



HAL
open science

Renforcement des structures historiques en maçonnerie par matériaux composites : application aux murs en pierres calcaires

Turath Gharib

► **To cite this version:**

Turath Gharib. Renforcement des structures historiques en maçonnerie par matériaux composites : application aux murs en pierres calcaires. Matériaux. Université Claude Bernard - Lyon I, 2015. Français. NNT : 2015LYO10094 . tel-01186203

HAL Id: tel-01186203

<https://theses.hal.science/tel-01186203>

Submitted on 24 Aug 2015

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.

THESE

présentée devant

L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD – LYON 1

pour l'obtention

du DIPLOME DE DOCTORAT

(arrêté du 7 août 2006)

présentée et soutenue le

06 juillet 2015

par

Turath GHARIB

Titre la thèse :

***Renforcement des structures historiques en
maçonnerie par matériaux composites :
Application aux murs en pierres calcaires***

Directeur de thèse : Professeur Emmanuel FERRIER

Co encadrement : MCF HDR Aron GABOR

Membres du jury:

<i>Pr. Enzo MARTINELLI</i>	<i>University of Salerno via Giovanni Paolo II</i>	<i>Rapporteur</i>
<i>Pr. Amir SI LARBI</i>	<i>Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne</i>	<i>Rapporteur</i>
<i>Pr. Frédéric DUBOIS</i>	<i>Université de Montpellier</i>	<i>Examineur</i>
<i>Dr. Marc QUIERTANT</i>	<i>IFSTTAR</i>	<i>Examineur</i>
<i>Pr. Emmanuel FERRIER</i>	<i>Université Lyon 1</i>	<i>Directeur de thèse</i>
<i>MCF HDR. Aron GABOR</i>	<i>Université Lyon 1</i>	<i>Co-directeur de thèse</i>

UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

Président de l'Université

M. François-Noël GILLY

Vice-président du Conseil d'Administration

M. le Professeur Hamda BEN HADID

Vice-président du Conseil des Etudes et de la Vie Universitaire

M. le Professeur Philippe LALLE

Vice-président du Conseil Scientifique

M. le Professeur Germain GILLET

Directeur Général des Services

M. Alain HELLEU

COMPOSANTES SANTE

Faculté de Médecine Lyon Est – Claude Bernard

Directeur : M. le Professeur J. ETIENNE

Faculté de Médecine et de Maïeutique Lyon Sud – Charles Mérieux

Directeur : Mme la Professeure C. BURILLON

Faculté d'Odontologie

Directeur : M. le Professeur D. BOURGEOIS

Institut des Sciences Pharmaceutiques et Biologiques

Directeur : Mme la Professeure C. VINCIGUERRA

Institut des Sciences et Techniques de la Réadaptation

Directeur : M. le Professeur Y. MATILLON

Département de formation et Centre de Recherche en Biologie Humaine

Directeur : Mme. la Professeure A-M. SCHOTT

COMPOSANTES ET DEPARTEMENTS DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE

Faculté des Sciences et Technologies

Directeur : M. F. DE MARCHI

Département Biologie

Directeur : M. le Professeur F. FLEURY

Département Chimie Biochimie

Directeur : Mme Caroline FELIX

Département GEP

Directeur : M. Hassan HAMMOURI

Département Informatique

Directeur : M. le Professeur S. AKKOUCHE

Département Mathématiques

Directeur : M. le Professeur Georges TOMANOV

Département Mécanique

Directeur : M. le Professeur H. BEN HADID

Département Physique

Directeur : M. Jean-Claude PLENET

UFR Sciences et Techniques des Activités Physiques et Sportives

Directeur : M. Y. VANPOULLE

Observatoire des Sciences de l'Univers de Lyon

Directeur : M. B. GUIDERDONI

Polytech Lyon

Directeur : M. P. FOURNIER

Ecole Supérieure de Chimie Physique Electronique

Directeur : M. G. PIGNAULT

Institut Universitaire de Technologie de Lyon 1

Directeur : M. le Professeur C. VITON

Ecole Supérieure du Professorat et de l'Education

Directeur : M. le Professeur A. MOUGNIOTTE

Institut de Science Financière et d'Assurances

Directeur : M. N. LEBOISNE

Résumé

Ce travail concerne l'étude du renforcement de structures en pierres par matériaux composites. Deux techniques de renforcement sont utilisées. L'un s'agit de renforcement par matrice cimentaire renforcé avec de textile de fibre de verre TRC. L'autre est renforcement par barres de fibre de verre de FRP suivant la technique de NSM (near-surface mounted).

La première phase consiste en la caractérisation des matériaux et l'analyse des comportements mécaniques en compression en cisaillement et en traction de petits éléments de maçonnerie composées d'un assemblage de pierre et mortier bâtard. Les valeurs caractéristiques du comportement mécanique de la maçonnerie sont comparées avec les différents modèles dans la littérature qui calculent les paramètres caractéristiques avec une bonne approximation avec les résultats expérimentales. En plus, le comportement de matériaux de renforcement sont testés en traction ainsi que le comportement de l'adhésion entre le renfort et la maçonnerie est étudié.

La deuxième phase se concentre sur le renforcement de murs de maçonnerie soumis sur deux types de chargement. L'un s'agit de cisaillement dans le plan des murs effectué avec l'essai de compression diagonale. Le deuxième représente des charges de flexion à 3 points hors plan des murs accompagné par des forces de compression axiale qui provoque une contrainte de compression de 0.2 MPa.

L'essai de cisaillement s'est réalisé sur des murs carrés de cinq rangées de pierres avec mortier. Le renforcement par deux barres verticales de NSM FRP améliore significativement la ductilité et le module de cisaillement des murs, ainsi que le renforcement avec deux couches orthogonales de TRC améliore la résistance au cisaillement. Enfin l'application de modèles analytiques a permis de comparer les résultats expérimentaux aux résultats donnés avec les modèles.

En plus, l'essai de flexion à 3 points est effectué sur des murs composés de douze rangées de pierres avec mortier. Le renforcement avec deux barres verticales et deux barres transversales a plus augmenté la rigidité élastique. En revanche, le renforcement avec TRC composé d'une seule couche de textile accompagné avec une barre verticale de FRP n'augmente pas la résistance de mur par rapport à la résistance du mur renforcé avec une seule couche de textile ou avec une barre verticale seule.

Remerciements

Mes profonds remerciements s'adressent d'abord à mon directeur de thèse, Monsieur Emmanuel Ferrier, pour avoir accepté de diriger cette thèse et pour m'avoir guidée, conseillée, aidée et encouragée. La pertinence de ses conseils m'a été très utile pour progresser et structurer ce travail.

Je tiens à exprimer toute mes remerciements à Monsieur Aron Gabor d'avoir accepté de m'encadrer, et de m'avoir fait bénéficier de son savoir et de ses idées.

Je remercie très sincèrement Monsieur Amir Si Larbi et Monsieur Enzo Martinelli pour leur attention accordée à ce travail et pour avoir accepté de consacrer une partie de leur temps à la lecture de cette thèse.

J'adresse également tous mes remerciements à Monsieur Frédéric Dubois et Monsieur Marc Quiertant pour tous les efforts fournis à examiner ma thèse.

Je remercie les chercheurs, les enseignants, les camarades, la secrétaire et les personelles dans le laboratoire, pour le climat d'amitié qu'ils ont su créer.

Je remercie mes amis, mes proches et mes beaux parents, pour la confiance et l'encouragement.

Que ces remerciements s'envoient également vers mes parents, pour leur soutien, encouragement et leur présence. Ainsi, je remercie ma sœur, mes frères et Hakam pour leurs amitiés et leur soutien.

Finalement, J'adresse en particulier toute ma reconnaissance à Kamal pour son amour, sa patience et son encouragement afin que je réalise mes ambitions.

Table des matières

RESUME	3
INTRODUCTION.....	8
MOTIVATION	8
OBJECTIFS DE L'ÉTUDE	8
I. CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART DES SOLLICITATIONS ET DU COMPORTEMENT DES MAÇONNERIES.....	10
1.1 CONCEPTION DE LA MAÇONNERIE EN PIERRE.....	10
<i>Introduction.....</i>	10
1.1.1 Composants des murs en maçonnerie.....	11
1.1.2 Structuration des murs.....	16
1.2 COMPORTEMENT DES MAÇONNERIES.....	17
1.2.1 Problèmes de la maçonnerie.....	18
1.2.2 Comportement dans le plan des murs en maçonnerie.....	23
1.2.2 Comportement en flexion hors plan des murs en maçonnerie.....	30
II. CHAPITRE 2 : ETAT DE L'ART DU RENFORCEMENT ET DE LA REHABILITATION DES MAÇONNERIES	33
2.1 TECHNIQUES ET MATERIAUX UTILISES	33
2.1.1 Renforcement traditionnel.....	33
2.1.2 Renforcement métallique ou avec du béton armé.....	34
2.2 RENFORCEMENT PAR MATERIAUX COMPOSITES.....	37
2.2.1 FRP.....	38
2.2.1.1 Définition.....	38
2.2.1.2 Exemples de collage de FRP bandes ou tissus.....	40
2.2.1.3 Exemple d'insertion de NSM FRP près de la surface.....	40
2.2.2 Matrice cimentaire renforcée par textiles.....	41
2.2.2.1 Définition.....	41
2.2.2.2 Renforcement par matériaux composite en utilisant une matrice cimentaire.....	42
2.2.3 Caractérisation de l'adhérence : types d'essais.....	43
CONCLUSION DE LA BIBLIOGRAPHIE.....	45
III. CHAPITRE 3 : APPROCHE EXPERIMENTALE SUR LES MATERIAUX	48
3.1 COMPORTEMENTS DE MATERIAUX COMPOSANTS DE MAÇONNERIE.....	48
a. La pierre.....	48
b. Le mortier.....	50
3.2 COMPORTEMENT DE MAÇONNERIE EN COMPRESSION.....	53
3.2.1 Essai de compression uni-axial des éprouvettes prismatiques.....	53
a. Procédure expérimental.....	53
b. Résultats expérimentaux.....	54
c. Discussion de résultats.....	55
3.2.2 Essai de compression uni-axiale sur des murets.....	56
a. Procédure expérimental.....	56
b. Résultats expérimentaux.....	57
c. Discussion de résultats.....	59
d. Facteurs de correction.....	60
e. Comportement locale de la pierre dans la maçonnerie comprimée.....	61
3.2.3 Etude analytique de la maçonnerie en compression.....	62
a. Calcule de la résistance en compression de la maçonnerie.....	62

b.	<i>Calcule du module de Young de la maçonnerie.....</i>	64
c.	<i>Calcule du module de Young du mortier dans l'éprouvette comprimée</i>	65
3.2.4	<i>Conclusion</i>	66
3.2	COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE EN CISAILEMENT : ESSAI DE PUSH-OUT	67
3.2.1	<i>Programme expérimentale.....</i>	69
3.2.2	<i>Résultats expérimentaux.....</i>	70
3.2.3	<i>Discussion des résultats.....</i>	77
3.2.4	<i>Conclusion</i>	80
3.3	CARACTERISATION DES RENFORTS : COMPORTEMENT DE TRC	80
3.3.1	<i>Traction directe sur plaques de TRC</i>	81
3.3.1.1	<i>Les matériaux utilisés</i>	81
3.3.1.2	<i>Le programme expérimentale.....</i>	84
3.3.1.3	<i>Résultats expérimentale</i>	84
a.	<i>Résistance à la traction du TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement dans le plan</i>	84
b.	<i>Résistance à la traction du TRC utilisé pour le renforcement de la flexion hors plan</i>	86
3.4	CARACTERISATION DE RENFORT PAR NSM GFRP : ESSAI DE PULL-OUT	88
3.4.1	<i>Le programme expérimentale</i>	89
3.4.2	<i>Résultats expérimentaux</i>	91
3.4.3	<i>Model analytique.....</i>	97
3.4.4	<i>Discussion des résultats.....</i>	99
3.4	COMPORTEMENT EN TRACTION DU COUPLET DE MAÇONNERIE : ESSAI DE TRACTION DIRECTE	100
3.4.1	<i>Le programme expérimentale</i>	101
3.4.2	<i>Discussion des résultats.....</i>	105
3.5	CONCLUSION	105
IV.	CHAPITRE 4 : RENFORCEMENT DE MURS SOUMIS AUX CHARGEMENTS DANS LE PLAN : ESSAI DE COMPRESSION DIAGONALE	108
4.1	CISAILEMENT DE MUR DE MAÇONNERIE : ESSAI DE COMPRESSION DIAGONALE	108
4.1.1	<i>Le programme expérimentale</i>	108
4.2	RESULTATS EXPERIMENTAUX	114
4.2.1	<i>Comportement des murs non renforcés</i>	115
4.2.2	<i>Analyse de résultats expérimentaux des murs non renforcés</i>	118
4.3	RESULTATS DES MURS RENFORCES PAR TRC.....	123
4.3.1	<i>Résultats expérimentaux des murs renforcés par TRC</i>	123
4.3.2	<i>Analyse de résultats expérimentaux des murs renforcés par TRC.....</i>	128
4.4	RESULTATS DES MURS RENFORCES PAR NSM GFRP	134
4.4.1	<i>Résultats expérimentaux des murs renforcés par NSM GFRP</i>	136
4.4.2	<i>Analyse des résultats expérimentaux des murs renforcés avec NSM GFRP</i>	144
4.5	CALCUL ANALYTIQUE DE LA RESISTANCE AU CISAILEMENT DES MURS RENFORCES	149
4.5.1	<i>Revue de la littérature.....</i>	149
4.5.2	<i>Calcul de la résistance au cisaillement selon l'ACI.....</i>	152
4.5.3	<i>Application du calcul de la force résistante au cisaillement apportée par le renforcement TRC et NSM FRP.....</i>	153
4.5.4	<i>Discussion du calcul de la force résistante de cisaillement apportée avec le renforcement TRC et NSM FRP.....</i>	155
4.6	CONCLUSION	158
V.	CHAPITRE 5 : RENFORCEMENT DES MURS SOUMIS A UNE FLEXION HORS PLAN	160
5.1	LE PROGRAMME EXPERIMENTAL	161
5.2	RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	164

5.3	ETUDE ANALYTIQUE.....	171
5.4	DISCUSSION DES RESULTATS.....	178
5.5	CONCLUSIONS.....	180
CONCLUSION ET PERSPECTIVES.....		182
TABLE DES FIGURES.....		183
TABLE DES TABLEAUX.....		187
TABLE DES EQUATIONS.....		189
BIBLIOGRAPHIE.....		191

Introduction

Motivation

Les monuments historiques en maçonnerie représentent un héritage culturel, artistique, historique, et scientifique. Tout au long de la vie des structures, elles subissent un endommagement, une fissuration, ou de faiblesses liées aux chargements appliqués etc.

L'intervention dans une structure dépend de son niveau de vulnérabilité, qui peut être un problème de matériaux ou de structure. Les problèmes de structures se caractérisent par des problèmes d'endommagement à cause des charges excessives, effondrement de sol, forces sismiques et de vent. Ces problèmes doivent être traités pour assurer la stabilité et la résistance.

Les monuments historiques sont des structures difficiles à analyser, et nécessitent une méthodologie d'intervention pour réduire le niveau d'endommagement. L'analyse de ces structures nécessite des informations sur sa géométrie, les détails au niveau des sections et les techniques de construction de l'époque. Il importe aussi d'analyser les comportements et les propriétés des matériaux et de leur évolution et d'analyser le comportement mécanique des éléments de structure.

Par ailleurs, l'utilisation de matériaux composites pour le renforcement des structures occupe un espace de plus en plus grand dans le monde entier. Les avantages des matériaux composites résident dans leur résistance, leur faible poids ajouté à la structure, des matériaux faciles à appliquer, et non corrosifs. Tous ces avantages rendent l'utilisation de ces matériaux de plus en plus conseillée de nos jours.

Toutefois, il existe des inconvénients à l'utilisation des matériaux composites, tel que leur faible résistance à la température et au feu, et le coût élevé par rapport à l'acier. Dans le cas des monuments historiques l'aspect esthétique doit aussi être considéré lors de l'utilisation de ces matériaux.

Objectifs de l'étude

Cette étude a pour objectif de traiter des problèmes structurels d'un élément de structure en maçonnerie : un mur constitué de pierres calcaires renforcé par deux types de matériaux composite et soumis aux chargements dans le plan ou hors plan du mur.

La particularité de ces murs est qu'ils représentent un cas d'arrangement de pierres non taillées utilisées dans les structures anciennes. D'ailleurs, la surface de la pierre en contact avec les joints de mortier n'est pas plan et, par conséquent, le frottement à l'interface pierre-joint est important.

Une des problèmes de la maçonnerie est la fissuration dans les joints de mortier qui pourrait rendre la rupture de la maçonnerie fragile en l'absence de contrainte en compression

favorisant le frottement dans la phase du comportement post-pic. En effet, le renforcement de la maçonnerie a pour objectif d'augmenter la résistance de la maçonnerie et aussi sa ductilité.

Parmi les matériaux composites utilisés pour le renforcement, les fibres sont majoritairement en verre. Leur capacité de déformation importante par rapport aux autres fibres (carbone, aramide,..) pourrait permettre d'augmenter la déformation de la maçonnerie après la fissuration de joints de mortier.

Deux techniques de renforcement sont utilisées ; renforcement avec TRC (matrice cimentaire renforcée par textiles en fibre de verre) et renforcement avec NSM FRP (en utilisant des barres polymères renforcées par de fibre de verre).

Pour atteindre ces objectifs, des phases intermédiaires ont été fixées:

- Caractérisation de matériaux composant des murs (pierre, mortier, maçonnerie).
- Caractérisation des matériaux composites utilisés pour le renforcement, ainsi que l'adhésion entre la maçonnerie et le renfort.
- Etude de l'application du renforcement sur un mur soumis aux chargements de cisaillement dans le plan par le biais de l'essai de compression diagonale.
- Etude de l'application du renforcement sur un mur soumis aux chargements de flexion 3 points hors plan .
- Etude analytique des paramètres mécaniques issus des essais expérimentaux en vue de l'établissement des recommandations pour le calcul prévisionnel du comportement des maçonneries renforcées par des matériaux composites.

I. Chapitre 1 : Etat de l'art des sollicitations et du comportement des maçonneries.

Les structures en maçonnerie se distinguent par les matériaux de construction, la structuration et la conception architecturale. Ce chapitre présente une introduction générale sur la maçonnerie. Ensuite, les matériaux de construction seront présentés (pierre, mortier) ainsi que la structuration des murs en maçonnerie. Dans la deuxième partie, le comportement des murs en maçonnerie sera défini selon différents cas de chargement ; compression, traction et cisaillement dans le plan et flexion hors le plan.

1.1 Conception de la maçonnerie en pierre

Introduction

Le développement de la science de construction se présente dans la variation de l'architecture des monuments historiques. Cet avancement réside dans la possibilité de construire des éléments de maçonnerie solides et qui accordent une stabilité à la structure, sans augmenter le poids propre de la structure.

Les voûtes en maçonnerie se trouvent sous plusieurs formes et se distinguent par les supports et l'intersection des générateurs. Elles se présentent en voûtes en berceau, voûtes plates, voûtes de révolution, voûtes composées (d'arrêt simple, d'arrêt double, en arc de cloître, sur croisée d'ogive, sexpartites, en éventail, les pendentifs). Par exemple, les voûtes en plein cintre se basent sur des murs épais comme des appuis. Alors que la construction des voûtes d'arrêts simple portées sur des arcs et colonnes a permis aussi d'obtenir des fenêtres plus hautes, et à donner la possibilité d'augmenter la hauteur de la construction [1] & [2] *Figure I.1*. Les comportements de voûtes en maçonnerie sont analysés numériquement par Creazza, et al. 2000 [3] et Stablon, et al. 2012 [4]. Une étude expérimentale est effectuée par Saade, et al. 2013 [5] sur le renforcement des voûtes par matériaux composites.

Les arcs en maçonnerie se trouvent en huit formes qui se distinguent par la position du centre, le diamètre, et la flèche. L'arc est un élément de forme d'une courbe qui couvre une baie. Ils se présentent en l'arc plein-centre, l'arc sur baises, l'arc rampant, l'arc brisé dit en ogive, l'arc brisé dite lancette, l'arc outrepassé, l'arc plein centre sur haussé, et l'arc en ans de panier. Les arcs en maçonnerie se trouvent dans les fenêtres, et ils accompagnent les voûtes. Les voûtes et les arcs sont aussi étudiés dans l'analyse de comportement des tunnels [8] et des ponts en maçonnerie [9-10] *Figure I.2*.

Les ouvertures dans la maçonnerie, tel qu'une fenêtre ou une porte, sont renforcées avec un arc de décharge, linteau ou plate-bande. Un linteau est un arc plat composé d'un seul

morceau. Il est souvent accompagné avec un arc de décharge pour augmenter sa résistance. Alors que la plate-bande est un arc composé de plusieurs morceaux de pierres [12].

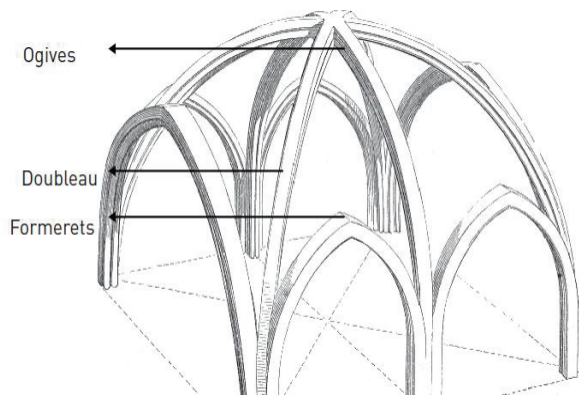


Figure I.1 : Voûte en maçonnerie [6]



Figure I.2: Pont de la maçonnerie en pierre [9]

D'ailleurs, la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie est étudiée par Youance, 2010 [11]. Youance, 2010 a étudié l'influence de la géométrie de la façade des églises en Québec sur leurs comportements dans et hors le plan face au séisme.

Les murs de maçonnerie constituent un élément vertical qui transmettent les charges appliquées vers la fondation. Le mur de fondation possède une épaisseur qui augmente depuis le haut vers le bas et nécessite d'avoir un axe verticale continu avec l'axe vertical du mur. La largeur de la fondation est de l'ordre de 150 % de celle du mur [12]. Les murs en maçonnerie sont étudiés dans le paragraphe (§1.1.1)

1.1.1 Composants des murs en maçonnerie

Un mur de la maçonnerie est composé de rangées de blocs reliées par le biais d'un liant de mortier. Les blocs se distinguent selon leur forme, leur position et leur composition minérale. La résistance de mur dépend de celle de ses matériaux constitutifs. Dans la norme technique de construction [13], le mortier est classé selon la composition chimique présentée dans le *Tableau I.1*. La résistance de la maçonnerie est donnée dans le *Tableau I.2* en fonction de la résistance de la pierre et du mortier. Les valeurs du *Tableau I.1* sont valables pour la maçonnerie dont le mortier a une épaisseur de 5 à 15 mm. La résistance caractéristique en compression de la pierre vaut 75% de sa résistance moyenne, et l'interpolation linéaire et extrapolations sont autorisées pour les valeurs non mentionnées dans le *Tableau I.2* [13].

Classification	Type de mortier	Composants en volume				
		ciment	Chaux aérienne	Chaux hydraulique	sable	Pouzzolane
M2.5	hydraulique	-	-	1	3	-
M2.5	Pouzzolane	-	1	-	-	3
M2.5	Bâtard	1	-	2	9	-
M5	Bâtard	1	-	1	5	-
M8	Ciment	2	-	1	8	-
M12	Ciment	1	-	-	3	-

Tableau I.1 : Classification du mortier selon sa composition chimique [13]

Résistance caractéristique en compression de la pierre (MPa)	Typologie de mortier			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
≥40.0	14.3	12.0	10.4	--

Tableau I.2 : Résistance en compression de la maçonnerie en fonction de la typologie de mortier et de la résistance caractéristique en compression de la pierre. [13]

1.1.1.1 Mortier

Le mortier représente le matériau qui relie les pierres 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 [9] 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 pure, il ne convient pas aux milieux humides car il prend sa résistance dans l'air. Alors que la chaux hydraulique est constituée de calcaire d'origine et 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 est supérieure. Les cycles chimiques de mortier de chaux sont définis par Domed, 2006 [9] 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. D'ailleurs, 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 adaptées à la maçonnerie en termes de résistance et d'imperméabilité. Les codes ASTM C 270 [15], et le code Canadien CSA A179 [16] définissent plusieurs types de mortiers de la maçonnerie selon le taux volumique des composants.

Dans la restauration des monuments, le mortier de ciment-polymère, est de plus en plus utilisé grâce à sa résistance mécanique élevée par rapport au mortier traditionnel. En revanche, l'utilisation du mortier de ciment-polymère n'est pas conseillée pour la restauration car il pourrait réduire la perméabilité dans le mur [19]. Le mortier de restauration doit être préparé en tenant comptes des caractéristiques de la maçonnerie de structure, et quelques paramètres de ce mortier doivent être mesurés tel que la résistance mécanique, le contenu de sel solubles, la distribution du volume des pores, l'absorption d'eau par capillarité et la perméabilité à la vapeur d'eau et la résistance de vieillissement [19]. La caractérisation du mortier utilisé dans les structures anciennes, nécessite différentes techniques (microscopique, chimique, thermiques, ou par x-ray diffraction méthodes) présentés en [14].

Alecci et al, 2013 [17] ont testés l'influence de la composition chimique du mortier sur la résistance de la maçonnerie. Trois types de mortier sont utilisés dans la maçonnerie ; un mortier à base de chaux, un mortier de mélange (chaux+ciment) et un mortier de ciment. Les résultats sont présentés dans le *Tableau I.3* qui montre que le mortier de ciment a les résistances en compression σ_{cm} et de flexion σ_{fm} les plus élevées. En plus, la résistance au cisaillement de joints de la maçonnerie τ_{mac} a la valeur la plus importante, aussi, pour le mortier de ciment.

Composition du mortier : <i>Eau/ciment/chaux/sable</i>	σ_{cm} (MPa)	σ_{fm} (MPa)	$\tau_{maç}$ (MPa)
Mortier de chaux : 2/-/2/8	0.96	0.17	0.044
Mortier de ciment-chaux : 2/1/1/8	2.75	0.89	0.212
Mortier de ciment : 2/2/-/8	8.33	2.63	0.531

Tableau I.3 : Influence de composition chimique de mortier sur la résistance au cisaillement de la maçonnerie selon les résultats expérimentale d'Alecci et al [17]

1.1.1.2 Blocs

Les structures en maçonnerie utilisent différents types de blocs. La maçonnerie de blocs de béton, la maçonnerie en brique, et la maçonnerie en pierre.

a. Brique

L'utilisation de la brique dans les structures modernes est appropriée grâce à ces propriétés d'isolation thermique. Ainsi, la construction des murs en briques peuvent varier suivant plusieurs configurations. La fabrication de briques d'argile jusqu'au XIX^{ème} siècle, en Midi-Pyrénées est présentée par Domed, 2009 [9]. La technique consiste à l'extraction de l'argile à la pioche en la stockant pendant l'hiver sous la pluie. Puis, la préparation de la pâte, se passe au printemps suivant en moulant les briques dans un moule en bois sablé. Le séchage des briques se passe à l'aire libre puis ils sont cuits dans un four pendant trois jours. Après avoir sortis les briques du four, ils se laissent refroidir pour une semaine d'environ [9]. Actuellement, les briques industriels se trouvent en forme pleine ou creuse et sont classées dans plusieurs codes tel que la code européen EN 96 [20].

b. Pierre

L'utilisation de la pierre occupe une large partie dans les structures anciennes. Les pierres sont classées en trois typologies principales selon la composition minérale de la roche d'origine : pierre calcaire, magmatique, et métaphorique. Les pierres utilisées dans une structure de la maçonnerie doivent avoir une résistance mécanique suffisante, une texture compacte et homogène, et une bonne adhérence avec le mortier.

La résistance en compression σ_c peut être calculée avec des formules empiriques selon les Équation I.1 et Équation. I.2 proposées avec AFNOR 1969 et Mesnager, respectivement [21].

$$\sigma_c = 12 \times 2(\gamma_c^{1.97}) \quad \text{Équation I.1}$$

$$\sigma_c = 15 \frac{\gamma_c - 0.83}{2.82 - \gamma_c} \quad \text{Équation. I.2}$$

Le module d'élasticité de la pierre peut être calculé à partir d'une formule empirique du CSA-2004 [22] donnée dans l'Équation I.3. Cette équation calcule le module de Young du béton dont la masse volumique γ_c est comprise entre 1500-2500 kg/m^3 .

$$E_c = (3300\sqrt{\sigma_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1.5} \quad \text{Équation I.3}$$

La position de la pierre dans le mur peut jouer un rôle structurel important. Par exemple, une « boutisse » sert à relier plusieurs couches de murs dans son épaisseur, par conséquent, cela permet d'augmenter la rigidité du mur. Le Tableau I.4 définit quelques mots de vocabulaires utilisés dans la dénomination de la pierre. Ces notations sont adaptées pour une pierre couchée ou dressée.

Nature de vocabulaire	Le vocabulaire	définition
Face de la pierre selon le contact de la pierre avec les éléments	« parement »	face visible de la pierre
	« lit d'attente »	la face par laquelle l'élément supporte les éléments placés dessus
	« le lit de pose »	la face par laquelle l'élément repose sur les éléments placés en-dessous
	« les faces de joints »	Les faces qui sont en contact avec les autres éléments
Face de la pierre selon la longueur de l'arrêt	« joue »	La face déterminée par les deux plus longs arrêts
	« chant »	La face entouré par l'arrêt le plus long et l'arrêt le plus court.
	« bout »	La face déterminée par les deux plus courts arrêts.
Nom de la pierre	« Boutisse »	Dans le cas où la face visible de la pierre est le « bout » (la face de la surface la plus petite)
	« Carreau »	la face visible est le « joue » (ayant la plus grand surface)
	« panneresse »	le « chant » constitue la face visible

Tableau I.4 : Vocabulaire de la pierre dans les structures de la maçonnerie.

Les pierres se trouvent sous formes variées entre pierres régulières et irrégulières. Les pierres régulières appelées aussi « pierre de taille » sont préférées pour les façades. Leur taille va être d'une dimension de moins de 200 mm pour les petits appareils et plus que 350 mm pour les grands appareils. Alors que les pierres irrégulières se trouvent en moellon équarris avec joints orthogonaux, en pierre ébauchés ou en pierre plate [12]. En plus, les pierres en caillou sont utilisées pour construire « les murs de caillou en bain de mortier ». Ces murs ont des comportements mécaniques faibles à cause de la quantité élevée de mortier dans le mur.

1.1.2 Structuration des murs

La construction de mur est distinguée par la position de la pierre, la régularité des joints, et l'existence d'un liant, et la composition de l'épaisseur du mur.

Premièrement, la hauteur de la pierre, la continuité et régularité des joints horizontaux influencent les caractéristiques mécaniques du mur de la maçonnerie. Les deux typologies principales de l'assemblage des pierres sont « rubble » & « ashlar ». La maçonnerie « rubble » ou de blocage est constituée de pierres de joints irréguliers et possède une quantité élevée de mortier. La maçonnerie dite « ashlar » est caractérisée par des joints horizontaux continus perpendiculaires aux charges en compression. Les murs d'assemblage régulier possèdent des comportements mécaniques meilleurs que les murs de blocage [23]. Les murs construits sans l'utilisation de mortier s'appellent « murs de pierres sèches ». Ils sont bâtis par le remplissage de pierres de terrain.

L'appareil d'un mur de maçonnerie est la façon dont ses éléments sont assemblés. Les principaux appareils de maçonnerie de pierre sont les suivants:

- A) **Irrégulier ou à tout-venant.** Les pierres de grosseur et de forme irrégulières sont disposées librement.
- B) **Assisé.** Les pierres, de grosseur variable, sont ébauchées ou équarrées et posées d'aplomb sans ordre particulier.
- C) **Réglé.** Les pierres ébauchées ou équarrées sont mises en place comme dans l'appareil assisé, mais les pierres d'un même rang ont plus ou moins la même hauteur.
- D) **À alternance d'assises régulières.** Les pierres sont disposées sur des rangs dont la hauteur varie en alternance.
- E) **À assises régulières.** Les pierres sont taillées de longueur variable mais ont toutes la même hauteur.
- F) **Régulier.** Les pierres ont toutes les mêmes dimensions en longueur et en hauteur et sont disposées en assises régulières.

Les appareils.

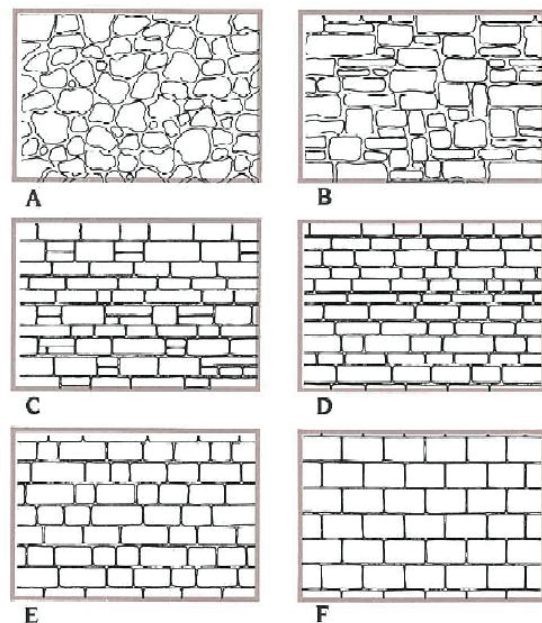


Figure 1.3 : Les principaux appareils de la maçonnerie en pierre. Figure et définitions de la guide technique 6 de la ville de Québec : « La maçonnerie de la pierre » [7]

Deuxièmement, la structuration des murs de la maçonnerie varie selon la composition de l'épaisseur du mur entre ;

- Le mur simple composé d'un seul appareil dans son épaisseur.
- Le mur à double appareil dont la connexion, entre les deux parements, est assurée par des « boutisses » qui traversent la section de mur [24].
- les murs composés en plusieurs couches. La couche de milieu se compose souvent de blocage alors que les couches extérieures sont souvent construites avec des pierres plus taillé [25].

Bindaa et al 2006, [25] ont étudiés les murs composés de trois couches sous charges de compression et cisaillement. Les résultats montrent que l'existence de connecteurs de cisaillement entre les couches dans l'épaisseur du mur donne une distribution uniforme de déformation verticale en compression.

Dans le dimensionnement des murs de maçonnerie, l'EN 96 [20] définit le coefficient d'élanement comme le rapport entre la hauteur effectif du mur h_{eff} et l'épaisseur effectif t_{eff} . L'EC 6 considère que dans les bâtiments le coefficient d'élanement doit avoir une valeur maximale de 27 pour résister les charges de flexion hors plan. t_{eff} dépendent du nombre des parements qui composent l'épaisseur du mur, sa connexion ainsi que de la cavité des blocs. Alors que, h_{eff} dépend du degré de liberté des côtés du mur.

$$\text{Le coefficient d'élanement} = \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \quad \text{Équation I.4}$$

Dans le cas d'une large ouverture dans le mur, le côté du mur près de l'ouverture est considéré libre. Le EC 6 considère qu'une ouverture est large s'il vérifie l'une des conditions suivantes ;

- La hauteur de l'ouverture est plus que 25% de la hauteur d'un étage.
- Le largeur de l'ouverture est plus que 25% du largeur du mur.
- La surface de l'ouverture est plus que 10% de la surface du mur.

1.2 Comportement des maçonneries

Ce paragraphe commence par représenter quelques pathologies de la maçonnerie qui sont reliées à l'endommagement du matériau et de la structure. Il définit des méthodologies d'intervention dans les structures qui nécessitent que l'intervention provoque la moindre modification de la structure pour protéger leur valeur esthétique et historique lors d'opération

de renforcement. Par la suite, les comportements de la maçonnerie sont définis sous plusieurs cas de chargement.

1.2.1 Problèmes de la maçonnerie

Il est possible de classer deux types de pathologies dans les maçonneries. Ce sont des problèmes liés aux matériaux et à la structure.

a. Problèmes liés aux matériaux

Les problèmes de matériaux nécessitent une réparation des maçonneries sans endommager l'élément. La réparation se réalise par traitement chimique, une réparation ou un remplacement du mortier ou de la pierre.

Beck 2006 [28] étudie la dégradation de la pierre dans les ouvrages de la maçonnerie. Ce problème est relié aux conditions climatiques (pluie, soleil, froid, vent, gel, etc.) et principalement reliée à l'existence de l'eau et à ses mouvements. En effet, l'eau peut agir de manière directe ou indirecte qui résulte en l'altération de la pierre. L'altération peut se présenter en forme physique où la pierre subit une dissociation de ces constituants sans modification de la composition minéralogique ; ou en forme chimique où les minéraux de la partie superficielle sont transformés [28].

O'Neil, 1995[27] présente plusieurs techniques d'intervention qui prennent une forme de nettoyage et de traitement de surface pour enlever les déchets, les couleurs, ou les plantes sur les façades. Le traitement chimique doit être appliqué sur une zone de test dans un endroit caché ou discrète. Le choix de matériau de nettoyage commence par l'eau et se dégrade vers les matériaux les moins forts vers les plus agressives et le nettoyage par le sablage n'est pas du tout recommandé. En plus, lorsque le traitement de surface nécessite de couvrir la surface de l'élément avec un nouveau matériau, il faut assurer à l'élément recouvert la possibilité d'échanger l'humidité avec l'atmosphère [27].

Dans le cas où le problème concerne une pierre, à cause de faiblesse ou de problème visuel, il est possible soit de la remplacer ou de la réparer. Pour remplacer une pierre, il faut que la nouvelle pierre soit de la même couleur, taille, et type de ceux de l'ancienne. Il est aussi recommandé que la résistance de la nouvelle pierre soit la même que celle de l'ancienne. De plus, la réparation de la pierre se fait par l'injection de matériau pour relier les grains dedans, de manière à assurer que le matériau de renfort puisse pénétrer dans toutes les zones faibles pour assurer sa participation à reprendre les efforts [27].

Les problèmes de dégradation du mortier sont essentiellement provoqués par le changement climatique et la présence de l'humidité. Les joints de mortier peuvent subir également de poussées de végétation. Les parties endommagées de mortier doivent être enlevées jusqu'à une profondeur suffisante pour assurer la bonne tenue du nouveau mortier dans les joints.

Avant de remplacer l'ancien mortier, il est nécessaire de nettoyer les fissures par un brossage à sec, et d'humidifier les vieux joints afin d'assurer la meilleure prise possible du mortier.



(a) : altération en plaques sur un mur en tuffeau (château de Valencay) [28].



(b) : déformation hors plan par séparation des couches dans le mur [24]

Figure I.4 : Problèmes de structures en maçonnerie (a) liées aux matériaux (b) liée à la structure

Par ailleurs, le renforcement structurel vise à trouver une solution pour améliorer la résistance de chaque élément, ainsi que la rigidité et la ductilité de la structure en globale.

b. problèmes liés à la structure

L'endommagement de la structure est provoqué par les charges de séisme, de vents, de choc, le poids propre de structure, le transport, l'effondrement du sol, etc.

L'ICOMOS « *International Scientific Committee for Analysis And Restoration Of Structures Of Architectural Heritage* » recommande une méthodologie composée de quatre niveaux pour l'évaluation de l'état d'une structure (Figure I.5). Le premier niveau définit les conditions de site. Le deuxième étudie le comportement mécanique des matériaux et des structures. Le troisième nécessite d'avoir des analyses qualitatives et quantitatives pour évaluer le risque et l'endommagement. Le quatrième niveau concerne l'intervention dans la structure pour le renforcer. [26]. Ces étapes se réalisent en se basant sur la science de l'architecture, de l'histoire de matériaux et aussi de la science de l'ingénierie.

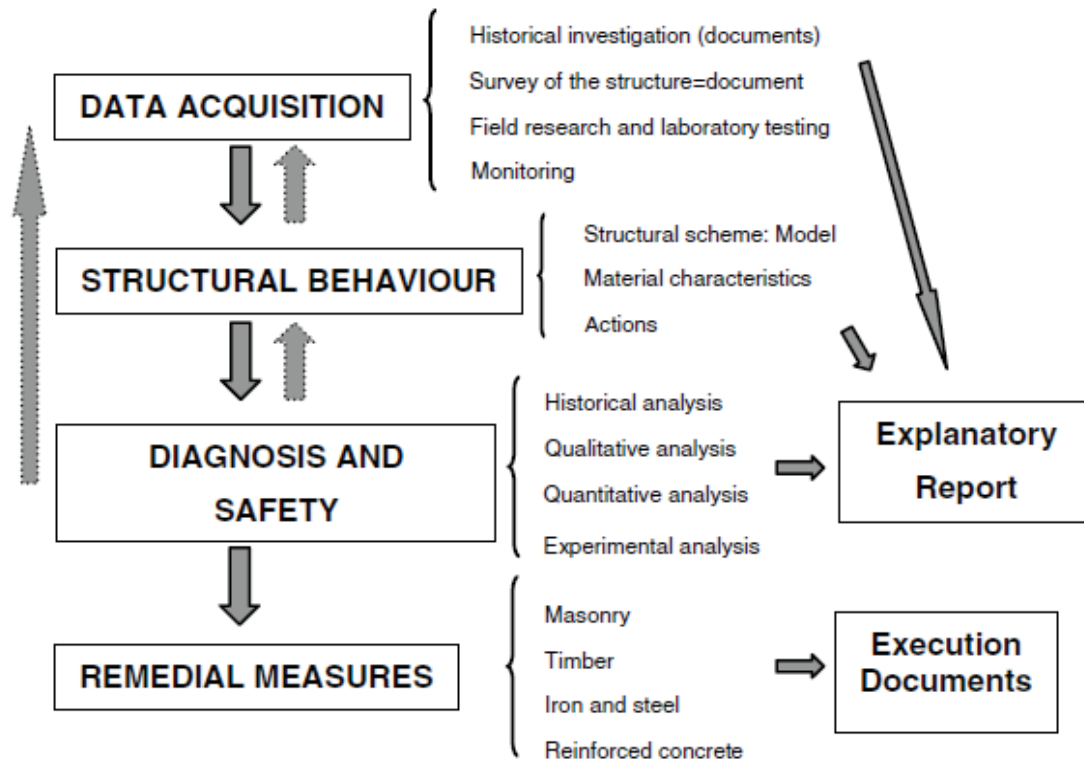


Figure I.5: Méthodologie d'intervention dans les structures proposée par ICOMOS [26]

Dans l'analyse sismique, l'évaluation de la vulnérabilité et du niveau d'endommagement dans les structures du génie civil se réalise par des méthodes statistiques et probabilistes (EMS, Risk-UE,...) ou par analyse mécanique de structure basée sur la modélisation.

Les méthodes statistiques et probabilistes de l'analyse de l'endommagement nécessitent de définir les conditions de site (types de structure, la technique constructive, la densité sismique dans la zone géographique étudié). Il est suivi par l'évaluation de la probabilité de séisme par un retour vers l'histoire sismique de la région. Enfin, il faut évaluer le niveau d'endommagement selon plusieurs méthodes [29].

Selon la méthode EMS, de l'échelle macroscopique européen, les bâtiments en maçonnerie sont classés en différents classe de vulnérabilité de A à F présentées dans la Figure I.6 . La vulnérabilité des structures de la maçonnerie de la pierre dépend de la taille de la pierre et de la résistance de mortier. Les structures traditionnelles construite des pierres non préparées et de mortier a une qualité médiocre « moellon brut /pierre tout venant » sont plus vulnérable aux dégâts que les structures de la pierre massive réservée à des constructions monumentales [29].

Les différents niveaux de dégât dans la maçonnerie sont aussi classés de degré 1 à 5 selon la Figure I.7. Par exemple, les dégâts des bâtiments en maçonnerie qui subissent des tremblements de terre sont classés en cinq niveaux selon l'Echelle Macrosismique Européen EMS [29]. Le degré de dégât va de négligeables (degré 1) qui présente des dégâts non structuraux, à un degré 5 de dégât représentant la destruction du bâtiment.

Type de structure		Classe de vulnérabilité					
		A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant						
	Brique crue (adobe)						
	Pierre brute						
	Pierre massive						
	Non renforcée, avec des éléments préfabriqués						
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé						
	Renforcée ou chaînée						
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)						
	Ossature avec un niveau moyen de CPS						
	Ossature avec un bon niveau de CPS						
	Murs sans CPS						
	Murs avec un niveau moyen de CPS						
	Murs avec un bon niveau de CPS						
ACIER	Structures en charpente métallique						
BOIS	Structures en bois de charpente						

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable;
 Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

Figure I.6 : Les niveaux de vulnérabilité des structures en génie civil selon la méthode EMS [29].






Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</p> <p>Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.</p>
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</p> <p>Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</p> <p>Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)</p> <p>Effondrement total ou presque total.</p>

Figure I.7 : Les degrés de dégâts de structures de la maçonnerie selon la méthode EMS [29].

L'analyse mécanique des structures en maçonnerie par modélisation s'effectue à plusieurs niveaux ; à l'échelle micro, macro et par homogénéisation des matériaux.

Lourenço et al ont étudié plusieurs structures par modélisation numérique ; tel que le monastère de Jeronimos, en Lisbon en 2007 [30], et la cathédrale Outeiro au Portugal en 2005 [31]. La cathédrale Outeiro a subi une séparation entre les deux couches du mur constituant la façade. Il y avait aussi des grandes fissurations et une séparation du choral du mur extérieur

à cause du séisme. L'intervention de renforcement a été précédée par une analyse numérique de la façade et du choral, ce qui a aidé à définir des mesures d'intervention suffisantes.

Ramos et al 2004[32] ont étudié la vulnérabilité sismique, le comportement sismique dans le centre ville de Lisbon. L'analyse numérique a été précédée par une campagne expérimentale effectuée sur des murs soumis aux plusieurs cas de chargement.

D'ailleurs, l'analyse expérimentale constitue une étape essentielle pour l'évaluation de la stabilité de la structure, et la mesure de l'efficacité du matériau de renfort appliqué. L'analyse expérimentale permet aussi de définir des paramètres mécaniques nécessaires dans les modèles utilisés lors du calcul numérique ou analytique.

L'analyse expérimentale du comportement en cisaillement des murs en maçonnerie est effectuée par Corrodi et al 2008 [24] sur des murs doubles. Ces murs subissent une rupture hors plan à cause de l'absence de connexion (boutisses) entre les deux couches dans l'épaisseur du mur et à cause du comportement faible du mortier dans le mur.

Les murs de maçonnerie avec ouverture sont étudiés expérimentalement par Li et al 2005 [33] sous charges cycliques horizontales appliquées dans le plan du mur. Les murs sont en maçonnerie de béton et sont renforcés par la suite avec barres FRP et plats composites. Différents modes de ruptures sont présentés ; fissuration diagonale et un écrasement de la maçonnerie près de l'ouverture à cause de la combinaison de charges verticale et horizontale.

1.2.2 Comportement dans le plan des murs en maçonnerie

Les murs de maçonnerie sont exposés aux chargements verticaux et latéraux dans leur plan. Tandis que la maçonnerie a une structure non-isotrope, son comportement sous chargement bi-axial et le mode de rupture sont influencés par la direction de charges et les valeurs de chargements appliqués.

a. Compression

Le comportement en compression est étudié en chargement perpendiculaire et parallèle aux joints de mortier horizontaux.

La résistance en compression perpendiculaire aux joints est considérée comme un paramètre important pour la caractérisation de la maçonnerie. La rupture se produit par glissement ou fissuration du joint et accompagnée par fissuration de la pierre parallèle à l'axe de chargement.

La résistance en compression de la maçonnerie est influencée par les propriétés mécaniques de la pierre et du mortier, ainsi que par la proportion de joint et l'âge de la structure. L'EN 96 considère que les facteurs qui influencent la résistance en compression sont; le nombre de couches de mortier, la résistance en compression du mortier, la résistance à la traction de la pierre, et la dimension du prisme de la maçonnerie testée [20].

Le comportement en compression de la maçonnerie est étudié avec Zucchini et al. 2006 [34] dans un modèle d'homogénéisation simplifié de comportements de mortier et de blocs.

Zucchini et al considèrent que le comportement de la maçonnerie comprimée dépend essentiellement de la résistance en compression et de traction de blocs. D'ailleurs, pour un mortier de faible résistance, la pierre est soumise, au niveau de joints, à une traction bi-axial qui accompagne la compression verticale de la pierre. En revanche, si le mortier est beaucoup plus résistant et rigide, la pierre est soumise à un état de compression triaxial.

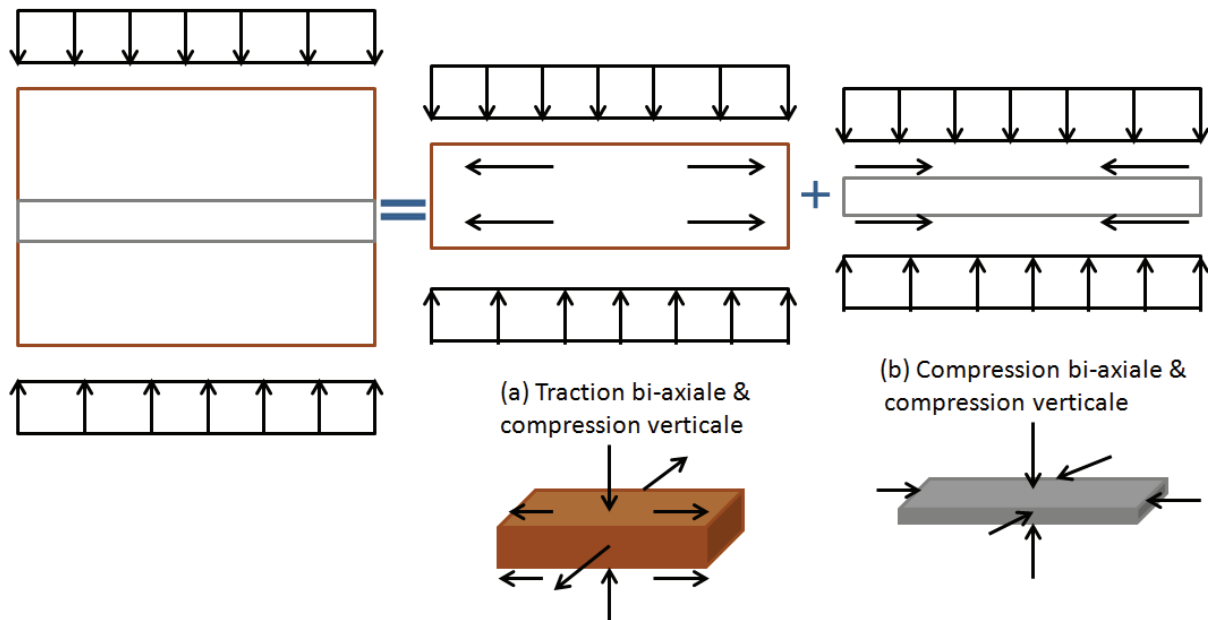


Figure 1.8 : Etat de contrainte dans une éprouvette prismatique de la maçonnerie, (a) dans les pierres (b) dans le mortier.

En plus, l'augmentation de la résistance en compression de mortier augmente la résistance de la maçonnerie et réduit le déplacement vertical. Ce résultat est obtenu avec Binda et al. 1988 pour une maçonnerie de brique de terre solide [35]. Pourtant, Fishburn. 1961 [36] constate que l'influence de la résistance de mortier sur la résistance de la maçonnerie est limitée. En effet, une augmentation de 130% de la résistance de mortier produit une augmentation de 10% de la résistance en compression de la maçonnerie. Et de même, une augmentation de 160% de la résistance de mortier augmente la résistance en compression de la maçonnerie de 25%.

Les normes définissent deux types de spécimens pour l'essai en compression uni-axiale, présentés dans la Figure 1.9. Les recommandations RILEM [37] imposent l'utilisation de spécimens dont la géométrie se présente en Figure 1.9.a. L'utilisation de cette géométrie nécessite des charges plus importantes que les charges appliquées au spécimen prismatique. De plus, les éprouvettes prismatiques sont définis dans la norme australienne l'AS [45] et dans l'EN 96 [20] Figure 1.9.b.

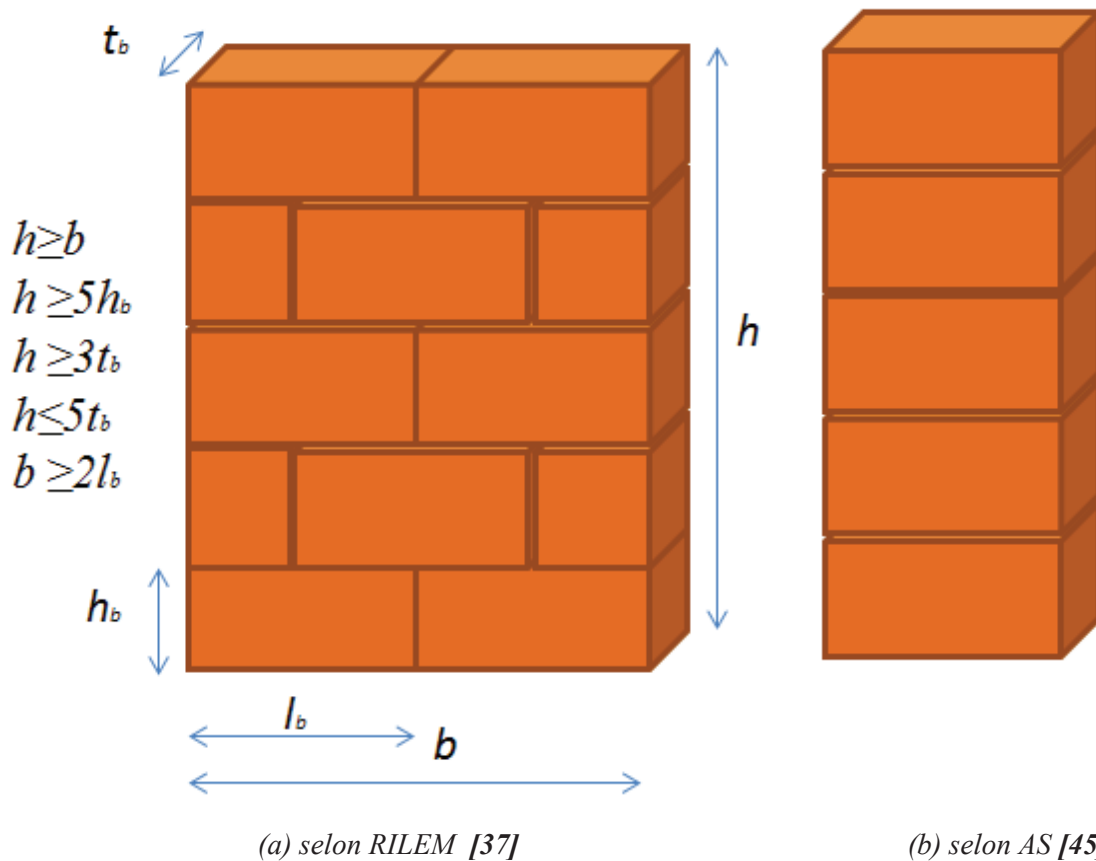


Figure 1.9 : Compression uni-axiale : Deux géométries de l'éprouvette

Petersen, 2009 [39] a testé des éprouvettes de maçonnerie en compression uni-axiale en respectant les conditions de l'AS. L'éprouvette est composée de sept pierres dans la hauteur et le rapport de l'hauteur-épaisseur de l'éprouvette est plus que 5 pour réduire l'effet de confinement par les platines d'acier.

Le *Tableau 1.5* représente les valeurs de facteur de correction de la résistance en compression. La norme EN 96 [20] impose l'utilisation de ce facteur si le rapport entre la hauteur et épaisseur du mur (h/t) est différent de 2.

h/t	1.3	1.5	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00
Facteur de correction de la résistance en compression	0.75	0.86	1.00	1.04	1.07	1.15	1.22

Tableau 1.5 : Facteurs de correction de la résistance en compression de la maçonnerie selon [20]

La résistance en compression de la maçonnerie parallèle aux joints horizontaux est étudiée par Hoffmann et al. 1994 [40], Giaquinta, 2005 [41] et Luccioni et al. 2011 [42].

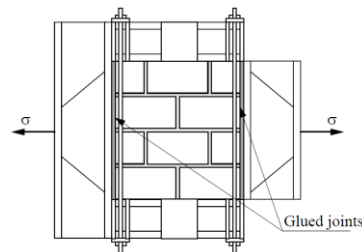
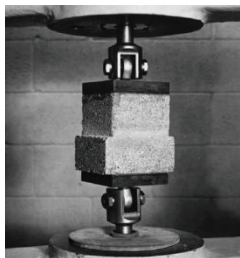
La compression de la maçonnerie parallèle aux joints horizontaux produit un glissement et une fissuration des joints horizontaux. La rupture pourrait être accompagnée par la fissuration des briques dans le cas de l'utilisation de briques de faible résistance [2]. Le rapport entre la résistance en compression parallèle aux joints de mortier horizontaux et la résistance en compression dans la direction perpendiculaire à ces joints est compris entre 0.2 et 0.8 selon Hoffmann et al, 1994 [40].

b. Traction

La résistance à la traction de la maçonnerie a une influence importante sur le mode de rupture. Elle dépend de la résistance à la traction des constituants de la maçonnerie, et à la résistance de cohésion entre le mortier et la pierre. Les forces de traction dans le plan de la maçonnerie sont souvent accompagnées par des charges en compression qui contribuent à augmenter la résistance de joints.

Les essais de traction directe et non directe dans le plan du mur sont présentés dans ce paragraphe. Alors que les essais de traction non directe par chargement de flexion hors plan de la maçonnerie seront présentés dans le paragraphe concernant le comportement hors plan.

Les essais de traction directe consistent à appliquer des charges de traction perpendiculaires ou parallèle aux joints de mortier. L'essai de traction perpendiculaire aux joints s'effectue sur des éprouvettes composées de deux pierres avec une couche de mortier [43]. De plus, l'essai de traction parallèle aux joints se réalise par des éprouvettes composées de plusieurs rangées selon la *Figure I.10*.

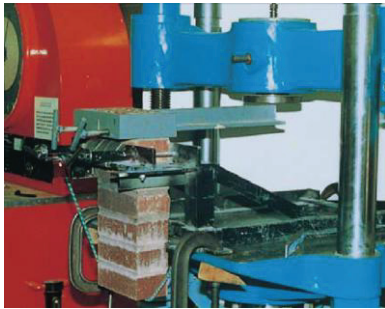


(a) charge perpendiculaire aux joints [43] (b) charge en parallèle des joints horizontaux [2]

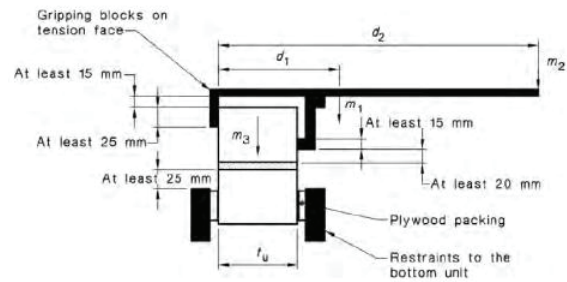
Figure I.10 : Essai de traction directe de la maçonnerie

D'un autre côté, les essais de traction non directe se réalisent avec l'essai de bond Wrench. Le bond Wrench test consiste dans une application de force au bord d'un bras métallique fixé sur l'éprouvette, ce qui produit une traction par flexion dans la couche de mortier *Figure I.11 a&b*. Le spécimen doit être constitué d'un nombre minimum de pierre de 2 selon l'ASTM C1072-2000 [44]. Alors que le règlement AS 3700-2001 [46] propose que le spécimen doive être composé de 2 à 7 pierres. La résistance à la traction directe se calcule à partir de la résistance à la traction indirecte avec l'Équation I.5 [39].

$$\sigma_{t,directe} = 0.5 * \sigma_{t,indirecte} \quad \text{Équation I.5}$$



(a) la machine [43]



(b) dimension de l'essai [46]

Figure I.11 : Essai de traction indirect de la maçonnerie : Bond Wrench test

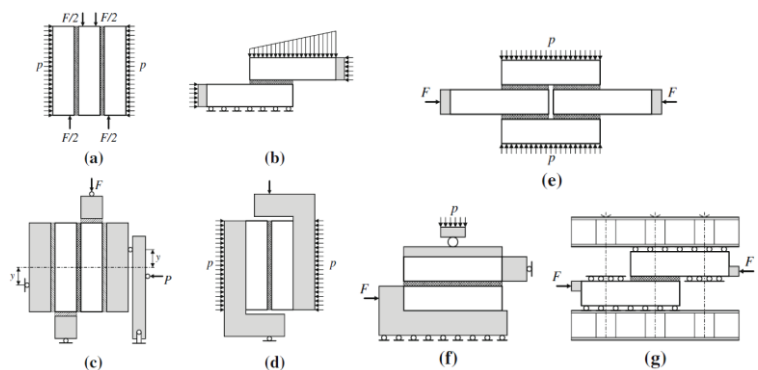
c. Cisaillement

Les comportements de cisaillement de la maçonnerie peuvent être étudiés à deux échelles. A l'échelle locale, l'essai de cisaillement consiste à appliquer des forces latérales au niveau des joints dans des assemblages composés de deux, trois ou quatre pierres [47]. Par conséquent, un ou deux joints de mortier sont cisailés en présence ou non de joint orthogonal aux joints cisailés dans l'éprouvette. Figure I.12: Cisaillement de la maçonnerie en *petit échelle*. Le cisaillement pur dans les joints a été aussi étudié par Masia et al. 2007 [48] et Petersen 2009 [39] sur des éprouvettes en forme de tube fabriquées du même matériau de maçonnerie, et soumises au chargement de torsion autour de l'axe du tube. Figure I.12.a.

Les facteurs qui influencent la résistance au cisaillement de la maçonnerie sont la cohésion entre le mortier et la pierre, la résistance à la traction de la pierre, la résistance en compression de la maçonnerie et l'angle de frottement dans les joints [47].



(a) torsion de tubes [39]



(b) différents arrangement [47]

Figure I.12: Cisaillement de la maçonnerie en petit échelle

Par ailleurs, l'essai de cisaillement à l'échelle globale s'effectue sur des murs de maçonnerie. Les charges appliquées varient entre compression-cisaillement, compression-flexion et

compression diagonale. L'essai de cisaillement des murs permet de déterminer la résistance et de définir le mode de rupture du mur. En effet, les modes de rupture possibles des murs soumis aux cisaillements sont ;

- Glissement de joints horizontaux : ce mode de rupture peut être accompagné du frottement au niveau des joints selon la valeur des charges en compression, et la rugosité des joints.
- Soulèvement d'un côté du mur : ce rupture se produit par un moment de flexion dans le plan du mur. Il peut produire une rupture par écrasement de la pierre de l'autre côté. Ces ruptures dépendent de la résistance à la traction de la maçonnerie et de la résistance en compression de la pierre.
- Rupture par cisaillement : ce mode de rupture provoque une fissuration diagonale traversant le mur. La fissuration peut passer dans les joints de mortier horizontaux et verticaux en forme d'escalier. Elle peut aussi traverser la pierre selon sa résistance à la traction et la charge compression appliquées.

L'essai de compression-cisaillement s'effectue sur un mur qui représente une poutre courte [48]. Le mur est soumis à une compression verticale et à une force latérale au milieu de sa hauteur représenté dans la *Figure I.13.a*. La rupture s'est produite lorsque la contrainte de traction principale, au centre de poutre, est égale à la résistance à la traction de la maçonnerie.

L'essai en compression-flexion consiste à appliquer des forces latérales en tête du mur accompagnées avec des forces en compression verticale. Plusieurs paramètres influencent cet essai, tel que ; les dimensions de mur, le rapport entre le chargement en compression et flexion, et les encastremets des bords du mur. Cet essai se réalise en appliquant des charges de flexion monotone ou cyclique [49]. La *Figure I.13.b* représente le dispositif de l'essai de flexion-compression.

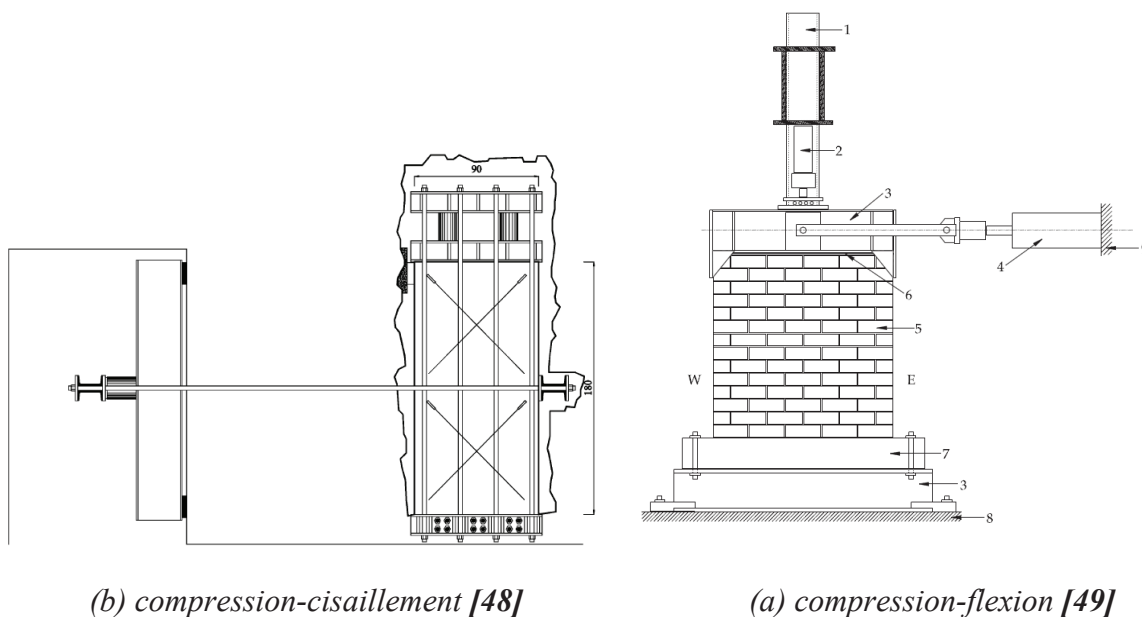


Figure I.13: Cisaillement des murs maçonnerie

De plus, l'essai de compression diagonale consiste à appliquer une force de compression sur l'une des diagonales du mur. Cet essai est défini par l'ASTM [51] et le RILEM [38].

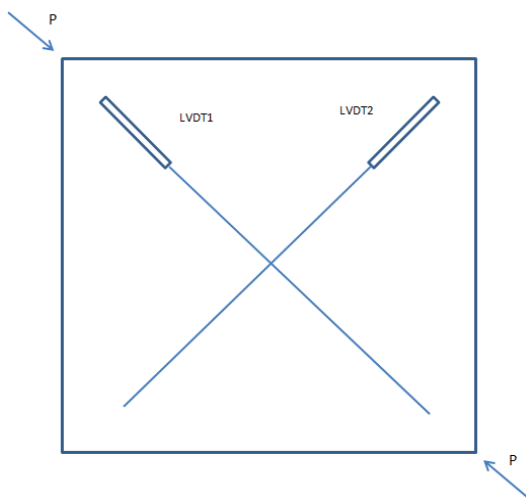
L'état de contrainte dans le centre du mur sont des contraintes principales de traction σ_I et en compression σ_{II} selon les directions de diagonales qui transposées selon la direction des joints génèrent une contrainte de cisaillement. Deux solutions analytiques élastiques ; isotrope et non-isotrope sont possibles pour le calcul des contraintes. La norme ASTM calcule la résistance diagonale de la maçonnerie avec l'Équation 1.6 en considérant un état de cisaillement pur dans le centre du mur ($\sigma_I/\sigma_{II} = 1$).

$$\tau_{dt} = \sigma_I = \sigma_{II} = \frac{P_{max}}{\sqrt{2} A} \quad \text{Équation 1.6}$$

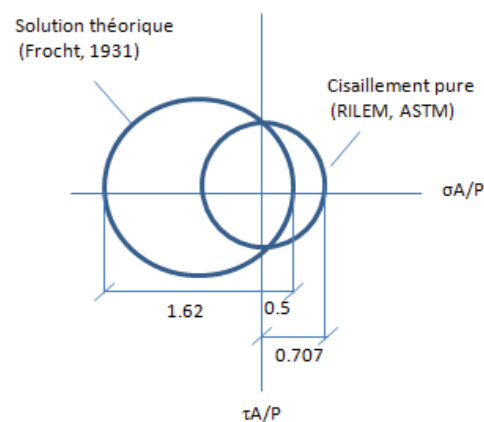
De plus, dans le calcul anisotrope, le rapport entre la contrainte maximale de traction σ_I et de compression σ_{II} est d'environ 0.3 selon la théorie de Frocht, 1930 [162]. Le centre du mur est en cisaillement-compression, et les contraintes principales σ_I, σ_{II} se calculent avec l'Équation 1.7 et prennent les directions des diagonales [66].

$$\begin{cases} \sigma_I = 0.5 \frac{P_{max}}{A} \\ \sigma_{xy} = 1.05 \frac{P_{max}}{A} \\ \sigma_{II} = -1.62 \frac{P_{max}}{A} \end{cases} \quad \text{Équation 1.7}$$

$$\tau_{dt} = \sigma_I = 0.5 \frac{P_{max}}{A}$$



(a) dispositif de l'essai,



(b) cercle de Mohr-Coulomb

Figure I.14 : cisaillement de la maçonnerie avec l'essai en compression diagonale.

Dans ce travail, le comportement en cisaillement locale, et globale de la maçonnerie sont étudiés avec l'essai de Push-out [54] (§Chapitre 3), et en compression diagonale (§Chapitre 4).

1.2.2 Comportement en flexion hors plan des murs en maçonnerie

Les charges de flexion hors plans peuvent avoir des sources différentes, Tumialan, 2003[53] et CNR, 2004 [52]. Ce chargement peut être produit par des forces sismiques, la vibration dynamique, une faille dans le mur, la pression du vent, l'excentricité des charges transmise par d'autres éléments. Les dimensions du mur, les conditions aux limites et la direction du chargement sont des paramètres importants à définir lors de l'étude de mur soumis à de la flexion hors plane.

Les essais de flexion de mur ou de poutre de maçonnerie sont mises en place pour déterminer la résistance de flexion pour plusieurs cas de chargement ; flexion 3 points, flexion 4 points, et flexion sous charges uniformément distribuées. De plus, l'EN 96[20] détermine la résistance des murs en flexion hors plan dans deux directions de charge ; en parallèle, perpendiculairement aux joints horizontaux.

➤ *Les dimensions du mur*

Les dimensions des éprouvettes de maçonnerie testées en flexion hors plan varient dans la littérature. Par exemple, lors de chargement de flexion 4 points, l'ASTM C [51] nécessite que la poutre testé ait 4, 7, 10,13 ou 16 couches de blocs. Le rapport entre la hauteur et le largeur du mur h/b doit être $\geq 2,5$ [55].

Selon le modèle d'élément fini de Pawan et al 2013 [56], pour un mur de maçonnerie de hauteur h , de largeur b et d'épaisseur t , la résistance hors plan augmente avec la diminution du rapport d'aspect (h/b) et du coefficient d'élancement (h/t).

➤ *Conditions aux limites*

Les conditions d'appui du mur a une influence sur la direction de fissuration. Hansen, 2004 [57] a analysé la dépendance de la fissuration du mur sur les conditions d'appui. Le mur peut avoir ses cotées simplement appuyés ou encastées. Lorsqu'un angle du mur a deux supports adjacents, l'initiation de la fissuration commence dans cet angle, et provoque une fissure inclinée traversant les joints. Cette fissure se propage jusqu' à une ouverture dans le mur, ou à un bord libre. Il peut aussi se croiser avec une autre fissure verticale ou diagonale [57].

➤ *Direction des charges*

Selon la direction des charges par rapport aux joints, il est possible de générer un moment de flexion autour d'un axe privilégié, *Figure I.15*.

Un mur de maçonnerie a une résistance à la flexion sous chargement parallèle aux joints verticaux σ_{ftv} plus grande que sa résistance en flexion à chargement parallèle aux joints horizontaux σ_{fth} [59]. En effet, les contraintes produites dans les joints horizontaux dépendent essentiellement de la cohésion entre le mortier et la pierre. En revanche, les contraintes dans les joints verticaux dépendent de la résistance au cisaillement des joints horizontaux, le rapport entre la résistance à la traction des joints et la résistance à la rotation des blocs, la résistance de cohésion des joints verticaux, et la résistance de flexion des blocs.

Willis et al 2010 [58] constate que la rupture en flexion parallèle aux joints verticaux est produite par l'existence de plusieurs mécanismes à la fois. Il se produit une rupture linéaire traversant la pierre ou les joints, présentés dans la *Figure I.16*.

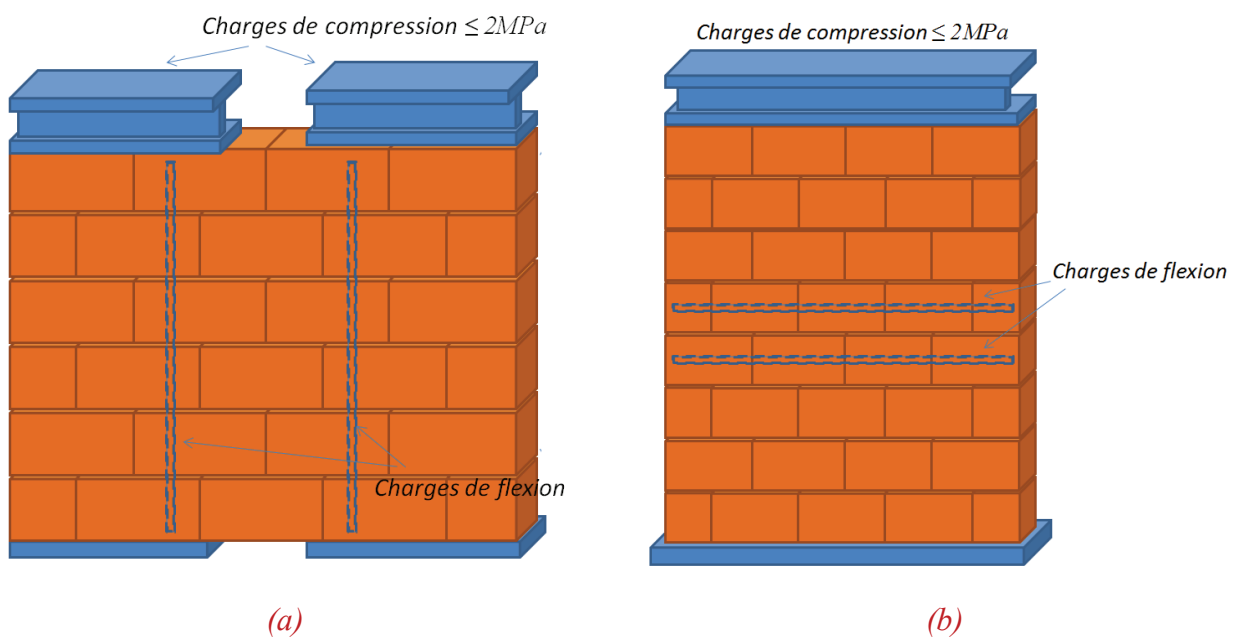
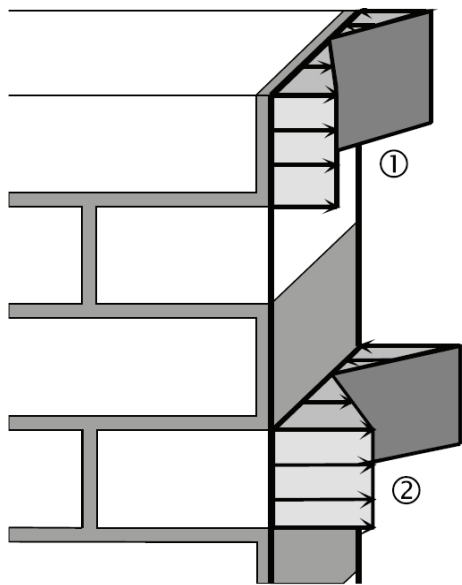
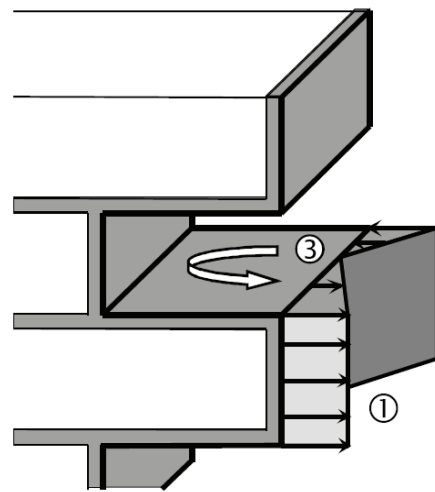


Figure I.15 : Flexion hors plan de mur en maçonnerie : (a) : charges verticales, (b) : charges horizontales

La résistance de flexion des murs est liée à la résistance en compression de la pierre utilisée dans le mur. Pour les murs en pierre calcaire dont la résistance en compression est comprise entre 25 et 40 N/mm^2 , la résistance de flexion dans les joints horizontaux vaut entre 0.05-0.4 MPa , alors que la résistance de flexion dans les joints verticaux vaut entre 0.7-1.5 MPa [59].



(A) Fissuration de joints et de la pierre



(B) Fissuration traversant les joints

Figure I.16 : Mécanismes de ruptures par flexion avec charges en parallèle de joints verticaux [58]

II. Chapitre 2 : Etat de l'art du renforcement et de la réhabilitation des maçonneries

La rupture dans un élément de structure provoque un problème de transmission de charges, ce qui influence la rigidité de la structure. Le renforcement des structures anciennes doit trouver une solution aux problèmes de structure. L'intervention dans une structure a l'objectif d'augmenter la résistance d'un élément structurel endommagé et d'assurer la stabilité et la rigidité.

Dans la littérature, les études de renforcement de la maçonnerie, traitent ce sujet expérimentalement et numériquement. Les études expérimentales visent à tracer l'effet de l'application de techniques de renforcement en variant les matériaux de renfort et leur quantité, ainsi que les zones renforcés. Alors que les études de l'analyse numérique de la structure permettent de prédire les zones de rupture et les déformations qui accompagnent les charges appliquées. En se basant sur les résultats de l'analyse numérique, une technique de renforcement appropriée pourra-t être choisie.

Ce chapitre représente quelques techniques de renforcement de la maçonnerie qui sont classées en trois parties.

- Le renforcement traditionnel des structures en maçonnerie ;
- Par la suite, des techniques de renforcement en utilisant le béton armé, l'acier, le mortier, etc. ;
- Enfin, le renforcement avec matériaux composites classiques et innovants

2.1 Techniques et matériaux utilisés

2.1.1 Renforcement traditionnel

Dans le renforcement traditionnel de structure de maçonnerie, des matériaux et des techniques traditionnels ont été souvent utilisés pour renforcer la structure existante. La structure de maçonnerie contient des éléments qui aident à redistribuer les charges dans les zones de concentration de contraintes dans les murs.

Par exemple, les ouvertures sont renforcées avec des chaînages verticaux qui sont reliées avec un arc de décharge. L'arc de décharge permet de distribuer les charges verticales vers les côtés de l'ouverture. Les ouvertures sont aussi renforcées avec des éléments tels que le linteau (composé d'un seul morceau de pierre) et la plate-bande (qui se compose de plusieurs morceaux de pierre). Le linteau peut être accompagné par un arc de décharge pour limiter les charges sur le linteau. L'utilisation du linteau ou de plate-bande nécessite d'avoir des sommiers très résistants sur les côtés.

Si le mur est épais, une baie de fenêtre ou de portes s'effectue en faisant des portions de voûtes appelées les arrières voûtures *Figure II.1*. Les arrières voûtures sont de forme d'arc et leur intersection avec la face arrière du mur prend la forme d'un arc ou d'une droite. Les

ouvertures ont été bouchées dans les murs traditionnels pour les renforcer dans le cas d'une faiblesse dans l'arc de décharge.



(a) arc de décharge



(b) arrières voussures plate-bande

Figure II.1: Renforcement des ouvertures des éléments de maçonnerie

De plus, l'intersection entre deux murs s'établit avec un chaînage d'angle qui assure la rigidité de la connexion. Le chaînage d'angle subit des forces de tractions qui viennent des murs connectés et il travaille comme un tirant. Dans le cas d'un manque de stabilité dans la maçonnerie, le renforcement se fait en construisant des sous structures tel que les contreforts. L'objectif de construire un contrefort est de diminuer la déformation latérale de la structure. Les contreforts prennent la forme d'escalier de contrefort, arc de contrefort, ou mur de contrefort.

D'une autre côté, l'utilisation des tirants dans les murs vise à relier deux murs opposés subissant un écartement. Cette technique est utilisée dans les zones de tremblement de terre ou d'effondrement de sol. A l'extrémité de chaque tirant, il existe des pièces métalliques appelées ancrés ou clef, elles représentent les appuis des tirants.

Le bois était utilisé dans le renforcement des murs pour réduire le déplacement latéral et les déformations hors plan. Des planchers en bois ont été fixés sur la surface du mur dans la direction des diagonales. Le bois a été aussi utilisé pour renforcer les planchers par des poutres.

2.1.2 Renforcement métallique ou avec du béton armé

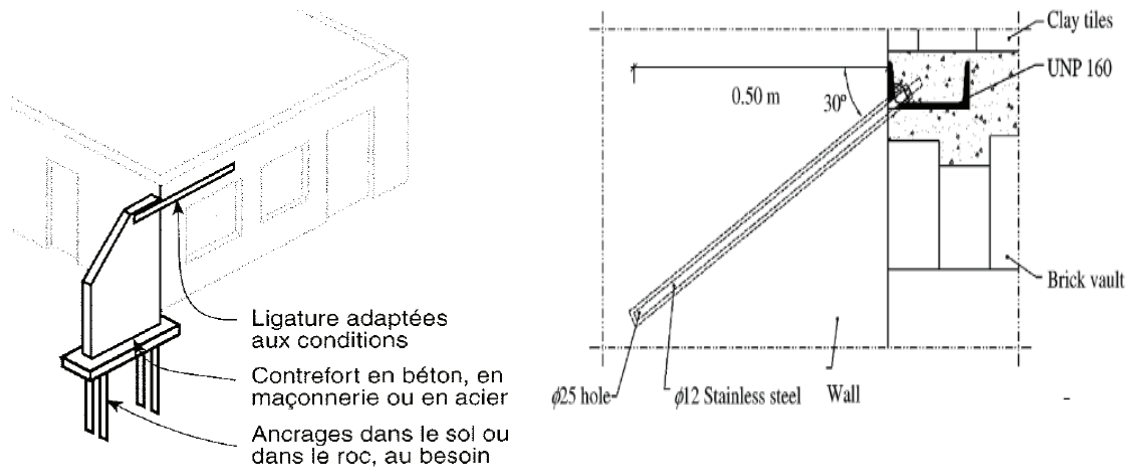
➤ Construction de sous-structures

L'utilisation de l'acier dans une sous-structure métallique se présente sous la forme d'ossatures contreventées, cadres ou angles de fixation. C'est une solution de renforcement sismique face à la flexion et au cisaillement qui permet d'améliorer la rigidité et la résistance de la structure. Par exemple, ce renforcement a été utilisé dans la cathédrale Saint Christ à Ouerio, Portugal [31].

De plus, l'utilisation de béton armé dans le renforcement permet de construire des murs de cisaillement, construire un contrefort extérieur et de confiner des éléments comprimés [61]. Il est nécessaire d'attacher le renfort à la structure de maçonnerie et de le fixer au sol par un ancrage *Figure II.2.a.*

➤ *Ancrage de la pierre*

L'ancrage de la pierre permet d'assurer la continuité de transmission de charges entre deux éléments de la maçonnerie ou entre un élément de la maçonnerie et son renfort [31]. Il consiste à introduire une barre d'acier dans la pierre de structure afin d'assurer cette liaison. L'espace autour de la barre engagée est rempli par l'injection d'un adhésif (mortier, époxy...) pour garantir la cohésion entre la barre et la structure de la maçonnerie. La profondeur, l'inclinaison et le diamètre de la barre sont des paramètres liés à la charge appliquée et à la nature de l'élément de la structure. *Figure II.2.b.*



(a) *sous-structure de contrefort [61]*

(b) *ancrage de la pierre [31],*

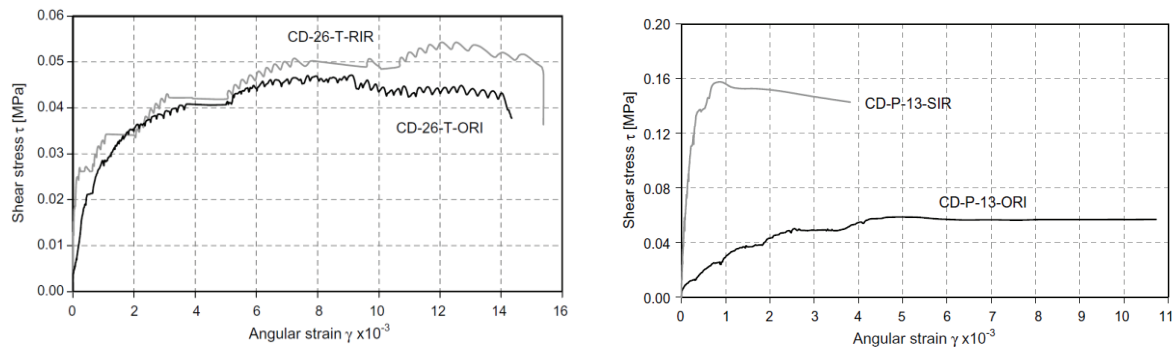
Figure II.2 : Renforcement de la maçonnerie avec contrefort et ancrage de la pierre.

➤ *Renforcement dans les joints de mortier*

Le renforcement de la maçonnerie dans les joints s'effectue avec des techniques et des matériaux différents ; barres, câbles ou grillage métallique Valluzzi et al. 2005 [62], Borri et al, 2011, [63]. L'application du renforcement dans les joints permet d'endommager dans une moindre mesure la surface de la structure et de protéger le renfort des conditions environnementales. De plus, le renfort est confiné dans les joints, ce qui augmente l'adhésion entre l'élément-renfort et améliore l'efficacité du renforcement.

Le remplacement du mortier de surface dans le joint, nécessite d'enlever une épaisseur de 2-6 cm de l'ancien mortier. Ensuite, il est nécessaire de nettoyer et humidifier la surface traitée. Enfin, il faut injecter le nouveau mortier. Le mortier de chaux hydraulique est favorisé pour les structures anciennes [24]. Corradi et al, 2008 [24] ont testés en compression diagonale des murs de maçonnerie ayant des joints irréguliers. Le remplacement du mortier a augmenté la rigidité élastique, mais n'a pas augmenté significativement la résistance au cisaillement *Figure II.3.a.* Alors que, l'application de cette technique accompagnée avec des barres

traversant la section du mur a donné une augmentation de la rigidité et de la résistance au cisaillement [24] *Figure II.3.b.*



(a) augmentation de la rigidité

(b) Augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité

Figure II.3: Comportement de cisaillement des murs renforcés avec remplacement de 2 à 6 cm de mortier des joints : (a) sans utilisation des barres transversales (b) avec utilisation des barres transversales [24]

Le renforcement des murs composés de plusieurs couches dans l'épaisseur se réalise par l'injection d'un matériau remplissant à partir de la couche intérieure. Cette technique utilisée par Oliviera et al 2004 [64] peut être accompagnée d'un renforcement par des barres traversant la section. Ce renforcement vise à réduire le déplacement relatif entre les couches du mur dans l'épaisseur et d'augmenter la résistance en compression du mur. L'injection du matériau remplissant commence du bas vers le haut du mur en utilisant une pression faible de l'ordre de 0.1 N/mm^2 environ. Le tube d'injection est fixé sur l'une des faces du mur voir les deux selon l'épaisseur de la couche renforcée et il a un diamètre de 10 mm. Il est nécessaire que le travail d'injection du mortier soit précédé par l'humidification du mur pour éviter l'absorption de l'eau pendant l'injection [64].

Vintzileou et al 2007 [65] propose de calculer la résistance en compression du mur renforcé par injection $f_{cw,i}$ par l'Équation II.1 Le mur avant le renforcement a une résistance moyenne en compression $f_{cw,0}$. L'injection dans une couche du mur augmente la résistance en compression de la couche jusqu'à f_{ciil} . Le rapport entre le volume de la couche intérieure renforcée V_i et le volume du mur V_w est $\frac{V_i}{V_w}$.

$$f_{cw,i} = f_{cw,0} \left(1 + \frac{V_i}{V_w} \frac{f_{ciil}}{f_{cw,0}} \right) \quad \text{Équation II.1}$$

Par ailleurs, le renforcement avec des câbles introduits dans les joints est une technique étudiée par Borri et al, 2011 [63]. Cette technique s'appelle « Reticolatus » et doit être précédé par la caractérisation de la résistance en compression de chaque couche du mur

Le principe de « Reticolatus » consiste à prélever 6-8 cm du mortier. Par la suite, engager des barres dans le sens perpendiculaire à la surface du mur. Ensuite, introduire des câbles d'acier dans les joints pour former un maillage sur la surface du mur. Le mur est renforcé aussi avec des barres qui traversent deux tiers de la profondeur de la section. L'intersection entre deux

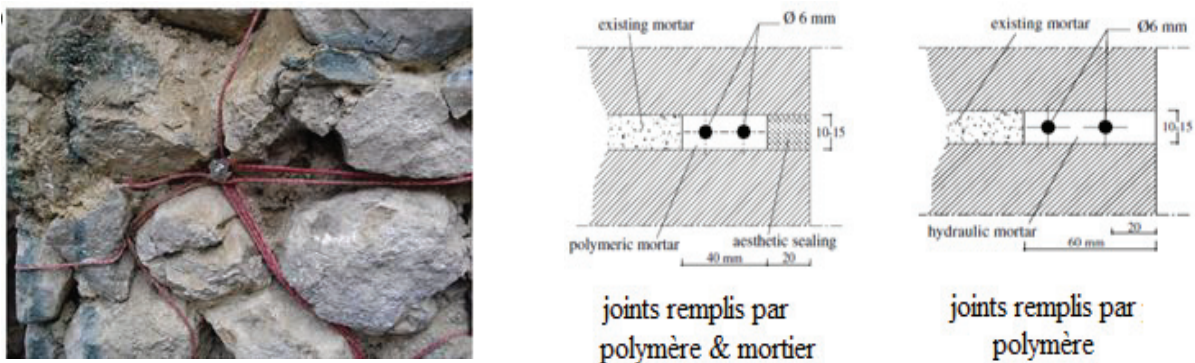
câbles forme un nœud du maillage. Les nœuds du maillage se fixent avec des barres transversales. Chaque mètre carré de la surface a 4 nœuds fixés. [63]. Enfin les joints sont remplis avec un nouveau mortier.

Dans le travail de Borri et al, 2011 [63] deux types de câbles sont utilisés. L'un est un câble d'acier a une grande résistance à la traction ; UHTTS, et l'autre est un câble de polyéthylène ; UHMWPE. La résistance à la traction du câble d'acier est plus élevée. En revanche, les câbles de polyéthylène possèdent des déformations ultimes à la traction qui sont plus importantes. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement augmente entre 2.7 et 2.9 fois en utilisant les câbles d'acier par rapport au mur non renforcé. Alors que l'utilisation des câbles de polyéthylène donne une augmentation de la résistance de 2.3 fois par rapport au mur non renforcé.

De plus, l'utilisation des câbles de renforcement est remplacée par le renforcement avec des barres d'acier dans les murs de joints régulières.

Par exemple, pour renforcer la cathédrale St. Giustina's Padua, Italy [62] les joints horizontaux de mur sont renforcés avec des barres d'acier au long du joint, après avoir retiré 6-8 cm de profondeur de mortier. En plus, comme le diamètre de barre est limité par l'épaisseur de mortier, il est possible de disposer deux barres dans la même couche renforcé. Une couche d'enrobage de 2 cm permet de prévenir la corrosion de l'acier. La *Figure II.4* représente la section du joint avec la possibilité de l'utilisation du mortier hydraulique ou polymérique pour remplir les joints.

Dans le cas d'un mur épais, le renforcement avec des barres se réalise sur les deux côtés du mur et il est accompagné avec des barres qui traversent la section [62].



(a) *Technique de « Reticolatus »*

(b) *Détails de la section de joint*

Figure II.4: Renforcement des joints de mortier de la maçonnerie (a) avec cordes d'UHMWPE [63] (b) avec barres d'acier [62]

2.2 Renforcement par matériaux composites

L'utilisation des matériaux composites a évolué depuis les années 1960-1970 [144]. Un matériau composite est constitué d'un renfort et d'une matrice. L'efficacité du renforcement

par composite est influencé par les propriétés mécaniques de la fibre et de la matrice, la résistance de l'interface fibre-matrice, la quantité de fibre dans le composite et l'orientation des fibres dans le composite. Les matériaux composites présentent plusieurs avantages par rapport à l'acier en tant que matériau ductile et non-corrosif. Ils possèdent une bonne résistance spécifique (σ_t/ρ), et elle dispose d'une grande facilité d'application. Cependant, les inconvénients de l'utilisation de matériaux composites viennent de leur faible résistance au feu, la rupture fragile, le fluage et le risque de gâcher la valeur esthétique de structure [70].

2.2.1 FRP

2.2.1.1 Définition

Les FRP « fiber reinforced polymer » représentent de fibres à haute résistance imprégnés par une matrice polymérique (époxy, polyester, ...). Les fibres de FRP utilisées dans le renforcement en génie civil sont des fibres en carbone (CFRP), verre (GFRP), et aramide (AFRP).

Le FRP utilisé pour le renforcement des structures se trouve sous forme de tissus, de composite en lamelle ou en barre. L'application de tissus de FRP s'effectue par collage sur la surface extérieure de l'élément avec la technique « wet lay-up » ou « pre-cured ». Les tissus sont secs ou pré-imprégnés par une matrice polymérique. Alors que les lamelles sont des plaques rigides préfabriquées qui s'installent par collage avec une résine chargée époxy [67].

Les lamelles offrent la possibilité de s'appliquer par collage sur la surface extérieure EB « externally bonded » ou dans l'élément par la technique NSM [68]. Les barres de FRP s'appliquent dans les éléments par encrage dans la pierre ou par la technique NSM [66] qui seront utilisés dans cette étude.

La *Figure II.5* représente un mur historique renforcé par collage de tissus de CFRP sur la surface extérieur [69]. Les barres de FRP peuvent avoir une surface sablée, déformée ou lisse. La rugosité de la surface des barres influence le comportement d'adhésion entre la barre et l'adhésive. La *Figure II.6* représente quelques formes de barres et de lamelles de FRP.



Figure II.5: Renforcement avec bandes de CFRP :

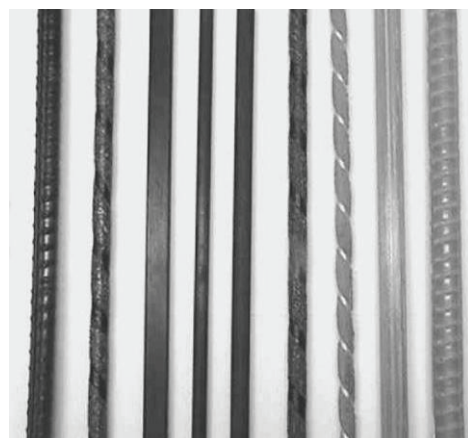


Figure II.6: Formes de quelques barres, et

Essai de comportement de cisaillement cyclique du mur renforcé [69].

de lamelles de FRP utilisées dans le renforcement NSM [66].

La résistance des fibres et de la résine, le taux de volume de fibre et de résine dans le FRP, l'orientation des fibres sont des paramètres qui influencent la propriété de barres de FRP. Les propriétés de FRP sont classées selon la nature de fibres et comparées avec les comportements de l'acier dans le *Tableau II.1*. Les valeurs du *Tableau II.1* sont présentées dans le travail de Fukuyama, 1999 et Secondin, 2003 [71].

	Acier	Fibre			
		Aramide	Carbone	Glass	GC-Hybrid
Volume de fibre axiale (%)	-	43-69	43-66	40-68	40
Diamètre (mm)	-	3.0-21.8	3.0-40.0	2.4-19.4	7.1-23.8
Densité (g/cm ³)	7.8	1.2-1.5	1.3-1.6	1.5-2.0	1.7
Résistance à la traction (MPa)	483-690	1300-1830	780-1800	590-1130	530
Module de Young (GPa)	200	42-78	73-210	30-49	37
Déformation élastique (%)	0.14-0.25	N/A	N/A	N/A	N/A
Déformation ultimes (%)	0.6-0.12	0.5-1.7	1.2-3.1	1.9-4.4	1.4

Tableau II.1 : Comportement d'acier et de FRP classé selon la nature des fibres, [71]

Le choix de la matrice polymère doit offrir la possibilité que le FRP ait une déformation maximale aussi importante que la déformation ultime des fibres [71]. Le *Tableau II.2* représente des valeurs moyennes qui caractérisent des résines époxy utilisées dans les structures de génie civil et présentées dans le travail de Nguyen, 2008[72]

Propriétés	Valeurs moyennes
Résistance à la traction	20 à 90 MPa
Allongement à rupture en traction	1 à 3 %
Module d'élasticité en traction	3 à 10 GPa selon le taux de charges
Résistance en compression	140 à 150 MPa

Tableau II.2: Caractéristiques mécaniques moyennes des résines époxy [72]

La technique NSM FRP consiste à insérer des barres de composites (ou des lamelles) dans une rainure effectuée sur la surface de l'élément et de coller le renfort avec la structure en utilisant un adhésif (époxy, polyester, mélange de mortier et époxy ...). La position des barres dans la rainure permet au renfort d'être confiné des trois côtés. Par conséquent, le risque de décollement est réduit par rapport au collage de FRP sur une face extérieure. Cette technique de renforcement a été étudiée par plusieurs auteurs pour le renforcement au cisaillement et à la flexion. Cette technique de renforcement de NSM a été aussi étudiée avec Ismail et al 2011 [73] qui ont testé des murs renforcés avec barres d'acier et sous charges de cisaillement par l'essai en compression diagonale.

2.2.1.2 Exemples de collage de FRP bandes ou tissus

La capacité d'allongement des fibres de verre est plus importante que celle de fibres de carbone. Alors qu'en termes de résistance et de rigidité, les FRP de fibres de carbone sont plus résistantes à la traction *Tableau II.1*. Les résultats expérimentaux obtenus avec Kalali et al, 2012 [74] montrent que le renforcement avec des bandes de GFRP en plusieurs configurations a donné une augmentation de la ductilité des murs de maçonnerie testées en compression diagonale. L'augmentation de ductilité va de 61.07% à 479.3 % par rapport au mur de référence.

De plus, le collage de FRP sur la surface extérieur du mur s'effectue avec des bandes, ou sur toute la surface du l'élément, Mosallam et al, 2011 [75].

L'influence de la direction des fibres sur le comportement de cisaillement des murs de la maçonnerie avait été étudiée par Santa-Maria, 2004 [76]. Les murs sont soumis à des compressions diagonales et renforcés par des lamelles de CFRP [76]. Les résultats montrent que le renforcement diagonal a plus augmenté la résistance que le renforcement horizontale. L'augmentation de la résistance apportée avec le renforcement diagonale s'élève à 70% par rapport à la résistance du mur non renforcé. En plus, le renforcement diagonal a augmenté la rigidité élastique du mur. En revanche, le renforcement horizontal n'a pas d'influence sur la rigidité axiale.

Ainsi, Valluzzi et al [77] ont étudié le renforcement des murs de maçonnerie en variant la direction du renforcement en bandes diagonale et maillage orthogonale. Les fibres utilisées varient de la fibre de carbone, de verre, ou de Polyvinyal-alcohol dont les modules élastiques sont 230, 65, 29 GPa, respectivement. Les résultats montrent que la configuration diagonale est plus efficace que le maillage pour augmenter la résistance au cisaillement. En plus, le renforcement avec les fibres de FRP les moins rigides a été le plus efficace pour augmenter la résistance ultime et la rigidité des murs.

2.2.1.3 Exemple d'insertion de NSM FRP près de la surface

Le renforcement des murs de maçonnerie avec une technique de NSM FRP a été étudié par Marshall et al, 2002[78], Tinazzi et al 2000 [79], et Silva et al 2006 [80] pour un chargement monotone dans le plan du mur.

Turco et al 2006 [81] ont étudié des murs de maçonnerie en blocs de béton. Les murs sont renforcés dans les joints horizontaux d'un seul côté par NSM GFRP. Les murs sont soumis à une charge de compression diagonale. Turco et al, 2006 trouvent que malgré le module élastique faible des GFRP, l'utilisation des barres en fibre de verre dans le renforcement de la maçonnerie donne une bonne performance par rapport aux comportements obtenus par le renforcement avec CFRP. En plus, l'utilisation de barres de section circulaire est plus adaptée pour le renforcement de cisaillement alors que la section rectangulaire des barres est préférée pour le renforcement de flexion.

Le renforcement par NSM FRP est utilisé pour les murs soumis aux chargements de cisaillement cyclique avec Konthesingha et al 2013 [82], et Li et al 2005 [83].

Konthesingha et al 2013 [82] ont étudiée l'application du renforcement NSM CFRP sur des murs de maçonnerie endommagés. Les FRP utilisés sont des lamelles appliquées selon trois schémas différents ; renforcement horizontal d'un seul côté, renforcement horizontal de deux côtés et renforcement horizontal & vertical de deux côtés du mur. Les résultats montrent que la résistance maximale des murs renforcés n'a notamment pas augmentée mais que la capacité à se déformer est améliorée. De plus, le mur renforcé avec la configuration horizontale & verticale a la meilleure performance en résistance, déformation et dissipation de l'énergie.

2.2.2 Matrice cimentaire renforcée par textiles

2.2.2.1 Définition

La matrice cimentaire et le béton présentent un comportement non ductile à la traction, accompagnée d'une résistance à la traction relativement faible. Le renforcement avec des fibres courtes d'acier a été développé en 1990 [84]. Les fibres d'acier ont été utilisées dans le renforcement du béton. Le taux volumique de fibre utilisé dans le béton est de 1 à 5 %. Par la suite, les fibres d'acier sont remplacées par des fibres de carbone. L'utilisation de fibre de carbone dans le béton a donné une résistance importante en flexion et a augmenté la durabilité par rapport à celle du béton fibré par fibres d'acier [84].

De plus, le TRC est un composite (matrice-textile) qui représente l'utilisation d'une matrice minérale (cimentaire, céramique) renforcée par textiles techniques (verre, carbone, acier, polypropylène, nylon). La matrice est composée de mortier de granulométrie fine, entre 1- 2 mm. Le nombre de couches de textile peut aller jusqu'à 6 [85].

Barhum et al, 2012 [86] étudient le comportement mécanique en traction des plaques à matrice cimentaire renforcées par textile et fibres courtes de verre. L'utilisation de la fibre courte dans la matrice de TRC a augmenté la résistance à la traction de TRC avec un nombre de micro fissures plus élevé par rapport au TRC sans fibre courte dans la matrice. Silva et al, 2011 [87] ont étudiés l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement de traction de

TRC de fibre de verre bi-axial. Les résultats montrent que l'augmentation de la vitesse de déformation de $5s^{-1}$ à $50 s^{-1}$ a été accompagné avec une augmentation de la résistance à la traction de TRC et de l'énergie de rupture, alors que les déformations maximales ont diminuées. En revanche, l'augmentation de la vitesse de chargement de $0.0001 s^{-1}$ jusqu'à $0.1 s^{-1}$ a donné une augmentation de ; la résistance à la traction du TRC, de la déformation maximale, de l'énergie de rupture, et de la résistance de fissuration de la matrice. Le *Tableau II.3* représente une comparaison entre les propriétés principales des fibres comparées avec les propriétés de l'acier et de la résine. Les valeurs du *Tableau II.3* sont données par le CNR, 2004 [87].

Nature de fibre de textile	Module d'élasticité E (GPa)	Résistance à la traction σ_t (MPa)	Déformation à la rupture ϵ (%)	Coefficient de dilatations thermique α $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	Densité ρ (g/cm ³)
Verre-E	70-80	2000-3500	3.5-4.5	5-5.4	2.5-2.6
Verre-S	85-90	3500-4800	4.5-5.5	1.6-2.9	2.46-2.49
Carbone (high module)	390-760	2400-3400	0.5-0.8	1.45	1.85-1.9
Carbone (high résistante)	240-280	4100-5100	1.6-1.73	0.6-0.9	1.75
Aramide	62-180	3600-3800	1.9-5.5	2	1.44-1.47
Matrice polymérique	2.7-3.6	40-82	1.4-5.2	30-54	1.10-1.25
acier	206	250-400 (élastique) 350-600 (rupture)	20-30	10.4	7.8

Tableau II.3 : Propriétés de fibres employées dans le TRC en comparaison aux l'acier et la résine [87]

2.2.2.2 Renforcement par matériaux composite en utilisant une matrice cimentaire

L'utilisation de la matrice cimentaire renforcée par textiles a été étudiée pour le renforcement des structures en maçonnerie et en béton sous différents cas de chargement.

Les études de l'utilisation du TRC dans le renforcement du béton armé se présente dans le confinement des colonnes pour résister aux charges de compression [88] et de torsion [90], le renforcement des poutres et des dalles en cisaillement et en flexion, respectivement [89].

Grâce à la rigidité axiale élevée des fibres de carbone par rapport à celle des fibres de verre, les fibres de carbonées sont préférées aux fibres de verre-AR pour le confinement des colonnes soumis en compression [88]. En plus, le renforcement de poutre en cisaillement est étudié sur des poutres de section rectangulaire et T. Les fibres en verre AR sont orientées à $\pm 45^\circ$ par rapport de l'axe de poutre. Les résultats montrent que contrairement à la poutre de section rectangulaire U, la forme d'ancrage a une influence sur l'augmentation de la résistance de la poutre de section T. En effet, l'utilisation de 3 ou 4 couches de TRC dans les poutres de section T nécessite un ancrage mécanique car l'ancrage du à l'adhérence n'est plus suffisant [89].

Le renforcement des murs de maçonnerie soumis aux charges de cisaillement cycliques a été étudié par Papanicolaou et al 2011 [91]. Les fibres des textiles sont en ; Carbone, basalte, fibre de verre imprégné de bitume, fibre de polyester imprégné de bitume, Polypropylène. Les fibres sont imprégnées par plusieurs types de matrice ; mortier, mortier fibré, mortier mélangé avec de la résine, et résine époxydique. Papanicolaou et al trouvent que le renforcement par TRC donne une augmentation de (15-30%) de la déformation maximale par rapport à celle du mur non renforcé. En plus, l'utilisation de TRC dans le renforcement produit une capacité de déformation du mur 15-30% plus que la capacité de déformation obtenue avec le renforcement avec FRP. En revanche, le renforcement avec TRC est moins efficace que le renforcement avec FRP pour augmenter la résistance au cisaillement.

Parisi et al, 2013 [92] ont étudié les murs de maçonnerie soumis à la compression diagonale. Les murs sont renforcés par FRP préfabriqué et appliqué sur la surface du mur par une matrice non-organique. Le renforcement est appliqué en trois configurations ; renforcement d'un seul côté avec GFRP, renforcement de deux côtés avec GFRP, et renforcement d'un seul côté de mur avec GFRP accompagné par des barres d'ancrages qui traversent la section.

Le renforcement d'un seul côté du mur donne une augmentation d'un facteur de 1.15 de la résistance au cisaillement par rapport à la résistance du mur non renforcé. En plus ce facteur d'augmentation de la résistance à une valeur de 2.1 dans le cas du renforcement de deux côtés, et 1.34 dans le cas de renforcement d'un seul côté accompagné de l'utilisation de l'ancrage. De plus, l'existence de l'ancrage offre une augmentation de la ductilité plus importante par rapport aux autres configurations de renforcement.

2.2.3 Caractérisation de l'adhérence : types d'essais

La caractérisation des joints collés est importante à réaliser lors de l'utilisation de matériaux composites dans le renforcement de la structure. La mesure de la distribution de contrainte de

cisaillement tout au long des joints collés permet de calculer la longueur effective de collage à l'élément. En effet, la longueur effective de collage représente la longueur de collage minimale demandée pour le développement de la force d'adhésion maximale, Kashyape et al, 2012 [93]. Plusieurs essais permettent de déterminer la résistance de l'adhésion entre le béton et le matériau composite, Nguyen, 2008 [72]. Les essais se distinguent par la forme de l'éprouvette, le chargement et le support.

Les modes de rupture sont définis selon la localisation de la fissure ; rupture cohésive dans l'adhésif, rupture cohésive dans la structure, et rupture adhésive [72].

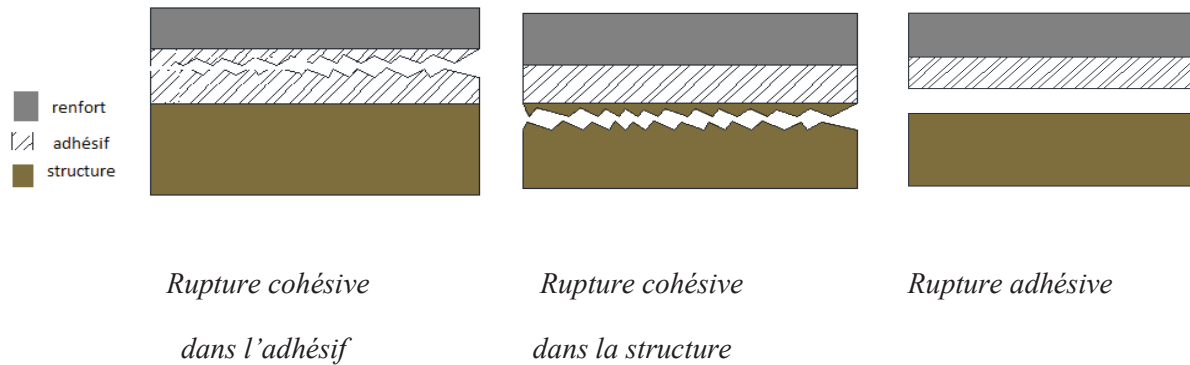


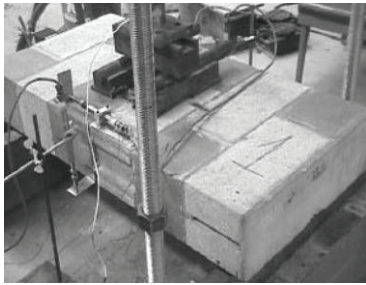
Figure II.7: Modes de rupture du joint collé

Dans la maçonnerie, la résistance d'adhésion entre le composite et la maçonnerie a été étudiée en plusieurs essais dans la littérature :

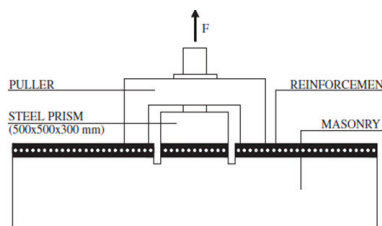
1. Essai de flexion 4 points effectué sur un petit mur de maçonnerie renforcé par NSM FRP, Lorenzis, et al. 2000 [94].
2. Essai de Pull-off qui consiste à appliquer des forces de traction sur la surface du joint collée. En effet, les charges sont directement appliquées sur le renfort qui les transmet à l'adhésif [150].
3. Essai de pull-out qui consiste à appliquer force de traction axiale sur le renfort FRP fixé sur une éprouvette prismatique de maçonnerie, Petersen, 2009 [39], Kashyap et al. 2012 [93].
4. Essai de push-out sur des éprouvettes de maçonnerie composés de trois pierres et renforcés par collage de bandes de FRP sur la surface extérieure. Les charges appliquées sur la maçonnerie tendent à cisailer les joints et le renforcement aussi, Ehsani et al. 1997 [96], Luccioni et al. 2010 [95]
5. Essai de traction directe de la maçonnerie renforcé par TRC sau niveau de la surface. Les forces de traction sont appliquées sur la maçonnerie qui se déplace par rapport au renfort, Carozzi et al. 2014 [97], D'Ambrisi et al. 2013[98].

La Figure II.8 représente quelques essais qui varient en fonction des cas de charges et de matériaux composites testés. Kashyap et al. 2012 [93] considèrent que l'essai de Pull-out donne une résistance d'adhésion moins élevé que celle donnée par l'essai de flexion. Kashyap et al [93] expliquent que l'essai de flexion permet une meilleure distribution des fissures et

des moments de flexion le long de l'éprouvette, ce qui permet aux charges d'augmenter avant la rupture finale.



(a) Flexion à 4 points [94]



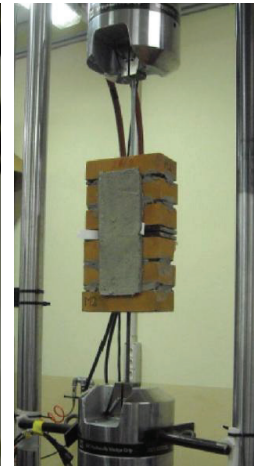
(b) Pull-off [150]



(c) Pull-out [93]



(d) Triplet test [95]



(e) traction directe [97]

Figure II.8: Essais de la détermination de la résistance d'adhésion entre le renfort et la maçonnerie.

Conclusion de la bibliographie

Les ouvrages historiques de maçonnerie subissent des endommagements du matériau et de la structure. Les méthodologies d'intervention dans les structures nécessitent la caractérisation des comportements mécaniques de la maçonnerie. De plus, les murs en maçonnerie représentent un élément d'une structure important. Les murs de maçonnerie se distinguent par les matériaux de construction ainsi que par la structuration du mur. Ces particularités nécessitent une analyse du comportement mécanique à plusieurs échelles, dont les objectifs seront l'observation des phénomènes se manifestant au niveau des matériaux constituant (pierre, mortier) et de leurs interactions au niveau de l'interface joint de mortier / pierre. Par ailleurs, l'état de sollicitation complexe et multiaxial nécessitera une analyse expérimentale mettant en œuvre différents essais élémentaires (traction, compression, cisaillement)

La quantification des grandeurs physiques et mécaniques à l'échelle du matériau (locale), transposées à l'échelle réelle (globale) sont censés à dégager des informations qui permettront une analyse complète d'un élément structural de maçonnerie sous sollicitations dans le plan et hors plan.

Par conséquent, Le comportement mécanique des murs en maçonnerie non renforcés sera étudié à deux échelles; à l'échelle locale sur des petits éprouvettes composées de deux ou trois pierres, et à l'échelle globale sur des murs composés de plusieurs rangées de pierre.

La réalisation des essais sur les petits éprouvettes a l'objectif de déterminer des paramètres mécaniques tel que la résistance de compression, de traction et de cisaillement, le module d'élasticité, le coefficient de frottement, le module de cisaillement ainsi que l'énergie de rupture par cisaillement. En plus, les essais effectués sur les murs en maçonnerie non renforcés permet de définir des modes de ruptures correspondants aux chargements (compression, cisaillement, flexion), ainsi que des paramètres globaux de résistance et de rigidité des murs.

De manière complémentaire, le comportement en compression sera étudié sur des éprouvettes prismatiques ainsi que sur des murets en maçonnerie. Le comportement en cisaillement sera étudié à l'échelle locale au niveau des joints de maçonnerie par l'essai push-out, ainsi que le comportement en cisaillement global d'un mur de maçonnerie sera étudié par l'essai de compression diagonale. Le comportement en traction de la maçonnerie sera étudié en traction directe perpendiculairement au joint de mortier.

A l'échelle globale, essai de flexion 3 points d'un mur en maçonnerie soumis au chargement de flexion hors plan sera mise en œuvre pour observer et analyser les interactions entre les différents états de contraintes.

Par ailleurs, des solutions de renforcement récentes seront étudiées. Le renforcement de la maçonnerie en utilisant des techniques traditionnelles peut augmenter le poids propre de la structure. De plus l'utilisation de l'acier pour le renforcement contribue à augmenter le risque de la corrosion. Les matériaux composites présentent plusieurs avantages par rapport à l'acier en tant que matériau non-corrosif. Les fibres de verre ont une capacité de déformation importante ainsi que le rapport entre la résistance de traction et la masse volumique de la fibre de verre est faible par rapport à l'acier.

Dans cette étude, nous faisons le choix d'un renforcement par matériaux composites de fibres de verre. Les techniques d'application de renforcement choisies sont ; le collage d'un textile de fibre de verre sur la surface du mur en utilisant une matrice cimentaire (TRC), et la technique NSM FRP, qui consiste à insérer des barres de composite dans une rainure effectuée sur la surface du mur et de coller le renfort à la structure en utilisant un adhésif

L'utilisation du TRC peut être avantageuse pour le renforcement des structures historiques, grâce à l'utilisation d'une matrice minérale ayant des comportements physiques similaires aux matériaux de la structure. En plus, le textile présente une facilité d'application parce qu'il prend la forme de la surface sur laquelle il est appliqué.

La technique NSM FRP est choisie car il permet au renfort d'être confiné des trois côtés. Donc, le risque de décollement est réduit par rapport au collage de FRP sur une face extérieure et le risque de gâcher la valeur esthétique de structure est moins présent.

Le travail expérimental mise en place étudie le comportement à l'interface de la maçonnerie-TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement dans le plan. L'essai de traction directe d'une éprouvette de maçonnerie renforcé sur les deux côtés par TRC permet de calculer la résistance à la traction du joint de mortier renforcé par TRC ainsi que les contraintes de cisaillement à l'interface de la maçonnerie-TRC après la fissuration des joints. De plus, l'essai pull-out permet de tester la résistance de l'adhésion entre le renfort FRP et la maçonnerie en appliquant une force de traction axiale au renfort ce qui permet de produire une contrainte de cisaillement entre l'adhésif et la maçonnerie.

III. Chapitre 3 : Approche expérimentale sur les matériaux

La caractérisation de matériaux permet de définir des paramètres mécaniques de la maçonnerie et du renfort. Par exemple, la résistance en compression et de traction de la maçonnerie, le module élastique, la cohésion, le coefficient de frottement, la résistance à la traction du renfort ainsi que la résistance d'adhésion entre la maçonnerie et le renfort. Ces paramètres sont nécessaires pour l'application des modèles lors du calcul analytique ou numérique.

Le comportement des maçonneries ; en compression, en cisaillement et en traction sont étudiés sur des éprouvettes composées de différents assemblages de pierre et de mortier. L'essai de compression des maçonneries est réalisé sur des éprouvettes de deux formes. Des éprouvettes composées de trois pierres, et des murets composées de cinq rangées de pierres sont soumis aux charges de compression perpendiculaire aux joints de mortier horizontaux (§3.2.1). Le comportement en cisaillement est étudié à l'aide de l'essai de push-out. Cet essai s'effectue sur des éprouvettes composées de trois pierres et soumises aux forces latérales aux niveaux des joints (§3.2.2). La résistance à la traction directe de la maçonnerie est étudiée sur d'éprouvettes composées d'un couplet de pierres assemblées avec une couche de mortier et soumises à une force de traction perpendiculaire au joint.

Le comportement de traction du renfort, ainsi que l'adhésion entre la pierre et le renfort sont aussi étudiées dans ce chapitre. Pour ces objectifs, des plaques de TRC sont testées en traction, des barres de NSM FRP sont testées par l'essai de pull-out, ainsi que des couplets de maçonnerie renforcés avec de TRC sur les deux côtés sont testés en traction.

3.1 Comportements de matériaux composants de maçonnerie

a. La pierre

Les pierres calcaires utilisées pour construire les murs ont été testées en compression uni axiale afin de déterminer leur résistance et module élastique. *Figure III.1*

La pierre soumise à un chargement de compression est façonnée pour avoir une hauteur égale à deux fois la largeur de pierre, et une section de surface carrée (§ 1.2.1.a). Les charges sont transmises par un vérin hydraulique de 500 KN de capacité maximale, et le système est connecté à un ordinateur qui acquit les mesures prises pendant l'essai. La vitesse de chargement est de 1 mm/min et les déformations axiales sont mesurées en utilisant une jauge de déformation en parallèle à l'axe de compression. Les caractéristiques des pierres données par le fournisseur montrent une résistance minimale de compression de 60 MPa et une masse volumique de 2.68 t/m^3 .



Figure III.1: Compression uni-axiale de la pierre : le dispositif expérimental.

Les résultats donnent une valeur moyenne de résistance en compression de 95 MPa. Le module élastique s'élève à une valeur de 51244 MPa calculé à 30% de la résistance maximale. Les valeurs expérimentales synthétisant la force maximale, les contraintes et le module de Young des pierres testées sont présentées dans le Tableau III.1.

Les comportements en compression sont présentés (σ - ϵ) dans la Figure III.2. Les déformations de compression des pierres sont comprises entre 0.17-0.24 %

N° d'éprouvette	Section (mm ²)	Force de compression maximale (KN)	Résistance de compression (MPa)	Module de Young (MPa)
1	75*75	335.12	59.58	-
2	75*75	548.77	97.56	41216
4	80*80	690.05	107.82	-
5	80*80	685.78	107.15	49461
6	80*80	658.92	102.96	63055
Moyenne		583.73	95.01	51244
Ecart-type		150.33	20,2	11028

Tableau III.1: Compression uni-axiale de pierre : résistance et module de Young.

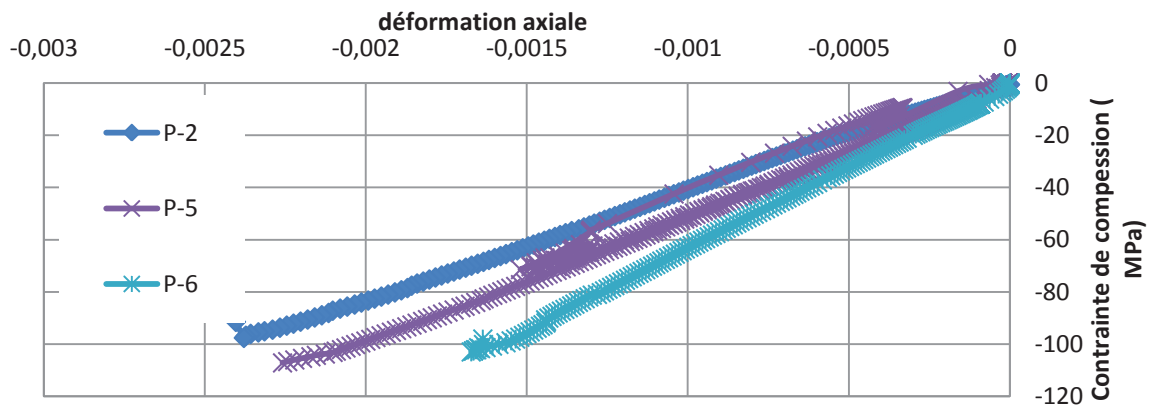


Figure III.2: Compression uni-axiale de pierre : comportement de contrainte-déformation.

La résistance à la traction de la pierre n'est pas déterminée expérimentalement. Dans la littérature, cet essai s'effectue en traction directe d'une pierre entaillée (Lourenço et al, 2005 [99]) ou par flexion d'une poutre composée de trois pierres collées avec un adhésif (Petersen, 2009[39]).

Analytiquement, il est possible de considérer la valeur de résistance à la traction σ_t comme une fonction de la résistance moyenne en compression σ_c [100]. La valeur théorique de résistance à la traction de pierre calculée avec l'Équation III.1 est 5.2 MPa.



Figure III.3: rupture de pierre en compression

$$\sigma_{ut} = 0.53\sqrt{\sigma_c}$$

Équation III.1 [100]

b. Le mortier

Le mortier utilisé dans la maçonnerie est un mortier bâtard, constitué de ciment et de chaux (§1.1.1.1). La composition du mortier est présentée dans le Tableau III.2. Les résistances de compression et de traction par flexion ont été déterminées sur douze éprouvettes prismatiques de mortier à l'âge de 28 jours.

Les éprouvettes de mortier ont les dimensions de 40*40*160 mm et sont soumises à une flexion 3 points. Les essais de flexion sont suivis par compression uni-axiale sur chaque demi-prisme Figure III.4. La compression est appliquée sur une surface carré de 40 × 40 mm. Selon la norme européenne EN 196-1 [101] la résistance à la traction en flexion σ_f de l'éprouvette de longueur l et de largeur b , ainsi que la résistance en compression σ_c des cubes se calculent avec l'Équation III.2 & Équation III.3.

Nom de composant	Pour 25 kg de mortier	Pourcentage en masse
Cément	3.25 kg	13%
Chaux	1.25 kg	5%
Granulats	20.5 kg	82%
Eau	3.5 litre / 25 kg	0.14litre/1kg

Tableau III.2: Composition chimique de mortier utilisé dans la maçonnerie

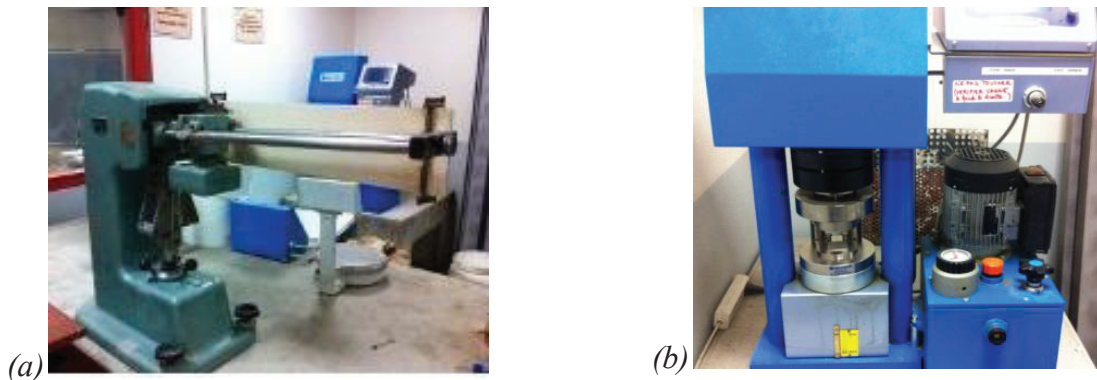


Figure III.4: Caractérisation de mortier : (a) Essai de flexion, (b) Essai de compression

$$\sigma_f = \frac{1.5 P l}{b^3} \quad \text{Équation III.2}$$

$$\sigma_c = \frac{P_c}{b^2} \quad \text{Équation III.3}$$

Afin d'obtenir la valeur du module de Young de mortier, trois cylindres de mortier ($h = 200 \text{ mm}$ & $d = 100 \text{ mm}$) sont soumis en compression uni-axial, Figure III.5. Des jauges de déformation sont collées sur chaque éprouvette pour mesurer les déformations longitudinales lors de la compression.

Les résultats des essais de EN 196-1 donnent une résistance à la traction en flexion du mortier de 2.9 MPa et une résistance en compression de 11.3 MPa . Les valeurs expérimentales sont présentées dans le Tableau III.3. L'essai de compression de cylindres a donné une résistance de compression de 12.2 MPa et un module élastique de E_{m-cy} de 18325 MPa .

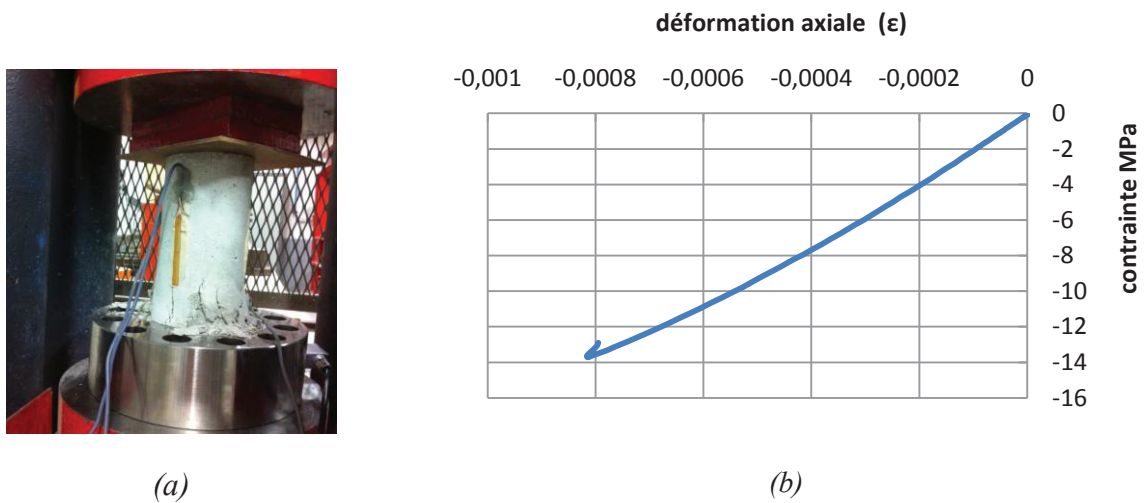


Figure III.5: Compression uni-axiale de cylindre de mortier : (a) mode de rupture, (b) courbe de contrainte-déformation

N° de spécimens	Force maximale en flexion (KN)	σ_f (Mpa)	Force maximale en compression (KN)	σ_c (Mpa)
1	1,38	3,234	19,21	12
			18,85	11,78
2	1,38	3,234	21,95	13,72
			20,83	13,02
3	1,39	3,258	21,44	13,4
			20,56	12,85
4	1,19	2,789	18,36	11,47
			16,24	10,15
5	1,12	2,625	17,50	10,94
			17,44	10,9
6	-	-	17,97	11,23
			16,89	10,55
7	1,1	2,578	13,85	8,66
			15,22	9,51
8	1,18	2,766	16,07	10,04
			14,49	9,053
9	0,88	2,063	15,32	9,58
			14,86	9,29
10	1,38	3,234	18,19	11,37
			17,47	10,92
11	1,38	3,234	22,67	14,172
			18,21	11,38
12	1,39	3,258	18,19	11,37
			20,75	12,97
Moyenne	1,25	2,934	18	11,3
Ecart type	0,17	0,4	2,44	1,526

Tableau III.3: Compression de mortier : Résultats expérimentale de résistance à la traction en flexion et de compression de cubes

La résistance en compression de mortier déterminée avec la compression de cylindre a une valeur de 12.2 MPa qui vérifie une différence de 8% avec la valeur moyenne de la résistance en compression des cubes égale à 11.3 MPa . Lors du calcul analytique la valeur de la résistance en compression de mortier de 11.3 MPa sera appliquée dans les modèles. En plus, la résistance à la traction directe du mortier calculée à partir de la valeur de la résistance de flexion avec l'équation 1.5 a une valeur de 1.47 MPa .

Les valeurs de la résistance en compression et du module de Young de pierre présente une dispersion à l'ordre de 22% de la valeur moyenne correspondante. En plus, la détermination de la résistance en compression de mortier représente une dispersion du résultat à l'ordre de 14% de la valeur moyenne correspondante. Par conséquent, il est possible de considérer que les résultats obtenus par compression des pierres et du mortier sont assez précis.

Pour résumer, les deux matériaux utilisés pour la construction de la maçonnerie s'agissait de la pierre calcaire et du mortier Bâtard. La résistance en compression de la pierre, le module élastique et la résistance théorique à la traction ont les valeurs de 95.01 MPa , 51244 MPa et 5.2 MPa , respectivement. En plus, le mortier a une résistance en compression de 11.3 MPa , un module d'élasticité est 18325 MPa et une résistance théorique à la traction de 1.47 MPa .

3.2 Comportement de maçonnerie en compression

3.2.1. Essai de compression uni-axial des éprouvettes prismatiques

a. Procédure expérimental

Huit éprouvettes de maçonnerie sont testées en compression uni-axiale perpendiculaire aux joints de mortier. Les éprouvettes sont prismatiques, construites avec trois pierres et contient deux joints horizontaux de 20 mm d'épaisseur en moyenne. La hauteur moyenne des éprouvettes est de 340 mm . Le chargement est appliqué avec un vérin hydraulique d'une capacité maximale de 500 KN . Les déplacements verticaux du mortier et de la maçonnerie sont mesurés avec des *LVDTs* fixés sur la surface du spécimen.

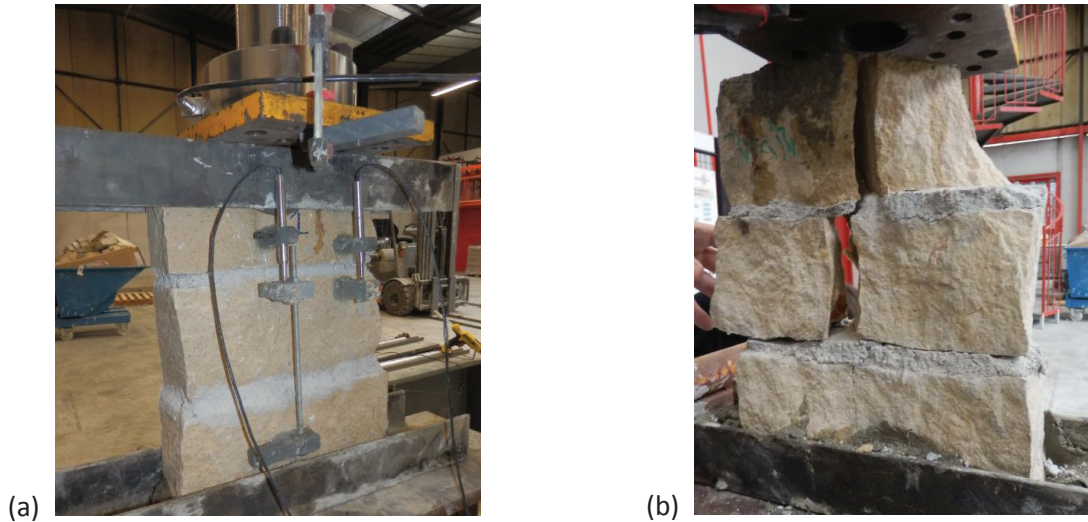


Figure III.6: Compression uni-axiale de maçonnerie prismatique : (a) application de charges (b) rupture par fissuration verticale

b. Résultats expérimentaux

Le calcul du module de Young de la maçonnerie $E_{maç}$ est réalisé dans la zone allant jusqu'à 30% de la charge maximale F_c . L'évolution de la déformation en fonction de la contrainte de compression est présentée dans la Figure III.7. Le calcul de la contrainte de compression maximale σ est réalisé en divisant la force F_c par la surface de section A . Les résultats expérimentaux sont résumés dans le Tableau III.4. La résistance en compression des maçonneries est de 13.45 MPa et la valeur moyenne du module de Young de la maçonnerie est 9630MPa.

La valeur moyenne du rapport entre la hauteur de l'éprouvette et son épaisseur est de 4. Cela impose l'introduction d'un facteur de correction de la valeur de la résistance en compression moyenne selon l'EN 96 [20]. Le tableau I.4 donne la valeur du facteur de correction de 1.15 correspondant à h/t égale de 4. Par conséquent, la résistance en compression de la maçonnerie corrigée est de 15.47 MPa.

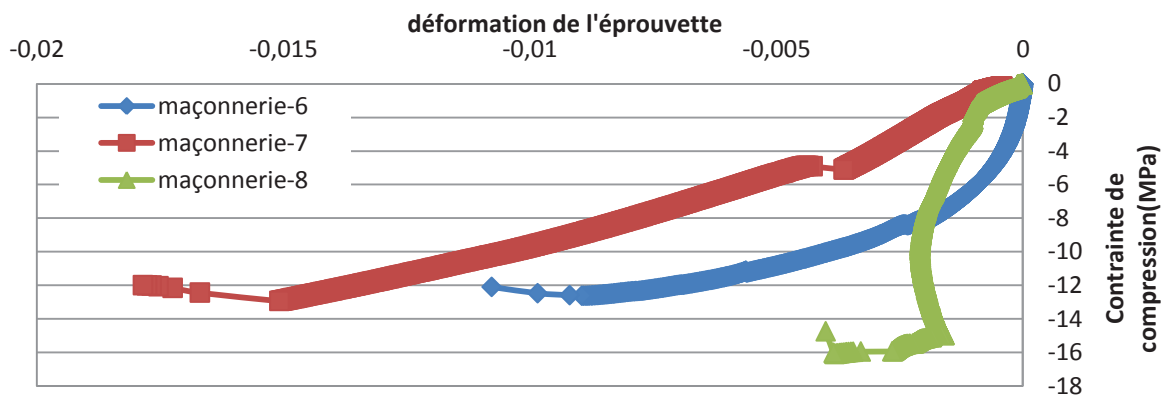


Figure III.7: Compression uni-axiale d'une maçonnerie prismatique: Courbe contrainte-déformation

La *Figure III.7* montre une dispersion importante de la pente élastique et elle est moins remarquée sur les valeurs de résistance de compression. En effet, le module élastique de la maçonnerie représente une dispersion à l'ordre de 41% de la valeur moyenne du module élastique. Tandis que la dispersion des résultats de la résistance en compression de maçonnerie ne dépasse pas 17% de la valeur moyenne correspondante. La différence entre les valeurs du module élastique est influencée par l'irrégularité de la surface des joints, ce qui produit un changement de l'épaisseur dans un joint de mortier de 1 à 2 cm. Par conséquent, la détermination du module d'élasticité n'est pas évidente.

<i>N°</i>	<i>A(mm²)</i>	<i>F_c (KN)</i>	<i>σ (MPa)</i>	<i>E_{maç} (MPa)</i>
1	75*220	208.12	12.61	7459
2	85*210	229.75	12.87	5398
3	80*240	176.13	9.17	14067
4	80*190	234	15.4	-
5	80*195	248	15.9	-
6	85*260	279.13	12.63	11596
7	70*255	230.94	12.93	-
8	80*265	341.31	16.10	-
<i>moyenne</i>		243,42	13,45	9630
<i>Ecart type</i>		49,40	2,3	3923

Tableau III.4: Compression d'une maçonnerie prismatique: résultats expérimentaux de la résistance et du module de Young.

c. Discussion de résultats

La résistance en compression de la maçonnerie σ_c . a été augmentée 19% par rapport à la résistance en compression du mortier et elle a diminué 86% par rapport à la résistance en compression de la pierre. La déformation axiale de la maçonnerie est augmentée d'un facteur de 6.7 par rapport à la déformation maximale de la pierre. Le module de Young de la maçonnerie a une valeur moyenne de 9630 MPa et il est égal à $716\sigma_c$.

La rupture de l'éprouvette se produit par une fissuration verticale de la pierre en parallèle à l'axe de chargement. Une comparaison entre les comportements de la pierre et ceux de la maçonnerie en compression montre que la maçonnerie a un comportement plus ductile. Oliveira et al, 2006 [102] constate que le mortier a une influence importante sur la déformation de la maçonnerie. La résistance de la maçonnerie est plus faible que la résistance

à la rupture de la pierre. En revanche, la mesure des déformations montre que la maçonnerie a une réponse moins fragile par rapport à une pierre testée seule.

La résistance de la maçonnerie est comparée aux valeurs de la résistance en compression données dans le *tableau I.2* (§1.1.1) pour une maçonnerie composée de pierre de résistance ≥ 40 MPa et un mortier de résistance de compression entre 10-15 MPa. La résistance de maçonnerie donnée dans le *tableau I.2* a une valeur comprise entre 12 -14.3 MPa.

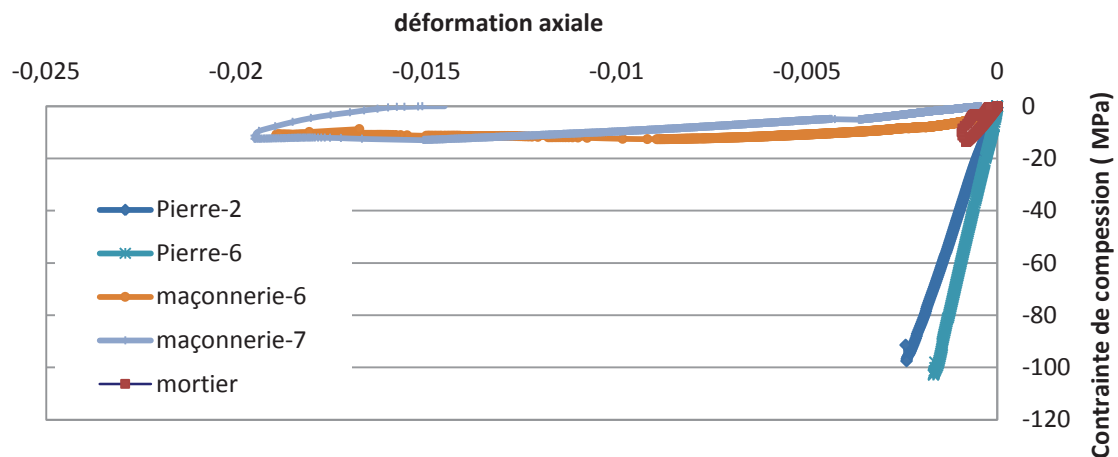


Figure III.8: Comparaison entre le comportement de maçonnerie et de pierre testé seule en compression axial : courbe de contrainte-déformation

3.2.2 Essai de compression uni-axiale sur des murets

a. Procédure expérimental

Trois murets de maçonnerie sont soumis aux charges de compression uni-axiale. Chaque muret est construit par cinq rangés composées de deux ou de trois pierres dans la largeur du muret.

Deux cas de chargement sont étudiés comme il le montre la *Figure III.9* :

1. Force de compression appliquée au milieu de la largeur du mur : la force représente un cas structurel (d'une poutre ou d'un arc) qui transmet les charges de compression sur un mur qui n'est pas encastré sur ces côtés.
2. Force de compression distribuée sur la largeur du mur : la force distribuée représente un mur soumis aux charges de compression uni-axiale.

Les dimensions des murets ainsi que les cas de chargement sont présentés dans le *Tableau III.5*.

Le chargement vertical est appliqué avec un vérin hydraulique de capacité maximale de 500 KN. La vitesse de chargement est 1mm/min. le déplacement vertical et horizontal de la

maçonnerie sont mesurés avec deux *LVDTs*. Les déformations de pierres dans la maçonnerie sont mesurées avec deux jauges de déformation verticale et horizontale collées sur la pierre.



(a) Force appliqué au centre de la largeur

(b) Force de compression distribuée

Figure III.9: Compression uni-axiale de murets de maçonnerie : application de charges

<i>N° prisme</i>	<i>Hauteur de l'éprouvette (mm)</i>	<i>Dimensions A(mm²)</i>	<i>Force de compression</i>
<i>M-1</i>	<i>575</i>	<i>530*85</i>	Force au centre du largeur
<i>M-2</i>	<i>550</i>	<i>540*80</i>	
<i>M-3</i>	<i>575</i>	<i>490*85</i>	Force distribuées sur le largeur

Tableau III.5: Compression uni-axiale de murets de maçonnerie : dimensions des murets et application des forces.

b. Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux montrent des contraintes maximales de compression σ_c qui varient entre 3.2-6.3 MPa. Le module d'élasticité $E_{maç}$ et le coefficient de Poisson sont

calculés pour les éprouvettes M-1 & M-2 à partir des valeurs de déformation élastiques mesurées pendant l'essai. Les valeurs obtenues par les tests sont présentées dans le *Tableau III.6*.

N°	F_c (KN)	σ_c (MPa)	ε_{ey} (%)	ε_{ex} (%)	$E_{maç}$ (MPa)	$\nu_{maç} =$ $\varepsilon_{ex} / \varepsilon_{ey}$	$\nu_p =$ $\varepsilon_{xp} / \varepsilon_{yp}$
M-1	145.94	3.23	0.026	0.01	12515	0.38	0.34
M-2	163.13	3.78	-	-	-	-	0.48
moyenne	154,54	3,51	-	-	-	-	0.41
Ecart type	12,16	0,39	-	-	-	-	
M-3	261.44	6.28	0.028	0.001	11320	0.036	0.23

Tableau III.6 : Compression uni-axiale de murets de maçonnerie : valeurs expérimentales

Les résultats expérimentaux montrent que la rupture des murs se produit avec une fissuration verticale en parallèle à l'axe de compression. La *Figure III.10* représente le comportement en compression de deux murets de maçonnerie. En effet, la maçonnerie subit moins de déformation horizontale (0.001%) lorsque la compression est répartie sur toute la largeur du mur. Tandis que les déformations élastiques horizontales s'élève à 0.01% dans la maçonnerie comprimé avec une force centrée au milieu de la largeur de l'éprouvette.

En revanche, les déformations élastiques verticales de la maçonnerie varient entre 0.026-0.028%. La différence entre les cas d'application des forces n'a pas produit un changement de la valeur de déformation verticale élastique.

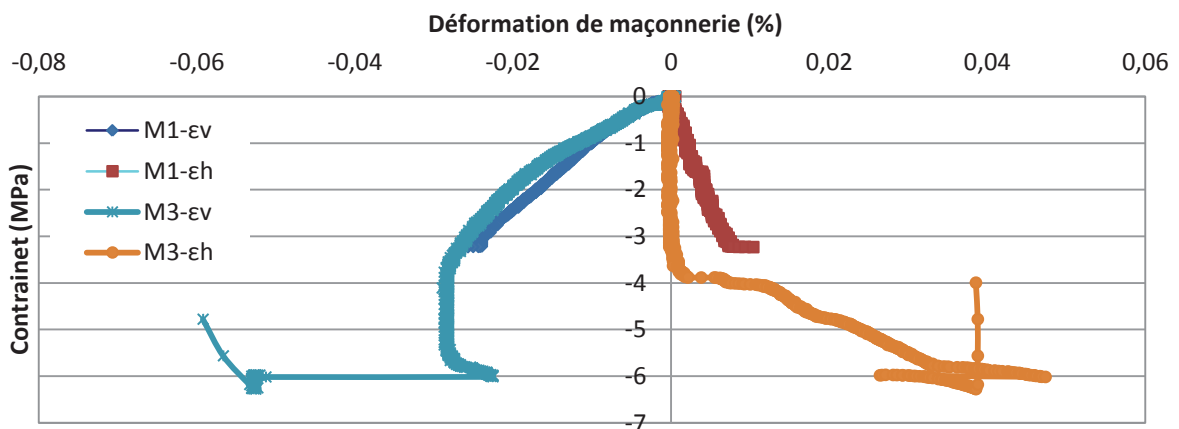


Figure III.10: Compression uni-axiale de murets: Courbes contrainte-déformation de la maçonnerie.

c. Discussion de résultats

La résistance à la traction des pierres est un paramètre qui influence la résistance en compression de la maçonnerie EN 1052-1 [110].

Dans le cas de la force de compression localisé au centre de la largeur, et après la fissuration des joints verticaux à 1.4 MPa d'environ, les charges sont transmises aux pierres qui sont soumises en traction par flexion. La *Figure III.11* représente la rupture du muret par fissuration verticale traversant les joints verticaux et les pierres. La rupture des joints verticaux est produite à l'interface pierre-mortier avant que les pierres soient fissurées. La rupture est plus fragile que la rupture sous charges distribués et les déformations horizontales maximales ne dépassent pas 0.01% .

Le mur comprimé avec des forces réparties (*M3*) a plus résisté que le mur *M1&M2*. Sa résistance en compression est 6.3 MPa . En effet, après la fissuration des joints verticaux dans ce mur à 3.9 MPa , un changement de la pente de déformation se produit, ce qui montre que le composite (pierre-joints horizontale) a repris les charges de compression (*Figure III.10*). Par conséquent, l'évolution de la déformation verticale de la maçonnerie, après la fissuration des joints verticaux, est réduite, alors que les déformations horizontales augmentent plus rapidement. La fissuration de pierre arrive à une valeur de déformation horizontale maximale de 0.039% produite par le glissement des joints horizontaux.

Le module d'élasticité verticale n'est pas influencé par le cas de chargement. Almeida et al, 2012 [103] constatent que le module d'élasticité verticale des murs soumis à une compression ne change pas entre le cas de l'existence d'un confinement ou non. En effet, les conditions de l'application de charges (conditions aux limites) ont une influence plus importante sur la résistance ultime de compression que sur le module élastique, Almeida et al, 2012 [103].



Figure III.11: Compression uni-axiale des murets : mode de rupture par fissuration verticale

d. Facteurs de correction

Les murs testés en compression ont un rapport entre la hauteur et l'épaisseur égale à 6.76. Par conséquent, il est nécessaire de corriger la résistance en compression donnée expérimentalement dans le *tableau I.5* (§1.2.1). Le facteur de correction est 1.343.

Les valeurs de la résistance en compression des murets après avoir introduit le facteur de correction sont présentées dans le *Tableau III.7*.

<i>N° prism</i>	σ_c (MPa)	<i>Cas de compression</i>
<i>M-1</i>	4.33	Force au centre de la largeur
<i>M-2</i>	5.08	
<i>M-3</i>	8.43	Force distribuées sur la largeur

Tableau III.7: Compression de murets de maçonnerie : résistance en compression expérimentale tenant compte les facteurs de correction

La résistance en compression des murets de maçonnerie a une valeur moins élevée que celle des éprouvettes prismatiques composées de trois pierres. Cela est du en partie à la différence de géométrie des éprouvettes testées. En effet, les murets ont un rapport élevé de h/t de 6.7, alors que les éprouvettes prismatiques vérifient un h/t de 3.9.

De plus, l'existence de joints verticaux dans le muret diminuent la résistance maximale car les joints fissurent et provoquent une concentration de contrainte dans la zone d'intersection avec les pierres. Ce résultat a aussi été retrouvé par Sassoni et al 2014 [104] qui ont testé l'influence de joints sur la résistance en compression de maçonnerie. Les auteurs ont testé des éprouvettes cylindriques de maçonnerie avec joints verticaux et/ou horizontaux.

Par ailleurs, dans la zone de contact muret-presse un phénomène de frettage s'est produit. En effet, le frettage empêche le déplacement latéral de l'éprouvette de se produire et résulte une contrainte de traction dans les pierres et aussi une augmentation de la résistance en compression. Ce phénomène est moins dominante lorsque le contact de la presse de charge avec l'éprouvette est dans le centre de la largeur de l'éprouvette.

Hornig, 2010 [105] a testé en compression la maçonnerie en briques de deux géométries différentes. L'un est une éprouvette prismatique et le deuxième est un muret de maçonnerie. L'objectif était de tester l'influence de l'épaisseur de mortier sur la résistance en compression. La résistance en compression des éprouvettes prismatiques varie entre 6.4-9.7 MPa alors que la compression des murets donne une résistance qui varie entre 4.6-4.95 MPa.

e. Comportement locale de la pierre dans la maçonnerie comprimée

La mesure des déformations de la pierre est effectuée avec des jauges de déformation. Le coefficient de Poisson ν est calculé comme le rapport entre les déformations élastiques verticales ε_{evp} et celles horizontales ε_{ehp} . La Figure III.12 représente l'évolution de la déformation locale d'allongement et de compression dans les pierres.

La Figure III.12 montre que les déformations de compression des pierres augmentent significativement dans le cas du chargement de compression distribuées. Cette augmentation de déformation verticale a été accompagnée avec une baisse de l'augmentation de déformation d'allongement de la pierre avant la rupture finale (entre 4-6 MPa). Cela montre que les contraintes dans la pierre avant la rupture (entre 4-6 MPa) est de compression verticale accompagnée avec traction bi-axiale latérale. La traction latérale de la pierre vient du joint de mortier horizontal qui se trouve en compression triaxiale, Zucchini et al, 2007 [34].

De plus, l'application d'une force de compression dans le centre de la largeur du mur a produit les mêmes contraintes (contrainte de traction latérale bi-axiale accompagnée avec compression verticale) entre 1.5-3.3 MPa. Mais, les déformations verticales de compression n'ont pas évoluées, et donc la résistance en compression n'a pas augmenté de plus de 3.3 MPa. Cela est expliqué par l'ouverture de fissures verticales dans la zone de concentration de contraintes, et il est dû au manque de confinement des pierres.

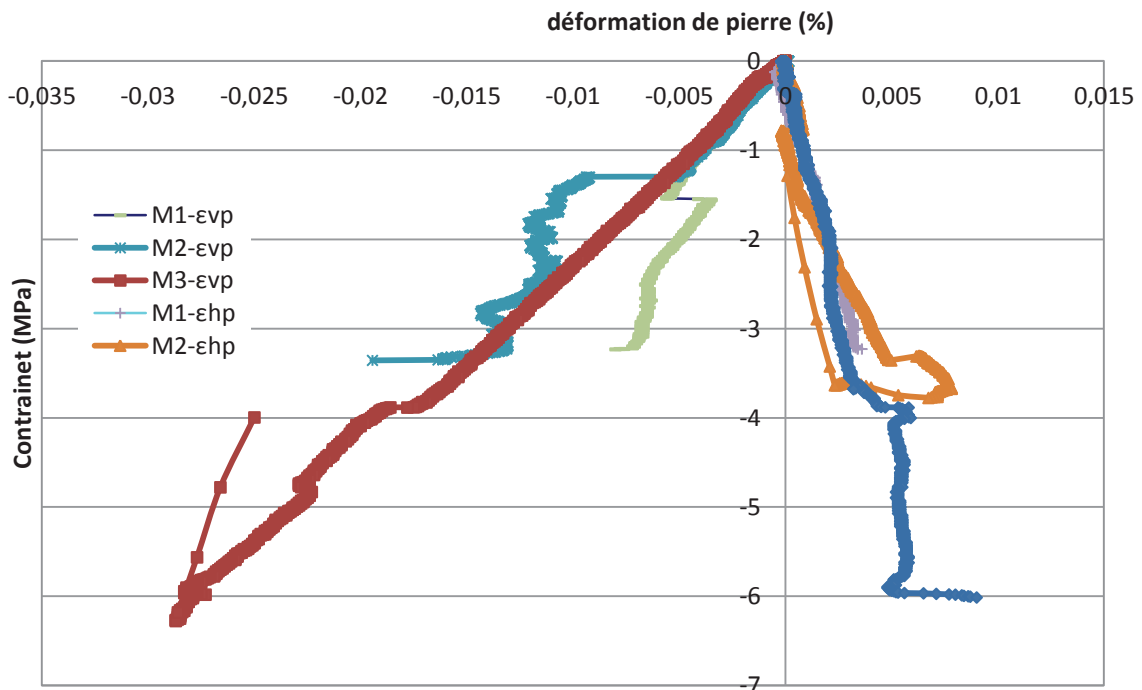


Figure III.12: Compression des murets de maçonnerie : Mesures locales de déformation verticale et horizontale des pierres.

3.2.3 Etude analytique de la maçonnerie en compression

L'objectif de cette étude est d'approcher la résistance en compression, le module de Young de la maçonnerie avec des modèles analytiques. Le module de Young du mortier sera aussi calculé dans la maçonnerie en fonction du déplacement des matériaux dans l'éprouvette de maçonnerie. Enfin, il s'agit de comparer les valeurs analytiques avec les résultats expérimentaux.

a. Calcul de la résistance en compression de la maçonnerie

La résistance en compression de la maçonnerie $f_{c,maç}$ est définie dans l'EN 1052-1 [110] par un modèle empirique représenté dans l'Équation III.4

$$f_{c,maç} = K \times f_{c,pierre}^{\alpha} \times f_{c,mor}^{\beta} \quad \text{Équation III.4}$$

La résistance en compression de la maçonnerie $f_{c,maç}$ est fonction de la résistance en compression du mortier $f_{c,mortier}$ et de la pierre $f_{c,pierre}$. α et β représentent des paramètres qui ont les valeurs de 0.65 et 0.25 respectivement lorsque tous les joints sont remplis du mortier. K est un paramètre lié à la structuration de la maçonnerie et au type de bloc. K varie entre 0.5 et 0.6 lorsque l'épaisseur est composée d'un seul parement. Dans l'application de ce modèle K est considérée égale à 0.5.

Il est possible de définir une nouvelle valeur du paramètre K correspondant aux pierres calcaires utilisées dans cette étude. Cette valeur de K est égale à 0.38 et il permet de donner la valeur du résultat expérimental.

Bennett et al. 1997 [106] ont trouvé que la résistance en compression de la maçonnerie est une fonction linéaire de la résistance des briques. Le comportement du mortier dans la maçonnerie n'intervient pas explicitement dans le modèle de Bennet et al 1997, tandis que ce modèle est basé sur une large base de données expérimentale sur des briques creuses. La résistance en compression de la maçonnerie est égale à 30% de la résistance de briques.

Le modèle d'Ohler et al, 1986 [107] calcule la résistance en compression de la maçonnerie f_c avec l'Équation III.5

$$f_c = f_{c,m} + \frac{s f_{c,u} - f_{c,m}}{1 + \frac{t \cdot h_m \cdot f_{c,u}}{m \cdot h_u \cdot f_{t,u}}} \quad \text{Équation III.5}$$

s, t sont des paramètres qui définissent l'enveloppe de rupture des blocs. Il est possible de définir leurs valeurs selon le rapport de la résistance de pierre $f_{c,u}$ et la résistance de la maçonnerie f_c . Dans le *Tableau III.8*, s et t ont la valeur de 0.662 pour $0 < f_c/f_{c,u} < 0.33$.

m est un paramètre liée à la résistance en compression de mortier $f_{c,m}$ donné par le *Tableau III.9*. m a une valeur de 2.263 correspondant à une contrainte de compression de mortier $f_{c,m}$ de 11.3 MPa.

	$0 < f_c/f_{c,u} < 0.33$	$0.33 < f_c/f_{c,u} < 0.67$	$0.67 < f_c/f_{c,u} < 1.0$
s	0.662	0.811	1.000
t	0.662	0.960	2.218

Tableau III.8 : Compression de la maçonnerie : Paramètres (s) et (t) pour le calcul de la résistance en compression avec le modèle d'Ohler et al [107]

$f_{c,m}$ (MPa)	31.6	21.4	15.4	6.4
m	5.3	3.6	2.4	2.1

Tableau III.9: Compression de la maçonnerie : Paramètre (m) pour le calcul de la résistance en compression avec le modèle d'Ohler et al [107]

h_u et h_m représentent la hauteur de pierre et la hauteur d'une couche de mortier, respectivement. La résistance à la traction de la pierre $f_{t,u}$ est calculée avec l'Équation III.1.

Khoo et Hendry, 1973[108] proposent un modèle analytique de calcul de la résistance en compression de la maçonnerie, Équations III.6

$$\begin{aligned}
 & AF_c^3 + Bf_c^2 + Cf_c + D = 0 \\
 A &= -0.2487f_{t,u}\left(\frac{1}{f_{c,u}}\right)^3 + 0.0018\alpha\left(\frac{1}{f_{c,m}}\right)^2 \\
 B &= 1.2781f_{t,u}\left(\frac{1}{f_{c,u}}\right)^2 - 0.0529\alpha\left(\frac{1}{f_{c,m}}\right) \\
 C &= -2.0264f_{t,u}\left(\frac{1}{f_{c,u}}\right) - 0.1126\alpha \\
 D &= 0.9968f_{t,u} + 0.1620\alpha f_{c,m} \\
 \alpha &= \frac{h_m}{h_u}
 \end{aligned}
 \tag{Équations III.6}$$

The International Building Code Requirement for masonry structures ; MSJC, 2002 [109] propose un modèle de calcul de la résistance en compression de la maçonnerie basé sur les résultats expérimentaux sur maçonnerie de briques solides. Dans ce modèle les contraintes sont en unité de *psi*. ($1 \text{ MPa} = 145 \text{ psi}$). Le factor *A* a une valeur de 1, et le factor *B* prend les valeurs compris entre 0.2-0.25 selon le type de mortier. Dans l'application de ce modèle la valeur de *B* est égale à 0.2.

$$f_{c,maç} = A(400 + Bf_{c,u}) \quad \text{Équation III.7}$$

Valeurs expérimentales (MPa)			Résistance théorique $f_{c,maç}$ (MPa)				
$f_{c,pierre}$	$f_{c,mortier}$	$f_{c,maç-corrigé}$	EN1052-3 [110]	Bennett et al. [106]	Ohler et al [107]	Khoo et Hendry [108]	MSJC, 2002 [109]
95.01	11.3	15.47	17.69	28.5	39.85	43.52	21.76

Tableau III.10 : Résistance théorique de compression de maçonnerie

La résistance en compression de la maçonnerie calculée avec les modèles analytiques d'Ohler et al, Khoo et Hendry, et de Bennet et al donnent des résultats plus élevées que la valeur expérimentale. Tandis que, le modèle d'EN1052-1 donne une bonne approximation avec une différence de 14.4% de la résistance en compression expérimentale corrigée.

En effet, pour une bonne estimation de la résistance des maçonneries dans un modèle analytique, il faut que la rigidité des composants soit un paramètre qui intervient dans le calcul. Par exemple, les modèles analytiques de Francis et al [111], Hendry 1981 [112] qui se basent sur la théorie d'élasticité, et les coefficients de Poisson des composants qui interviennent dans le calcul de la résistance en compression de la maçonnerie.

b. Calcul du module de Young de la maçonnerie

L'EN 96 propose une valeur de module de Young pour la maçonnerie de pierre naturelles régulières entre $(600 - 1000)\sigma_{c,maç}$. Le module d'élasticité de la maçonnerie peut être estimé par plusieurs formules liés à la résistance en compression de la maçonnerie et présentées dans le *Tableau III.11*.

<i>Formule de calcul de module de Young $E_{maç}$ (MPa)</i>		<i>Valeur théorique calculé</i> <i>$E_{maç}$ (MPa)</i>
$E_{maç} \approx 700 \sigma_{c,maç}$	MSJC,2002 [109]	9233
$E_{maç} \approx 750 \sigma_{c,maç}$	Paulay et al, 1992 [113]	9893
$E_{maç} \approx 1000 \sigma_{c,maç}$	EN 1052-1 [110]	13190
$E_{maç} \approx 850 \sigma_{c,maç} \leq 20000 \text{ MPa}$	CSA 2004 [114]	11211.5
$E_{maç} = (250 - 1100) \sigma_{c,maç}$	Kaushik et al 2007 [115]	3298-14509

Tableau III.11 : Formules théorique de calcul du module de Young de maçonnerie

La plus part des formules qui calculent le module élastique des maçonneries donnent une valeur plus grande que la valeur expérimentale. Ce résultat a été aussi trouvé par Augenti et al, 2011 [116] qui constatent que le module élastique varie entre 250-1100 fois la résistance de compression de la maçonnerie. Ils proposent une valeur moyenne du module de Young égale à 550 fois la résistance en compression.

c. Calcul de module de Young du mortier dans l'éprouvette comprimée

Le comportement du mortier comprimé dans la maçonnerie est différent du comportement du mortier testé en prisme ou en cylindre. Cela est dû en partie à la différence de condition de prise et d'humidification de mortier dans les deux cas.

Petersen, 2009 [39] se base sur l'hypothèse qui considérer que « le déplacement vertical de la maçonnerie est la somme des déplacements de toutes les couches composantes ». Par conséquent, les modules élastiques des composants d'une éprouvette de maçonnerie sont calculés [39].

Gabor et al. 2006 [117] calculent le module de Young de mortier E_{m-j} dans la maçonnerie en prenant les deux hypothèses suivantes :

1. Le déplacement vertical de maçonnerie est la somme de déplacements de toutes les couches composantes
2. La contrainte de compression est la même dans tous les composants (pierre et mortier).

$$E_{m-j} = \frac{E_{maç} \times E_{pierre}}{\alpha(E_{pierre} - E_{maç}) + E_{pierre}}$$

Équation III.8

α représente le rapport entre la hauteur de pierre h_p et l'épaisseur de mortier h_m . Le module élastique de mortier dans la maçonnerie, calculé avec l'Équation III.8, est comparé avec le module élastique de mortier tracé expérimentalement dans la zone de contrainte élastique à 30% de contrainte maximale.

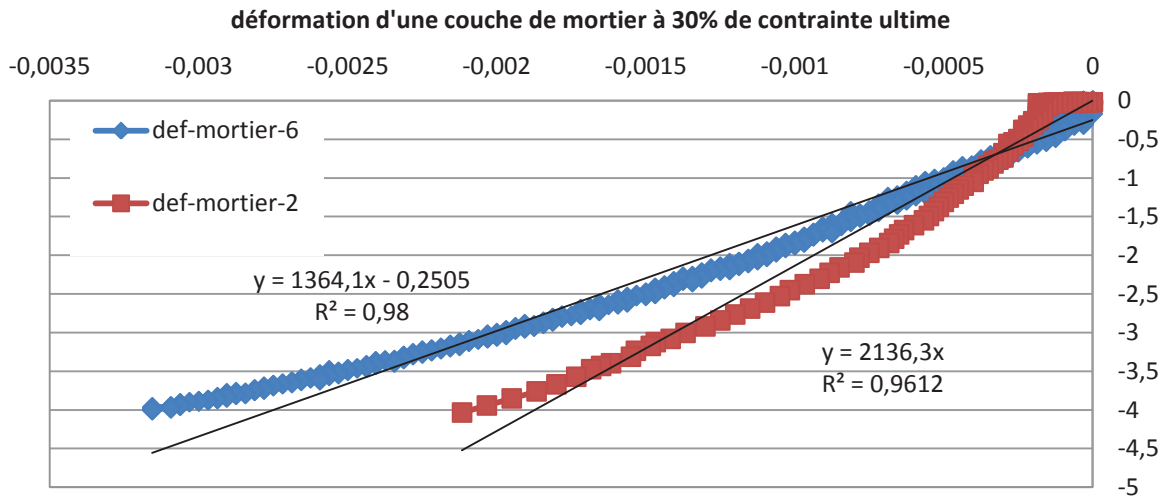


Figure III.13 : Compression axiale de la maçonnerie : Module d'élasticité du mortier dans la maçonnerie.

Valeurs Expérimentaux (MPa)		Valeurs théoriques (MPa)	
E_{m-j}	E_{m-cy}	E_{m-th}	
épreuve-2	2136.3	18325	1508.77
épreuve-6	1364.1		

Tableau III.12 : Calcul du module d'élasticité de la pierre dans la maçonnerie

La différence entre les valeurs de E_{m-th} et E_{m-cy} est 90.5%. Les résultats expérimentaux de l'étude de Gabor et al [117] donnent une différence de 51.8% entre ces deux modules.

3.2.4 Conclusion

La maçonnerie étudiée est construite de pierre calcaire de résistance moyenne en compression de 95 MPa et de mortier bâtard de résistance moyenne de 11.3 MPa . Les pierres utilisées possèdent des surfaces rugueuses au niveau des joints de mortier.

Des éprouvettes prismatiques de maçonnerie composées de trois pierres sont testées en compression uni-axiale. Un facteur de correction est introduit sur les résultats expérimentaux dans le cas où h/t est différent de 2. La maçonnerie a une résistance moyenne de compression de 15.5 MPa (valeur corrigée) et un module d'élasticité moyen de 9630 MPa .

La résistance en compression des trois murs de maçonnerie, composées de cinq rangées de pierres avec des joints verticaux, a été étudiée considérant deux cas d'application de charge.

L'application d'une force de compression au milieu de la largeur de l'éprouvette produit une fissuration du joint vertical suivie par une traction de la pierre pour une contrainte de compression moyenne de 4.71 MPa (Tableau III.7). En revanche, la résistance en compression du mur soumis à une compression distribuée sur la largeur s'élève à 8.4 MPa (Tableau III.7).

En générale, les pierres sont soumises dans les murs comprimés à une traction bi-axiale accompagnée d'une compression verticale. Alors que le mortier est soumis à une compression triaxiale. Lorsque les contraintes latérales de frottement produites dans les joints sont faibles, les fissures s'ouvrent et la maçonnerie est moins résistante.

L'application de modèles analytiques pour le calcul de la résistance de la maçonnerie a donné des résultats plus grands que la valeur expérimentale. Les modèles de l'EN 1052-1 et MSJC ont donné des valeurs de 17.7 MPa et 21.8 MPa , respectivement. Ces valeurs montrent un écart de 14- 40 % par rapport à la résistance de la maçonnerie de 15.5 MPa (valeur corrigée).

Le module d'élasticité de la maçonnerie est calculé en utilisant plusieurs modèles. Le modèle de Paulay et al, 1992 [113] donne une valeur de 9893 MPa , avec une bonne approximation de la valeur expérimentale de 9630 MPa .

Le module élastique du mortier testé dans une éprouvette cylindrique s'élève à 18325 MPa . De plus, le mortier dans le joint de maçonnerie a un module élastique de 1750 MPa . La différence entre les deux valeurs expérimentales est de 90.5%. Le module de Young de mortier dans la maçonnerie calculée avec l'Équation III.8 a une valeur de 1509 MPa avec une différence de 13.8%.

3.2 Comportement de la maçonnerie en cisaillement : Essai de push-out

L'essai push-out est un test de cisaillement qui consiste à appliquer des forces latérales sur les deux joints de mortier d'une éprouvette composés de trois rangées de pierre. Cet essai est défini dans l'EN-1052-3 [54] qui donne la possibilité de réaliser cet essai avec ou sans compression de confinement.

La procédure de cet essai de cisaillement avec confinement est adaptée dans ce travail. Il nécessite d'appliquer trois niveaux de contrainte de confinement et tester trois spécimens pour chaque niveau de confinement.

Les modes de rupture possibles dans les essais de cisaillement des joints sont ; (a) rupture par fissuration à l'interface mortier-bloc, (b) fissuration qui traverse le joint de mortier et l'interface; (c) fissuration qui traverse les joint de mortier et les blocs. Abdou et al, 2006 [118]. En plus un quatrième mode de rupture est possible, fissuration par cisaillement pur du joint de mortier (d) [46].

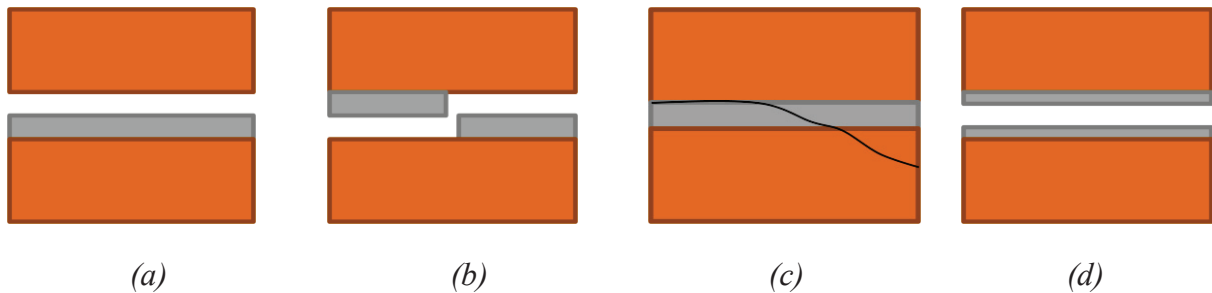


Figure III.14 : Modes de ruptures produits dans l'essai de cisaillement local

En général, l'essai de push-out permet de définir les paramètres; les contraintes ultimes et résiduelles, l'angle de frottement, l'angle de dilatation ω , le module de cisaillement, l'énergie de fracturation.

Le tangent de l'angle de dilatation $\tan\omega$ est défini comme le rapport entre le déplacement normal δ_v et le déplacement latéral du joint δ_h . L'angle de dilatation diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement et du déplacement latéral du joint [2][119].

$$\tan\omega = \frac{\delta_v}{\delta_h} \quad \text{Équation III.9}$$

Dans ce travail, le déplacement normal du joint n'est pas mesuré, et l'angle de dilatation n'est pas déterminé. Dans la littérature la valeur de $\tan\omega$ varie entre 0.2-0.7 pour un niveau faible de contrainte de confinement, et il est influencé aussi par la rugosité de la surface des blocs [2].

La résistance au cisaillement est influencée par plusieurs paramètres :

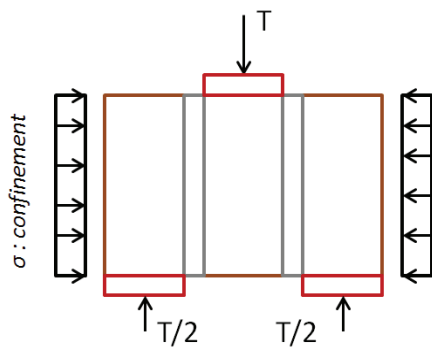
- la porosité, l'absorption et l'humidité des pierres
- la résistance du mortier liée à sa composition chimique.
- La nature de l'interface (lisse, rugueuse)
- La contrainte de compression qui accompagne le cisaillement.

3.2.1 Programme expérimentale

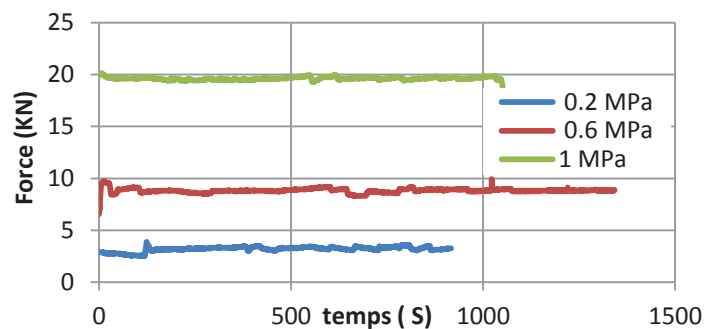
➤ Les éprouvettes testées

Neuf spécimens sont testés en cisaillement. Les éprouvettes sont construites et testées après 28 jours. Une éprouvette se compose de trois pierres de 200 mm de hauteur, et 80 mm d'épaisseur. Le joint de mortier dans l'éprouvette a une épaisseur moyenne de 15 mm. Trois niveaux de confinement sont appliqués selon les conditions suivantes :

- Ne pas dépasser la contrainte de compression de 2 MPa [120].
- Ne pas dépasser 40% de la résistance en compression de la maçonnerie [46]
- Les contraintes de confinement sont contrôlées pour qu'il garde un niveau de confinement stable sur l'éprouvette.
- Les éprouvettes sont soumises à trois niveaux de confinement (0.2-0.6-1 MPa).



(a) Configuration de l'essai



(b) Trois niveaux de confinement

Figure III.15 : L'essai de push-out : charges appliquées

➤ Présentation de la machine

L'application de charges se fait par deux vérins hydrauliques de capacité de 500 kN. En plus, l'éprouvette est soumise aux contraintes de confinement horizontales sur les côtés latéraux des pierres (Figure III.6.)

La mesure du déplacement latéral des joints est effectuée par capteurs de déplacement LVDT. Ils sont posés en parallèle aux joints de mortier. Deux LVDT sont fixés de chaque côté de l'éprouvette.

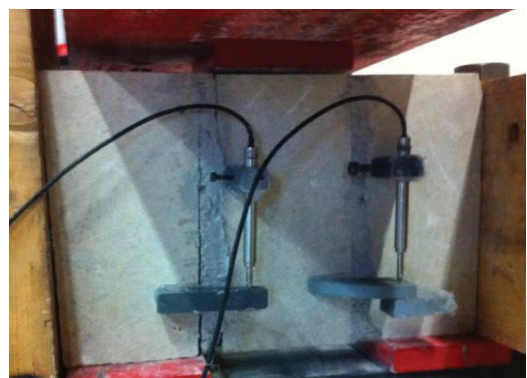


Figure III.16 : Essai de push-out : disposition de l'éprouvette dans la machine



Figure III.17 : Essai de push-out : dispositif d'essai & vérins hydrauliques

3.2.2 Résultats expérimentaux

➤ Résistance au cisaillement

La résistance τ_i est calculée pour chaque éprouvette i chargée avec une force latérale maximale $T_{i,max}$ sur deux surfaces latérales de joints de mortier $2A_i$, Équation III.10. La résistance caractéristique de cisaillement τ_{caract} des n spécimens testés prend la valeur de 0.8 de la valeur moyenne τ_0 calculée avec l'Équation III.11.

$$\tau_i = \frac{T_{i,max}}{2A_i} \quad \text{Équation III.10}$$

$$\tau_0 = \sum \tau_i / n \quad \text{Équation III.11}$$

Le Tableau III.14 représente les valeurs de contrainte maximale et moyenne pour chaque niveau de confinement. Ainsi que les Figure III.18, Figure III.19, Figure III.20 représentent le comportement de contrainte-déformation de cisaillement pour trois niveaux de contrainte de confinement 0.2-0.6-1 MPa, respectivement.

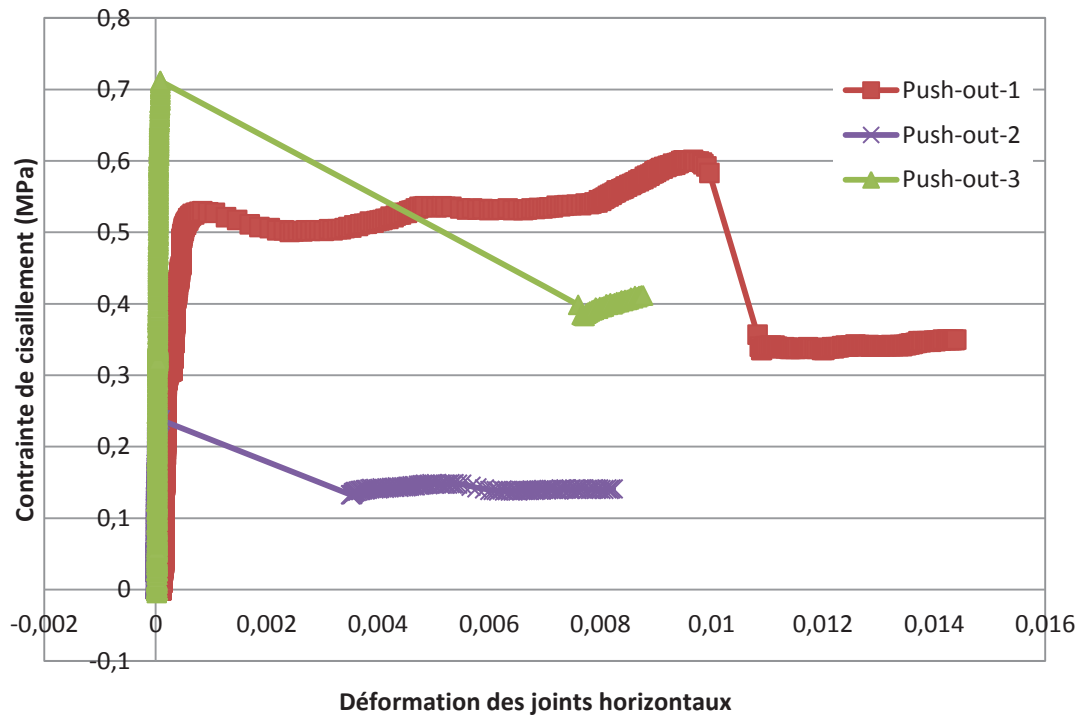


Figure III.18 : Essai de Push-out : Résistance au cisaillement de la maçonnerie confiné à 0.2 MPa

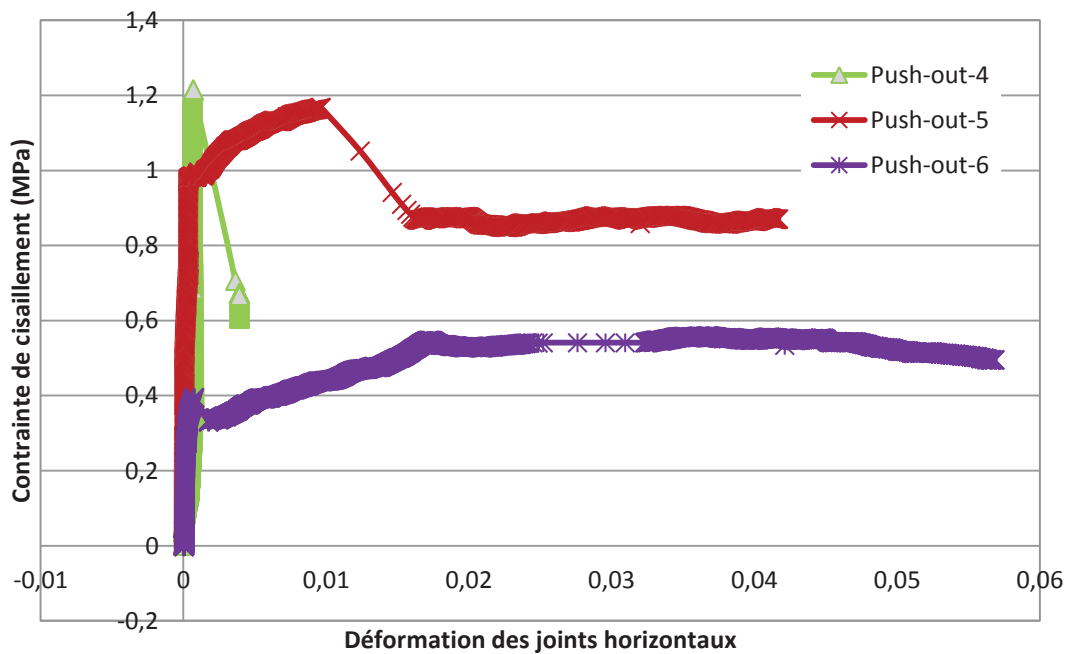


Figure III.19 : Essai de Push-out : Résistance au cisaillement de la maçonnerie confiné à 0.6 MPa

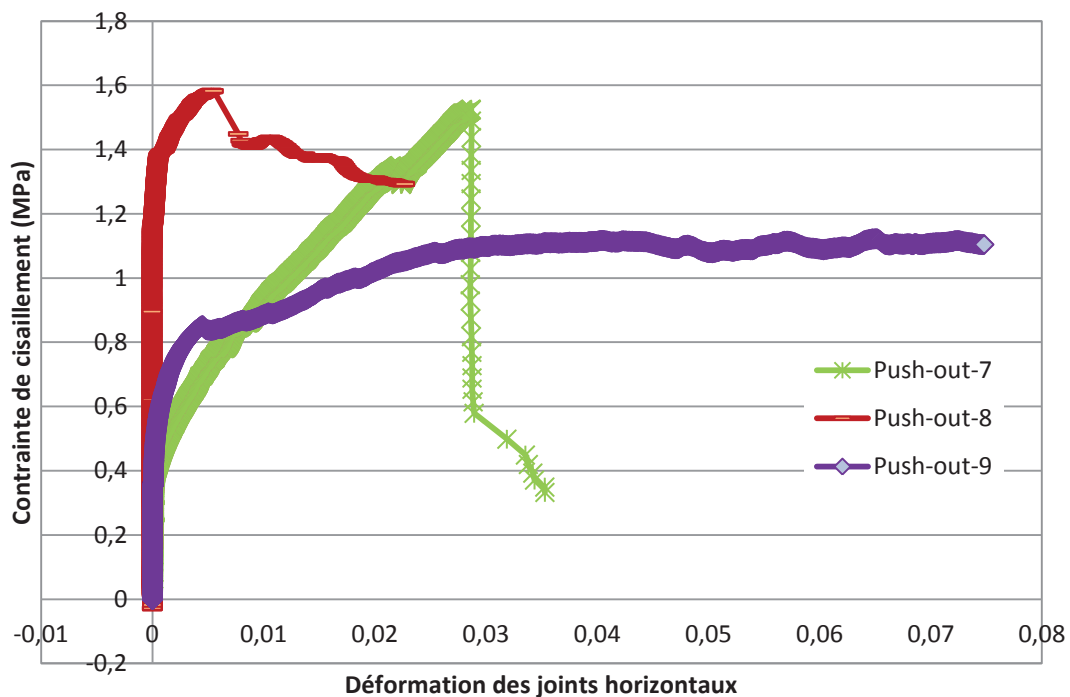


Figure III.20 : Essai de Push-out : Résistance au cisaillement de la maçonnerie confiné à 1 MPa

➤ Cohésion, angle de frottement

La résistance au cisaillement est la combinaison de la résistance de cohésion c et la résistance au frottement. Les valeurs de la cohésion et du coefficient de frottement $\mu = \tan \varphi$ sont calculés à partir du critère de Mohr-Coulomb selon l'Équation III.12.

$$\tau_u = c + \tan \varphi \sigma_n \quad \text{Équation III.12}$$

Les résultats donnent un coefficient de frottement de 1.12 et une résistance de cohésion c de 0.3 MPa. Le coefficient de frottement résiduel $\tan \varphi_{rés}$ vaut 1.25. Le frottement augmente après la fissuration des joints.

La valeur du coefficient de frottement μ est supérieure à 1. Ce résultat est obtenu à cause de l'irrégularité et de la rugosité de la surface des joints. En effet, la section du joint de mortier qui est soumis en contrainte de confinement est A_0 . En revanche, les contraintes de cisaillement sont produites sur une surface latérale A_s . En plus, en négligeant la contrainte d'adhésion, le critère de Coulomb définit μ comme le rapport entre de la force de cisaillement T et la force de compression F . Par conséquent, μ est influencé avec A_s/A_0 qui est supérieur à 1.

$$\mu = \frac{T}{F} = \frac{A_s}{A_0} \frac{\tau}{\sigma}$$

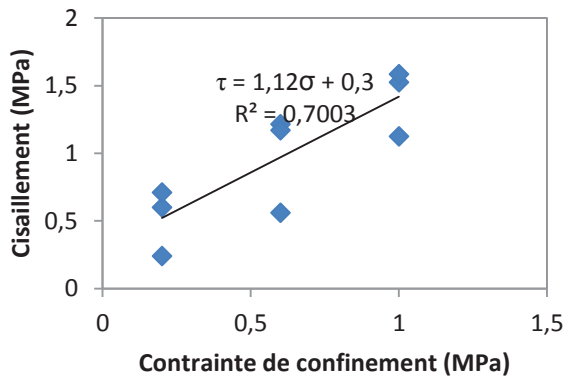


Figure III.21 : Valeurs ultimes de contraintes de cisaillement

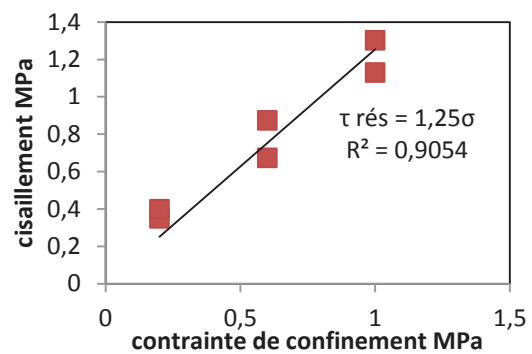


Figure III.22 : Valeurs résiduelles de contrainte de cisaillement

Valeurs moyennes et caractéristiques	Résistance initiale de cisaillement c (MPa)	Coefficient de frottement $\mu = \tan \varphi$ (MPa)	Coefficient de frottement résiduel $\tan \varphi_{rés}$
moyen	0,3	1,12	1,254
caractéristiques = 0,8 de moyenne	0,24	0,9	1

Tableau III.13 : Essai push-out : contraintes de cisaillement ultime et résiduel

➤ *Module de cisaillement*

Le module de cisaillement est calculé à partir des valeurs expérimentales dans la zone de 30% de la contrainte maximale. Il est donné par l'Équation III.13.

$$G = \frac{\tau_{1/3} - \tau_i}{\gamma_{1/3} - \gamma_i} \quad \text{Équation III.13}$$

τ_i , γ_i sont la contrainte et la déformation de cisaillement initiales, respectivement. $\tau_i = 0,015$. $\tau_{1/3}$ et $\gamma_{1/3}$ représentent la contrainte et la déformation à 30% de la valeur de contrainte maximale. Les résultats expérimentaux donnent des valeurs moyennes de module de cisaillement de 941-1020-823 MPa correspondant aux niveaux de confinement de 0,2-0,6-1 MPa, respectivement.

Par conséquent, l'influence de la contrainte de confinement ($\leq 1 \text{ MPa}$) sur la déformation de cisaillement initiale $\gamma_{1/3}$ des joints n'est pas important en présence de la rugosité de la surface qui joue un rôle plus dominant sur les déformations initiales. Donc, le module de cisaillement

est calculé pour toutes les éprouvettes, et il est égal à 928 MPa. Le *Tableau III.14* donne les valeurs expérimentales de l'essai de push-out.

N°	σ_n (MPa)	$F_{i,max}$ (KN)	A_i (mm ²)	τ_i (MPa)	$\tau_{caract} = 0.8\tau_i$ (MPa)	$\tau_{rés}$ (MPa)	G (MPa)
<i>Push-out-1</i>	0.2	19.7	16350	0.6	0.48	0.35	1047
<i>Push-out-2</i>		8.1	16915	0.24	0.19	-	1190
<i>Push-out-3</i>		23.1	16240	0.71	0.57	0.4	586
<i>Moyenne</i>		17	-	0.52	0.41	0.38	941
<i>Ecart-type</i>		7.9	-	0.25	0.2	0.04	316
<i>Push-out-4</i>	0.6	37.3	15336	1.21	0.97	0.67	490
<i>Push-out-5</i>		34.2	14630	1.17	0.94	0.87	980
<i>Push-out-6</i>		18.8	16800	0.56	0.45	-	1590
<i>Moyenne</i>		30.1	-	0.98	0.79	0.77	1020
<i>Ecart-type</i>		9.9	-	0.37	0.29	0.14	551
<i>Push-out-7</i>	1	59.6	19536	1.53	1.22	-	549
<i>Push-out-8</i>		45.5	14356	1.59	1.27	1.3	1584
<i>Push-out-9</i>		31.2	13873	1.13	0.9	1.13	337
<i>Moyenne</i>		45.4	-	1.42	1.13	1.22	823
<i>Ecart-type</i>		14.2	-	0.25	0.2	0.12	667

Tableau III.14 : Résultats expérimentaux de l'Essai Push-out : Résistance au cisaillement de maçonnerie.

➤ *Modes de rupture*

Deux modes de ruptures sont observés ; une rupture à l'interface mortier-pierre, et une rupture par fissuration qui traverse les joints de mortier et l'interface, respectivement. Les modes de ruptures sont présentées dans les *Figure III.23*, *Figure III.24*, *Figure III.25*.

D'ailleurs, le confinement à 0.2 MPa a toujours produit une rupture à l'interface du mortier et de la pierre. Le cisaillement de l'éprouvette 2 s'est produit dans un seul joint, ce qui explique que la résistance au cisaillement est moins importante que celle des éprouvettes 1 et 3 confinés au même niveau de contrainte *Figure III.23*. La même explication pourrait être donnée pour la rupture des éprouvettes 9 et 6. La rupture d'un seul joint dans l'éprouvette pourrait être due à la différence des rugosités de l'interface, ce qui donne une résistance de frottement plus élevée dans un joint que dans l'autre. En plus, l'augmentation de confinement

de 0.2 MPa à (0.6 et 1) MPa a changé le mode de rupture vers une fissuration qui traverse les joints de mortier et l'interface.



(a) Eprouvette-1



(b) Eprouvette -3



(c) Eprouvette -2

Figure III.23 : Essai push-out : Modes de rupture des spécimens confinés à 0.2 MPa : (a,b) fissuration à l'interface joint-pierre, (c) fissuration du joint seul.



(a) Eprouvette -4



(b) Eprouvette -5

Figure III.24: Essai push-out : Modes de rupture des spécimens confinés à 0.6 MPa : fissuration traversant des joints



(a) Eprouvette -7 :



(b) Eprouvette -8

Figure III.25 : Essai push-out : Modes de rupture de spécimens confinés à 1 MPa : fissuration traversant des joints

➤ *Calcul de l'énergie de rupture :*

L'énergie de rupture G_{fII} est définie comme la surface comprise entre la contrainte maximale (δ_i, τ_i) et résiduelle ($\delta_{max}, \tau_{rés}$) sous la courbe de contrainte de cisaillement-déplacement latérale [2]. L'évolution de l'énergie de rupture G_{fII} avec l'augmentation de contrainte de confinement est étudiée pour les éprouvettes 1,3,4,5,7,8. Le choix de ces éprouvettes est fait parce que la rupture apparaît dans les deux joints.

Les valeurs de G_{fII} calculées à partir des résultats expérimentales sont comparées avec le modèle de Rahman et al 2013 [121]. Le modèle de Rahman et al 2013, calcule G_{fII} à différents niveaux de confinement, en se basant sur les valeurs des paramètres mécaniques des matériaux composant la maçonnerie. Pour une maçonnerie de résistance à la compression f'_{cm} soumise à une contrainte de cisaillement τ_u et une contrainte de confinement σ_n , le modèle de Rahman et al 2013 permet de calculer l'énergie de rupture G_{fII} avec les *Équation III.14*.

$$G_f = \frac{\tau_u}{0.5B}$$

Équation III.14

$$B = 2.75 \frac{\log(E_b E_t t_m)}{\exp(4.039 \exp(-0.155 f'_{cm}) \sigma_n^{0.525})}$$

E_b et E_m , représentent les modules élastiques des pierres et du mortier, respectivement. t_m est l'épaisseur du joint de mortier. Les valeurs expérimentales et théoriques de l'énergie de rupture G_{fII} sont présentées dans le *Tableau III.15*.

N°	σ_n (MPa)	τ_i (MPa)	$\tau_{rés}$ (MPa)	δ_i (mm)	δ_{max} (mm)	$G_{fII-exp}$ (N.mm/mm ²)	$G_{fII-thé}$ (N.mm/mm ²)
Push-out-1	0.2	0.52	0.35	0.071	0.822	0.06	0.050
Push-out-3	0.2	0.7	0.39	0.008	0.736	0.11	0.068
Push-out-4	0.6	1.21	0.67	0.058	0.352	0.08	0.148
Push-out-5	0.6	1.17	0.87	0.865	1.486	0.093	0.143
Push-out-7	1	1.53	-	2.58	-	-	0.22
Push-out-8	1	1.59	1.3	0.458	1.88	0.21	0.229

Tableau III.15 : Essai push-out : Valeurs expérimentales et analytique de l'énergie de rupture

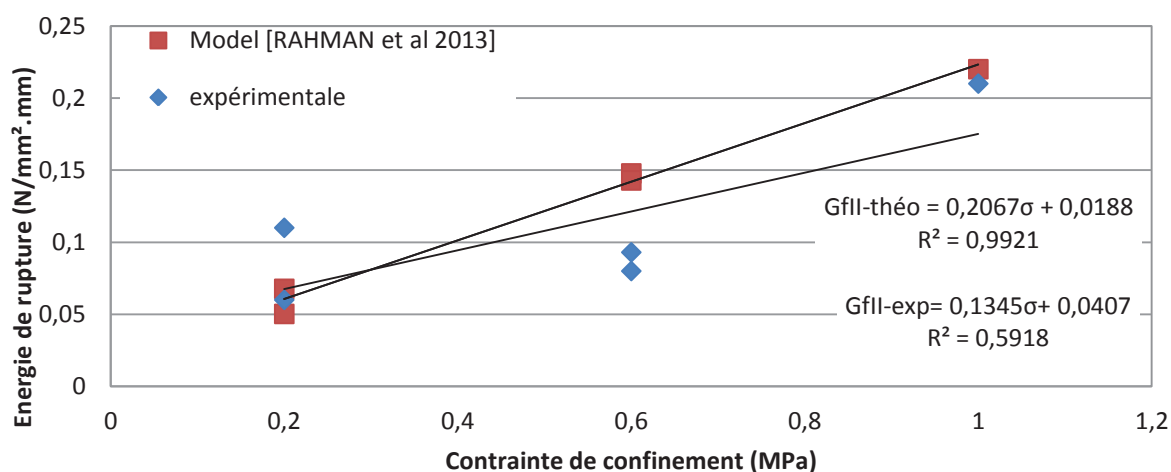


Figure III.26 : Essai push-out : évolution de l'énergie de rupture en fonction de la contrainte de confinement.

La Figure III.26 montre que la valeur expérimentale moyenne de l'énergie de rupture n'a pas augmenté entre les deux niveaux de confinement de $0,2 \text{ MPa}$ à $0,6 \text{ MPa}$. En revanche, dans un niveau de confinement de 1 MPa , la valeur de l'énergie de rupture est égale à deux fois la valeur de G_{fII} obtenue dans un confinement de $0,6 \text{ MPa}$. Il est possible de relier ce phénomène à la rugosité importante de la surface des joints. La rugosité de la surface de joint augmente significativement le frottement dans les joints et par conséquent, empêche le déplacement latérale avant la rupture de joint et augmente son énergie de rupture. Ce phénomène est plus remarqué dans un niveau de confinement supérieur à $0,6 \text{ MPa}$.

En effet, dans un niveau de confinement de 1 MPa de l'éprouvette-8, le cisaillement de joint est accompagné avec un cisaillement de la pierre dans le joint ce qui a augmenté, éventuellement, l'énergie de rupture. Enfin, il est important d'effectuer plus d'essai pour augmenter la précision des résultats ainsi que produire des valeurs qui correspondent à des contraintes de confinement intermédiaires à $0,4 \text{ MPa}$ et $0,8 \text{ MPa}$.

3.2.3 Discussion des résultats

Les valeurs expérimentales obtenues avec l'essai de cisaillement sont comparées avec les résultats de la littérature et les normes existantes. Zimmermann et al 2012 [46], ont testés une maçonnerie de briques correspondant au type des maisons de 19^{ème} siècle à Vienne (Autriche). La brique a une résistance de compression de $19,28 \text{ MPa}$ et une densité volumique de 1467 Kg/m^3 . Pour la maçonnerie à base de mortier de chaux mélangé au ciment, les résultats donnent une valeur moyenne de cohésion de $0,21 \text{ MPa}$ et un coefficient de frottement de $0,709$.

Dans le code canadien CSA, 2004 [114] et le code américaine MSJC, 2008 [122], la résistance nominale de cisaillement est définie comme fonction de la résistance en compression. La MSJC considère que la résistance nominale de cisaillement est égale à la valeur minimale calculée avec les équations présentées dans le *Tableau III.16*. La valeur expérimentale de la résistance au cisaillement initiale (cohésion) est de 0.3 MPa . Cette valeur est proche de la valeur minimale donnée dans le *Tableau III.16* et qui vaut 0.32 MPa .

Paulay et Priestley, 1992, considèrent que la résistance de cohésion vaut 0.03 de la résistance en compression de la maçonnerie $\sigma_{c,mac}$ [113]. La valeur expérimentale de cohésion de 0.3 MPa vaut 75% de la valeur calculée. En plus, la valeur expérimentale du coefficient de frottement μ vaut 1.12 . Cette valeur doit être comprise entre $0.3-1.2$ [113].

Les résultats expérimentaux donnent une valeur de μ de 1.12 qui est plus grande que la valeur de coefficient de frottement proposée avec l'EN-1052-3 [54] et qui vaut 0.4 . La résistance au frottement au niveau des joints est élevée grâce à la surface rugueuse des pierres de la maçonnerie. L'évolution de la résistance au cisaillement par rapport à la contrainte de confinement est une fonction linéaire avec un coefficient de détermination R^2 de 0.7 . D'ailleurs, Dhanasekar, 2011 [120], constate que la contrainte de cisaillement une fonction linéaire de contraintes de confinement lorsqu'elle est plus faible que 2 MPa .

Equation de MSJC [122] (N)	$\tau_n = V_n/A_n$ (MPa)	τ_{exp} (MPa)	$\sigma_n = N_v/A_n$ (MPa)
$V_n = 0.375A_n\sqrt{f_m}$	1.375	-	-
$V_n = 0.83A_n$	0.83	-	-
$V_n = 0.26A_n + 0.3N_v$	0.26	0.3	0 (cohésion)
	0.32	0.52	0.2
	0.44	0.98	0.6
	0.56	1.42	1

Tableau III.16 : Essai push-out : Comparaison des valeurs de la résistance au cisaillement.

De plus, les résultats expérimentaux donnent une valeur moyenne du module de cisaillement de 928 MPa . La rigidité initiale à l'interface du mortier n'est pas beaucoup influencée par la contrainte de confinement. Rahman et al 2013 [121] considère que la rigidité initiale est influencée par la résistance du mortier plus que par la contrainte de confinement. En revanche, l'application d'une contrainte de compression plus importante (plus que 1 MPa) pourrait augmenter la rigidité car son influence sur la résistance au cisaillement est très importante [121].

Le module de cisaillement calculé à partir des résultats expérimentaux est égale à $0.1 * E_{maç}$. En revanche, l'EN-1052-3 [54] considère que le module de cisaillement G est égale à $0.4 * E_{maç}$. Le module de Young de la maçonnerie $E_{maç} = 9630 MPa$, donc, la valeur de G calculée selon l'EN-1052-3 est $3852 MPa$. Cette différence entre les résultats ; expérimentaux et ceux calculés peut être dû à la rigidité importante de la pierre ($E_{pierre} = 51244 MPa$) qui augmente la rigidité de la maçonnerie en compression. Tandis que l'essai de push out consiste à cisailier directement les joints de mortier, le module de cisaillement de cet essai sera comparé avec le module élastique des joints de mortier de la maçonnerie E_{m-j} . La valeur de E_{m-j} est $1750.2 MPa$ et le rapport entre le module de cisaillement G et E_{m-j} est 0.53 .

L'augmentation de la contrainte de confinement produit une augmentation de l'énergie de rupture. Ce résultat a été retrouvé par plusieurs auteurs ; Van Zijl [123] & Augenti et al [116]. En plus, la valeur expérimentale de l'énergie de rupture G_{fII} obtenue sans confinement vaut $0.04 N/mm^2.mm$. La valeur expérimentale est égale à 2 fois la valeur théorique de $0.02 N/mm^2.mm$ calculée avec le modèle de Rahman et al, 2013.

Les résultats expérimentaux donnent des valeurs de l'énergie de rupture compris entre $0.01-0.25 N.mm/mm^2$. Cet intervalle de valeurs de l'énergie de rupture par cisaillement on le retrouve aussi dans Pluijm, 1999 [124]

Petersen et al [125] a utilisé dans la modélisation numérique des murs deux valeurs différentes de G_{fII} selon la structuration des murs. Pour un mur dont l'épaisseur ne contient pas de joint vertical, la valeur initiale de l'énergie de rupture est de 0.035 . En revanche, si le mur est composé de deux couches dans son épaisseur Petersen et al [125] considère une valeur de 0.02 de l'énergie initiale de rupture. Les valeurs de G_{fII} ont été obtenues à partir de l'essai de cisaillement par torsion dans l'étude [126].

L'évolution de l'énergie de rupture expérimentale par rapport aux contraintes de cisaillement est donnée par l'équation $G_{fII-exp} = 0.04 + 0.14. \sigma_n$. Cette équation est comparée avec les résultats d'Augenti et al [116]. Augenti et al trouvent une valeur initiale de l'énergie de rupture égale à $0.1 Nmm/mm^2$ et l'énergie de rupture est définie avec l'équation $G_{fII} = 0.1 + 0.07. \sigma_n$. Les résultats expérimentaux montrent que l'influence des contraintes de compression sur l'énergie de rupture est dans un rapport de 0.14 qui est égale à deux fois $0.07. \sigma_n$.

L'évolution de l'énergie de rupture avec la contrainte de confinement a été aussi accompagnée par un changement de mode de rupture. Le mode de rupture change d'une fissuration de joint à l'interface (à $0.2 MPa$ de confinement) vers une fissuration traversant le mortier (à $0.6-1 MPa$ de confinement). En plus, dans l'éprouvette-8 confiné à $1 MPa$, le cisaillement de joint de mortier a été accompagné avec un cisaillement de la pierre dans le joint.

Enfin, le modèle analytique de Rahman et al donne une énergie de rupture initiale de 0.02 et l'énergie de rupture théorique est définie avec l'équation $G_{fII} = 0.02 + 2.1. \sigma_n$.

3.2.4 Conclusion

L'augmentation de la contrainte de confinement entre $0.2-1 \text{ MPa}$ conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement de 73 à 373% respectivement par rapport à la contrainte de cisaillement initiale (0.3 MPa). Le coefficient de frottement est égal à 1.12 et la cohésion vaut 0.3 MPa . La rugosité de la surface des joints a fortement influencé le coefficient de frottement.

La rigidité initiale à l'interface du mortier n'est pas beaucoup influencée par la contrainte de confinement. La valeur moyenne du module de cisaillement est 928 MPa . Cette valeur est égale à 0.53 de la valeur du module élastique du mortier dans les joints de maçonnerie. L'énergie de rupture représente une augmentation plus significative à partir de contrainte de confinement supérieur à 0.6 MPa . La valeur expérimentale de l'énergie de rupture sans confinement est 0.04 N.mm/mm^2 . L'évolution de l'énergie de rupture avec la contrainte de confinement a été aussi accompagnée par un changement de mode de rupture.

3.3 Caractérisation des renforts : Comportement de TRC

Le TRC représente une matrice cimentaire renforcée par textiles. L'utilisation de ce matériau composite dans le renforcement des structures doit être précédée par une caractérisation des propriétés mécaniques. L'essai de traction uni-axiale du TRC a pour objectif de déterminer la résistance à la traction de TRC et les déformations de traction. Il consiste dans l'application d'une charge de traction sur des plaques rectangulaires de TRC.

Dans la littérature, le comportement du TRC a été étudié par ce type d'essai pour plusieurs types de textile : basalte (Larrinaga et al [127]), verre (Silva et al [128], Barhum et al 2012 [99]). Le nombre de couches de textile dans la matrice peut être aussi un paramètre d'étude. Barhum et al [86] ont trouvé que l'utilisation des fibres courtes dans la matrice de TRC a retardé l'apparition de la première fissure. L'amélioration du comportement a été plus remarquée lorsque les fibres courtes sont en carbone. En revanche, le nombre de fissures avant la rupture du TRC augmente avec l'utilisation de fibre courte.

Le comportement en traction des TRC est caractérisé par trois étapes [86]. La première étape (I) représente un comportement linéaire définie par le module de Young de mortier renforcé avec de textile E_1 . Ensuite, la deuxième étape (II) représente un comportement, non-linéaire qui commence après la formation de la première fissure de la matrice. En effet, les fibres de textile dans le TRC transmettent les charges au mortier entre les fibres. Par conséquent, cette étape est caractérisée par la création de plusieurs fissures successives, accompagnée avec une augmentation faible des contraintes. Enfin, la troisième étape (III) représente le

comportement du TRC après la fissuration totale de la matrice. Pendant cette étape, le comportement du textile est dominant pour résister aux charges de traction. Cette étape est caractérisée par une redistribution des contraintes et des déformations et l'ouverture de fissures. La *Figure III.27* représente le comportement de TRC en traction axiale.

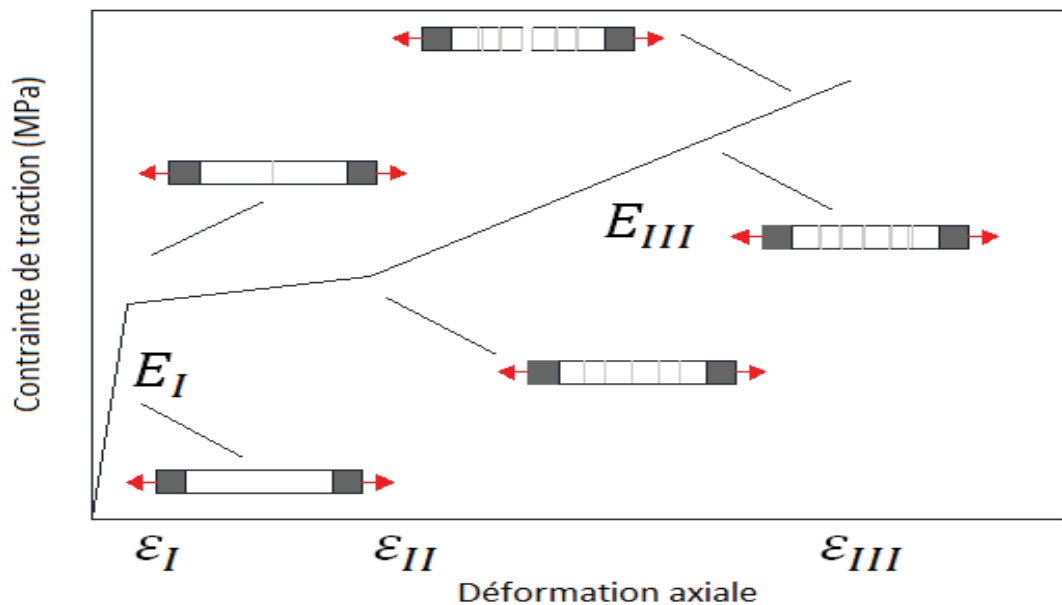


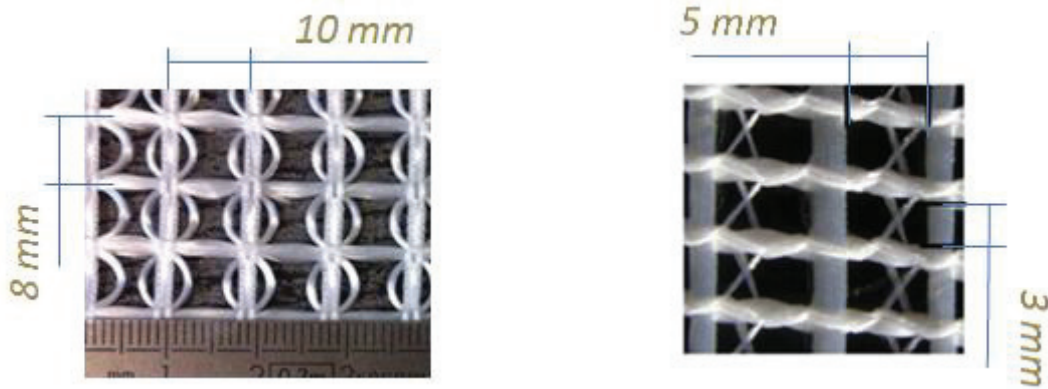
Figure III.27 : Comportement du TRC en traction axiale

3.3.1 Traction directe sur plaques de TRC

3.3.1.1 Les matériaux utilisés

Les fibres utilisées dans cette étude sont des fibres de verre. Leur capacité de déformation importante pourrait permettre d'augmenter la déformation de la maçonnerie après la fissuration des joints de mortier. En plus le rapport entre la résistance à la traction et la masse volumique de fibre de verre est faible par rapport aux matériaux traditionnels tels que l'acier. Deux différentes géométries de tissu sont appliquées dans la matrice cimentaire, représentées dans la *Figure III.28*.

D'abord, le textile utilisé pour le renforcement en cisaillement, dans le plan du mur, possède une masse surfacique de 430 g/m^2 et une maille de $8 \times 10 \text{ mm}$, *Tableau III.17*. Deuxièmement, le textile utilisé dans le renforcement des murs, soumis à la flexion hors plan, est défini à une géométrie de $5 \times 3 \text{ mm}$ et un Tex égale à 1200 dans le sens trame et 2200 dans le sens chaîne. Tex (= gr/km) représente la masse en gr de textile dans une unité de longueur (1Km) *Tableau III.18*.



(a). maille de 8*10 mm

(b). maille de 3*5 mm

Figure III.28 : Textile utilisé dans le TRC : (a) renforcement de cisaillement dans le plan (b) renforcement de flexion hors plan

Nature des fibres	Mass surfacique p_t (g/m ²)	Géométrie (mm)	Points spécifiques
90 % verre & 10% PET	430 g/m ² +/- 5%	8*10 mm	High température résistance

Tableau III.17 : Caractérisation du textile (donnée fabricant) : utilisé pour le renforcement des murs en cisaillement.

Nature des fibres		N° de filaments par fil	Tex (gr/Km)	Distance (mm)	Diamètre des filaments ϕ (μ m)	Résistance à la traction σ_{tf} (MPa)	Module d'Young E_f (GPa)
trames	Verre- AR	1600	1200	5	19	1102	74
chaînes	Polyester (PET) haute ténacité	-	2200	3	-	-	-

Tableau III.18 : Caractérisation du textile (donnée fabricant) : Grilles tricotées utilisé pour le renforcement des murs en flexion.

Dans la littérature, la masse volumique de la fibre de verre ρ_f a une valeur de 2.6 gr/cm³. La surface de dimensionnement du textile A_{fils} se calcule avec l'Équation III.15 en fonction de la masse volumique ρ_f et la distance entre les fils [87].

$$A_{fils} \left(\frac{mm^2}{m} \right) = \frac{Tex \left(\frac{gr}{Km} \right) \times \left(\frac{\text{nombre de fils}}{cm} \right)}{10 \times \rho_f \left(\frac{g}{cm^3} \right)} \quad \text{Équation III.15}$$

Dans le cas où la masse est donnée par unité de surface p_t (g/m^2), la surface de fibre par mètre de longueur se calcule avec l'Équation III.16 pour le textile aux fibres unidirectionnelles et avec l'Équation III.17 pour le textile aux fibres bidirectionnelles [87].

$$A_{rt}\left(\frac{mm^2}{m}\right) = \frac{p_t \text{ (gr/m}^2\text{)}}{\rho_f \text{ (gr/cm}^3\text{)}} \quad \text{Équation III.16}$$

$$A_{rt}\left(\frac{mm^2}{m}\right) = \frac{p_t \text{ (gr/m}^2\text{)}}{2 * \rho_f \text{ (gr/cm}^3\text{)}} \quad \text{Équation III.17}$$

a. Caractérisation du mortier du TRC

Le mortier utilisé est un micro-mortier fabriqué avec une quantité d'eau par rapport au mortier égale à 0.32 en masse. Les comportements mécaniques en flexion et en compression sont testés à l'âge de 7 et 28 jours pour des prismes de 40*40*160 mm [101]. Le Tableau III.19 présente les valeurs de la résistance du mortier en flexion et en compression. La résistance de traction en flexion est de 5.07 MPa à l'âge de 7 jours et de 6.83 MPa à l'âge de 28 jours, ce qui représente une augmentation de 34.7%. En revanche le comportement du mortier du TRC marque une augmentation de la résistance en compression de 14.7% entre 7 et 28 jours.

N° de test	Résistance à l'âge de 7 jours (MPa)		Résistance à l'âge de 28 (MPa)	
	en flexion	en compression	en flexion	en compression
1	4.96	23.15	5.80	26.78
		22.35		27.32
2	4.94	21.64	7.40	27.00
		21.20		22.69
3	5.31	22.01	7.28	23.05
		20.69		25.13
Moyenne	5.07	21.84	6.83	25.04
Ecart-type	0.21	0.74	0.89	2.49

Tableau III.19 : Comportement mécanique de mortier de TRC

3.3.1.2 Le programme expérimentale

L'essai de traction directe du TRC est effectué sur des plaques rectangulaires de TRC de 390 mm de longueur. Les dimensions des éprouvettes testées sont présentées dans le *Tableau III.20 et III.21*. La préparation des spécimens consiste à étaler une couche de mortier dans le moule. Ensuite, le tissu est placé sur le mortier, et une pression faible est appliquée pour insérer le tissu dans la matrice. Enfin, la dernière couche de mortier est appliquée. Les plaques sont testées à l'âge de 28 jours. Deux plaques métalliques (talons) sont collées sur les extrémités de l'éprouvette. Elles permettent une meilleure fixation de l'éprouvette dans les mors évitant ainsi l'écrasement du mortier dans les zones d'application de charges. *Figure III.29.a*.

Cet essai est piloté en déplacement à une vitesse de 0.3 mm/min. La machine a une capacité de 50 KN. Les forces de traction sont transmises à l'éprouvette par les mors de la machine *Figure III.29.b*. La mesure du déplacement est effectuée par deux capteurs de déplacement type LVDT fixés sur les deux de l'éprouvette TRC (*Figure III.29.c*). Les déplacements serviront par la suite au calcul des déformations.

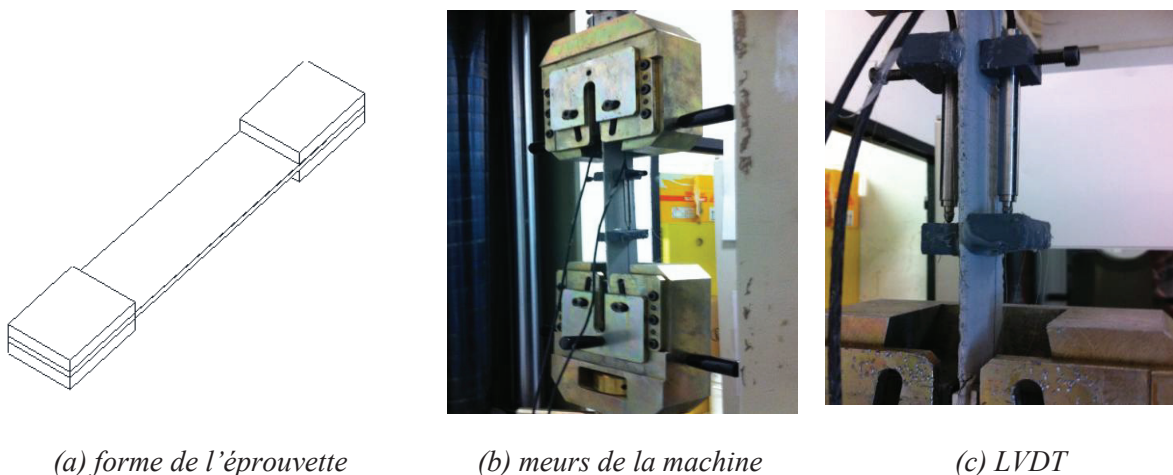


Figure III.29 : Traction directe de plaques de TRC dans le sens de trame

3.3.1.3 Résultats expérimentale

a. Résistance à la traction du TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement dans le plan

Le comportement du TRC est étudié dans les deux directions du textile. Le comportement en traction dans le sens chaîne donne une force de traction maximale de 367 N. La rupture arrive pour une force de 7.34 KN/m avec une contrainte de traction moyenne de 1.6 MPa. La déformation maximale enregistrée ne dépasse pas 0.28 %. En revanche, le comportement de traction dans le sens trame permet d'avoir une force ultime de 1125 N correspondant à une contrainte moyenne de 5.5 MPa. Les déformations maximales enregistrées sont égales à 1.436%. La *Figure III.30* représente le comportement en traction du TRC dans le sens trame.

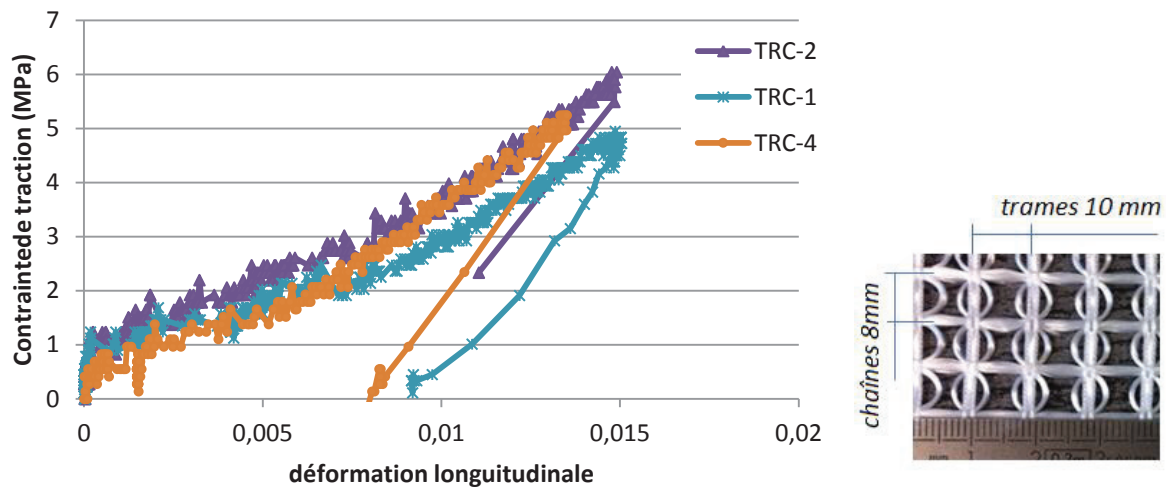


Figure III.30 : Comportement de traction de plaques de TRC dans le sens trame : TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement

Les résultats expérimentaux montrent que la résistance à la traction dans le sens trame est 2 fois plus grande que la résistance à la traction dans le sens chaîne. En plus, la comparaison entre les valeurs des déformations maximales à la rupture montre que les fibres ne participent pas significativement à la résistance à la traction dans le sens chaîne. C'est pourquoi, dans le calcul numérique le textile est considéré unidirectionnel. La surface de dimensionnement est calculée avec l'Équation III.16 dans la direction des fils de trames, et elle est égale à $165.4 \frac{mm^2}{m}$. Le Tableau III.20 représente les valeurs expérimentales de l'essai de traction du TRC dans le sens trame. La force de traction par une unité de largeur s'élève à 20.3 KN/m.

N°	F max (N)	surface de section (mm ²)	Contrainte (MPa)	F (KN/m)	E _I (MPa)	E _{III} (MPa)	ε _I (%)	ε _{II} (%)	ε _{III} (%)
1-TRC	1125	52.9*4.2	4.95	21.27	1112.8	307.78	0.0178	0.373	1.486
2-TRC	1125	52*3.5	6.04	21.63	2972.1	340.92	0.024	0.39	1.477
3-TRC	1250	52.5*4.5	5.29	23.81	-	-	-	-	-
4-TRC	1000	50.3*3.6	5.25	19.88	837.7	399.36	0.029	0.4	1.345
Moyenne	1125		5.48	20.93	1640.87	349.35	0.0236	0.388	1.436
écart type	102.06		0.42	0.92	1161	46.37	0.0056	0.01365	0.0789

Tableau III.20 : Valeurs expérimentales de l'essai de traction de plaques de TRC dans le sens trames : TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement

L'étude de comportement du TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement sera continué dans le paragraphe (§3.5). L'objectif est de tester l'augmentation de la résistance à la traction de la maçonnerie apportée par le TRC, et de calculer les contraintes à l'interface de la maçonnerie-TRC après la fissuration des joints.

Les joints horizontaux dans les murs de maçonnerie représentent une zone de rupture potentiellement en cisaillement (par glissement et frottement des joints). Dans le renforcement des murs le TRC est appliqué en faisant varier la direction des fils de trame par rapport aux joints horizontaux du mur.

b. Résistance à la traction du TRC utilisé pour le renforcement de la flexion hors plan

Le comportement du TRC est étudié dans les deux directions du textile. Le comportement en traction dans le sens trame donne une force de traction maximale de 1283.3 N. La rupture arrive pour une force de 25.67 KN/m avec une contrainte de traction moyenne de 4.9 MPa. La déformation maximale enregistrée augmente jusqu'à 1.17 %.

En revanche, le comportement en traction dans le sens chaîne permet d'avoir une force à rupture de 1606.25 N correspondant à une contrainte moyenne de 7.2 MPa. Les déformations maximales enregistrées sont égales à 2.47%. La Figure III.31 représente le comportement de traction de TRC dans le sens chaîne.

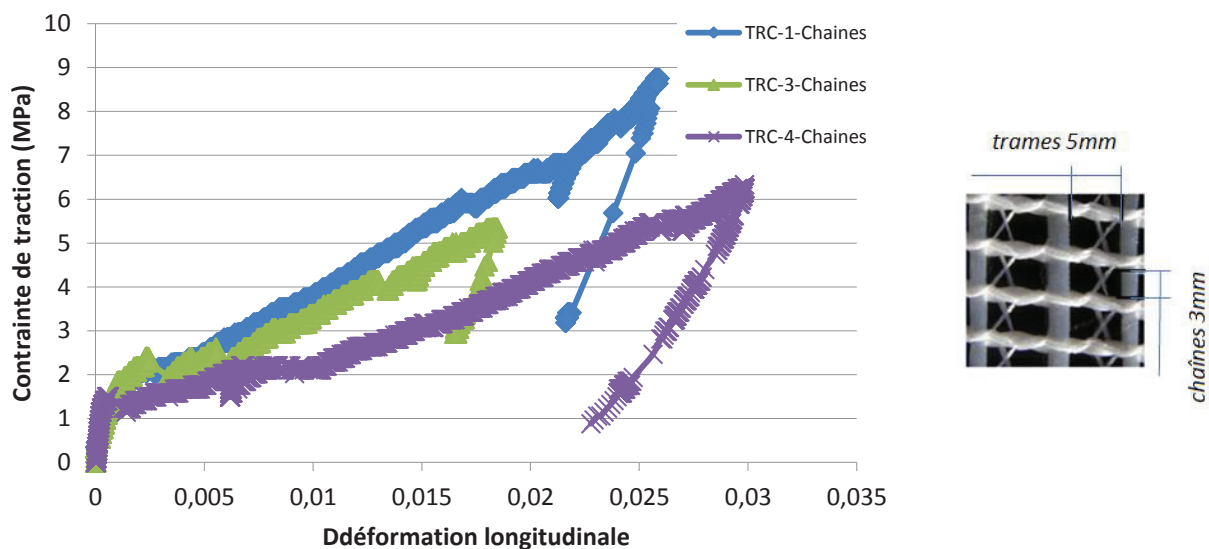


Figure III.31 : Comportement en traction des plaques TRC dans le sens chaînes : TRC utilisé pour le renforcement de flexion

Les résultats expérimentaux montrent que la résistance à la traction dans le sens chaîne est plus grande que la résistance à la traction dans le sens trames avec une différence de 25%. En plus, la comparaison des valeurs de déformation maximales à la rupture montre que la traction dans le sens chaîne permet d'obtenir des déformations axiales de 111% par rapport à la déformation axiale obtenue en traction du TRC dans le sens trame.

C'est pourquoi, dans le renforcement en flexion, les fils de chaîne sont orientés pour résister aux contraintes de traction. Les fils de chaîne sont dans le sens de la hauteur du mur soumis en flexion hors plan. En plus, la surface de dimensionnement du textile utilisé dans le renforcement de la flexion est calculée avec l'Équation III.15. La surface de dimensionnement dans la direction de chaînes et de trames est 153.9 et $92.3 \frac{mm^2}{m}$, respectivement. Le Tableau III.21 représente les valeurs expérimentales de l'essai de traction de TRC dans le sens chaîne. La force de traction par une unité de largeur s'élève à 32.13 KN/m. La Figure III.32 représente la fissuration progressive de l'éprouvette de TRC pendant l'essai de traction.

N°	F max (N)	surface de section (mm ²)	Contrainte (MPa)	F (KN/m)	E _I (MP a)	E _{III} (MP a)	ε _I (%)	ε _{II} (%)	ε _{III} (%)
1-TRC	1925	50*4.4	8.75	38.5	1148	279.83	0.198	0.36	2.59
2-TRC	1475	50*3.49	8.45	29.5	2173.7	276.24	0.133	0.54	-
3-TRC	1225	50*4.59	5.34	24.5	1717.7	231.68	0.091	0.61	1.83
4-TRC	1800	50*5.69	6.33	36	3138.9	206.81	0.049	1.01	2.98
moyenne	1606.25		7.2	32.13	2044.58	248.64	0.12	0.63	2.47
écart type	317.13		1.65	6.34	841.61	35.46	0.0635	0.274	0.585

Tableau III.21 : Valeurs expérimentales de l'essai de traction de plaques TRC dans le sens chaînes : TRC utilisé pour le renforcement de flexion



(a) Eprouvette avant fissuration



(b) Fissuration multiples de l'éprouvette



(c) Elargissement de fissures au milieu de l'éprouvette

Figure III.32 : Fissuration des plaques TRC soumises à la traction uni-axiale

3.4 Caractérisation de renfort par NSM GFRP : Essai de pull-out

L'objectif de l'essai pull-out est de tester la résistance de l'adhésion entre le renfort FRP et la maçonnerie. Il consiste à appliquer une force de traction axiale au renfort et par conséquent cisailer l'adhésif utilisé pour le collage du renfort sur la maçonnerie.

La maçonnerie est renforcée avec la technique NSM qui consiste à insérer une barre de GFRP dans une rainure effectuée sur la surface de l'éprouvette. Cette technique de renforcement permet à l'adhésif d'entourer le renfort de ses trois côtés, et d'augmenter l'adhésion entre la structure et le renfort par rapport au collage de bandes de FRP sur la surface extérieure de la structure. D'ailleurs, la position du renfort dans une rainure permet d'être confiné avec les contraintes de compression transmise de la structure et ce qui peut augmenter la résistance au cisaillement au niveau de l'interface. Les paramètres qui influencent l'essai pull-out sont déterminés selon De Lorenzis et al 2007 [129] :

- La dimension, la géométrie du renfort (plaques, barres), et la rugosité de leurs surfaces.
- Le matériau de remplissage de la rainure (époxy, mortier, mélange d'époxy & sable),
- La rugosité de la surface de la rainure et sa position par rapport au bord de l'élément
- Les dimensions de la rainure qui définissent le coefficient K , dans l'Équation III.18

Le coefficient K est défini comme le rapport entre la largeur de rainure et le diamètre de la barre utilisée. K prend sa valeur dans l'Équation III.19 selon la nature de la surface de la barre utilisée [129].

$$K = \frac{\text{largeur de rainure } b_g}{\text{diamètre de bar } d_b} \quad \text{Équation III.18}$$

$$\begin{cases} k \geq 1.5 & \text{bar sablé} \\ k \geq 2 & \text{bar de diamètre déformé} \end{cases} \quad \text{Équation III.19}$$

En plus, la position de la barre par rapport aux joints de mortier dans la maçonnerie influence la résistance au cisaillement.

Petersen, 2009 [39] et Willis et al, 2009 [68] ont étudié l'influence de la position des barres par rapport aux joints de mortier sur quatre configurations de maçonnerie soumises à l'essai pull-out. Les barres se trouvent en position verticale ou parallèle aux joints horizontaux. La rainure traverse les pierres et/ou le mortier. Les résultats montrent que l'existence d'une contrainte de confinement sur les joints augmente la résistance de l'adhésion. Petersen, 2009 [39] trouve que la résistance d'adhésion de la barre verticale traversant les pierres et les joints

verticaux est plus faible de 11% par rapport à e la résistance d'adhésion obtenue lorsque la barre traverse seulement la pierre.

La longueur de collage de la barre FRP est définie par plusieurs auteurs selon la nature du renforcement. Dans l'essai pull-out, la longueur de collage est comprise entre 4 et 24 fois le diamètre de la barre (Lorenzic et al [130]). En plus, Willis et al [68] considèrent que la longueur de collage nécessaire pour des lamelles de FRP est égale à 100 fois l'épaisseur de la lamelle.

3.4.1 Le programme expérimentale

➤ Les matériaux utilisés

Les barres de renfort FRP utilisées dans cette étude sont des fibres de verre GFRP. La surface des barres est recouverte de sable de type quartz (SC) et elles ont un diamètre de 6 mm. Les caractéristiques des barres de GFRP donnés par le fournisseur sont la résistance à la traction de 938 MPa et le module élastique de 52.5 MPa.

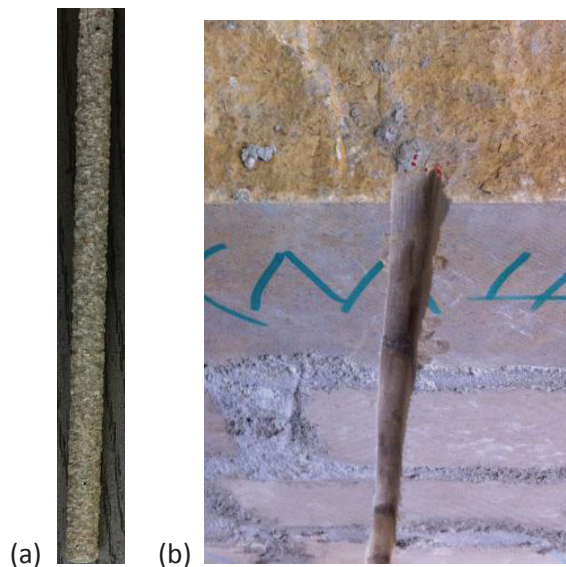


Figure III.33 : (a) La surface de l'armature en verre recouverte de sable. (b) rainure sur la surface de maçonnerie.



Figure III.34 : Colle époxydique Sikadur-31 DW.

L'adhésive est une colle époxy à deux composants, adaptée pour le contact avec l'eau potable. Il est constitué d'un mélange de résine époxydique et de fillers spéciaux conçus pour le contact avec l'eau. Le mélange est constitué de trois parts A (blanc) pour un part B (noir) en poids.

Caractéristiques physiques et mécaniques	
Densité à 20° C (kg/l)	2,00
Résistance en compression à 14 jours et à +23° C (MPa)	78
Résistance en flexion à 14 jours et à +23° C (MPa)	37
Résistance à la traction à 14 jours et à +23° C (MPa)	23
Module d'élasticité (MPa)	6500
Résistance d'adhérence après 7 jours à +23°C (MPa)	3 (avec le béton sec)
	9 (avec l'acier sablé)

Tableau III.22 : Caractéristique de la colle époxydique Sikadur-31 DW fournies par le producteur.

➤ *Les éprouvettes testées*

Trois éprouvettes de maçonnerie renforcées avec NSM GFRP sont testées dans l'essai pull-out. Les éprouvettes de maçonnerie sont composées de trois pierres, pour une hauteur moyenne de 330 mm, une épaisseur de 85 mm et une largeur de 220 mm.

La barre de GFRP est placée dans une rainure effectuée sur la surface de l'éprouvette au milieu de sa largeur. La rainure a une largeur b_g de 20 mm. La profondeur de la rainure h_g vaut 10 mm pour les éprouvettes 1 et 2 et 15 mm pour les éprouvettes 3 et 4.

Toutes les éprouvettes vérifient la condition qui impose que la rainure ait une profondeur plus grande ou égale à 1.5 fois le diamètre de la barre ; $h_g \geq 1.5\phi_b$ [131]. En plus, la rainure est remplie avec de l'adhésive à partir d'une distance de 50 mm du bord de l'éprouvette. Cela permet d'éviter l'écrasement de l'extrémité de la pierre et d'avoir une meilleure distribution de contrainte.

➤ *Présentation du dispositif expérimentale*

Trois jauges de déformation sont collées le long du collage afin de mesurer l'évolution de contrainte de cisaillement dans cette zone. Une quatrième jauge est collée directement sur la barre FRP en dehors de la zone de collage pour mesurer la déformation de la barre pendant l'essai pull-out et déterminer le module élastique du renfort pendant l'essai.

Le chargement est appliqué avec une vitesse de 0.3 mm/min. Le Tableau III.23 représente la longueur de collage L_b de chaque éprouvette, ainsi que la distance entre la jauge et le bord de la zone de collage.



Figure III.35 : Essai de Pull-out

N°	h_g/b_g	L_b (mm)	Distance entre la jauge et le bord de la zone de collage.		
			$g1$ (mm)	$g2$ (mm)	$g3$ (mm)
NSM-P1	0.5	270	10	60	110
NSM-P2	0.5	295	17	66	117
NSM-P3	0.75	255	25	72	123
NSM-P4	0.75	275	14	68	120

Tableau III.23 : Longueur de collage et position de jauges de déformation

3.4.2 Résultats expérimentaux

➤ Résistance d'adhésion moyenne

La contraintes de cisaillement moyennes τ_{av1u} , τ_{av2u} sont calculées dans deux interfaces ; adhésif-maçonnerie et barre-adhésif, respectivement. Les Équation III.20 et Équation III.21 représentent le calcul de contrainte de cisaillement à partir de P_f la force de traction maximale qui produit la rupture de NSM joint. Φ_b, L_b , sont le diamètre de barre et la longueur de collage, respectivement. $L_{per} \cdot L_b$ Représente la surface de maçonnerie-adhésif soumis à la contrainte d'adhésion. Le Tableau III.24 représente les valeurs expérimentales de force et de contraintes de cisaillement moyennes obtenues pour les quatre éprouvettes testées.

$$\tau_{av1u} = \frac{P_f}{\pi \cdot \Phi_b \cdot L_b} \quad \text{Équation III.20}$$

$$\tau_{av2u} = \frac{P_f}{L_{per} \cdot L_b} \quad \text{Équation III.21}$$

N°	P_f (KN)	τ_{av1u} (MPa)	τ_{av2u} (MPa)	Mode de rupture
NSM-P1	9.53	1.87	0.88	SOE
NSM-P2	12.53	2.25	1.06	SOE
NSM-P3	11.23	2.34	0.88	PO
NSM-P4	14.83	2.86	1.07	PO
Moyenne	12.10	2.33	0.97	-
Ecart-type	2.35	0.41	0.11	-

Tableau III.24 : Résultats expérimentale de l'essai de Pull-out, SOE : fracturation de l'époxy, PO : rupture de l'adhésif par pull-out

Les valeurs moyennes de contrainte de cisaillement τ_{av1u} et τ_{av2u} sont de 2.07, et 0.75 MPa, respectivement, calculées en considérant que la distribution de contrainte est uniforme sur toute la longueur de collage. En revanche, la distribution de contraintes d'adhésion n'est pas uniforme, et le calcul de τ_{local} permet de déterminer la résistance au cisaillement locale de l'adhésif à partir des déformations mesurées.

➤ *Résistance d'adhésion locale*

Le calcul de la contrainte de cisaillement locale τ_{local} s'effectue dans une zone de longueur $(x_{i+1} - x_i)$ comprise entre la première et la deuxième jauge de déformation. $\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}$

$$E_B A_B = \frac{P_f}{\varepsilon_f} \quad \text{Équation III.22}$$

$$\tau_{local} = \frac{\Delta P}{(x_{i+1} - x_i) \cdot L_{per}} = \frac{(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \cdot (E_B A_B)}{(x_{i+1} - x_i) \cdot L_{per}} \quad \text{Équation III.23}$$

Le glissement locale S_i entre deux jauges de déformation se calcule selon l'Équation III.24.

$$S_i = (\varepsilon_i - \varepsilon_m)(X_{i+1} - X_i) \quad \text{Équation III.24}$$

$$S_{totale} = \sum S_i$$

Dans le cas d'une rupture SOE par fracturation de l'adhésif, la contrainte de cisaillement locale τ_{local} calculée entre $g1$ et $g2$ a une valeur moyenne de 0.84 MPa correspondant à une force de traction P_f de 11.03 KN. Dans le cas d'une rupture PO par cisaillement de l'adhésif, la contrainte de cisaillement locale τ_{local} calculée entre $g1$ et $g2$ a une valeur moyenne de 5.82 MPa correspondant à une force de traction P_f de 13.03 KN.

N°	P_f (KN)	τ_{local} (MPa)	ε_{max} (entre jauges g_1 et g_2)	$\sum S_i$ (mm)
NSM-P1	9.53	0.90	0.001	0.03
NSM-P2	12.53	0.78	0.0014	0.01
Moyenne (1&2)	11.03	0.84	0.0012	0.02
NSM-P3	11.23	7.06	0.0126	0.60
NSM-P4	14.83	4.58	0.011	0.59
Moyenne (3&4)	13.03	5.82	0.012	0.6

Tableau III.25 : Résultats expérimentaux de l'essai Pull-out

La *Figure III.36* présente l'évolution de force de traction en fonction du glissement locale totale $\sum S_i$ de la zone d'adhésif entre les jauges *g1* et *g2*.

La rupture par fracturation de l'adhésif produit des déformations de compression (négatives) suivie par la rupture de la barre dans les éprouvettes 1&2. En revanche, le mécanisme de transmission des charges dans les éprouvettes 3 et 4 est composé de trois étapes. Premièrement, un comportement élastique, suivi d'une microfissuration de l'adhésif, puis, l'apparition des macro-fissures.

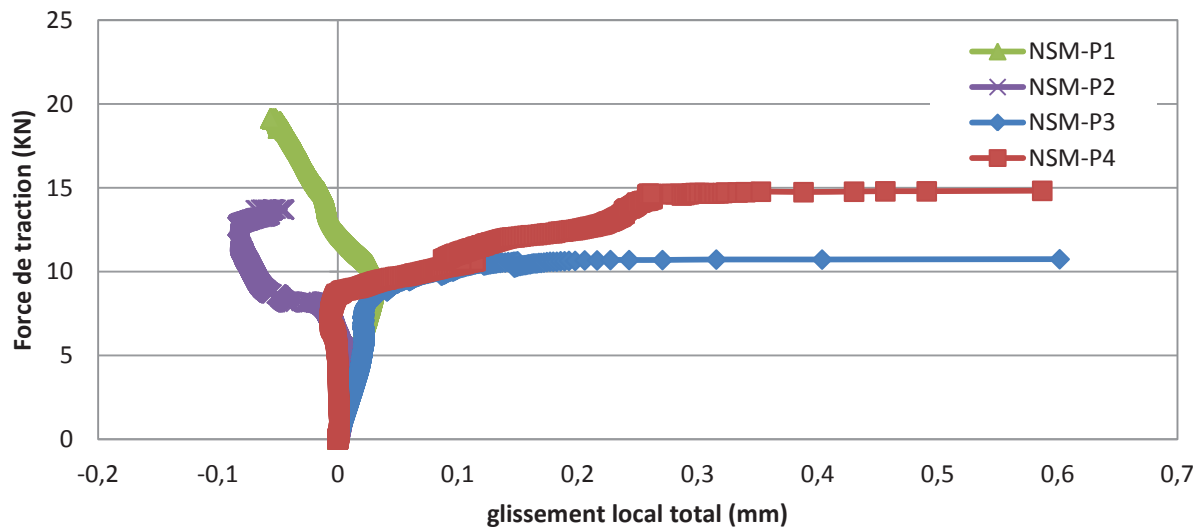


Figure III.36 : Essai Pull-out : Résultats expérimentaux de l'évolution du glissement local total en fonction de la force de traction.

➤ *Mode de rupture*

En générale, les forces et les contraintes de cisaillement, sur le bord chargé de l'éprouvette, augmentent jusqu'à la valeur de la résistance au cisaillement maximale de l'adhésif. Ensuite, la fissuration commence à se développer vers le bord libre de l'éprouvette et la contrainte de cisaillement diminue. La même hypothèse a été retenue avec Kashyap et al [93].

La rupture des éprouvettes 1 et 2 se produit par fracturation de l'adhésif dans la zone de collage à une distance de 14 mm du bord chargé. Les éprouvettes 3 et 4 subissent une rupture par fissuration de l'adhésif accompagnée d'une fissuration de la maçonnerie par cisaillement.

Dans l'éprouvette 1 la fracturation de l'adhésif arrive pour une force moyenne P_f égale à 11.03 KN. Puis, l'augmentation de la force de traction de P_f à P_{max} ne permet pas de développer une rupture par cisaillement, à cause de la rupture de la barre de 6 mm de diamètre.

Dans les éprouvettes 3 et 4, et après la première fissuration de l'adhésif à P_f , l'augmentation de charges de P_f à P_{max} produit une augmentation de la contrainte de cisaillement dans une nouvelle zone sur la longueur du collage (*entre g2 et g3*). Pourtant, la rupture de la barre arrive avant que la contrainte n'atteigne pas une valeur maximale dans cette nouvelle zone de collage. La rupture de la barre GFRP s'est produite à P_{max} sans développement de nouvelles fissures dans la zone de collage.



(a) Mode de rupture de l'éprouvette 1

(b) Mode de rupture de l'éprouvette 3

(b) Mode de rupture de l'éprouvette 4

Figure III.37 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : modes de rupture

➤ Evolution de la déformation

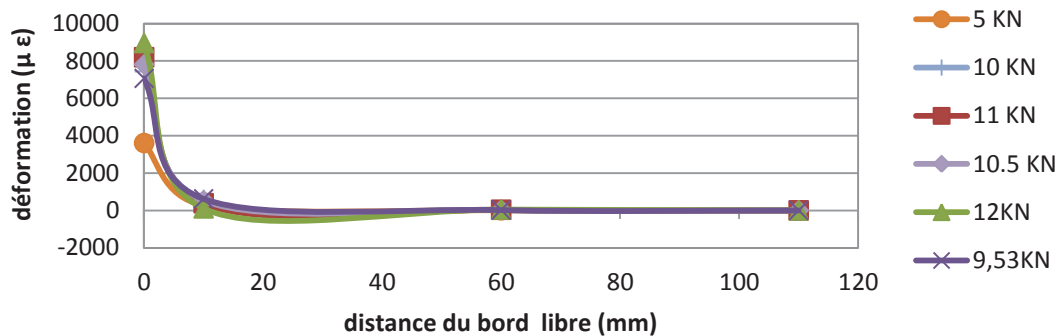


Figure III.38: Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 1

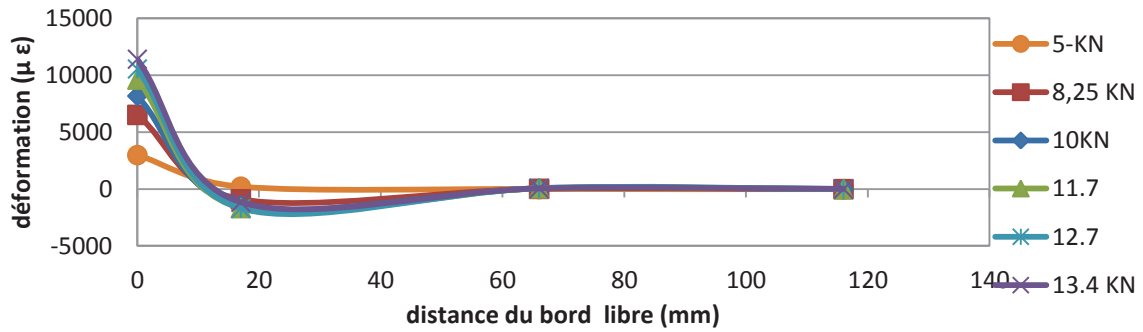


Figure III.39 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 2

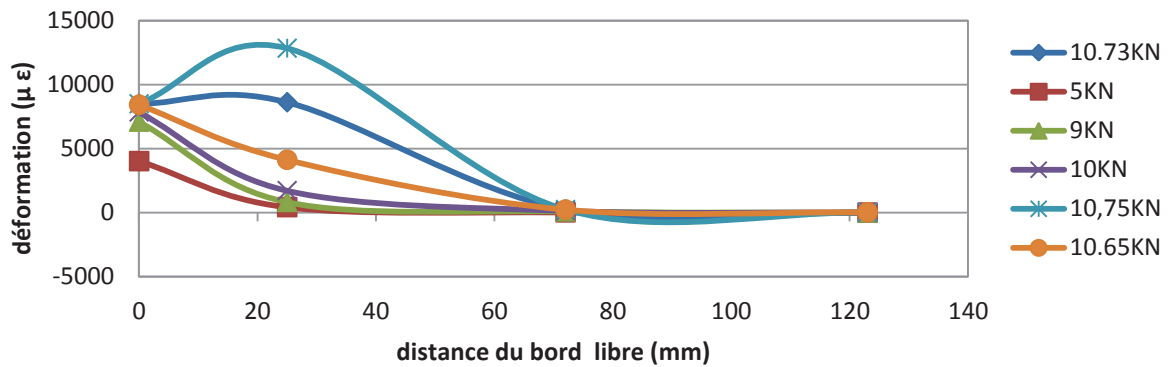


Figure III.40 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 3

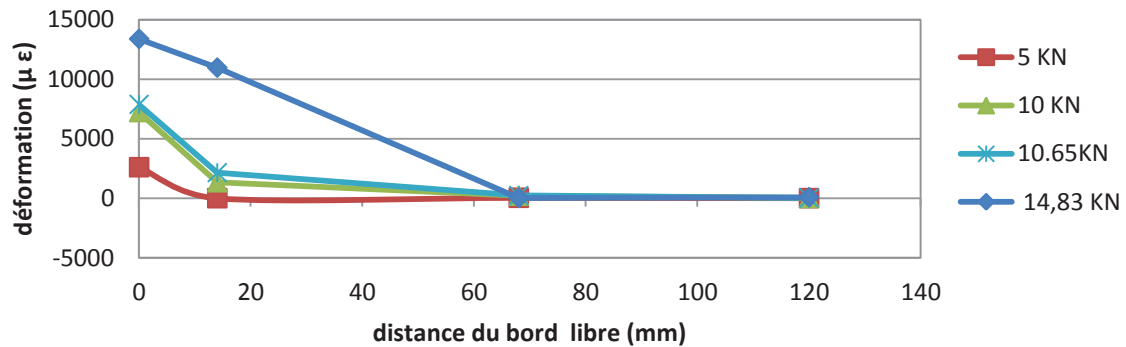


Figure III.41 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 4

➤ Résistance de la barre GFRP

La rigidité axiale de la barre GFRP $E_B A_B$ est calculée avec l'Équation III.25 en fonction de la valeur de la charge appliquée P et de la déformation ε_0 de la barre mesurée avec g_0 .

$$E_B A_B = P / (\varepsilon_0).$$

Équation III.25

$$\sigma_t = P_{max} / A_B$$

Équation III.26

Le *Tableau III.26* présente les valeurs des contraintes maximales σ_t et la déformation ultime ε_{max} des barres GFRP développées pendant l'essai pull-out. La valeur moyenne de la résistance à la traction s'élève à 506.52 MPa et le module de Young E_B est 45186 MPa . La déformation d'allongement maximal de la barre vaut 0.014 correspondant à une rigidité axiale de 1258.7 KN .

	P_{max} (KN)	ε_{max} (mm/mm)	$E_B A_B$ (KN)	σ_t (MPa)	E_B (10-50%) (MPa)
NSM-P1	19.15	0.01527	1336.9	677.29	47886
NSM-P2	13.75	0.01539	1202.6	486.3	41465
NSM-P3	15.1	0.01563	1233.7	534.05	46957
NSM-P4	11.3	0.0094	1261.6	328.44	44435
Moyenne	14.83	0.0139	1258.7	506.52	45185.75
Ecart-type	3.28	0.003	57.43	143.81	2877.29

Tableau III.26 : Comportement en traction des barres GFRP pendant l'essai de pull-out

La *Figure III.42* représente l'évolution de la force de traction dans les barres GFRP en fonction de la déformation axiale de la barre.

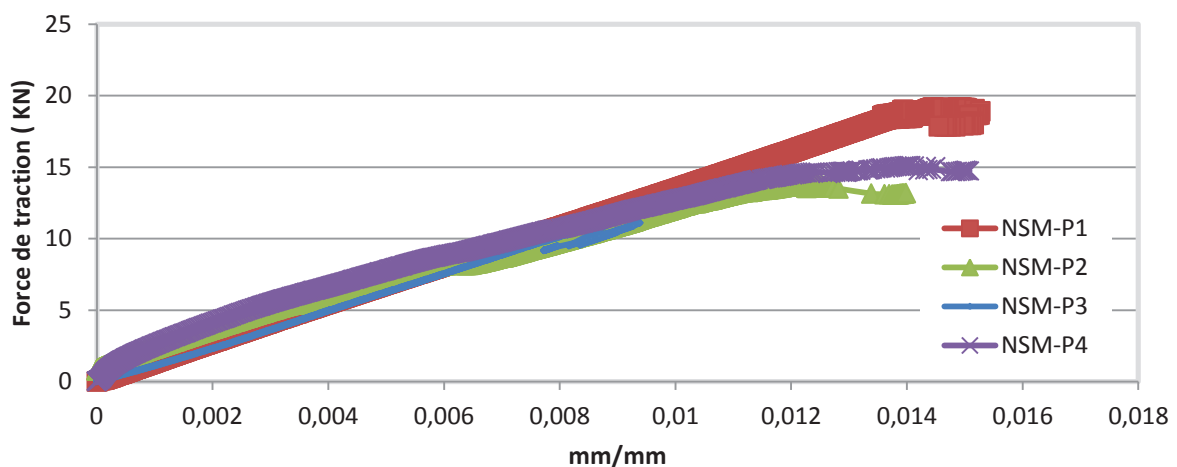


Figure III.42 : Comportement en traction des barres GFRP : courbe force-déformation

3.4.3 Model analytique

Le calcul de la résistance d'adhésion et de la force maximale correspondant ainsi que de la longueur effective se réalise avec plusieurs modèles dans la littérature.

- Seracino et al [132] ont proposé un modèle analytique bilinéaire pour calculer la résistance d'adhésion τ_{max} du béton renforcé avec FRP par collages des bandes sur la surface extérieure, ou la technique NSM.

Le calcul de la force P_{IC} dans ce modèle nécessite que le mode de rupture se produise par la fissuration de l'adhésif qui produit le décollement de la plaque en FRP. La largeur b_f et la profondeur d_f de la zone d'adhésion déterminent le paramètre φ_f ainsi que le périmètre de la zone d'adhésion L_{per} . La rigidité axiale de FRP est $(EA)_p$.

$$\varphi_f = \frac{d_f}{b_f}$$

$$L_{per} = 2d_f + b_f$$

$$\delta_{max} = \frac{0.976\varphi_f^{0.526}}{0.802 + 0.078\varphi_f}$$

$$P_{IC} = \sqrt{\tau_{max}\delta_{max}} \sqrt{L_{per}(EA)_p}$$

$$\tau_{max} = (0.802 + 0.078 \varphi_f) f_c^{0.6}$$

Équations III.27

Les valeurs du déplacement maximal δ_{max} et de la force maximale P_{IC} , ainsi que les contraintes d'adhésion de FRP sont calculées avec le modèle et présentées dans le *Tableau III.27*.

b_f (mm)	d_f (mm)	δ_{max} (mm)	f_c (MPa)	τ_{max} (MPa)	$(EA)_p$ (MPa.mm ²)	P_{IC} (N)
20	15	0.975	13.45	4.09	1247650	15772.3
L_{per} (mm)	φ_f					
50	0.75					

Tableau III.27 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Seracino et al [132]

La valeur de contrainte maximale est comparée avec la valeur expérimentale des éprouvettes 3 et 4. La rupture des éprouvettes 3 et 4 se produit par cisaillement de l'adhésif à 5.82 MPa.

La force expérimentale maximale correspondante est 13.03 KN . Le glissement local a une valeur expérimentale de 0.6 mm .

- Kashyap et al 2012 [93], ont amélioré le model de Seracino et al [132]. Kashyap et al 2012 ont basé leur analyse sur une large base de données expérimentale de 113 essais. Toutes les éprouvettes vérifient une longueur minimale de collage de L_{eff} donné par l'
-
- Équation III.28, et la rupture se produit par cisaillement de l'adhésif.

Les valeurs des paramètres dans l'

Équation III.28 sont calculées da la même manière que dans les Équations III.27.

$$L_{eff} = \frac{\pi}{2 * \sqrt{\frac{\tau_{max} L_{per}}{\delta_{max} (EA)_p}}} \quad \text{Équation III.28}$$

$L_{eff} \text{ (mm)}$	$f_{ut} \text{ (MPa)}$	$(P_{IC})_{NSM}$	$(P_{IC})_{Generic}$
121.15	5.16	46497.02	32180.40

Tableau III.28 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Kashyap et al 2012 [93]

La résistance à la traction en flexion des pierres f_{ut} est calculée à partir de f_c , la résistance en compression, $f_{ut} = 0.53\sqrt{f_c}$. La force de rupture P_{IC} se calcule selon l'Équation III.29 pour tous les cas de collage de FRP et selon l'Équation III.30 pour le NSM FRP.

$$(P_{IC})_{Generic} = 1.99\varphi_f^{0.19} f_{ut}^{0.47} \sqrt{L_{per} (EA)_p} \quad \text{Équation III.29}$$

$$(P_{IC})_{NSM} = 2.63\varphi_f^{-0.12} f_{ut}^{0.47} \sqrt{L_{per} (EA)_p} \quad \text{Équation III.30}$$

Le modèle de Kashyap et al donne des valeurs plus fortes que celles expérimentales. La longueur de collage effective calculée avec le model est de 121.15 mm alors que sa valeur expérimentale ne dépasse pas 70 mm .

- Blaschko [133] a proposé une formule pour calculer la résistance d'adhésion en se basant sur la résistance au cisaillement de l'adhésif τ_{af} est la distance entre le bord du substrat et le renfort a'_e .

$$\tau_{max} = 0.2^4 \sqrt{a'_e} \cdot \tau_{af} \quad a'_e \leq 150 \text{ mm}$$

Blaschko [133] considère que les adhésifs à deux composants qui ont un bon comportement en cisaillement, ont une résistance au cisaillement compris entre 20 et 25 MPa. L'époxy utilisé dans cette étude a une résistance d'adhésion pour une surface sablée de 9 MPa à l'âge de 7 jours. La valeur de 9 MPa sera donnée à τ_{af} dans ce modèle, ce qui donne une résistance d'adhésion τ_{max} de 5.69 MPa. Cette valeur est proche de la valeur expérimentale moyenne de 5.82 MPa pour les éprouvettes 3 et 4.

a'_e (mm)	τ_{af} (MPa)	τ_{max} (MPa)
100	9	5.69

Tableau III.29 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Blaschko [133]

- Hassan & Rizkalla [134] ont proposé un modèle de calcul du τ_{max} en se basant sur les résultats des essais de flexion de poutres en béton renforcés avec des barres de FRP. La résistance d'adhésion τ_{max} est reliée à la résistance à la traction et de compression du substrat f_t et f'_c , respectivement.

$$\tau_{max} = \frac{f'_c f_t}{f'_c + f_t} \quad \text{Équation III.32}$$

Les valeurs caractéristiques de f'_c et f_t des pierres sont respectivement 95 et 5.16 MPa, ces données sont utilisées dans l'application de ce modèle. La résistance au cisaillement dans la zone d'adhésion τ_{max} a une valeur de 4.9 MPa.

f'_c (MPa)	f_t (MPa)	τ_{max} (MPa)
95	5.2	4.9

Tableau III.30 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Hassan & Rizkalla [134]

3.4.4 Discussion des résultats

La différence entre les modes de rupture des éprouvettes peut être due à la différence de la profondeur des rainures. La fracturation de l'époxy se produit lorsque le rapport entre la largeur et la profondeur de la rainure h_g/b_g est faible, ce qui produit une évolution non uniforme des contraintes autour de la barre. En effet, pour un rapport h_g/b_g égal à 0.5, la rupture se produit par fracturation de l'époxy alors que l'augmentation de h_g/b_g jusqu'à 0.75

produit un changement du mode de rupture par cisaillement de l'adhésif de collage. Ce résultat montre le besoin d'une section de surface carrée lors de l'utilisation d'une barre de section circulaire.

La longueur de collage utilisé dans cette étude est égale à $46xd_b$, où d_b représente le diamètre de la barre. Cette longueur de collage ne permet pas à la contrainte de cisaillement de se développer sur toute la zone de l'adhésif. En effet, la barre de FRP arrive à sa résistance maximale, et la contrainte de cisaillement se développe sur une longueur L_{eff} de 70 mm.

La résistance d'adhésion locale des éprouvettes 3 et 4 est de 5.8 MPa. Et le déplacement local calculé va jusqu'à 0.6 mm. En revanche, la fracturation de l'adhésif des éprouvettes 1 et 2 ne permet pas aux contraintes de cisaillement de se développer au delà de 0.84 MPa, et le déplacement local calculé donne une valeur faible de 0.02 mm.

Turco et al [136] ont retrouvé des résultats très proche de nos résultats en faisant varier les longueurs de collage entre ; 5 in (127 mm), 10 in (254 mm) et 15 in (381 mm). Turco et al ont réalisé l'essai de pull-out sur NSM GFRP barres de 6.4 mm de diamètre. Les résultats montrent que l'augmentation de longueur de collage a réduit la contrainte d'adhésion calculée à l'interface barre-adhésif. La rupture est produite à cause de la fissuration de maçonnerie par cisaillement. Les valeurs de contraintes moyennes calculées pour ces longueurs de collage sont 4.1, 3.8, 2.45 MPa , respectivement.

Les valeurs calculées avec les modèles analytiques sont comparées aux résultats des éprouvettes dont la rupture se produit par cisaillement du joint de colle (rupture par pull-out PO). Le modèle de Seracino et al [132] donne une valeur de la résistance d'adhésion de 4.1 MPa, et une force de rupture de 15.8 KN. Les différences entre les résultats calculés du modèle de Seracino et al avec les valeurs expérimentales correspondantes sont de 29.7% et 21%, respectivement. En plus, les modèles analytiques de Blaschko[133] et Hassan & Rizkalla [134] calculent la résistance d'adhésion avec une bonne approximation par rapport à la valeur expérimentale. Les différences entre les valeurs expérimentales et théoriques calculées avec ces deux modèles sont 2% et 16%, respectivement. En revanche, le modèle de Kashyape et al a donné une valeur de force maximale plus élevée que celle obtenue expérimentalement.

3.4 Comportement en traction du couplet de maçonnerie : Essai de traction directe

Premièrement, le principe de l'essai de traction directe sur maçonnerie consiste à appliquer des charges de traction sur une éprouvette composée d'un couplet de pierre et d'un joint de mortier. Les forces s'appliquent dans le sens perpendiculaire au joint de mortier. Le but de cet essai est de déterminer la résistance à la traction de la maçonnerie.

Deuxièmement, l'essai de traction directe réalisée sur des éprouvettes renforcées par TRC permet de déterminer la résistance à la traction du joint de mortier renforcé. En plus, il permet de calculer les contraintes de cisaillement entre la maçonnerie et le TRC.

3.4.1 Le programme expérimentale

➤ *Les spécimens testés*

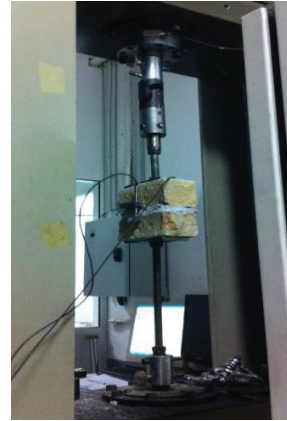
Deux séries d'éprouvettes de maçonnerie sont testées en traction directe. La première série est composée de trois éprouvettes de maçonnerie non renforcées. La deuxième série se compose de trois éprouvettes de maçonnerie renforcée par TRC sur les deux faces. Le textile utilisé dans le renforcement TRC dans cet essai est identique à celui utilisé pour le renforcement de cisaillement des murs de maçonnerie. Chaque éprouvette de maçonnerie est composée de deux pierres et un joint de mortier d'épaisseur de 15 mm. Deux plaques métalliques sont collées sur les extrémités de l'éprouvette afin de transmettre les charges de traction à l'éprouvette testée. La géométrie des éprouvettes testées se présente dans le *Tableau III.31* qui récapitule les dimensions des éprouvettes testées.

N°	Longueur (mm)	Largeur (mm)	Surface de section (mm ²)
TR-1	185	90	16650
TR-2	175	80	14000
TR-3	150	75	11250
TR-TRC-1	135	80	10800
TR-TRC-2	170	84	14280
TR-TRC-3	180	82	14760

Tableau III.31 : Dimensions des éprouvettes de maçonnerie testées en traction

➤ *Présentation du dispositif d'essai*

La machine utilisée pour l'application de la force de traction a une capacité maximale de 50 KN. Les charges sont appliquées par contrôle du déplacement à une vitesse de 0.5 mm/min. Deux capteurs de déplacement type LVDT sont fixés sur la surface de l'éprouvette en parallèle à la direction de charge pour mesurer le déplacement au niveau du joint de mortier.



La Figure III.43 représente une éprouvette de maçonnerie pendant l'essai de traction.

Figure III.43 : Essai de traction directe de maçonnerie non renforcé

➤ Résultats expérimentaux

La résistance moyenne en traction de la maçonnerie non renforcée est égale à 0.44 MPa. Les résultats expérimentaux donnent une résistance à la traction de la maçonnerie renforcée par TRC sur les deux côtés, d'une valeur de 0.67 MPa. L'augmentation de la résistance à la traction apportée par le renforcement est de 52.3%. Le Tableau III.32 représente les valeurs expérimentales de résistance à la traction de la maçonnerie.

N°	Surface de section (mm ²)	Force maximale (N)	Contrainte de traction (MPa)
TR-1	16650	8980	0.54
TR-2	14000	4870	0.35
TR-3	11250	4730	0.42
Moyenne	13967	6193.3	0.44
Ecart-type		2414.34	0.096
TR-TRC-1	10800	6255	0.58
TR-TRC-2	14280	11795	0.826
TR-TRC-3	14760	10075	0.683
Moyenne	13280	9375	0.70
Ecart-type		2835.56	0.126

Tableau III.32 : Résultat expérimentale de traction de la maçonnerie non renforcée et renforcée par TRC

Le Tableau III.32 montre que la résistance à la traction de la maçonnerie renforcée et non renforcée représente une dispersion à l'ordre de 18-22% de la valeur moyenne correspondante.

➤ Comportement de l'adhésion du TRC avec la maçonnerie

Après la rupture du joint de mortier, le TRC reprend les charges de traction dans les éprouvettes renforcées. Par la suite, un glissement du textile par rapport à la matrice s'est produit sur la surface des éprouvettes. Les contraintes de cisaillement τ produites à la surface de contact TRC-maçonnerie S_u se calculent avec l'Équation III.33.

$$\tau = \frac{F/2}{b_u * (2 * h_u)} \quad \text{Équation III.33}$$

La force de traction enregistrée après la rupture du joint de mortier de maçonnerie, représente la force reprise par le textile. Sa valeur maximale F représente la force où le glissement de TRC commence. $F/2$ représente la force de traction reprise par le textile de chaque côté de l'éprouvette renforcée. La surface S_u est composée de deux pierres d'une largeur b_u et une hauteur $2 * h_u$. La force de traction reprise par le textile par une unité de largeur F_l se calcule avec l'Équation III.34.

$$F_l = \frac{F/2}{b_u} \quad \text{Équation III.34}$$

Le Tableau III.33 représente les valeurs de la contrainte de cisaillement τ et de la force de traction F_l reprise par une unité de largeur de textile.

	b_u (mm)	h_u (mm)	S_u (mm ²)	F (N)	F_l (KN/m)	τ (MPa)
TR-TRC-1	135	90	12150	-		-
TR-TRC-2	175	90	15750	5225	14.9	0.17
TR-TRC-3	140	90	12600	5500	19.6	0.22
Moyenne	150	90	13500	5362.5	17.25	0.20
Ecart-type		-		194.45	3.32	0.035

Tableau III.33 : Contrainte de cisaillement développée sur la surface de la maçonnerie renforcée par TRC

La Figure III.44 présente le comportement en traction de la maçonnerie renforcée par TRC et testée en traction. La Figure III.45 présente les modes de rupture des éprouvettes de maçonnerie non renforcées et renforcées par TRC sur les deux côtés. Les modes de rupture des éprouvettes renforcées sont dans un premier temps lié au glissement du textile à la surface puis à la rupture des fibres de textile.

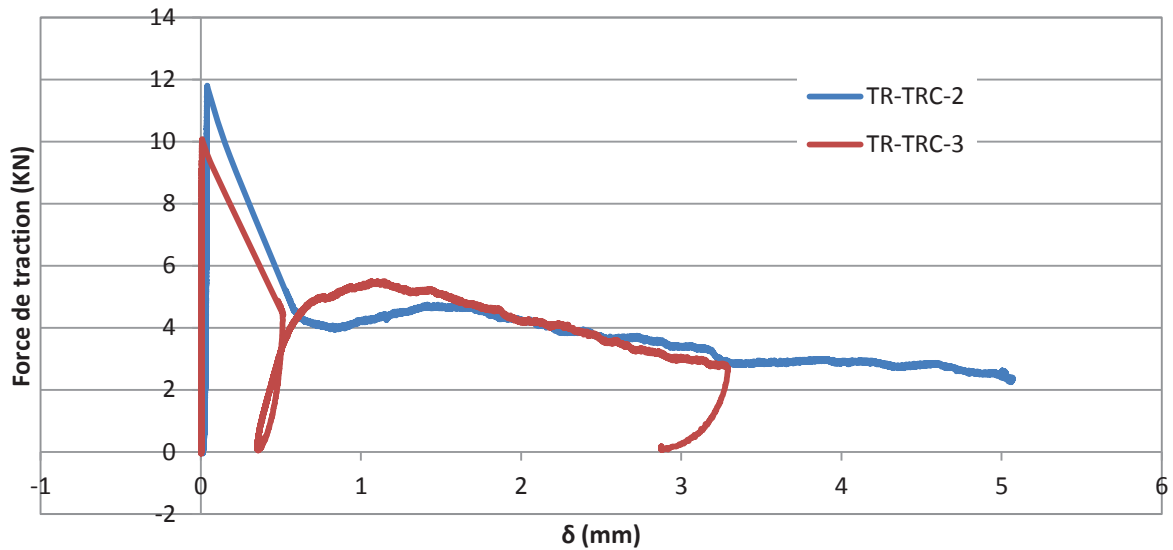


Figure III.44 : Traction directe de la maçonnerie renforcée par TRC : courbe force-déplacement



(a) Maçonnerie non renforcée

(b) TR-TRC-2: cisaillement du mortier à l'interface pierre- TRC

(c) TR-TRC-3: rupture des fibres de textile

Figure III.45 : Traction directe de la maçonnerie : Modes de rupture des maçonneries non renforcée et renforcée par TRC

3.4.2 Discussion des résultats

La résistance à la traction de la maçonnerie non renforcée donne une résistance moyenne en traction de 0.44 MPa . La rupture s'est produite à l'interface pierre-mortier. La valeur de la résistance à la traction est proche de la résistance de cohésion calculée lors de l'essai push-out de 0.3 MPa .

La traction des éprouvettes renforcées par TRC sur les deux côtés conduit à une augmentation de la résistance à la traction jusqu'à 0.7 MPa . Deux modes de rupture sont observés ; glissement du textile à la surface, et rupture des fibres du textile.

La rupture des éprouvettes renforcées par TRC s'est produite après la fissuration du joint de l'éprouvette pour une force F_l moyenne de 17.25 KN/m calculée par unité de largeur. Dans l'éprouvette TR-TRC-2, la valeur de F_l est moins élevée que la valeur de la résistance à la traction des TRC testées sur les plaques et qui vaut 20.93 KN/m . La différence entre les deux valeurs vient du glissement du textile sur la maçonnerie qui accompagne la traction de maçonnerie en l'absence d'un ancrage. En revanche, la valeur de F_l dans l'éprouvette TR-TRC-3 est égale à 19.6 KN/m . Cette valeur présente une différence de 6% par rapport à la force maximale de traction du TRC.

Carozzi et al [137] ont testé en traction directe des maçonneries renforcées par TRC de fibre de verre. Le TRC est appliqué sur une seule côté de l'éprouvette. Le mode de rupture se produit par une fissuration du mortier TRC suivie par une rupture de fibres de renforcement. Les forces maximales varient de 5.5 à 8 KN .

La contrainte de cisaillement de l'éprouvette est égale à 0.2 MPa . Cette valeur est comparable à la résistance au cisaillement qui va jusqu'à 0.14 MPa . Debra et al 2011 [138].

3.5 Conclusion

L'étude expérimentale effectuée sur la maçonnerie non renforcé a permis de définir des paramètres mécaniques tel que la résistance en compression, à la traction et en cisaillement, le module d'élasticité, le coefficient de frottement, le module de cisaillement ainsi que l'énergie de rupture par cisaillement. Ces paramètres qui sont déterminés avec une précision plus ou moins importante, sont aussi comparés avec les résultats dans la littérature et avec les modèles analytiques. La différence qui se présente, quelquefois, avec la littérature ainsi que la dispersion des résultats est souvent due à l'irrégularité de la surface de joints. Cette irrégularité rend la détermination du module élastique difficile avec une dispersion de l'ordre de 41% par rapport à sa valeur moyenne. Le coefficient de frottement supérieur à 1 est caractéristique d'un comportement où l'irrégularité et la rugosité à l'interface pierre/joint de mortier est importante., Le module de cisaillement est moins influencé par le confinement

($\leq 1\text{MPa}$), et l'augmentation de l'énergie de rupture en cisaillement est accompagné d'un changement de mode de rupture des joints et sa valeur reste stable pour un confinement supérieur à 0.6MPa .

Les résistances en compression de la maçonnerie sur prismes et de ses composants (pierre et mortier) ont été déterminées avec une bonne précision. Dans une éprouvette de maçonnerie comprimée, les pierres sont soumises à une traction bi-axiale accompagnée d'une compression verticale. Alors que le mortier est soumis à une compression triaxiale. Lorsque les contraintes latérales de frottement produites dans les joints sont faibles, les fissures s'ouvrent et la maçonnerie est moins résistante en compression.

La résistance au cisaillement de la maçonnerie, ainsi que le mode de rupture des joints est influencée par la contrainte de confinement. L'augmentation de la contrainte de confinement a produit une augmentation de la résistance en cisaillement. La résistance en cisaillement moyenne, pour chaque niveau de confinement, représente une dispersion qui est reliée au mode de rupture qui se produit dans certaines éprouvettes dans un seul joint.

La maçonnerie a une résistance à la traction faible de 0.44MPa , déterminée avec une bonne précision et la rupture s'est produite à l'interface de pierre-mortier. Le renforcement de la maçonnerie par TRC a augmenté la résistance à la traction de la maçonnerie de 60% par rapport à la résistance en traction de la maçonnerie non renforcée.

Le travail expérimental effectué sur les matériaux de renforcement a permis de caractériser l'efficacité des comportements mécaniques du TRC et du FRP.

Le textile utilisé pour le renforcement de la maçonnerie soumis au cisaillement est résistant dans le sens des fils de trame. Le TRC a une résistance à la traction de 20.93KN/m et un allongement maximale qui s'élève à 1.44% . La contrainte de cisaillement entre ce TRC et la maçonnerie a une valeur moyenne de 0.2MPa . *En plus*, le textile utilisé pour le renforcement de la maçonnerie soumise à la flexion est plus résistant dans le sens des fils de chaîne. Le TRC a une résistance à la traction de 32.13KN/m et un allongement maximale qui s'élève à $2,47\%$.

Les barres de GFRP sont testées avec l'essai pull-out qui permet de tester la résistance d'adhésion entre le renfort FRP et la maçonnerie. La résistance à la traction de la barre GFRP et le module élastique sont déterminés pendant l'essai pull-out et ont les valeurs de 566MPa et 45GPa , respectivement. Les deux modes de rupture qui se sont produits sont, une fracturation de l'adhésif et une fissuration de l'adhésif accompagnée d'une fissuration de la maçonnerie par cisaillement. La différence entre les modes de rupture des éprouvettes peut être due à la différence de la profondeur des rainures. Les résultats montrent le besoin d'une section de surface carrée lors de l'utilisation d'une barre de section circulaire. En effet, dans les éprouvettes dont la rainure est moins profonde, la rupture s'est produite par fracturation de l'adhésif à cause de la déformation de compression (négative) dans les éprouvettes 1&2. En revanche, le mécanisme de transmission des charges dans les éprouvettes 3 et 4 est réalisé en trois étapes ; un comportement élastique, suivi d'une microfissuration de l'adhésif, puis,

l'apparition des macro-fissures. La contrainte de cisaillement locale calculée dans les éprouvettes 3 et 4 s'élève à 5.82 MPa .

IV. Chapitre 4 : Renforcement de murs soumis aux chargements dans le plan : Essai de compression diagonale

L'essai de compression diagonale est défini par la norme Italienne (UNI), l'ASTM, les recommandations RILEM et la norme européenne EC 6. Cet essai a comme objectif d'étudier les comportements globaux en compression-cisaillement des murs carrés en maçonnerie soumis aux charges de compression dans la direction de la diagonale du mur.

Ce chapitre présente le comportement en cisaillement des murs de maçonnerie. Les murs composés de cinq rangées de pierres assemblées par mortier sont étudiés sans et avec renforcement. Dans un premier temps, les résultats expérimentaux de la résistance au cisaillement des murs non renforcés ainsi que la résistance apportée par le renforcement des deux techniques TRC et NSM FRP est présentée. Cette analyse expérimentale est suivie par une comparaison de la résistance et de la ductilité des murs. Par la suite, l'application des modèles analytiques permet de calculer la résistance au cisaillement de différents murs étudiés, et de comparer les résultats expérimentaux avec ceux donnés avec les différents modèles.

4.1 Cisaillement de mur de maçonnerie : Essai de compression diagonale

4.1.1 Le programme expérimentale

➤ Les spécimens testés

Pendant le programme expérimental, les murs sont testés dans le but d'étudier la résistance du mur en traction perpendiculairement au plan de compression.

Les murs ont des dimensions moyennes de $600 \times 620 \times 80$ mm. Les comportements du mortier et des pierres utilisées pour la construction des murs sont présentées dans le *chapitre 3*. Après la construction, les murs sont laissés pour durcir pendant 28 jours, avant d'être renforcés.

Deux types de renforcement sont appliqués ;

- le renforcement par TRC qui représente une matrice cimentaire renforcée par tissus de fibre de verre,
- et le renforcement NSM GFRP qui représente le renforcement par barres de polymère renforcées avec fibre de verre. Les barres sont introduites dans une rainure effectuée sur la surface du mur, (en anglais Near Surface Mounted-NSM). Le renforcement est appliqué en plusieurs configurations.

Le renforcement est appliqué sur les deux surfaces du mur pour éviter les problèmes d'excentricité qui produit des déformations hors plan, et conduit à une rupture plus fragile, (Parisi et al, 2013 [92]). Les murs renforcés sont testés après, au moins, sept jours de de cure.

Le textile utilisé pour le renforcement de cisaillement est en fibres de verre. Le textile a une masse surfacique de 430 g/m^2 et une géométrie de $8 \times 10 \text{ mm}$. Le textile est résistant dans le sens des fils de trame. Le comportement du TRC a été présenté dans le *chapitre 3*. La résistance à la traction du TRC dont la valeur est exprimée en force par unité de largeur est 20.9 KN/m . L'allongement maximale s'élève à 1.44% . La matrice cimentaire du TRC a une résistance en compression et en flexion de 25 MPa et $6,8 \text{ MPa}$, respectivement.

De plus, le renforcement avec barres de GFRP s'applique en utilisant des barres de 6 mm de diamètre. La surface des barres est recouverte du sable pour améliorer l'adhérence avec l'adhésif. La rupture des barres de GFRP en traction par l'essai pull-out s'est produite à une résistance à la traction maximale et module élastique de 566 MPa et de 45 GPa , respectivement. Le *Tableau IV.1* présente les références des murs selon les différentes configurations de renforcement.

Groupe de renforcement	Configuration de renforcement sur chaque côté de mur*	Nom
Murs non renforcé (URM)	Référence (une vitesse de chargement de 2 mm/min) (joints faible)	M1 _{JF} -URM-Ref
	Référence (une vitesse de chargement de 2 mm/min)	M2-URM-Ref
	Référence (une vitesse de chargement de 2 mm/min)	M3-URM-Ref
	Référence (une vitesse de chargement de 1 mm/min)	M4-URM-Ref
renforcement avec TRC	Une couche de textile sur toute la surface- Les fils de trame sont dans la direction des joints de mortier horizontaux.	M5-TRC-1CH
		M6 _{JF} -TRC-1CH
	Deux couches de textile sur toute la surface-Les fils de trame sont dans la direction des joints de mortier horizontaux.	M7-TRC-2CH
	Deux couches de textile sur toute la surface- Les fils de trames sont dans la direction des joints de mortier verticaux.	M8 _{JF} -TRC-2CV

	Deux couches de textile sur toute la surface- Les fils de trames sont dans la direction des joints horizontaux et verticaux.	M9-TRC-1CH-1CV
	Une bande diagonale de textile de 19 cm de largeur.	M10-TRC-1C-1D
	Deux bandes diagonales croisées de 19 cm de largeur.	M11-TRC-1C-2D
Renforcement avec NSM FRP	Deux barres horizontales traversant les rangées de pierres (un barre toutes les deux rangées) (chaque rangée est renforcée d'une barre sur l'un des côtés du mur).	M12-NSM-2B-H-P
	Deux barres horizontales traversant les joints horizontaux tous les deux joints. (chaque joint est renforcé d'une barre sur l'un des côtés du mur).	M13 _{JF} -NSM-2B-H-J
	Quatre barres horizontales traversant les joints d'un seul côté du mur.	M14-NSM-4B-H-J
	Une barre verticale traversant le centre du mur	M15 _{JF} -NSM-1B-V
		M16-NSM-1B-V
	Deux barres verticales (la distance entre les barres est 20 cm).	M17 _{JF} -NSM-2B-V
		M18-NSM-2B-V
Une barre diagonale (dans le sens de la diagonale allongée).	M19-NSM-1B-D	

Tableau IV.1: Compression diagonale : Dénomination des murs et configurations de renforcement

M_{JF} mention une faiblesse des joints dans le mur liée à sa construction.(à cause de manque de confinement pendant les jours de cure).

*Renforcement similaire sur les deux côtés de chaque mur testé.

La variation des configurations de renforcement a l'objectif d'étudier :

1. L'effet du nombre de couches de textile.
2. L'effet de nombre de barres.
3. L'effet de la direction de renforcement de TRC ou NSM FRP.

Les murs de référence représentent les murs non renforcés et s'appellent M_n° -URM-Ref. Le numéro correspond à l'ordre des murs dans le *Tableau IV.1*. En plus, le mur M10-TRC-1C-

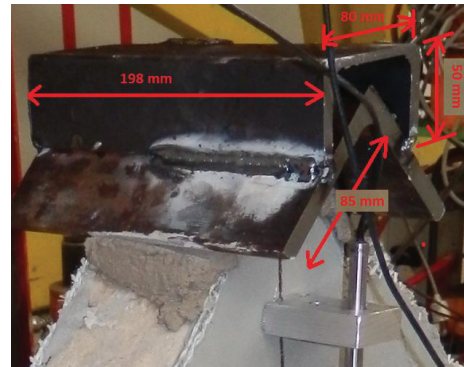
1D représente le mur (M10) renforcés par (TRC) avec un nombre de couche (C) égale à (1) et les fils de trams sont orientés dans la direction d'une diagonale (D). Alors que, M12-NSM-2B-H-P représente le mur (M12) renforcé par FRP selon la technique (NSM) avec deux barres (2B) dans la direction des joints de mortier (J) horizontaux (H).

➤ *Présentation du dispositif d'essai*

Les murs sont munis sur les extrémités d'une diagonale de deux supports métalliques ayant la forme d'un angle présentée dans la *Figure IV.1.b*. La longueur de l'angle vaut un sixième de la hauteur du mur pour pouvoir transmettre les charges de compression selon Gabor et al, 2006 [117].



(a) instrumentation du mur chargé



(b) angle de transmission de charges

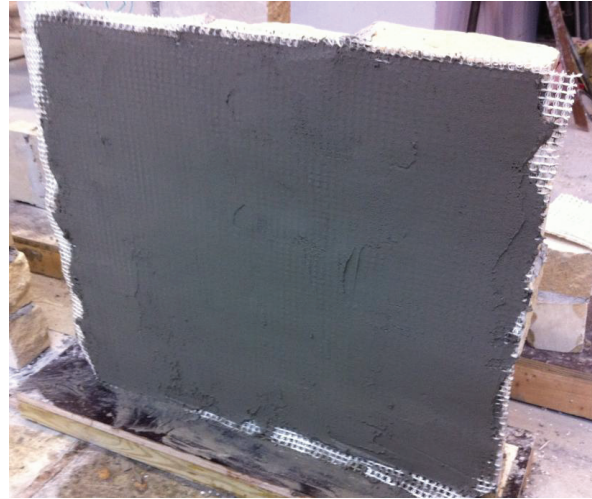
Figure IV.1: Essai de compression diagonale

Le chargement est appliqué par le biais d'un vérin hydraulique de capacité de 500 KN. La vitesse de chargement est de 2mm/min. Les mesures des déplacements sont effectuées par deux transducteurs de déplacement LVDT selon les deux diagonales. En plus, un capteur de déplacement laser est utilisé pour la mesure du déplacement global vertical de tout le système.

➤ *Application du renforcement*

Le renforcement TRC est réalisé par la technique de la «stratification au contact» [86] [90]. Les murs de maçonnerie sont renforcés par TRC en suivant les étapes suivantes présentées dans la *Figure IV.2* :

1. Humidification de la surface du mur.
2. Application d'une couche de mortier.
3. Application d'une couche de textile sur la surface.
4. Répétition des étapes 2 & 3 dans le cas d'utilisation de deux couches de textiles.
5. Application de la dernière couche de mortier.



(a) Application du textile sur la première couche de mortier

(b) application d'une deuxième couche de mortier

Figure IV.2 : Application du renforcement par TRC

De plus, l'application de NSM FRP est présentée dans la *Figure IV.3*. Le renforcement par NSM FRP est réalisé selon les étapes suivantes :

1. Réalisation d'une rainure sur la surface du mur.
2. Nettoyage à l'air comprimé de la rainure afin d'enlever la poussière.
3. Remplissage de la rainure par le matériau adhésif.
4. Insertion de la barre dans la rainure.
5. Lissage de la surface de l'adhésif.

Pour que la colle ne dépasse pas la zone de la rainure, il est possible de protéger les deux côtés de la rainure par bandes adhésives et de les enlever à la fin de la procédure de renforcement.



(a) réalisation d'une rainure sur la surface du mur

(b) Insertion d'une barre de GFRP dans la rainure

Figure IV.3 : Application du renforcement par la technique NSM FRP

4.1.2 Paramètres expérimentaux

➤ *Contrainte de cisaillement diagonale*

La résistance au cisaillement est calculée selon l'état de contrainte dans le centre du mur ; isotrope ou anisotrope. Les deux états de contraintes sont présentés dans la *figure I.14*.

Le calcul de la contrainte de cisaillement τ_{dt} est fait selon l'ASTM [51] en considérant un état de contrainte isotrope dans le centre du mur :

$$\tau_{dt} = \frac{P_{max}}{\sqrt{2} A} = 0.707 \frac{P_{max}}{A} \quad \text{Équation IV.1}$$

La surface latérale A est soumise à une charge maximale P_{max} . La surface A est calculée avec l'Équation IV.2 en considérant w , la largeur, h la hauteur et t l'épaisseur du mur.

$$A = \frac{w + h}{2} * t \quad \text{Équation IV.2}$$

➤ *Déplacement latéral et ductilité*

Le module de cisaillement G et la ductilité μ_y représentent deux paramètres correspondant à la réponse du mur en déplacement. Ces deux paramètres nécessitent la mesure du déplacement latéral élastique et maximale.

La déformation totale γ est la somme de la valeur absolue de la déformation en compression ε_c et en traction $|\varepsilon_t|$.

$$\gamma = \varepsilon_c + |\varepsilon_t| \quad \text{Équation IV.3}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta L_c}{L_c} \quad \varepsilon_t = \frac{\Delta L_t}{L_t}$$

L_c, L_t représentent les longueurs des diagonales comprimées et allongées, et $\Delta L_c, \Delta L_t$ sont les variations des longueurs de ces diagonales respectivement. La ductilité en déformation de cisaillement est défini comme le rapport entre la déformation ultime γ_u et celle élastique γ_e .

$$\text{Équation IV.4}$$

$$\mu_y = \frac{\gamma_u}{\gamma_e}$$

La déformation élastique γ_e est définie à 70% de la contrainte maximale de rupture τ_u . La déformation maximale γ_u est définie à 80% de la contrainte maximale τ_u dans le cas d'une pente descendante (adoucissement) de la courbe contrainte-déplacement. En revanche, le déplacement maximal représente la déformation à la rupture pour une pente montante de la courbe contrainte-déformation (durcissement).

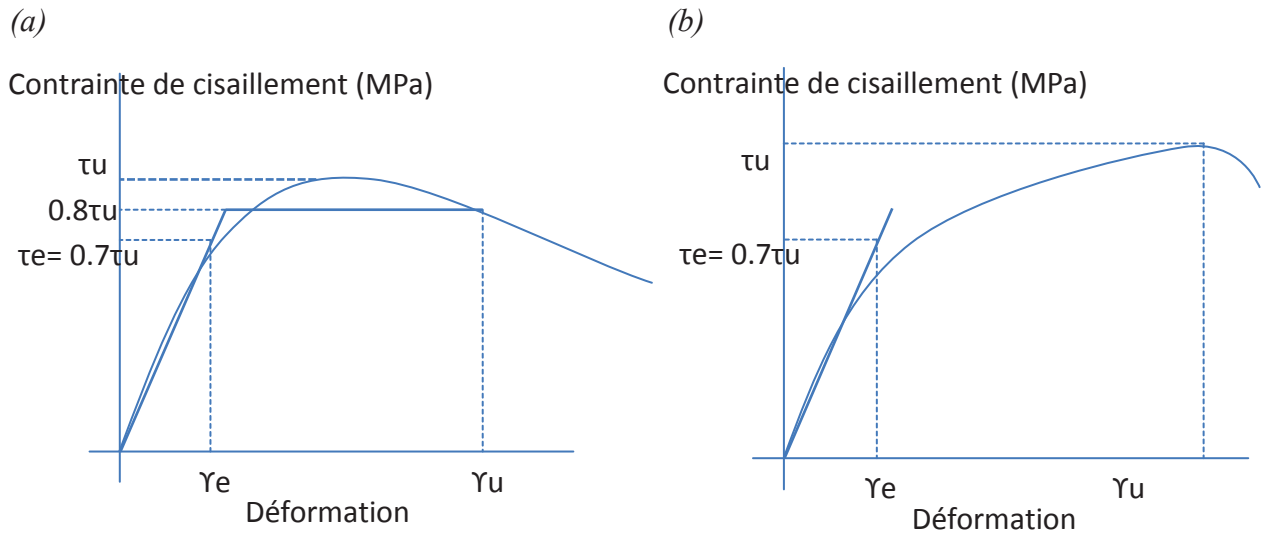


Figure IV.4 : Courbe de comportement (a) adoucissement, (b) durcissement.

Le module de cisaillement G est calculé dans la zone de contrainte élastique $\Delta\tau_e$ avec l'Équation IV.5.

$$G = \frac{\Delta\tau_e}{\Delta\gamma_e} \quad \text{Équation IV.5}$$

$\Delta\tau_e$ et $\Delta\gamma_e$ représentent la contrainte et la déformation élastique, respectivement.

4.2 Résultats expérimentaux

Quatre murs sont construits et testés en compression diagonale. Tous les murs sont composés de cinq rangées de pierres et quatre joints horizontaux. Chaque rangée est composée de trois pierres et contient trois joints verticaux. En revanche, différents modes de rupture sont caractérisent les murs de référence (non renforcés). Cette différence est liée essentiellement au travail d'appareillage, et à la vitesse de chargement du mur testé à une faible vitesse de

chargement. Par conséquent, les comportements des murs renforcés sont comparés avec le comportement du mur de référence correspondant.

4.2.1 Comportement des murs non renforcés

Quatre murs non renforcés sont testés en compression diagonale. Différents modes de rupture caractérisent les murs non renforcés. La rupture du mur M1_{JF}-URM-Ref s'est produite à cause de la faiblesse du mortier dans le joint horizontal de la première rangée, (liée à sa construction). En revanche, la rupture des murs M2-URM-Ref et M3-URM-Ref présente une fissuration diagonale traversant les joints verticaux de mortier. Un quatrième mur de référence a été testé sous une vitesse de chargement de 1 mm/min . La rupture de M4-URM-Ref s'est produite par une fissuration des joints verticaux, accompagnée d'une deuxième fissuration dans un joint horizontal. La présence d'une contrainte de cisaillement plus élevée dans le mur M4-URM-Ref a été due à une fissuration diagonale des pierres.

➤ Résistance au cisaillement

Le mur M1_{JF}-URM-Ref a une résistance au cisaillement maximale de 0.19 MPa . Le comportement de ce mur reflète une faiblesse dans les joints de mortier de la première rangée. Cette faiblesse des joints est présente aussi dans les murs renforcés construits dans les mêmes conditions ; M6_{JF}-TRC-1CH, M8_{JF}-TRC-2CV, M13_{JF}-NSM- 2B-H-J, M15_{JF}-NSM-1B-V, M17_{JF}-NSM-2B-V.

En plus, le mur M2-URM-Ref a une contrainte de cisaillement maximale de 1.3 MPa correspondant à une force maximale de 96 KN . En plus, le mur M3-URM-Ref présente une force de rupture de 79.9 KN , ce qui produit dans ce mur une contrainte de cisaillement maximale de 1.1 MPa . Dans ces deux murs, la rupture s'est produite par fissuration en forme d'escalier des joints de mortier verticaux.

Enfin, le mur M4-URM-Ref a été chargé à une vitesse de chargement de 1 mm/min . La rupture commence par une fissuration diagonale traversant les joints verticaux de mortier dans le mur. L'évolution du déplacement par rapport à la contrainte de cisaillement dans la *Figure IV.5* montre un changement de la pente entre $0.92-1.39 \text{ MPa}$. Ce changement de pente représente la compression des pierres et des joints horizontaux. Par la suite, une fissuration d'un joint horizontal s'est produite accompagnée d'une fissuration de la pierre à l'extrémité. Enfin la rupture du mur se produit pour une force maximale de 146.68 KN correspondant à une contrainte de 2.2 MPa .

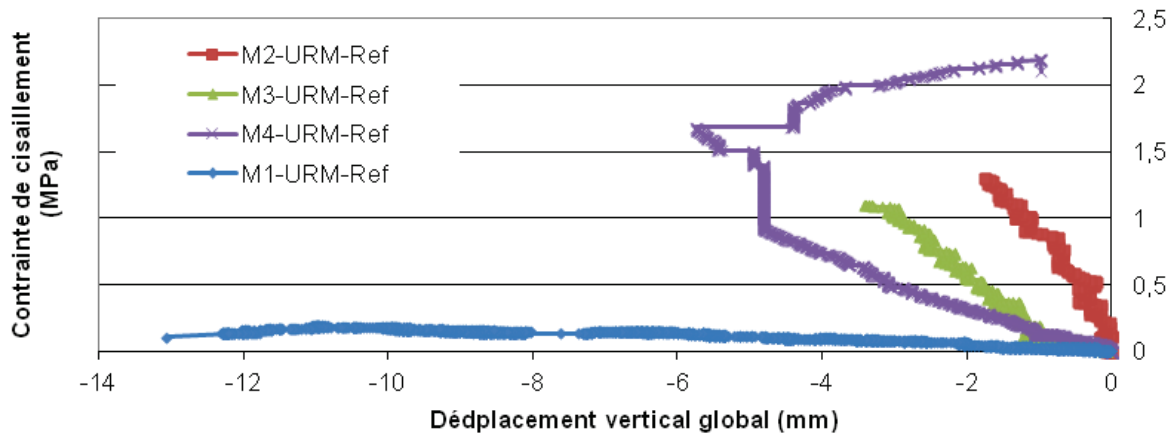


Figure IV.5 : Compression diagonale: Comportement cisaillement-déplacement vertical des murs de référence



(a) M1-URM-Ref

(b) M11-URM-Ref

Figure IV.6 : Compression diagonale des murs non renforcés : modes de rupture

➤ Déplacement et ductilité des murs non renforcés

Le calcul de la ductilité est effectué pour les trois murs de référence. Le changement de la valeur du déplacement maximal et élastique est fortement relié au mode de rupture. La déformation maximale γ_u enregistrée dans le mur M1_{JF}-URM-Ref est de 1.96%, correspondant à un glissement faible dans le joint de mortier. En revanche, la déformation des murs M2-URM-Ref et M4-URM-Ref enregistrée pour une contrainte de 1.3 MPa ne dépasse pas 0.01%. Enfin, le calcul de la ductilité donne une valeur moyenne de 2 pour tous les murs de référence.

Nom	P_{max} (KN)	A (mm ²)	τ_{dt} (MPa)	γ_e (%)	γ_u (%)	μ
M1 _{JF} -URM-Ref	11.55	42350	0.19	1 (à 0.14MPa)	1.96 (à 0.19MPa)	1.96
M2-URM-Ref	96	51563	1.3	0,0036 (à 0.91 MPa)	0.0079 (à 1.3 MPa)	2.19
M3-URM-Ref	79.9	51150	1.1	-	-	-
M4-URM-Ref	146.7	47200	2.2	0,012 (à 1.4 MPa)	0.021 (à 2.2MPa)	1.75

Tableau IV.2 : Compression diagonale : Résultats expérimentaux des murs non renforcés

➤ *Module de cisaillement des murs non renforcés*

Le module de cisaillement G des murs non renforcés est calculé pour plusieurs valeurs de contraintes.

Le module de cisaillement de M1_{JF}-URM-Ref est de 12.8 MPa , calculé à 70% de la contrainte maximale. Cette valeur du module de cisaillement G est faible par rapport aux autres valeurs expérimentales de G calculées pour les corps d'épreuve M2-URM-Ref et M4-URM-Ref. Le module de cisaillement du M2-URM-Ref calculé entre 30-70% de la contrainte maximale est de 22860 MPa . En plus, le module de cisaillement à 70% de la contrainte maximale est de 30048 MPa . Le module de cisaillement du M3-URM-Ref n'a pas été déterminé.

Enfin, le module de cisaillement du M4-URM-Ref calculé entre 30-70% de la contrainte maximale est de 8234 MPa . Le module de cisaillement à 64% de la contrainte maximale est 11450 MPa .

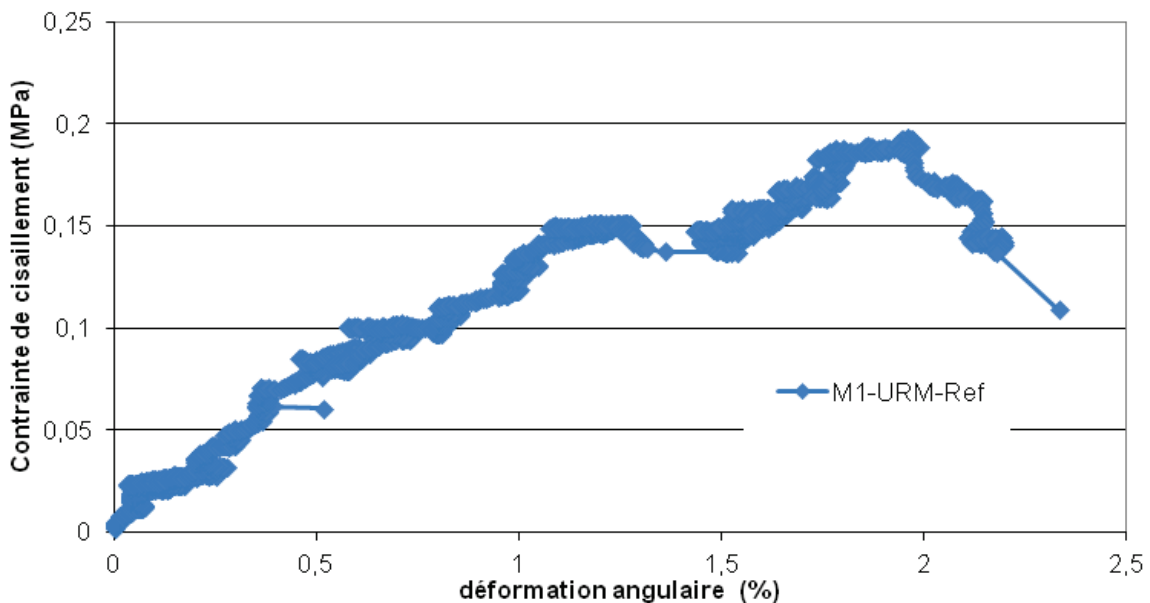


Figure IV.7 : Compression diagonale du mur non renforcé M1-URM-Ref : un mur de référence à faibles joints horizontaux

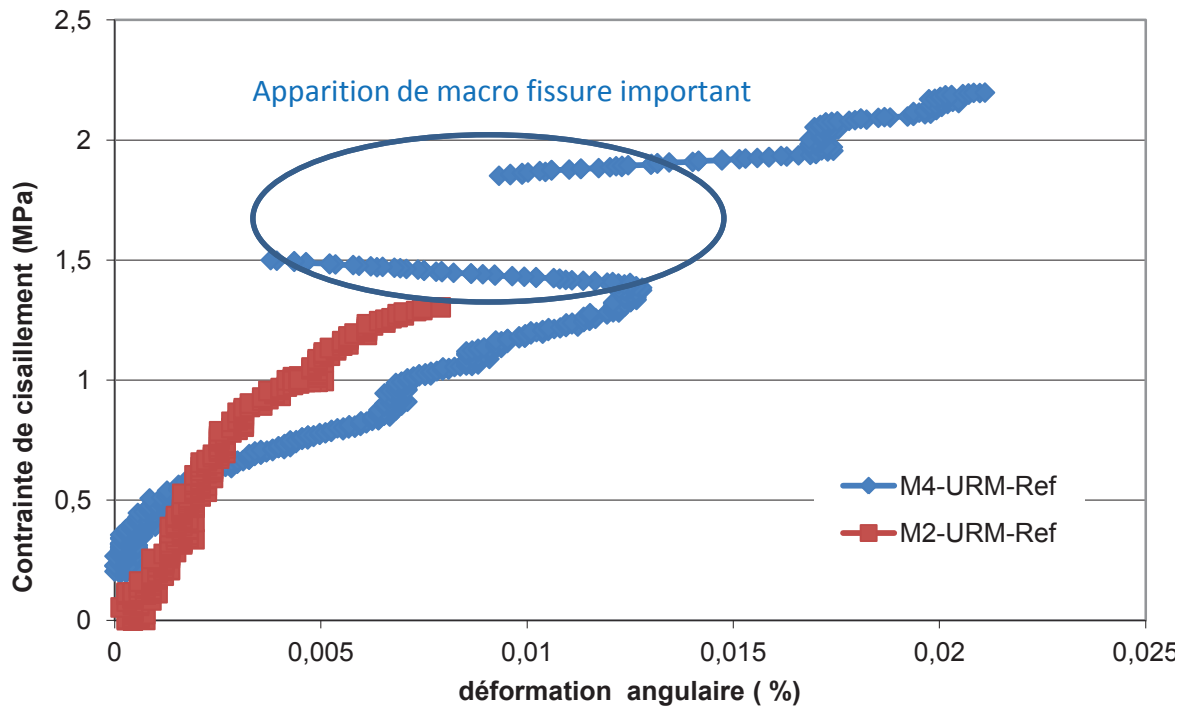


Figure IV.8 : Compression diagonale des murs non renforcés M2-URM-Ref & M4-URM-Ref

4.2.2 Analyse de résultats expérimentaux des murs non renforcés

Le calcul des paramètres de cisaillement globaux et de la résistance au cisaillement des murs non renforcés est effectué. Les valeurs expérimentales de la résistance au cisaillement des murs sont comparées aux valeurs analytiques selon le mode de rupture du mur.

Tout d’abord, les paramètres de cisaillement global c_{global} et μ_{global} peuvent être calculés à partir des paramètres locaux de cisaillement c_{local} et μ_{local} déterminés par l’essai push-out, selon Mann et Müller, 1982, [141]. Les Équation IV.6 -Équation IV.7 montrent que les paramètres de cisaillement globaux qui définissent φ sont aussi influencés par les dimensions et la régularité des pierres dans le mur :

$$c_{global} = \frac{c_{local}}{1 + \varphi\mu_{local}} \quad \text{Équation IV.6}$$

$$\mu_{global} = \frac{\mu_{local}}{1 + \varphi\mu_{local}} \quad \text{Équation IV.7}$$

Dans la maçonnerie de pierre régulière, la distribution des contraintes de cisaillement et de compression dans les joints horizontaux peut être considéré uniforme [141]. Le paramètre φ se calcule en négligeant l'épaisseur de mortier ; $\varphi = \frac{2b}{d}$ où b et d sont la hauteur et la longueur de la pierre, respectivement [141]. En plus, le paramètre φ , se calcule en présence des joints de mortier d'une épaisseur g : $\varphi = \frac{2(b+g)}{(d+g)}$ [140].

Par ailleurs, Crisafulli et al, 1955 [142] calcule φ en considérant que la variation de la contrainte de compression dans les joints horizontaux est linéaire $\varphi = \frac{1.5b}{d}$ [142].

Dans le cas des pierres irrégulières, Calderini et al [140] définit l'angle ψ comme l'inclinaison moyenne de la fissure qui nécessite une valeur minimale de l'énergie de rupture. L'angle ψ est représenté dans la *Figure IV.9*. Le paramètre φ est défini dans ce cas comme $\varphi = \tan \psi$ [140].



Figure IV.9 : Mesure de l'angle ψ pour le calcul des paramètres de cisaillement global : différentes géométries de mur Calderini et al [140].

En considérant un rapport $b/d = 0.5$, une épaisseur de joint de mortier de 15 mm, et ψ égale à 45° dans les murs testés, le calcul des paramètres de cisaillement globaux avec les différents valeurs de φ est présenté dans le *Tableau IV.3*.

Paramètre de cisaillement	Valeur locale des paramètres de cisaillement	Valeurs globales des paramètres de cisaillement calculées avec les équations Équation IV.6- Équation IV.7		
		$\varphi = \frac{2b}{d}$ [141]	$\varphi = \frac{1.5b}{d}$ [142]	$\varphi = \tan \psi$ [140]
c	0.3	0.14	0.16	0.14
μ	1.12	0.53	0.61	0.53

Tableau IV.3 : Valeurs des paramètres de cisaillement globaux

Le calcul de la résistance du mur non renforcé peut se placer dans une enveloppe de rupture. La résistance est calculée selon le mode de rupture du mur avec les équations IV.8 - IV.11 présenté par Li et al, 2005 [139].

- Rupture par glissement d'un joint horizontal

$$V_{m1} = (\tau_0 + \mu \cdot \sigma_n) A_n = \frac{\tau_0}{(1 - \mu \cdot \tan\theta)} A_n \quad \text{Équation IV.8}$$

μ , τ_0 sont les paramètres définis par l'essai push-out. Li et al proposent une valeur de μ égale à 0.3, alors que l'EC donne une valeur de 0.4 à μ . L'application de l'Équation IV.8 est effectuée en considérant $\mu=0.4$ selon l'EC 6.

- Rupture par frottement de joints : fissuration dans les joints en forme d'escalier.

$$V_{m2} = (\tau_0^* + \mu^* \cdot \sigma_n) A_n = \frac{\tau_0^*}{(1 - \mu^* \cdot \tan\theta)} A_n \quad \text{Équation IV.9}$$

τ_0^* , μ^* sont les paramètres de cisaillement globaux, calculés à partir des paramètres de cisaillement locaux dans le *Tableau IV.3*.

- Fissuration diagonale des pierres

$$V_{m3} = \frac{f'_{tb}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f'_{tb}}} A_n = \frac{\tan\theta + \sqrt{21.16 + \tan^2\theta}}{10.58} f'_{tb} \cdot A_n \quad \text{Équation IV.10}$$

- Rupture par compression de la pierre

$$V_{m4} = (f'_m - \sigma_n) \frac{2d}{3b} \cdot A_n = \frac{3df'_m}{3b + 2d \cdot \tan\theta} \cdot A_n \quad \text{Équation IV.11}$$

A_n représente la surface de la section latérale calculée avec l'Équation IV.2. L'angle θ représente l'angle entre la force appliquée et les joints horizontaux du mur. $\tan\theta = \tan 45 = 1$. La résistance en compression et en traction de la maçonnerie sont f'_m, f'_{tb} , respectivement. σ_n représente la contrainte de compression appliquée sur la maçonnerie.

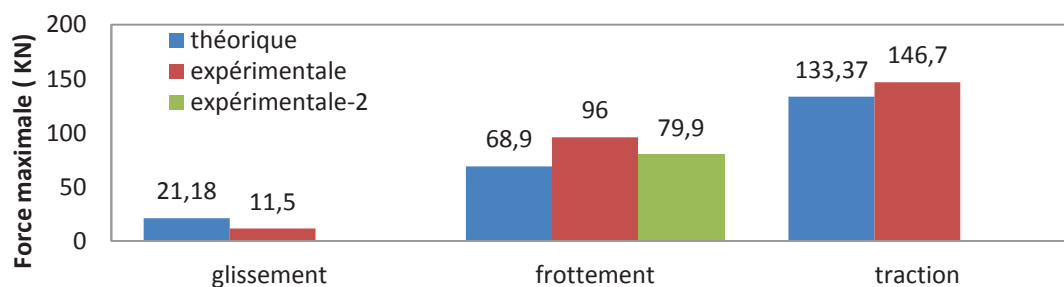


Figure IV.10 : Charge ultime lors de la compression diagonale : valeurs expérimentales et théoriques

Nom	F max (KN)	Surface latérale (mm ²)	(MP a)	Force analytique (KN)	Rapport expérimentale /analytique	Mode de rupture
M1 _{JF} -URM-Ref	11.55	42350	0.19	21.18	0.55	Fissuration traversant les joints de la première rangée
M2-URM-Ref	96	51563	1.3	68.9	1.39	Fissuration traversant les joints verticaux de mortier en forme d'escalier
M3-URM-Ref	79.9	51150	1.1	68.9	1.16	
	Moyen	89.44		1.26		
	Ecart type	8.455		0.14	2	
M4-URM-Ref	146.7	47200	2.2	133.37	1.10	Fissuration des pierres et de joints verticaux et horizontaux

Tableau IV.4: Résultats expérimentaux de compression diagonale : réponse en résistance et mode de rupture

Deuxièmement, la comparaison des résultats expérimentaux de l'essai de compression diagonale aux résultats de l'essai push-out montre que :

1. La résistance au cisaillement de 0.19 MPa obtenue lors du glissement du joint de la première rangée du mur M1_{JF}-URM-Ref est moins élevée que la valeur de cohésion de 0.3 MPa obtenue par l'essai push-out, avec une différence de 37%.
2. La cohésion globale calculée dans le Tableau IV.3 a une valeur moyenne de 0.15 MPa avec une différence de 21% par rapport à la résistance maximale de M1_{JF}-URM-Ref.
3. La résistance moyenne de cisaillement de M2-URM-Ref & M3-URM-Ref est 1.26 MPa . La différence entre la résistance au cisaillement de l'essai de compression diagonale et la résistance au cisaillement locale obtenu par l'essai push-out (1.42 MPa) en présence d'une contrainte de confinement de 1 MPa a une valeur de 11%.

La résistance en compression uni-axiale f_α est influencée par la direction des charges rapportée aux joints verticaux de mortier. Il s'agit de l'angle α . Le critère de rupture de Ganz 1985 et Ganz et Thürlimann, 1988 définit la résistance en compression uni-axiale selon la valeur de α en négligeant la résistance à la traction de la maçonnerie. Figure IV.11.a

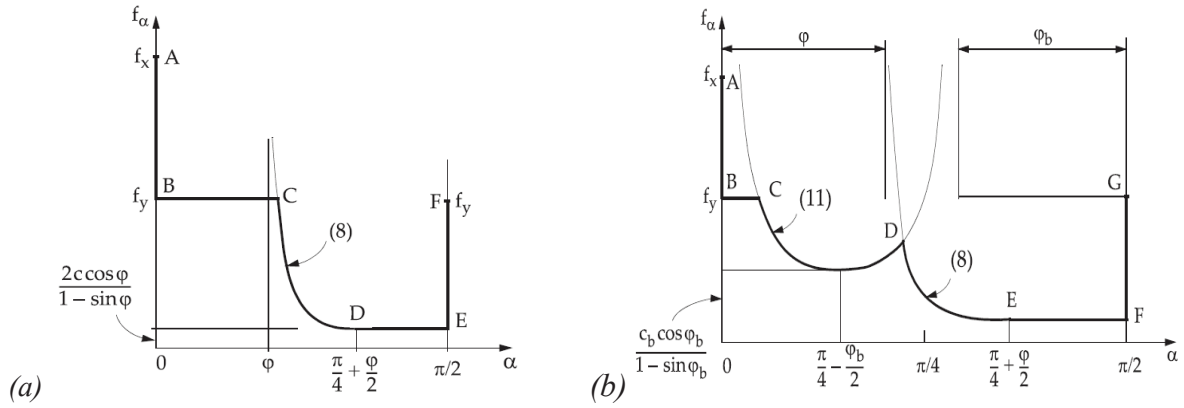


Figure IV.11 : Critère de rupture de maçonnerie : résistance uni-axiale selon (a) Ganz 1985, (b) Majsilovic, 2011 [143]

La valeur minimale de la résistance en compression $f_{c,min}$ est donnée avec l'Équation IV.12 et définie pour $\alpha \geq \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$.

$$f_{c,min} = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} c \quad \text{Équation IV.12}$$

c est la cohésion des joints et φ représente l'angle de frottement des joints de maçonnerie. $\varphi = 48.2^\circ$ défini lors de l'essai push-out. f_c représente la résistance en compression de la maçonnerie. f_c est égale à 13.45 MPa. Le calcul de $f_{c,min}$ donne une valeur de 1.57 MPa, avec une différence de 20.8 % et 42.7% par rapport à la résistance des murs M2-URM-Ref et M3-URM-Ref, respectivement.

Le critère de Ganz, 1985 a été amélioré par Majsilovic, 2011 pour introduire le mécanisme de glissement dans les joints verticaux [143]. Majsilovic, 2011 calcule la résistance minimale de compression uni-axiale en fonction de φ_b , c_b la cohésion et le frottement au niveau de l'interface bloc/mortier Figure IV.11.b. La valeur minimale de la résistance en compression $f_{c,min}$ est donnée selon l'Équation IV.13.

$$f_{c,min} = \frac{c_b \cos \varphi_b}{1 - \sin \varphi_b} \quad \text{Équation IV.13}$$

Les valeurs des paramètres de cisaillement interne de la pierre ne sont pas disponibles pour calculer $f_{c,min}$ dans l'Équation IV.13. D'ailleurs, l'effet des paramètres mécaniques des pierres semble important pour influencer le comportement en cisaillement des murs non renforcés lorsque la rupture se produit par fissuration des joints verticaux.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Équation IV.14}$$

En effet, l'application de l'Équation IV.14 avec une valeur du module de Young E de la pierre égale à 51244 MPa et un coefficient de Poisson ν égale à 0.23 donne un module de cisaillement de 20831 MPa . Le mur M2-URM-Ref a un module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ de 22860 MPa avec une différence de 9.7% de la valeur théorique calculée avec l'Équation IV.14. En plus, le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ du mur M4-URM-Ref est égal à 17780 MPa avec une différence de 14.6% de la valeur théorique de G .

En plus, le module de cisaillement défini par l'essai de compression diagonale est relié au mode de fissuration du mur. Lorsque le mode de rupture s'est produit dans les joints verticaux, les déformations élastiques sont faibles et le module de cisaillement prend sa valeur maximale dans le cas du mur M3-URM-Ref. En revanche, le mur M4-URM-Ref chargé à une vitesse de chargement de 1 mm/min a eu une rupture par fissuration verticale et horizontale des joints accompagnée d'une fissuration de la pierre. Le module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ est plus petit que celui du mur M3-URM-Ref.

Enfin, l'application de l'Équation IV.14 avec une valeur du module de Young E de la maçonnerie est égale à 9630 MPa et son coefficient de Poisson est ν égale à 0.23 , le module de cisaillement théorique est de 3915 MPa . Cette valeur représente le module de cisaillement des murs non renforcés lorsque la rupture se produit dans les joints horizontaux. Cette valeur du module de cisaillement est comparée au module de cisaillement du mur M1_{JF}-URM-Ref. La comparaison montre que le module de cisaillement du M1_{JF}-URM-Ref est faible.

4.3 Résultats des murs renforcés par TRC

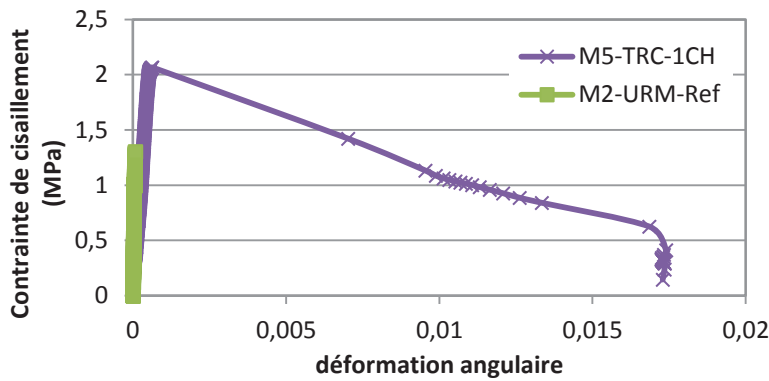
Les murs renforcés par les composites TRC reflètent une augmentation différente de la valeur de la résistance au cisaillement selon la direction des fils de trame du textile et le nombre de couches. Les murs renforcés par TRC reflètent un comportement post-pic d'adoucissement qui produit différents modes de ruptures.

4.3.1 Résultats expérimentaux des murs renforcés par TRC

➤ M5-TRC-1CH

Le mur M5-TRC-1CH reprend une force maximale de 161.1 KN soit une valeur de 2.07 MPa pour la résistance au cisaillement. Les déformations élastiques enregistrées sont égales à 0.037% et les déformations ultimes vont jusqu'à 0.7% . Ce renforcement a permis d'augmenter la ductilité μ jusqu'à 19.08 . Le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ s'élève à 3943 MPa .

Le mode de rupture s'est produit par une fissuration diagonale qui traverse des joints de mortier et des pierres. Cette fissuration se poursuit avec une fissuration diagonale du mortier de TRC. La rupture finale s'est produite dans les fils de textile après un élargissement de la fissure diagonale.



(a) cisaillement-déformation angulaire

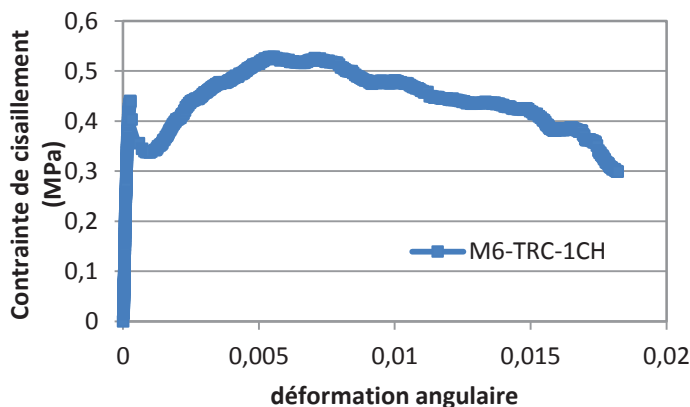
(b) mode de rupture

Figure IV.12 : Compression diagonale de mur renforcé par TRC : M5-TRC-1CH

➤ M6_{JF}-TRC-1CH

Les résultats donnent une force ultime de cisaillement de 35.56 KN correspondant à 0.528 MPa avec une augmentation de 179% de la contrainte de cisaillement par rapport à la référence M1_{JF}-URM-Ref. Les déformations élastiques et maximales enregistrées sont 0.016%, 1.47%, respectivement. Le module de cisaillement s'élève à 3110 MPa calculé à 30% de la contrainte maximale.

D'ailleurs, le mode de rupture s'est produit par fissuration dans le premier joint horizontal. Ensuite, le TRC, dont les fils sont parallèles à la fissure, résiste aux contraintes de cisaillement. Enfin, le glissement entre la maçonnerie et le TRC se produit à 0.53 MPa correspondant à une déformation de 0.56%.



(a) cisaillement-déformation angulaire

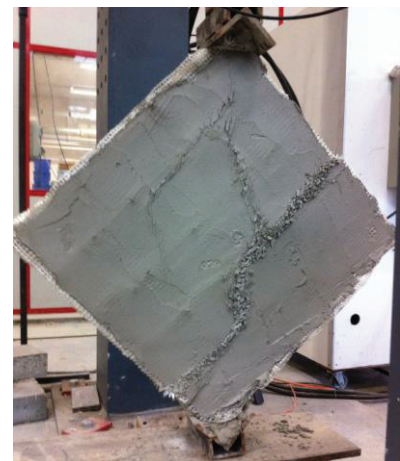
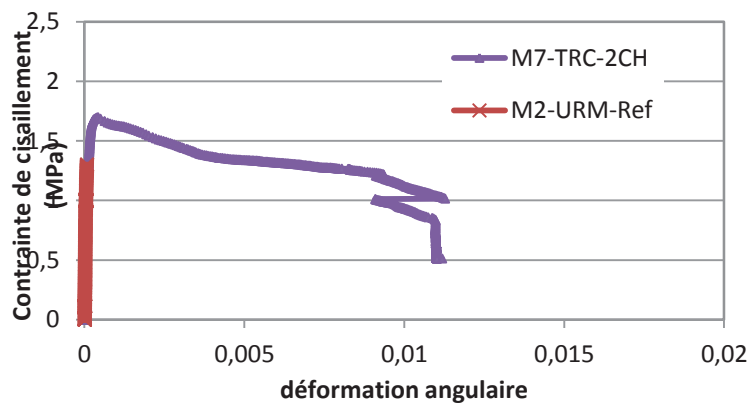
(b) mode de rupture

Figure IV.13 : Compression diagonale de mur renforcé par TRC: M6_{JF}-TRC-1CH

➤ M7-TRC-2CH

Le mur M7-TRC-2CH a été renforcé par un TRC composé de deux couches de textile. Les fils de trames résistants sont dans la direction du joint horizontal. La résistance au cisaillement augmente jusqu'à 1.7 MPa correspondant à une force maximale de 129.7 KN .

La rupture commence par une fissuration diagonale traversant les joints verticaux de mortier. L'accroissement du chargement produit une fissuration dans les joints horizontaux et élargi la fissure diagonale. La rupture du TRC se produit parallèlement aux joints horizontaux. Le module de cisaillement est plus élevé par rapport au mur renforcé par une seule couche de TRC. Le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ est de 11848 MPa . La ductilité accroît jusqu'à 36.1 .



(a) cisaillement-déformation angulaire

(b) mode de rupture

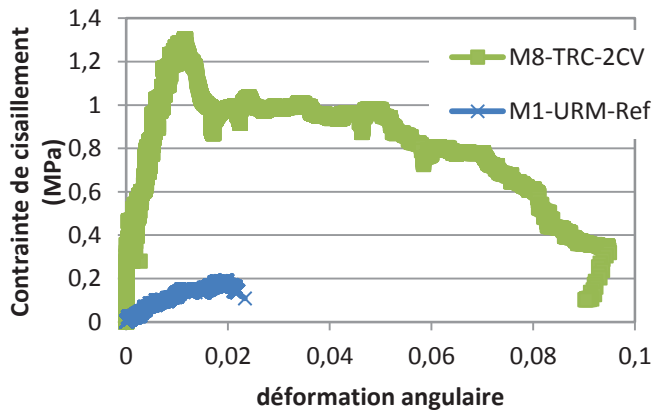
Figure IV.14 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M7-TRC-2CH

➤ M8_{JF}-TRC-2CV

Le renforcement du mur M8-TRC-2CV est réalisé par un TRC composé de deux couches de textiles dont les fils résistants sont dans la direction des joints verticaux. La charge maximale de cisaillement du mur est de 77.75 KN qui correspond à une contrainte maximale de 1.3 MPa .

La courbe contrainte-déformation montre un changement de la pente de rigidité après la fissuration des joints de mortier horizontaux pour une contrainte de 0.25 MPa . Le module de cisaillement est diminué de 7954 MPa (calculé à 0.25 MPa) à 156 MPa (calculé à 0.91 MPa). A la résistance maximale la déformation maximale atteint 1.2% . La ductilité du mur s'élève à 79.1 .

La fissuration de TRC commence dans le centre du mur (la zone de contrainte de cisaillement maximale). La fissuration du mortier du composite TRC augmente le long de la diagonale comprimée. Il est accompagné par un glissement du mur au niveau du joint horizontal faible. Enfin, une rupture s'est produite dans les fils de textile.



(a) cisaillement-déformation angulaire

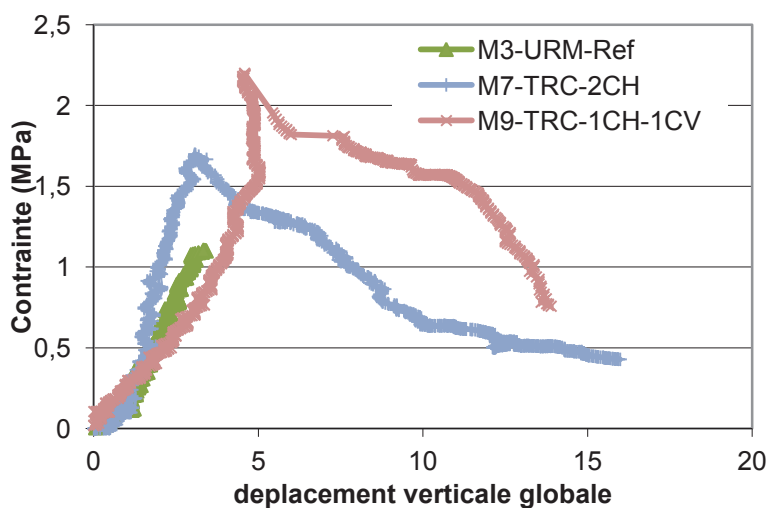
(b) mode de rupture

Figure IV.15 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M8_{JF}-TRC-2CV

➤ M9-TRC-1CH-1CV

Le renforcement du mur M9-TRC-1CH-1CV est réalisé avec deux couches de textiles. Sur chaque côté du mur, les fils de textile résistants sont orientés dans le sens des joints horizontaux et verticaux. Les résultats donnent une résistance maximale de 2.27 MPa correspondante à une force de compression diagonale maximale de 172.13 KN .

La rupture s'est produite par une fissuration du mur dans le sens de la diagonale comprimée. L'accroissement de la charge produit une deuxième fissure qui se propage horizontalement au milieu de la hauteur du mur. Les fissures diagonales traversent les pierres et les joints de mortier. Le déplacement de ce mur est mesuré par un capteur de déplacement laser qui a enregistré les valeurs du déplacement vertical. Figure IV.16.



(a) cisaillement-déplacement

(b) mode de rupture

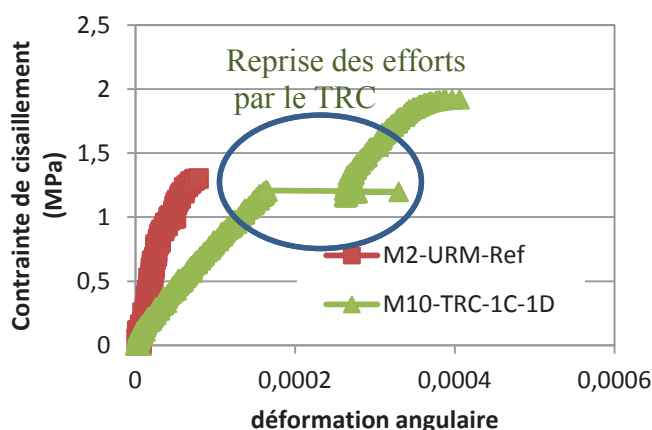
Figure IV.16 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M9-TRC-1CH-1CV

➤ M10-TRC-1C-1D

Le mur M10-TRC-1C-1D est renforcé par un TRC composé d'une bande de textile dans le sens de la diagonale allongée. La résistance maximale de cisaillement est 1.92 MPa correspondant à une force maximale de 128 KN . On remarque une augmentation de 47.7% de la résistance par rapport au mur non renforcé M2-URM-Ref. *Figure IV.17*

La rupture s'est produite par une fissuration diagonale qui traverse les joints de mortier de maçonnerie dans la direction de la diagonale comprimée. La bande diagonale de TRC a empêché l'effondrement du mur et a participé à résister aux contraintes entre $1.19-1.92 \text{ MPa}$. L'augmentation de la charge a produit des nouvelles fissures dans les joints et les pierres. La rupture finale s'est produite dans les fibres de textile.

Le renforcement a donné une déformation élastique et maximale de 0.027% et 0.04% , respectivement. Le module de cisaillement s'élève à 8688 MPa en $G_{(30\%)}$ mais sa valeur décroît jusqu'à 4937 MPa à $G_{(70\%)}$. La ductilité du mur est de 1.47 et la rupture est fragile.



(a) cisaillement-déformation angulaire

(b) mode de rupture

Figure IV.17 : Compression diagonale de mur renforcé avec TRC : M10-TRC-1C-1D

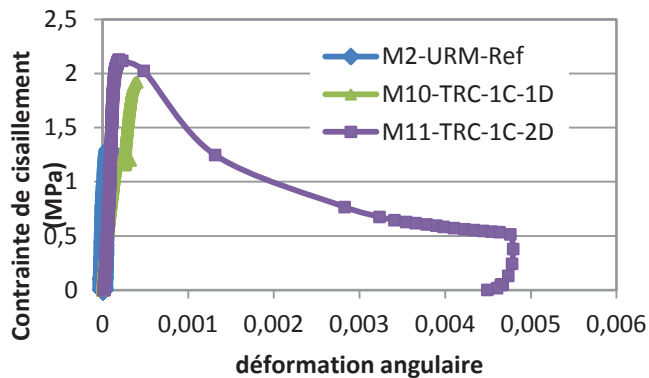
➤ M11-TRC-1C-2D

Le renforcement du mur par deux bandes diagonales croisées de TRC a augmenté l'effort maximal jusqu'à 146.4 KN correspondant à une contrainte maximale de 2.13 MPa . La résistance au cisaillement est augmentée 63.8% par rapport au mur non renforcé, et 10.9% par rapport à la résistance de mur renforcé sur une seule diagonale (réf. M10-TRC-1C-1D).

La rupture s'est produite par fissuration dans le sens de la diagonale comprimée.

Les déformations élastiques enregistrées dans ce mur sont de 0.01% et les déformations ultimes augmentent jusqu'à 0.06% . La ductilité du mur est de 5.5 . Le module de cisaillement

est égal à 13113 MPa calculé à 30% de la contrainte maximale. Le module de cisaillement atteint la valeur de 17176 MPa à 70% de la contrainte maximale.



(a) cisaillement-déformation angulaire

(b) mode de rupture

Figure IV.18 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M11-TRC-1C-2D

4.3.2 Analyse de résultats expérimentaux des murs renforcés par TRC

➤ Module de cisaillement

Le calcul du module de cisaillement est effectué à 30% de la charge maximale $G_{(30\%)}$ à 70% de la charge maximale $G_{(70\%)}$, et entre 30-70% de la charge maximale $G_{(30-70\%)}$.

D'abord, une comparaison est faite entre les murs qui ont des joints horizontaux faibles, M6 et M8 dont la référence est M1_{JF}-URM-Ref. La Figure IV.19 montre que le module de cisaillement du mur renforcé avec une seule couche M6_{JF}-TRC-1CH a été diminuée de 3110 à 2390 MPa entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ avec une différence de 23.16%. En revanche, le module de cisaillement du mur M8_{JF}-TRC-2CV a été baissé de 7954 MPa (à 20% de la charge maximale) jusqu'à 119 MPa (à 70% de la charge maximale) avec une différence de 98.5%. Cela signifie que dans les murs de joints horizontaux faibles, le renforcement avec TRC est plus efficace lorsque les fils résistants de textile sont dans la direction de joints faible qu'il est efficace dans le sens perpendiculaire de joints faibles.

L'orientation de fibre de textile avec un angle de 45° avec la direction de traction de TRC résulte en une diminution de 70% de la résistance à la traction, Contamine 2011 [144]. Cela est dû à la résistance faible de cisaillement des fibres de verre-AR, et la flexion prononcée des filaments qui sont à l'intersection avec la fissure, Contamine 2011 [144].

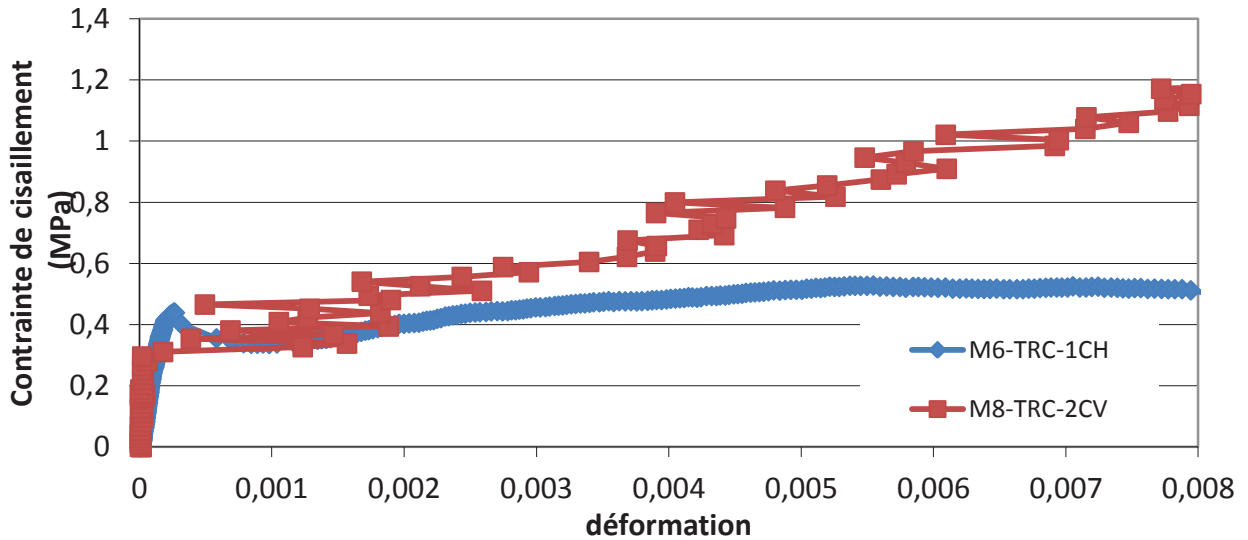


Figure IV.19 : Changement du module de cisaillement global des murs qui ont des joints horizontaux faibles et qui sont renforcés avec TRC.

Deuxièmement, une comparaison entre les modules de cisaillement des murs dont la rupture s'est produite dans les joints verticaux, et les références M2-URM-Ref et M3-URM-Ref chargés à une vitesse de 2mm/min est effectuée.

Le renforcement de M5-TRC-1CH avec TRC composé d'une seule couche de textile a donné un module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ de 3985 MPa . Le module de cisaillement n'a pas été changé entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$. En plus, la mesure de déplacement avec les LVDT montrent que le module de cisaillement a été diminué 82.57% par rapport à celui de la référence M2-URM-Ref. Cette baisse du module de cisaillement par rapport à la référence montre que le comportement élastique du mur a été changé et la rupture du joint a été commencée entre $0.4-0.9\text{ MPa}$ comme présenté dans la Figure IV.21.

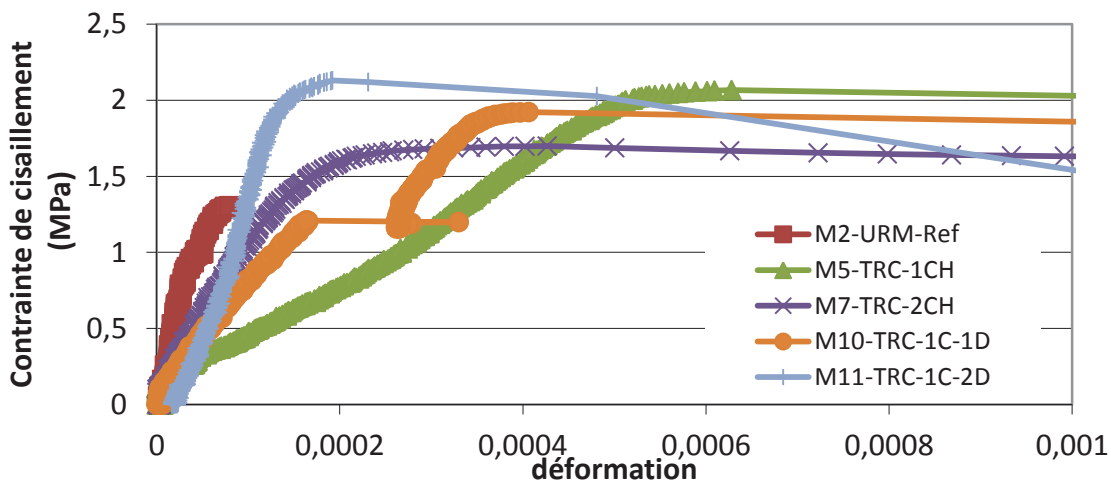


Figure IV.20 : Changement du module de cisaillement global des murs sans faiblesse dans les joints horizontaux et qui sont renforcés avec TRC.

De plus, le module de cisaillement du mur renforcé avec deux couches de textiles M7-TRC-2CH a été augmenté de 2.8 fois par rapport à celui de M6-TRC-1CH renforcé avec une seule couche. En plus, la mesure du déplacement avec les LVDT montre que le module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ de M7-TRC-2CH a été diminué de 61% par rapport à celui de la référence M2-URM-Ref. Cette baisse du module de cisaillement par rapport à la référence montre que le comportement élastique du mur a été changé et il est plus influencé par la fissuration et le glissement de joint horizontal.

Les valeurs du module de cisaillement de M9-TRC-1CH-1CV ne sont pas calculées parce que les déplacements de LVDT n'ont pas été enregistrés.

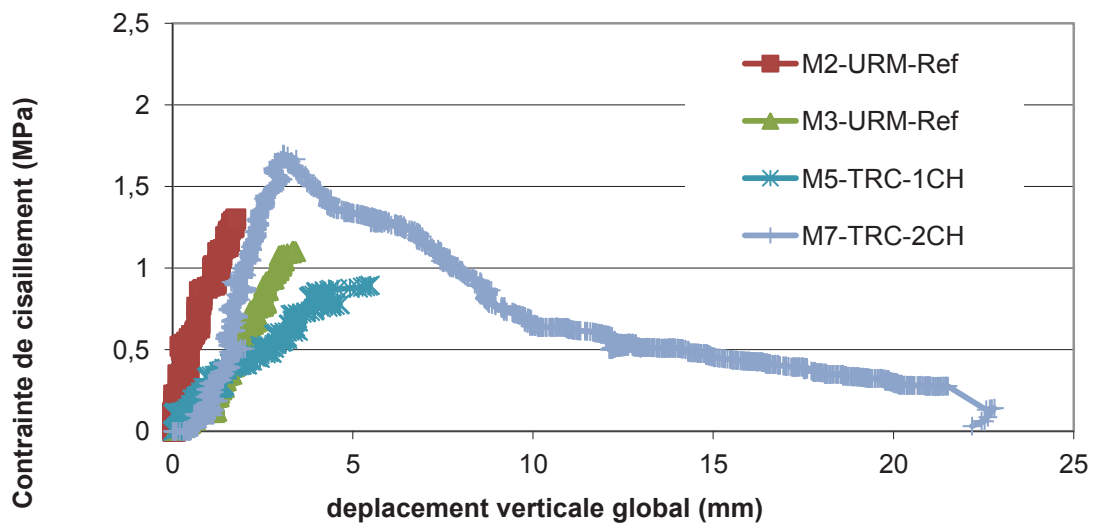


Figure IV.21 : Comportement en cisaillement des murs renforcés par TRC : courbe de contrainte-déplacement verticale de la diagonale comprimé

Le module de cisaillement du mur renforcé par une bande diagonale M7-TRC-1C-1D a changé entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ et sa valeur est de 3569 MPa à $G_{(30-70\%)}$. En effet, le renforcement de la diagonale allongée a produit une fissuration dans la plus part des joints de mortier non renforcées avec le TRC. Par conséquent, le déplacement élastique a augmenté et le comportement élastique du mur a été changé par rapport au comportement de référence M2-URM-Ref. En revanche, le renforcement des deux diagonales, allongée et comprimée, n'a pas changé le comportement élastique. Le module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ de M11-TRC-1C-1D est de 23713.1 MPa qui représente une augmentation de 3.7% par rapport au module de cisaillement du M2-URM-Ref.

Nom	P_{max} (KN)	A (mm ²)	τ_{at} (MPa)	$G_{(30\%)}$ (MPa)	$G_{(70\%)}$ (MPa)	$G_{(30-70\%)}$ (MPa)	commentaires
M1 _{JF} -URM-Ref	11.55	42350	0.19	-	12.8	-	Faiblesse dans les joints horizontaux
M2-URM-Ref	96	51563	1.3	46817.3	30047.7	22860	Rupture dans les joints verticaux, comportement influencé avec le module de cisaillement de pierre
M3-URM-Ref	79.9	51150	1.1	-	-	-	
M4-URM-Ref (1mm/min)	146.7	47200	2.2	17780	11450	8233.6	
M5-TRC-1CH	161.1	55125	2.07	3942.75	3965.2	3985.35	Baisse de la rigidité élastique
M6 _{JF} -TRC-1CH	35.56	41650	0.53	3110	2389.9	2003.85	Faiblesse dans les joints horizontaux
M7-TRC-2CH	129.7	53975	1.7	11848.4	10090	8918.59	
M8 _{JF} -TRC-2CV	77.75	42140	1.3	7954(20%)	156.32	118.62	Faiblesse dans les joints horizontaux
M9-TRC-1CH-1CV	172.13	53550	2.27	-	-	-	
M10-TRC-1C-1D	127.6	47000	1.92	8688	4936.7	3568.69	Rupture fragile
M11-TRC-1C-2D	146.4	48600	2.13	13113.2	17175.7	23713.10	

Tableau IV.5: Résultats expérimentaux de la compression diagonale des murs renforcés par TRC : résistance et module de cisaillement

➤ Résistance et modes de rupture

Le renforcement par les TRC des murs qui présentent une faiblesse dans les joints horizontaux a augmenté la résistance au cisaillement de 179% à 584% par rapport à M1_{JF}-URM-Ref. En revanche, les murs dont les références sont M2-URM-Ref et M3-URM-Ref et qui sont renforcés par TRC présentent seulement une augmentation de la résistance au cisaillement de 47 à 106 %.

Le renforcement par TRC des différentes configurations a augmenté la ductilité des murs. La valeur de la ductilité de murs est comprise entre 1.47 et 36.1 pour les murs renforcés dont la référence est M2-URM-Ref. Ce mur de référence a atteint la rupture par fissuration diagonale dans les joints de mortier. En revanche, la valeur de la ductilité des murs ayant de joints horizontaux faibles, renforcées par TRC est augmentée jusqu'à 91,4 comme pour le M6_{JF}-TRC-1CH.

L'analyse des résultats expérimentaux des murs renforcés par TRC en plusieurs configurations montre que :

1. Le renforcement avec une seule couche horizontale de TRC a permis d'augmenter la résistance au cisaillement et de changer le mode de rupture des murs.

En effet, le renforcement avec une seule couche a donné une rupture de textile accompagné par une fissuration de la pierre et donc du mur. Ce résultat est homogène avec les résultats expérimentaux de Babaeidarabad, 2013 [145].

Babaeidarabad [145] a testé deux séries de murs de maçonnerie en compression diagonale. La maçonnerie est en bloc de béton dont la résistance f_c est 19 MPa, ou de brique de résistance f_c

égale à 24 MPa . Les murs sont renforcés avec une matrice cimentaire renforcé par un textile en fibres de carbone bidirectionnelles. Le renforcement avec une seule couche a augmenté la résistance au cisaillement d'un facteur de 2-2.4 par rapport à la résistance de référence dans les deux types de maçonnerie. En plus, le mode de rupture des murs de blocs de béton a été changé vers une rupture par fissuration de blocs.

Faella et al 2010 [146] ont étudié les murs de maçonnerie en tuffeaux renforcée par TRC. Le mortier utilisé pour construire les murs a une résistance de 1 MPa . Le renforcement est composé d'une matrice cimentaire renforcée par textile en fibres de carbone. Le textile de fibre de carbone est bidirectionnel et il est appliqué sur les deux faces du mur. Les fibres sont orientées dans les deux directions orthogonales du mur.

La rupture du mur non renforcé est due à la fissuration diagonale dans les joints. Le renforcement a mené à une augmentation de la force à rupture d'un facteur de 4 à 6 par rapport à la force à rupture des murs non renforcés. La rupture est intervenue à cause du manque d'adhésion entre le mur et la couche de renfort.

2. L'augmentation du nombre de couches de textile dans le TRC n'est pas toujours accompagnée d'une augmentation de la résistance.

D'ailleurs, lorsque les fils résistants du TRC sont dans le sens des joints horizontaux dans le cas du mur M7-TRC-2CH, la résistance au cisaillement est augmentée de 55% par rapport à la résistance du mur M3-URM-Ref.

Alors que le renforcement du mur M5-TRC-1CH a conduit à une augmentation de 59% par rapport à la référence M2-URM-Ref accompagné d'une fissuration des pierres. En revanche, la ductilité du mur M7-TRC-2CH est doublée par rapport à celle du mur M5-TRC-1CH.

Babaeidarabad [145] a obtenu une augmentation de la résistance d'un facteur de 2 à 2.4 pour les murs de maçonnerie en blocs de béton en changeant le nombre de couches de textile dans le TRC de 1 à 4, respectivement. En plus, la résistance des murs de maçonnerie de brique est augmentée d'un facteur de 2.4-4.7 correspondant à une augmentation du nombre de couches de textile de 1 à 4, respectivement.

Prota et al 2006 [147] ont étudié la maçonnerie en tuffeaux renforcés par un maillage de composite de fibre de verre appliqué sur le mur à l'aide d'une matrice CMG à base de ciment et polymère. Les fibres sont orientées dans les directions orthogonales du mur. Le renforcement s'est réalisé avec une ou deux couches appliquées sur les deux côtés du mur. La résistance du mur renforcé avec une seule couche sur les deux côtés est compris entre $0.42-0.57 \text{ MPa}$ avec une augmentation de 82% par rapport à la référence. En plus, la résistance du mur renforcé avec deux couches de TRC est comprise entre $0.54-0.64 \text{ MPa}$ avec une augmentation de la résistance de 214% par rapport à la référence. La rupture s'est produite dans le renforcement ou par glissement dans les joints du mur. Cette rupture a été accompagnée par une rupture en traction de la pierre pour le cas du renforcement par une

seule couche et avec une plusieurs fissures diagonales uniformes dans les murs renforcés avec deux couches sur les deux faces.

3. L'utilisation de deux couches de textiles orthogonaux, permet d'avoir une bonne distribution des contraintes.

Le mur M9-TRC-1CH-1CV a une augmentation de la résistance de 106.3% par rapport à la résistance du mur de référence M3-URM-Ref.

Kalali et al 2012[74] ont testé des murs de maçonnerie composées de brique et de mortier à base de ciment. Le renforcement est effectué par GFRP appliqué avec un époxy sur les deux faces du mur en variant la configuration du renforcement. Le mur renforcé avec deux couches de GFRP dont les fibres sont orthogonaux (0/90°), avec ancrage de la couche de fibres horizontales, a donné une augmentation de la résistance d'un facteur de 4.32. Le mode de rupture se présente sous la forme d'une fissuration diagonale accompagnée par un glissement dans les joints horizontaux. Ce mode de rupture est similaire au mode de rupture du mur M9-TRC-1CH-1CV.

4. Le renforcement des murs par une bande diagonale de TRC dont les fils résistants sont dans le sens de la diagonale allongé a augmenté la résistance mais n'a pas amélioré la ductilité du mur.

D'ailleurs, dans le but d'éviter une rupture fragile du mur renforcé, le renforcement de la diagonale comprimée en plus de la diagonale allongée est effectué dans le cas du mur M11-TRC-1C-2D. Ce renforcement a permis d'avoir un comportement plus ductile et d'obtenir une augmentation de la résistance au cisaillement de 63.8% par rapport à la résistance du mur M2-URM-Ref.

Gabor et al 2006 [138] ont étudié le renforcement de la maçonnerie en briques creuses et en mortier composé d'un mélange de ciment et de sable. Le renforcement est effectué en deux configurations de FRP appliquées sur la surface des murs par une résine époxydique. Le renforcement de deux côtés de mur par quatre bandes de fibres unidirectionnelles de fibre de verre donne une rupture fragile. En revanche, le renforcement de mur par fibre de verre bidirectionnelle appliqué sur toute la surface, dont les fibres prennent les directions des diagonales, a donné une rupture locale par compression dans les angles du mur comprimé. La résistance est augmentée entre 42 et 65%, et la déformation ultime des murs renforcés est de 2 à 3.8 fois plus grande que celles des murs non renforcés.

Borri et al 2011 [63] ont étudié des murs de maçonnerie représentatifs des structures de maçonnerie de plusieurs villes en Italie. Les murs sont construits en pierres calcaires irrégulières dont l'épaisseur est composée de 2 à 3 feuilles de pierre. La résistance moyenne des pierres est de 36-57.5 MPa. Le mortier dans les murs est à base de chaux aérienne. Les murs renforcés par composites se trouvent en deux configurations différentes : des bandes de GFRP unidirectionnelle dans le sens horizontal et vertical, et un maillage de GFRP

bidirectionnel orthogonal aux joints de mortier. Le FRP est appliqué sur le mur avec une résine époxy, ainsi qu'un ancrage du GFRP est effectué.

Les résultats montrent que les deux configurations donnent une augmentation de la résistance d'un facteur 2 environ par rapport à la référence. En plus, l'utilisation du maillage de GFRP bidirectionnel permet d'avoir une augmentation de la rigidité de cisaillement d'un facteur de 7. En revanche, le renforcement avec des bandes croisées a augmenté la rigidité de cisaillement d'un facteur de 4.

Luccioni et al 2011 [148] ont étudié des murs en briques. Le mortier a une résistance de 5 MPa et il est composé de (1 : 1 : 5) ciment : chaux : sable (en volume). Les murs sont renforcés par CFRP appliqué avec une résine époxydique en trois configurations ; une couche de CFRP dont les fibres sont orientées dans la direction de diagonales allongée ; des bandes en parallèle à la diagonale allongée, et des bandes en parallèles des joints horizontaux.

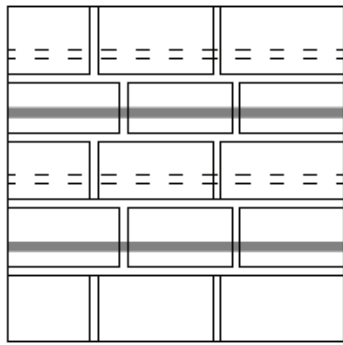
Le renforcement avec CFRP sur toute la surface, sur les deux faces a plus augmenté la résistance et la rigidité que le renforcement avec des bandes diagonales. Le renforcement avec des bandes diagonales a augmenté la résistance de 100% mais il n'a pas d'influence sur la rigidité. En plus, le renforcement avec des bandes en parallèle des joints horizontaux n'a pas significativement amélioré la rigidité et la résistance du mur par rapport à la référence.

Nom	P_{max} (KN)	τ_{dt} (MPa)	$\Delta P/Pref$ (%)	γ_e (%)	γ_u (%)	μ	μ/μ_0 ($\mu_0 = 2$)
M1 _{JF} -URM-Ref	11.55	0.19	-	1	1.96	1.96	-
M2-URM-Ref	96	1.3	-	0.0036	0.0079	2.19	-
M3-URM-Ref	79.9	1.1	-	-	-	-	-
M4-URM-Ref	146.7	2.2	-	0.012	0.021	1.75	-
M5-TRC-1CH	161.1	2.07	67.81	0.037	0.7	19,08	9.54
M6 _{JF} -TRC-1CH	35.56	0.53	206.89	0.016	1.5	91,4	45.70
M7-TRC-2CH	129.7	1.7	52.19	0.0116	0.42	36,1	18.05
M8 _{JF} -TRC-2CV	77.75	1.3	570.69	0,017	1,4	79,1	39.55
M9-TRC-1CH-1CV	172.13	2.27	115.39	-	-	-	-
M10-TRC-1C-1D	127.6	1.92	32.92	0.027	0.04	1.47	0.74
M11-TRC-1C-2D	146.4	2.13	52.50	0.01	0.055	5,50	2.75

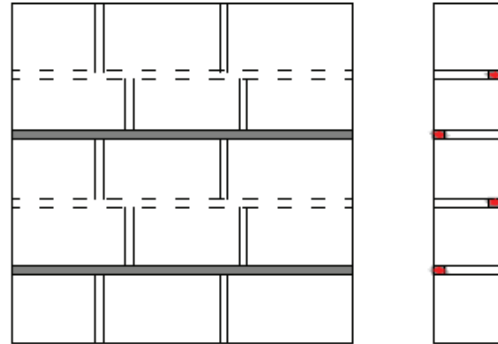
Tableau IV.6 : Résultats expérimentaux de compression diagonale de murs renforcés par TRC : déformation élastique et maximale, et ductilité.

4.4 Résultats des murs renforcés par NSM GFRP

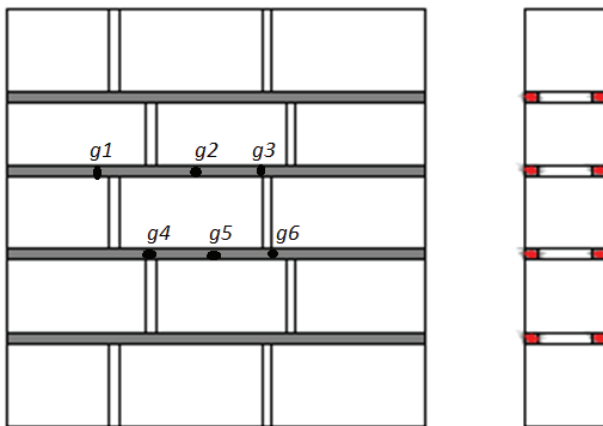
Le renforcement par GFRP NSM est effectué sur les deux faces du mur en variant l'orientation et le nombre des barres dans la section du mur. Les différentes configurations sont présentées dans la *Figure IV.22*.



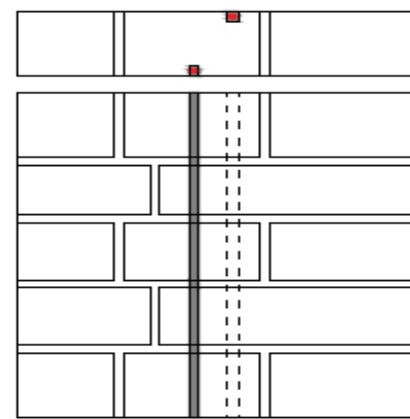
(a) M12-NSM-2B-H-P



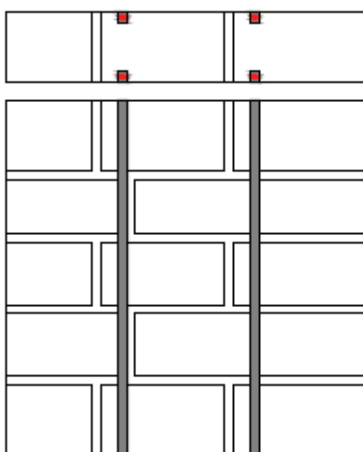
(b) M13_{JF}-NSM-2B-H-J



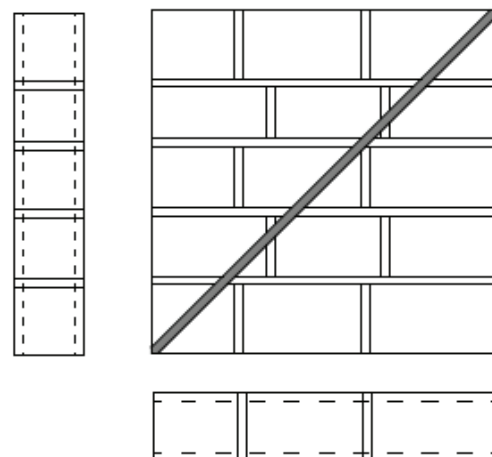
(c) M14-NSM-4B-H-J



(d) M15_{JF}-NSM-1B-V &
M16-NSM-1B-V



(e) M17_{JF}-NSM-2B-V & M18-NSM-2B-V



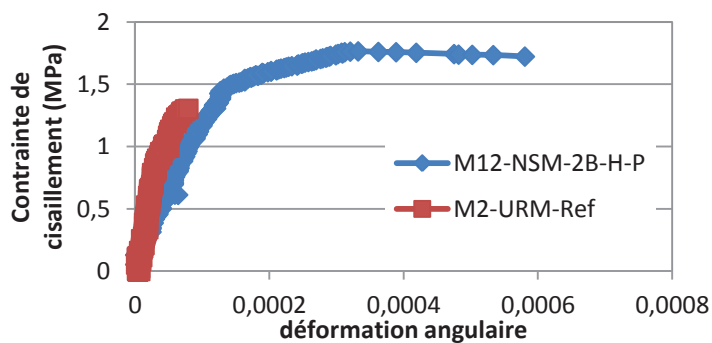
(f) M19-NSM-1B-D

Figure IV.22 : configurations du renforcement des murs renforcées par la technique NSM GFRP

4.4.1 Résultats expérimentaux des murs renforcés par NSM GFRP

- M12-NSM-2B-H-P

La force diagonale maximale de chargement s'élève à 119.8 KN ce qui donne une contrainte de cisaillement maximale de 1.8 MPa . La rupture s'est produite par glissement au niveau des joints horizontaux. Les déformations élastiques et maximales sont de 0.01% et de 0.03% respectivement. La ductilité du mur a une valeur de 3.3 . Le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ est compris entre $13326\text{-}11939\text{ MPa}$, respectivement.



(a) cisaillement-déformation angulaire

(b) mode de rupture

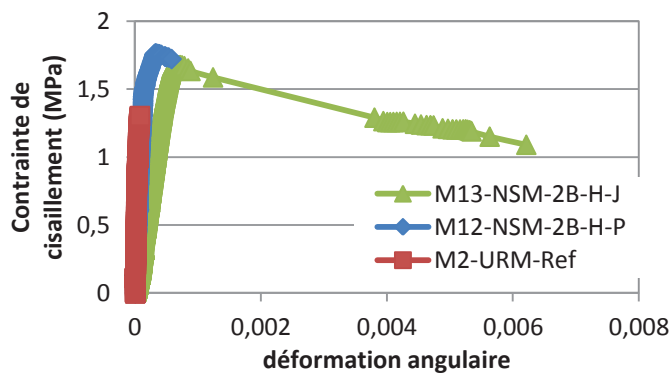
Figure IV.23 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M12-NSM-2B-H-P

- M13_{JF}-NSM-2B-H-J

Le renforcement avec des barres horizontales tous les deux joints du mur M13_{JF}-NSM-2B-H-J a conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement jusqu'à 1.7 MPa correspondant à une charge maximale de 111.8 KN .

La rupture s'est produite avec une fissuration des joints horizontaux sur la face non renforcée du joint. Par la suite, une fissuration diagonale des pierres s'est produite lors de l'augmentation de la charge suivie par une rupture par cisaillement à l'interface adhésif-maçonnerie ce qui a provoqué l'effondrement du mur.

Le mur M13_{JF}-NSM-2B-H-J présente une déformation élastique et maximale de 0.038% et de 0.6% respectivement. La ductilité du mur est égale à 10 . Le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ a les valeurs de 3007 et 3161 MPa , respectivement.



(a) cisaillement-déformation angulaire

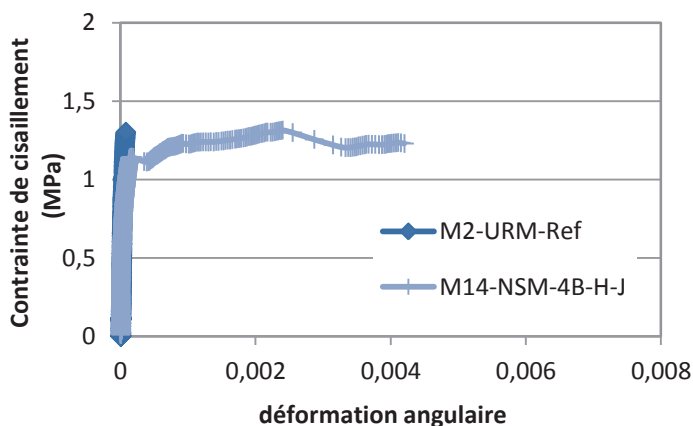
(b) mode de rupture

Figure IV.24 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M13_{JF}-NSM-2B-H-J

- M14-NSM-4B-H-J

Le mur M14-NSM-4B-H-J est renforcé avec des barres dans tous les joints horizontaux. Chaque joint horizontal est renforcé sur les faces du mur. La résistance au cisaillement est de 1.3 MPa correspondante à une force de chargement diagonale de 94.1 KN . La rupture du mur s'est produite par une fissuration dans deux joints horizontaux et qui traverse également un joint vertical dans le mur.

La déformation élastique et maximale enregistrées ont une valeur de 0.0068% et de 0.42% . La ductilité du mur est de 61.8 . Le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ a les valeurs 68677 et 13679 MPa , respectivement.



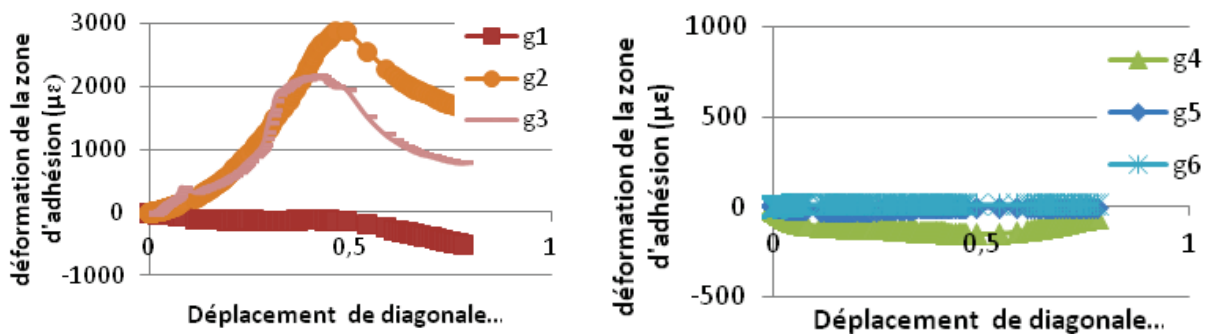
(a) cisaillement-déformation angulaire

(b) mode de rupture

Figure IV.25 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M14-NSM-4B-H-J

Le déplacement maximal de compression enregistré est égal à 0.8 mm . L'évolution de la déformation de l'adhésif le long d'une barre par rapport au déplacement vertical du mur est présentée dans la *Figure IV.26*.

Les déformations maximales de l'adhésif sont de 0.003% enregistrés avec la jauge g2 qui se trouve sur le joint fissuré et dans le centre de mur. La contrainte de cisaillement locale entre les jauges g2 et g3 est calculée avec l'équation III.26. La distance entre les jauges g2 et g3 est 100 mm . La rigidité axiale du composite est de 1258700 N données dans le *tableau III.25*. La surface de la rainure est 45 mm . La contrainte de cisaillement local maximale dans l'adhésif est de 0.28 MPa .



(a) Barre 2 dans le 2^{ème} joint horizontal

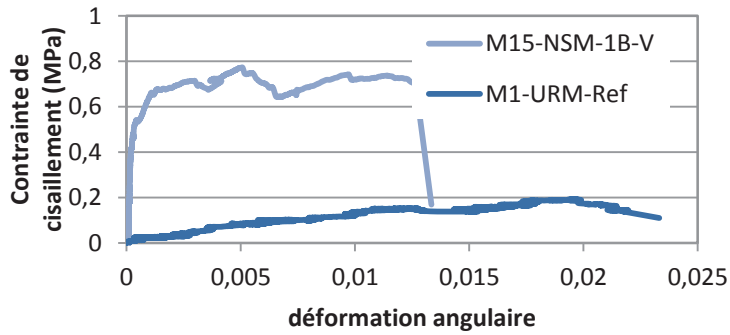
(b) Barre 3 dans le 3^{ème} joint horizontal

Figure IV.26 : Déformation de la zone de renforcement par rapport au déplacement de compression dans le mur M21-NSM-4B-H-J

- M15_{JF}-NSM-1B-V

Le renforcement du mur avec une barre GFRP a augmenté la charge maximale jusqu'à 44.1 KN , ce qui a produit une contrainte de cisaillement de 0.8 MPa . Les déformations élastiques et maximales sont de 0.056% et de 1.27% respectivement. La ductilité a une valeur de 22.3 . Le module de cisaillement calculé à $G_{(30\%)}$ est 6709 MPa et sa valeur diminue $G_{(70\%)}$ jusqu'à 1145 MPa . La *Figure IV.27* représente le mode de rupture du mur M15_{JF}-NSM-1B-V, et la courbe de comportement cisaillement-déformation comparée avec la référence M1_{JF}-URM-Ref.

La rupture s'est produite par un glissement dans le joint horizontal faible, renforcé par la barre GFRP. L'augmentation de charge a produit une fissuration dans les joints verticaux de mortier. Enfin, une fissuration s'est produite à l'interface maçonnerie-adhésif au niveau de l'intersection de la barre avec le joint de mortier faible. Une flexion locale de la barre de GFRP est observée dans le premier joint horizontal. Il est dû au glissement du joint de mortier et à la concentration de contrainte causée par la réduction de section.



(a) cisaillement-déformation angulaire

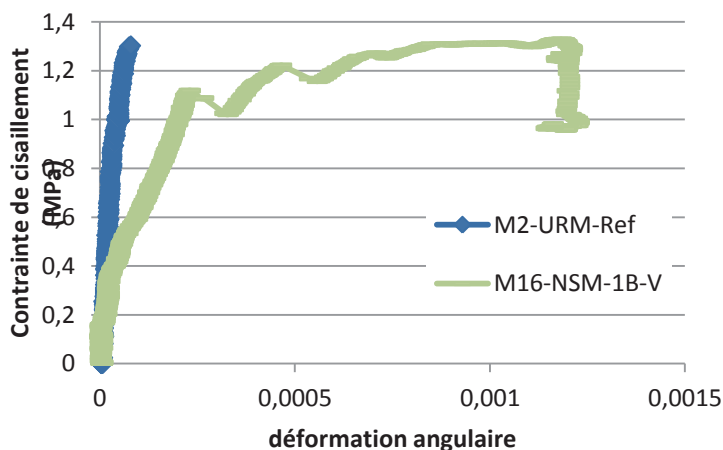
(b) mode de rupture

Figure IV.27 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M15_{JF}-NSM-1B-V

- M16-NSM-1B-V

La résistance du mur M16-NSM-1B-V renforcé avec une seule barre verticale est de 1.33 MPa correspondant à un chargement maximal de 94.6 KN . La rupture s'est produite par deux fissures parallèles traversant les joints verticaux et horizontaux. Enfin, la rupture est accompagnée de la fissuration des pierres dans le mur.

L'évolution de la contrainte par rapport à la déformation montre un changement de la pente ($\tau - \gamma$) qui arrive pour une contrainte de 0.4 MPa . La déformation maximale est de 0.12% . La ductilité a une valeur de 6.54 . La déformation élastique enregistrée à 70% de la charge maximale est de 0.0183% . Le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ est 8653 MPa et sa valeur diminue pour $G_{(70\%)}$ jusqu'à 4993 MPa .



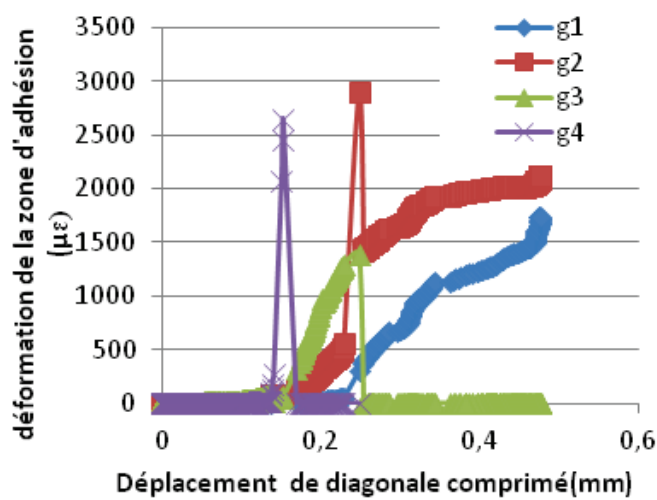
(a) cisaillement-déformation angulaire

(b) mode de rupture

Figure IV.28 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M16-NSM-1B-V

L'évolution de la déformation dans la zone de collage du GFRP par rapport au déplacement vertical du mur est présentée dans la *Figure IV.29*. Le déplacement vertical maximal du mur est de 0.48 mm .

Les déformations maximales enregistrées dans l'adhésif sont 0.00174 et 0.00213 données par les jauges $g1$ et $g2$ respectivement. Le calcul de la contrainte de cisaillement locale entre $g1$ et $g2$ avant la rupture du mur s'effectue avec l'équation III.26. La distance entre $g1$ et $g2$ est 70 mm . La contrainte de cisaillement locale maximale entre $g1$ et $g2$ est de 0.15 MPa . La rupture du mur se produit par fissuration, loin de la zone $g1$ et $g2$. Les jauges $g3$ et $g4$ ne donnent pas de mesures car les jauges ont fissurées pendant l'essai.



(a) : évolution des déformations par rapport au déplacement de compression

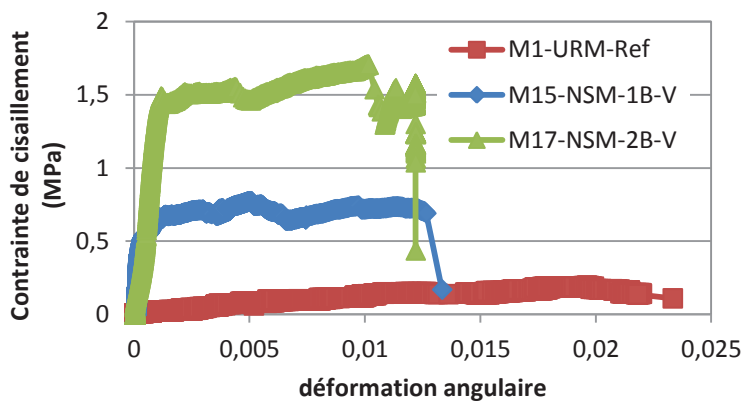
(b) : Deux fissures de la rupture

Figure IV.29 : Déformation de la zone de renforcement dans le mur M16-NSM-1B-V

- M17_{JF}-NSM-2B-V

Le mur M17-NSM-2B-V renforcé avec deux barres verticales a une résistance maximale de 1.7 MPa correspondant à une force diagonale maximale de 97.6 KN . La déformation élastique est de 0.087% et la déformation maximale du mur est de 1.2% . La ductilité a une valeur de 14 . Les valeurs des modules de cisaillement $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ sont 1116 MPa et 1429 MPa , respectivement.

La rupture s'est produite par deux fissures traversant l'interface maçonnerie-adhésif. Ces deux fissures se développent, par la suite, dans les joints horizontaux et verticaux de mortier du mur et se prolongent dans une fissuration diagonale des pierres. L'augmentation de charge produit une déformation hors plan dans le centre de mur.



(a) cisaillement-déformation angulaire

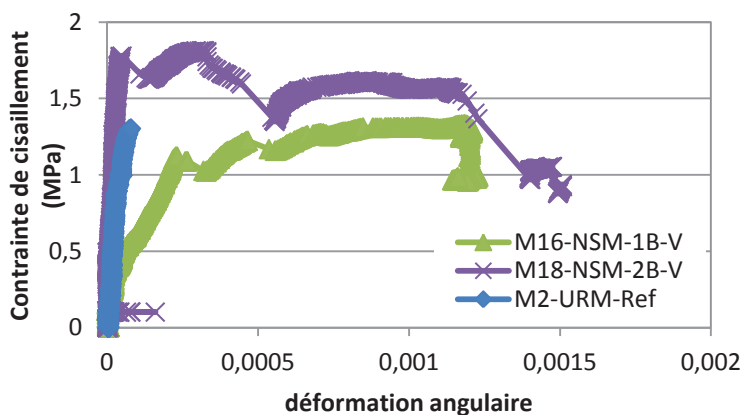
(b) mode de rupture

Figure IV.30 : Compression diagonale d'un mur renforcé par NSM: M17_{JF}-NSM-2B-V

- M18-NSM-2B-V

Le mur M18-NSM-2B-V a une résistance de 1.81 MPa correspondant à une force maximale de 125 KN . La déformation élastique est 0.002% et la déformation maximale du mur est 12% et la ductilité du mur est égale à 60 . Le module de cisaillement calculé à 30% de la résistance maximale est égal à 64795 MPa .

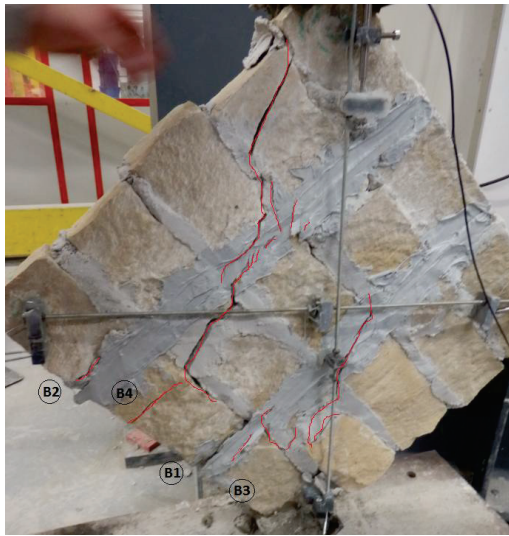
La rupture s'est produite par deux grandes fissures qui traversent le mortier, la pierre et l'adhésif du composite. L'accroissement des charges résulte d'un élargissement des fissures existantes et provoque une fissuration sur l'interface pierre-adhésif suivi par un décollement de la barre B3 présenté dans la Figure IV.32.a.



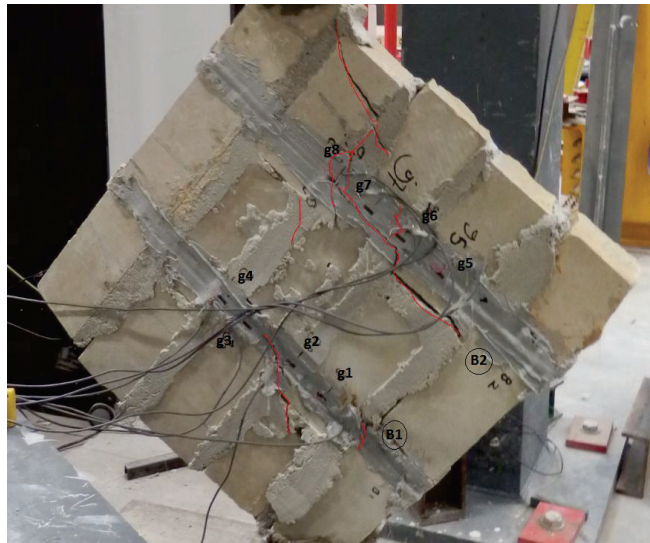
(a) cisaillement-déformation angulaire

(b) mode de rupture

Figure IV.31 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM: M18-NSM-2B-V



(a) : Bars B3 & B4



(b) : Bars B1 & B2

Figure IV.32 : Evolution de la fissuration sur les deux faces du mur M18-NSM-2B-V

L'évolution des déformations de l'adhésif par rapport au déplacement vertical du mur est présentée dans la Figure IV.33. Les déformations maximales enregistrées sur l'adhésif de la barre B1 sont 0.001, -0.0007 et 0.0025 données par les jauges $g1$, $g2$ et $g4$ respectivement. Le calcul des contraintes de cisaillement locales entre $g1$ et $g2$ avant la rupture du mur s'effectue avec l'équation III.26. La distance entre $g1$ et $g2$ est de 60 mm. La contrainte de cisaillement locale maximale entre $g1$ et $g2$ est de 0.79 MPa.

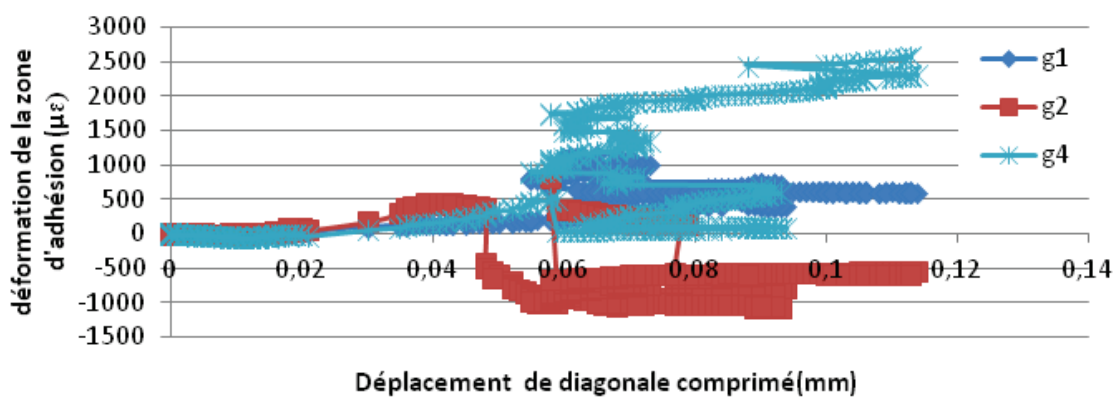


Figure IV.33 : Evolution des déformations de l'adhésif de B1 par rapport au déplacement de la diagonale comprimée dans le cas du mur M18-NSM-2B-V

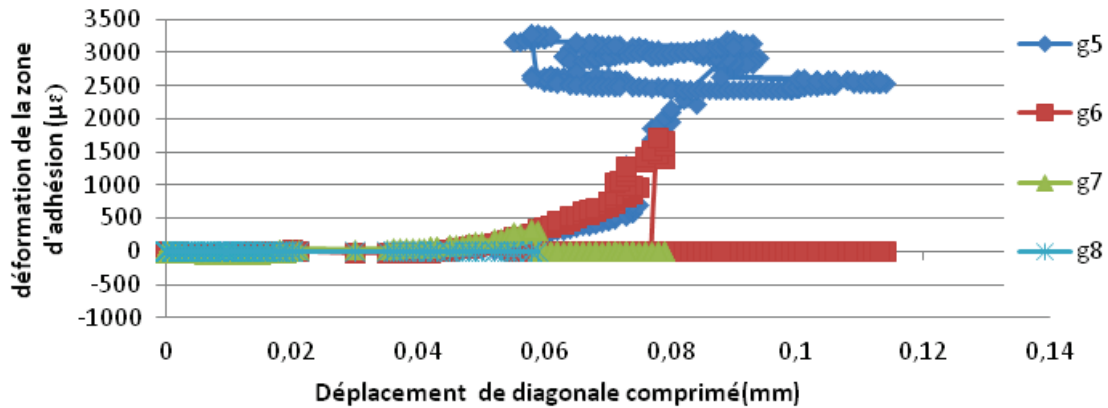


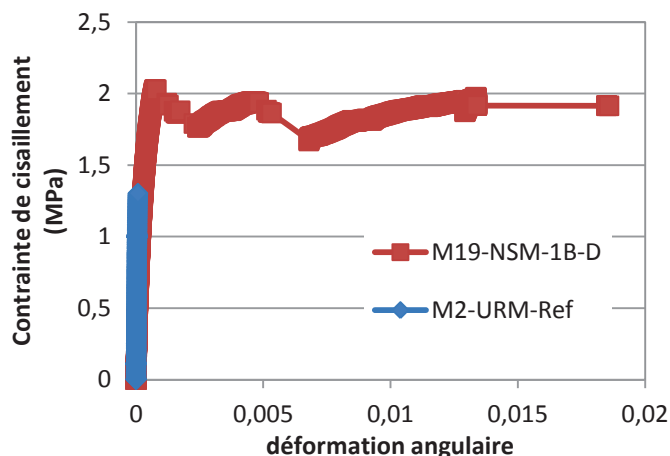
Figure IV.34: Evolution de la déformation de l'adhésif de B2 par rapport au déplacement de la diagonale comprimée dans le cas du mur M18-NSM-2B-V

- M19-NSM-1B-D

Le mur M19-NSM-1B-D renforcé avec une seule barre dans le sens de la diagonale allongée a une résistance de 2.1 MPa qui correspond à une force diagonale de chargement de 134.7 KN avec une augmentation de la résistance de 61.5% par rapport à la référence M2-URM-Ref.

La rupture s'est produite par plusieurs fissures diagonales traversant les pierres et les joints de mortier dans la direction de la diagonale comprimée. La rupture du mur arrive après un déplacement vertical de 9.8 mm de la diagonale comprimée.

Les déformations élastiques et ultimes sont 0.03% et 0.68% , respectivement. La ductilité a une valeur de 20.6 . Le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ s'élève à 6494 MPa sa valeur en $G_{(70\%)}$ est diminuée jusqu'à 4359 MPa .



(a) cisaillement-déformation angulaire



(b) mode de rupture

Figure IV.35 : Compression diagonale de mur renforcé par NSM : M19-NSM-1B-D

4.4.2 Analyse des résultats expérimentaux des murs renforcés avec NSM GFRP

➤ Module de cisaillement

Le calcul du module de cisaillement est effectué à 30% de la charge maximale $G_{(30\%)}$ et à 70% de la charge maximale $G_{(70\%)}$, et entre 30-70% de la charge maximale $G_{(30-70\%)}$.

D'abord, les murs qui ont des joints horizontaux faibles, M13, M15, M17 sont comparées à la référence M1_{JF}-URM-Ref.

Le module de cisaillement du mur renforcé avec une seule barre M15_{JF}-NSM-1B-V a baissé de 6709 à 1145 MPa entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ qui représente une perte de rigidité de 83%. Cela signifie qu'une seule barre n'est pas suffisante pour augmenter la rigidité élastique de cisaillement. De plus, le module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ du mur renforcé avec deux barres verticales M17_{JF}-NSM-2B-V augmente de 65% par rapport au module de cisaillement du mur M15_{JF}-NSM-1B-V.

Par ailleurs, le module de cisaillement du mur renforcé dans les joints horizontaux M13_{JF}-NSM-2B-H-J n'a pas notablement changé jusqu'à la rupture et sa valeur dans la zone $G_{(30-70\%)}$ est de 3311 MPa. De plus, le module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ du mur M13_{JF}-NSM-2B-H-J renforcé dans les joints horizontaux a augmenté de 42.6% par rapport au module de cisaillement du mur M17_{JF}-NSM-2B-V. Par conséquent, le renforcement des joints horizontaux faibles a été plus efficace pour augmenter le module de cisaillement que le renforcement avec barres verticales. En revanche, le renforcement vertical a plus augmenté la déformation maximale, et la ductilité que le renforcement dans les joints horizontaux.

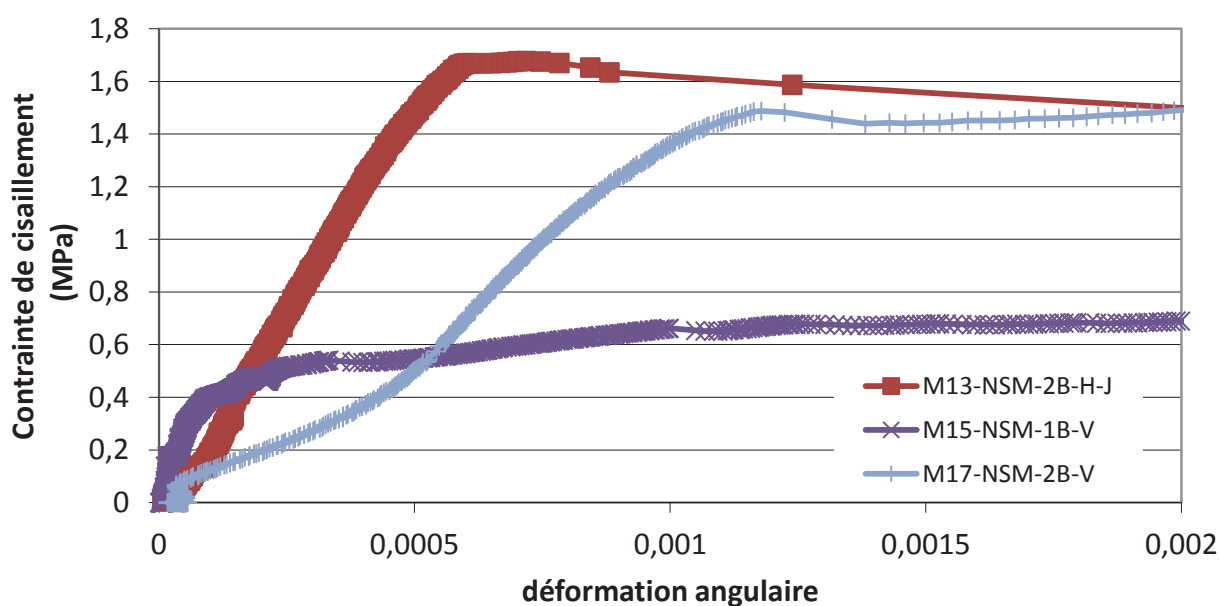


Figure IV.36 : Changement du module de cisaillement global des murs qui ont des joints horizontaux faibles et qui sont renforcés avec NSM FRP.

Deuxièmement, une comparaison entre les modules de cisaillement des murs dont les références sont M2-URM-Ref et M3-URM-Ref, est effectuée.

Le renforcement avec une seule barre verticale du mur M16-NSM-1B-V a donné un module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ de 3247 MPa. Le module de cisaillement diminue de 8659 à 4993 MPa entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ qui représente un écart de 42%. Le module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ est inférieur de 86% au module $G_{(70-30\%)}$ du M2-URM-Ref. Cela s'explique par le changement du comportement élastique du mur renforcé, et l'effet de flexion locale de la barre. *Figure IV.28*

En revanche, le module de cisaillement du mur renforcé avec deux barres verticales M18-NSM-2B-V augmente par rapport à celui de référence M2-URM-Ref. Le module de cisaillement du mur renforcé avec deux barres verticales M18-NSM-2B-V n'a pas significativement changé entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ et la valeur de $G_{(30-70\%)}$ est de 75155 MPa. Le renforcement avec deux barres verticales augmente la valeur du module de cisaillement G 22 fois par rapport à la valeur obtenue par le renforcement avec une seule barre.

De plus, le renforcement avec une seule barre le long de la diagonale a changé le comportement élastique de la même manière que le renforcement avec une seule barre verticale M16-NSM-1B-V. Le module de cisaillement de M19-NSM-1B-D a les valeurs de 6494 MPa et 4359 MPa à $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$, respectivement. Le module de cisaillement $G_{(30-70\%)}$ diminue de 85.25% par rapport à celui du mur M2-URM-Ref.

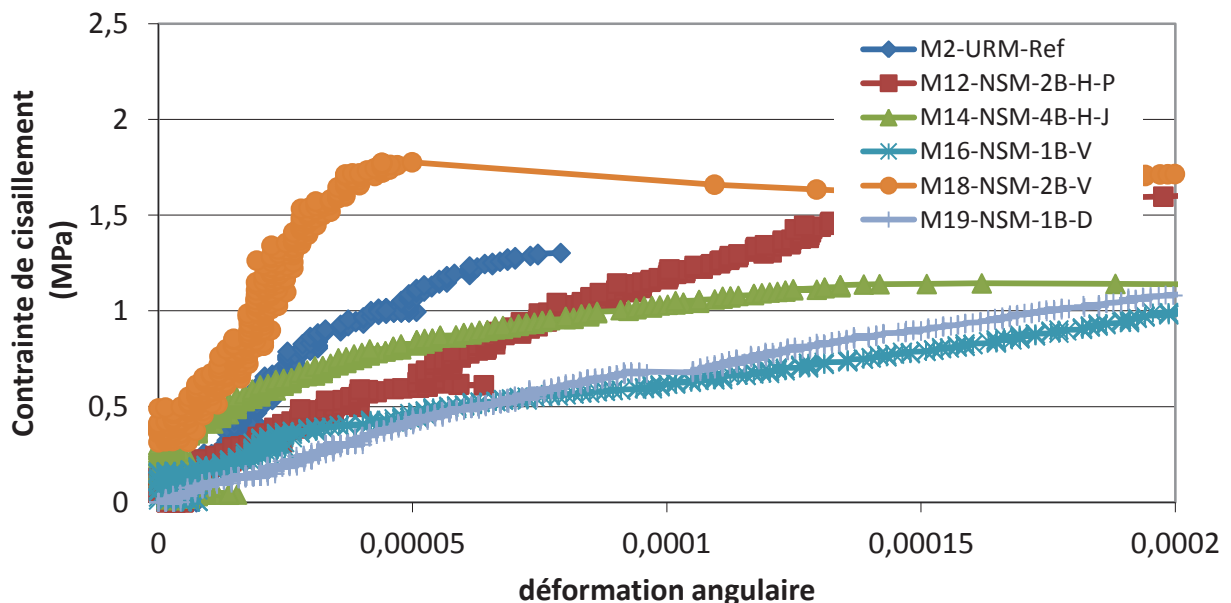


Figure IV.37 : Changement du module de cisaillement global des murs sans faiblesse dans les joints horizontaux et qui sont renforcés avec NSM FRP.

Par ailleurs, le renforcement avec des barres horizontales du mur M12-NSM-2B-H-P et M14-NSM-4B-H-J produit un changement du comportement élastique par rapport au mur M2-

URM-Ref. En effet, le comportement élastique est fortement influencé par le cisaillement des joints horizontaux.

Le module de cisaillement du mur M12-NSM-2B-H-P présente une différence de 52.2% par rapport au module de cisaillement du mur M2-URM-Ref. La valeur de $G_{(30-70\%)}$ est 10930.4 MPa et la rupture s'est produite dans les joints horizontaux du mur. De plus, le module de cisaillement $G_{(30\%)}$ du mur M14-NSM-4B-H-J a significativement augmenté avant la fissuration du joint de mortier grâce au renforcement avec des barres dans les joints horizontaux. Toutefois, la fissuration du joint horizontal a changé la valeur du module de cisaillement entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$ de 68677 à 13679 MPa.

Nom	P_{max} (KN)	A (mm ²)	τ_{dt} (MPa)	$G_{(30\%)}$ (MPa)	$G_{(70\%)}$ (MPa)	$G_{(30-70\%)}$ (MPa)	commentaires
M1 _{JF} -URM-Ref	11.55	42350	0.19		12.8		Faiblesse dans les joints horizontaux
M2-URM-Ref	96	51563	1.3	46817.3	30047.7	22860	Rupture dans les joints verticaux, comportement influencé avec le module de cisaillement de pierre
M3-URM-Ref	79.9	51150	1.1	-	-	-	
M4-URM-Ref (1mm/min)	146.7	47200	2.2	17780	11450	8233.6	
M12-NSM-2B-H-P	119.8	48000	1.8	13326.5	11938.74	10930.39	Baisse de la rigidité élastique
M13 _{JF} -NSM-2B-H-J	111.8	47120	1.7	3007.2	3161.3	3311.48	Faiblesse dans les joints horizontaux
M14-NSM-4B-H-J	94.13	50600	1.32	68677	13679.1	8031.82	
M15 _{JF} -NSM-1B-V	44.1	42000	0.8	6709.1	1145.3	666.51	Faiblesse dans les joints horizontaux
M16-NSM-1B-V	94.63	50362.5	1.33	8652.8	4993.3	3247.3	Baisse de la rigidité élastique
M17 _{JF} -NSM-2B-V	97.6	40425	1.7	1116.3	1429.13	1900.6	Faiblesse dans les joints horizontaux
M18-NSM-2B-V	125.06	48800	1.812	64795.2	69913.5	75155	
M19-NSM-1B-D	134.7	49000	2.1	6494.1	4358.8	3372.6	Baisse de la rigidité élastique

Tableau IV.7: Résultats expérimentaux de la compression diagonale des murs renforcés par NSM : résistance et module de cisaillement

➤ Résistance et modes de rupture

1. Le renforcement avec NSM FRP des murs qui présentent une faiblesse dans les joints horizontaux augmente la résistance au cisaillement de 321 à 795% par rapport au mur

M1_{JF}-URM-Ref. En revanche, les murs dont les références sont M2-URM-Ref et M3-URM-Ref et qui sont renforcés par NSM FRP ont obtenu une augmentation de la résistance au cisaillement de 2.3% à 61.5%.

De plus, le renforcement vertical par NSM des murs dont les joints sont faibles a réduit la déformation élastique γ_e du mur renforcé mais sa valeur reste plus grande que la déformation élastique du mur sans faiblesse renforcé selon la même configuration. Par exemple, γ_e a une valeur de 0.056 dans le mur M15_{JF}-NSM-1B-V, alors que la déformation élastique du mur M16-NSM-1B-V renforcé selon même configuration est de 0.018.

2. Le rapport entre la ductilité des murs renforcés par NSM et la ductilité des murs de référence μ/μ_0 est compris entre 1.65 et 30 pour M12-NSM-2B-H-P et M18-NSM-2B-V, respectivement.
3. La déformation maximale enregistrée avec les jauges de déformation dans la zone de l'adhésif permet de calculer les valeurs suivantes des contraintes de cisaillement, 0.28, 0.15, et 0.79 MPa pour les murs M14-NSM-4B-H-J, M16-NSM-1B-V et M18-NSM-2B-V, respectivement.
4. Le renforcement du mur M12-NSM-2B-H-P par des barres FRP dans les rangées de pierres parallèles aux joints a augmenté la résistance de 24.8%, alors que le renforcement dans tous les joints du mur M14-NSM-4B-H-J conduit à une augmentation de la résistance de 17.81% par rapport au mur de référence non renforcé.

De plus, le renforcement dans chaque joint du mur M13_{JF}-NSM-2B-H-J a significativement amélioré le comportement du mur par rapport à celui du M1_{JF}-URM-Ref ayant des joints horizontaux faibles. L'augmentation de résistance est de 868.4%. La résistance maximale du mur M13_{JF}-NSM-2B-H-J a été aussi comparée à la résistance du mur M2-URM-Ref qui n'a pas de joints faibles. L'augmentation de résistance apportée par le renforcement est de 16.5%.

Le renforcement de chaque face du mur dans tous les joints horizontaux (mur M14-NSM-4B-H-J), augment la résistance de 17.8% par rapport à la résistance du mur non renforcé. Cette valeur présente une différence de 7.6% vis-à-vis de l'augmentation de la résistance apportée dans le cas du mur M13_{JF}-NSM-2B-H-J.

Turco et al 2006 [149] ont étudié la maçonnerie de blocs de bétons renforcés avec barres GFRP en utilisant la technique NSM. Les barres GFRP ont une section rectangulaire ou circulaire et sont insérées dans les joints horizontaux. Le mur renforcé dans tous les joints et sur une seule face du mur a une augmentation de la résistance de 5.2% par rapport à la résistance du mur renforcé avec des barres horizontales tous les deux joints et sur les deux faces du mur.

5. Le renforcement avec des barres verticales de chaque joint vertical a permis de relier les rangées de pierre et d'empêcher l'effondrement du mur le long des joints horizontaux.

La rupture est caractérisée par deux fissures diagonales parallèles qui traversent le mortier, l'interface pierre-adhésif et la pierre. De plus, l'augmentation de la résistance a été

accompagnée par une fissuration diagonale traversant les pierres. En plus, la rigidité du mur renforcé avec deux barres sur chaque face n'a pas beaucoup changé entre $G_{(30\%)}$ et $G_{(70\%)}$. En revanche, le renforcement avec une seule barre n'a pas permis d'avoir un comportement élastique rigide. L'augmentation de la résistance au cisaillement dans les murs M16-NSM-1B-V et M18-NSM-2B-V est de 18.4% et 56.5%, respectivement. Par conséquent, l'augmentation du taux de renforcement vertical a été accompagnée par une augmentation de la résistance de 206%.

6. L'augmentation de la résistance des murs renforcés avec deux barres verticales a été accompagnée d'une déformation hors plan du mur.
7. Le renforcement diagonal avec FRP du mur a permis de renforcer les joints de mortier et de changer le mode de rupture vers une rupture dans les pierres. La résistance au cisaillement augmente de 40.3% dans le cas du mur M19-NSM-1B-D et la ductilité μ augmente jusqu'à 20.6. Bien que le module de cisaillement du mur M19-NSM-1B-D soit très proche du module de cisaillement du mur M16-NSM-1B-V, la ductilité du M19-NSM-1B-D augmente de 215% par rapport à la ductilité du mur M16-NSM-1B-V.

En effet, le renforcement diagonal avec FRP est efficace pour augmenter la résistance et aussi la ductilité du mur. Ce résultat a aussi été trouvé par Luccioni et al [148] qui ont testé en compression diagonale des murs de maçonnerie. Les murs sont renforcés avec trois bandes de CFRP dans la direction de la diagonale allongée. La force résistante de 82 KN (pour un mur non renforcé) et augmente jusqu'à 147 KN qui représente un accroissement de la résistance de 79.3%.

8. Le renforcement avec barres verticales empêche l'ouverture des fissures et augmente le frottement dans les joints.

Les murs renforcés avec des barres verticales M16-NSM-1B-V et M18-NSM-2B-V ont une déformation maximale moins importante que celle obtenue lors du renforcement horizontal des joints dans le cas des murs M13_{JF}-NSM-2B-H-J et M14-NSM-4B-H-J. Cela explique aussi la fissuration des pierres qui s'est produite dans les murs renforcés avec des barres verticales.

Petersen et al [125] ont étudié le renforcement des maçonneries par NSM en utilisant des barres d'acier. Les modes de ruptures obtenus par Petersen et al sont similaires aux modes de ruptures obtenus par nos résultats expérimentaux. En effet, les murs non renforcés ont une rupture par fissuration diagonale. Les murs renforcés horizontalement ont eu leur rupture dans les joints horizontaux. Les murs renforcés avec des barres verticales ont leurs ruptures par plusieurs fissurations diagonales.

Nom	P_{max} (KN)	τ_{dt} (MPa)	$\Delta P/Pref$ (%)	γ_e (%)	γ_u (%)	μ	μ/μ_0 ($\mu_0 = 2$)
M1 _{JF} -URM-Ref	11.55	0.19	-	1	1.96	1.96	-
M2-URM-Ref	96	1.3	-	0.0036	0.0079	2.19	-
M3-URM-Ref	79.9	1.1	-	-	-	-	-
M4-URM-Ref	146.7	2.2	-	0.012	0.021	1.75	-
M12-NSM-2B-H-P	119.8	1.8	24.79	0.01	0.03	3,3	1.65
M13 _{JF} -NSM-2B-H-J	111.8	1.7	868.39	0.038	0.38	10	5
M14-NSM-4B-H-J	94.13	1.32	17.81	0.0068	0.42	62	31
M15 _{JF} -NSM-1B-V	44.1	0.8	281.18	0.0561	1.27	22,55	11.28
M16-NSM-1B-V	94.63	1.33	18.44	0.0183	0.11986	6.54	3.27
M17 _{JF} -NSM-2B-V	97.6	1.7	745.02	0.087	1.22	14	7
M18-NSM-2B-V	125.06	1.812	56.52	0.002	0.12	60	30
M19-NSM-1B-D	134.7	2.1	40.31	0.033	0.68	20,6	10.3

Tableau IV.8 : Résultats expérimentaux de compression diagonale des murs renforcés par NSM : déplacement élastique et maximale, et ductilité.

4.5 Calcul analytique de la résistance au cisaillement des murs renforcés

4.5.1 Revue de la littérature

La force résistante d'un mur renforcé V_{RM} est égale à la somme de la force résistante de mur non renforcé V_{URM} et de la force résistante du renforcement V_{RENF} selon Borri et al [150], Faelle et al [146], Valluzi et al [77].

$$V_{RM} = V_{URM} + V_{RENF} \quad \text{Équation IV.15}$$

Le calcul de la force résistante de cisaillement de la maçonnerie renforcée est étudié dans la littérature en utilisant plusieurs modèles ; modèles qui se basent sur la résistance du renfort ; modèles qui se basent sur la déformation effective, et des modèles qui calculent la longueur effective du renfort. (Borri et al [150], Faelle et al [146], Valluzi et al [77])

Le modèle de l'Eurocode 6 calcule la résistance de la maçonnerie renforcée par acier. Le calcul de V_{URM} nécessite le calcul de la résistance au cisaillement de mur non renforcé f_{vk} donné par l'Équation IV.16.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_0 \quad \text{Équation IV.16}$$

σ_0 représente la contrainte de compression de dimensionnement de la maçonnerie. La résistance au cisaillement initiale (cohésion) est f_{vk0} . La force résistante du mur renforcé par composite V_{RM} se calcule avec l'Équation IV.17.

$$V_{RM} = \frac{f_{vk}td}{\gamma_m} + 0.9d \frac{\rho_{r,h}t \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{Équation IV.17}$$

La résistance ultime de traction du renforcement est f_{yk} , et le taux de renforcement horizontal dans la section du mur est $\rho_{r,h}$. γ_m, γ_s sont des coefficients dont les valeurs sont égales à 1. Le mur a une géométrie carrée d'épaisseur t , et de largeur l , et la surface de section vaut $t.d$ où $d = 0.8l$, ou d est la largeur effective [150].

Le modèle de Tomazevic et al 1993 [151] est proposé pour la maçonnerie renforcée avec des barres d'acier. Il réduit la valeur de la déformation ultime $\varepsilon_{f,u}$ par un facteur de 0.4. La déformation effective de renforcement $\varepsilon_{r,eff}$ est calculée avec l'Équation IV.19. La force résistante de cisaillement du mur renforcé V_{RM} est donnée avec l'

Équation IV.18.

$$V_{RM} = 0.9tl \frac{f_{vk0}^*}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{vk0}^*}} + 0.4A_{r,h}f_{yk} \quad \text{Équation IV.18}$$

$$\varepsilon_{r,eff} = 0.4 \varepsilon_{r,u} \quad \text{Équation IV.19}$$

La résistance caractéristique de cisaillement f_{vk0}^* de maçonnerie, est donnée par l'essai de compression diagonale où b est un coefficient de distribution de contrainte égale à 1.5 pour une distribution parabolique. La surface de renforcement horizontale est $A_{r,h}$ et la résistance caractéristique en traction du renfort est f_{yk} . Ce modèle, a été utilisé par Borri et al [151], Faella et al [146], Valluzi et al [77] pour le calcul de la résistance au cisaillement de maçonnerie renforcée par matériaux composite.

Le model de Triantafillou 1998[152] est développé pour calculer la résistance au cisaillement de béton renforcé par FRP. Il prend en considération le manque d'adhésion entre le renfort et la structure et calcule la déformation axiale effective du renfort $\varepsilon_{f,eff}$ en fonction de la rigidité axiale spécifique $\rho_{r,h}E_r$, en GPa avec l'Équation IV.20.

$$\varepsilon_{r,eff} = 0.0119 - 0.0205(\rho_{r,h}E_r) + 0.0104(\rho_{r,h}E_r)^2 \quad \text{Équation IV.20}$$

La surface de renforcement horizontale est $A_{r,h}$ et le module élastique de renfort est E_r . La résistance au cisaillement du mur non renforcé f_{vk} se calcule selon l'Eurocode avec l'Équation IV.16. La résistance au cisaillement V_{RM} du mur de maçonnerie renforcé par FRP est donnée avec l'Équation IV.21.

$$V_{RM} = f_{vk}t.d + 0.9d.\rho_{r,h}.E_r.\varepsilon_{r,eff}.t \quad \text{Équation IV.21}$$

Le modèle de Triantafillou et Antonopoulos [153] calcule la déformation effective $\varepsilon_{f,eff}$ du renfort en fonction de la résistance à la traction du béton f_t , et la rigidité axiale du renfort $\rho_f.E_f$ avec l'Équation IV.23. La résistance à la traction est dérivée de la résistance en compression du béton f_m et calculée avec l'Équation IV.22.

$$f_t = \sqrt[3]{f_m^2} \quad \text{Équation IV.22}$$

$$\varepsilon_{f,eff} = 0.00065.\left(\frac{\sqrt[3]{f_m^2}}{\rho_f.E_f}\right)^{0.56} \quad \text{Équation IV.23}$$

Le modèle de Li et al 2005 [139] est un modèle analytique qui calcule la résistance au cisaillement des murs de maçonnerie renforcés dans tous les joints horizontaux avec des barres de FRP selon la technique NSM. Ce modèle fait l'hypothèse que la rupture du mur se produit par une fissuration diagonale traversant tous les joints horizontaux.

La résistance au cisaillement d'une barre horizontale se calcule à partir de la contrainte d'adhésion entre la maçonnerie et l'adhésif transmise sur la zone de collage. La résistance au cisaillement apportée par le renforcement représente la somme de la force résistante au cisaillement de toutes les barres, calculée avec l'Équation IV.24.

$$V_f = \sum_{i=1}^n A_i f_i = \tau_b(2D + t_m) \sum_{i=1}^n L_i, \quad L_i \leq L_e \quad \text{Équation IV.24}$$

L_i est la longueur de collage effective d'une barre i , ce qui représente la partie la plus courte de la barre déterminé en fonction de l'intersection de la barre avec la fissure diagonale. L_e représente la longueur effective de la barre NSM FRP, calculée avec l'Équation IV.25 en fonction de la résistance d'adhésion entre la maçonnerie et l'époxy τ_b .

$$L_e = \frac{f_{uf}.A_{uf}}{(2D + t_m).\tau_b} \quad \text{Équation IV.25}$$

f_{uf} représente la résistance à la traction maximale du FRP et A_{uf} représente la surface de section du FRP. La profondeur de la rainure dans le joint de mortier d'épaisseur t_m est notée D .

4.5.2 Calcul de la résistance au cisaillement selon l'ACI

A l'heure actuelle, le code ACI est le seul code d'usage pour le calcul de la résistance de la maçonnerie renforcé avec TRC ou FRP dans la technique NSM.

➤ Résistance au cisaillement apportée par le renforcement TRC [154]

La force résistante nominale de cisaillement apportée par le renfort V_f se calcule avec l'Équation IV.26. V_f représente la force de traction du renfort par une unité de largeur $A_f \cdot f_{fv}$ qui est transmis vers le mur sur les deux côtés $2 \cdot L_m$. La valeur de V_f doit être inférieure de 50% à la force résistante du mur non renforcé V_m .

$$V_f = 2 \cdot (A_f \cdot f_{fv}) \cdot L_m \leq 0.5 \cdot V_m \quad \text{Équation IV.26}$$

f_{fv} représente la résistance à la traction de dimensionnement du TRC calculée à partir de la déformation de calcul ε_{fv} et le module de Young du textile E_f avec l'Équation IV.27.

ε_{fd} Représente la déformation en traction du textile.

$$f_{fv} = \varepsilon_{fv} \cdot E_f \text{ et } \varepsilon_{fv} = \min(\varepsilon_{fd}, 0.004) \quad \text{Équation IV.27}$$

➤ Résistance au cisaillement apportée par le renforcement NSM FRP [159]

L'augmentation de la résistance apportée par le FRP est calculée selon l'ACI. La force résistante de cisaillement nominale V_f apporté par le renfort FRP se calcule avec l'Équation IV.28.

$$V_f = p_{fv} \frac{d_v}{s_f} \quad \text{et} \quad d_v = \min(H, L) \quad \text{Équation IV.28}$$

s_f représente la distance entre les barres de renforcement qui doit être égale à la distance entre les joints horizontaux. d_v représente la valeur minimale entre les dimensions de la largeur L et la hauteur H du mur. p_{fv} Représente la force transmise à la structure par chaque barre FRP. Elle est calculée avec l'

Équation IV.29.

$$p_{fv} = A_{f,barre} f_{fe} \leq 44500 \text{ N/bar pour NSM FRP}$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad \text{Équation IV.29}$$

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu}^* \leq C_E \varepsilon_{fu}^*$$

C_E représente un facteur de réduction environnementale de la déformation. Il prend les valeurs suivantes pour le FRP de fibre de verre.

$$C_E = \begin{cases} 0.75 & \text{usage intérieur} \\ 0.65 & \text{usage extérieur} \\ 0.5 & \text{environnement agressif} \end{cases}$$

k_v représente un coefficient de réduction de l'adhérence dans le cas d'une rupture par cisaillement. Ce coefficient dépend de l'indice de renforcement ω_f .

$$k_v = \begin{cases} 0.4 & \text{pour } \omega_f \leq 0.20 \\ 0.64 - 1.2\omega_f & \text{pour } 0.20 < \omega_f \leq 0.45 \text{ et } \omega_f = \frac{1}{85} \frac{A_f E_f}{A_n \sqrt{f'_m}} \\ 0.10 & \text{pour } \omega_f > 0.45 \end{cases} \quad \text{Équation IV.30}$$

La force résistante au cisaillement calculée du mur renforcé par NSM FRP doit être inférieure à la force maximale qui produit une rupture par écrasement de la pierre dans un mur non renforcé.

4.5.3 Application du calcul de la force résistante au cisaillement apportée par le renforcement TRC et NSM FRP

Dans le cas du renforcement par TRC, le calcul de la force résistante de cisaillement V_f est effectué en considérant que le module d'élasticité de fibre de textile est E_f est 74 GPa , et les déformations ultimes ε_{fd} sont égales à 1.4% . La déformation effective ε_{fe} est calculée selon le modèle, en sachant que la valeur de 0.004 correspond à la valeur de la déformation maximale de traction de la matrice cimentaire renforcée avec le textile. La surface de section A_f est égale à $82.7 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Dans le cas du renforcement par NSM FRP, le calcul de la force de cisaillement V_f est effectué en considérant que le module d'élasticité de barre E_f est 45 GPa , et les déformations ultimes ε_{fe} sont égales à 1.5% . Ces valeurs sont déterminées par l'essai de pull-out. La barre de GFRP a une section circulaire de 6 mm de diamètre.

Le calcul est effectué en prenant les hypothèses suivantes :

1. Le calcul de la résistance au cisaillement des murs non renforcés est effectué selon la formule correspondant au mode de rupture du mur, *Équation IV.8* & *Équation IV.9*.
2. Les modèles de la résistance au cisaillement avec renforcement sont appliqués pour calculer la résistance apportée par le renfort.
3. L'adhésion est considérée parfaite entre le renfort et la structure dans les modèles qui ne calculent pas la déformation effective parfaite.
4. La résistance des fils de textile dans la direction chaîne est négligée.
5. L'ACI impose que les barres verticales ait un nombre minimal égal au nombre de joints verticaux dans le mur. Dans cette étude, la résistance au cisaillement apportée

par le renforcement avec une seule barre verticale et calculée selon l'ACI est considérée égale à p_{fv} . Équation IV.29.

6. Dans l'application de tous les modèles, le taux de renforcement dans le mur est calculé à partir de la surface de section de renforcement divisée sur la section latérale du mur et en négligeant la direction du renfort par rapport à la section du mur *Tableau IV.9*.
7. Dans l'application des modèles de l'Eurocode et Tomazevic et al, la résistance ultime de traction du TRC a une valeur de 1063 MPa , calculée à partir du module de Young des fibres de verre et de l'allongement maximal du TRC ; ($0.01436 \cdot 74000 = 1063 \text{ MPa}$). La surface de section de fibre de textile A_f est égale à $82.7 \text{ mm}^2/\text{m}$. La résistance ultime du FRP a une valeur de 506.52 MPa , déterminée par l'essai pull-out du NSM FRP.
8. Le modèle de Li et al [139] est appliqué sur les murs M13_{JF}-NSM-2B-H-J et M14-NSM-4B-H-J, en considérant que le renforcement est appliqué dans tous les joints du mur sur un ou deux côtés, respectivement. τ_b a la valeur de contrainte moyenne de cisaillement $\tau_{av2} = 0.97 \text{ MPa}$.

$$L_e = \frac{f_{uf} \cdot A_{uf}}{(2D + t_{mortier}) \cdot \tau_b} = \frac{506.52 \cdot \pi \cdot \frac{6^2}{4}}{(2 \cdot 15 + 15) \cdot 0.97} = 328.1 \text{ mm}$$

La force de résistance apportée avec le renforcement dans le mur M13_{JF}-NSM-2B-H-J est ;

$$V_f = \sum_{i=1}^n A_i f_i = 0.97(2 \cdot 15 + 15) (150 + 200 + 200 + 150) = 30555 \text{ N}$$

En plus, dans le mur -NSM-4B-H-J renforcé avec deux barres dans tous les joints la valeur de V_f est égale à 61.11 KN .

Renforcement avec TRC		Renforcement avec NSM FRP	
Nom	Taux de renforcement (%)	Nom	Taux de renforcement (%)
M5-TRC-1CH	0.2	M12-NSM-2B-H-P	0.3
M6 _{JF} -TRC-1CH	0.2	M13 _{JF} -NSM-2B-H-J	0.3
M7-TRC-2CH	0.4	M14-NSM-4B-H-J	0.6
M8 _{JF} -TRC-2CV	0.4	M15 _{JF} -NSM-1B-V	0.14
M9-TRC-1CH-1CV	0.4	M16-NSM-1B-V	0.14
M10-TRC-1C-1D	0.08	M17 _{JF} -NSM-2B-V	0.3
M11-TRC-1C-2D	0.16	M18-NSM-2B-V	0.3
		M19-NSM-1B-D	0.14

Tableau IV.9 : Valeurs de taux de renforcement des murs testées en compression diagonale

mur	V_{exp}	V_{ana}					
	(KN)	EC6 (KN)	Tmazevic et al (KN)	Triantafillou 1998 (KN)	ACI (KN)	Triantafillou et al 2000 (KN)	Li et al 2005 (KN)
M1 _{JF} -URM-Ref	11.55	21.18	21.18	21.18	21.18	21.18	21.18
M2-URM-Ref	96	68.9	68.9	68.9	68.9	68.9	68.9
M3-URM-Ref	79.9	68.9	68.9	68.9	68.9	68.9	68.9
M4-URM-Ref (1mm/min)	146.7	133.37	133.37	133.37	133.37	133.37	133.37
M5-TRC-1CH	161.1	168.59	113.21	118.91	87.72	96.15	-
M6 _{JF} -TRC-1CH	35.56	115.33	63.03	66.45	40	45.06	-
M7-TRC-2CH	129.7	269.86	158.22	142.78	106.54	106.16	-
M8 _{JF} -TRC-2CV	77.75	211.70	105.86	84.87	58.82	53.96	-
M9-TRC-1CH-1CV	172.13	268.28	157.51	142.20	106.54	105.86	-
M10-TRC-1C-1D	127.6	98.97	82.26	91.24	77.48	85.96	-
M11-TRC-1C-2D	146.4	129.03	95.63	109.07	86.06	92.48	-
M12-NSM-2B-H-P	119.8	120.48	91.83	112.12	89.18	93.37	-
M13 _{JF} -NSM-2B-H-J	111.8	120.48	91.82	111.92	89.18	93.12	99.46
M14-NSM-4B-H-J	94.13	172.06	114.75	137.04	81.18	103.09	130.01
M15 _{JF} -NSM-1B-V	44.1	46.97	32.64	45.22	29.03	37.92	-
M16-NSM-1B-V	94.63	94.69	80.36	93.33	76.75	86.81	-
M17 _{JF} -NSM-2B-V	97.6	72.76	44.10	62.38	41.18	43.41	-
M18-NSM-2B-V	125.06	120.48	91.82	112.30	88.9	93.60	-
M19-NSM-1B-D	134.7	94.69	80.36	93.42	76.75	87.15	-

Tableau IV.10 : Calcul analytique de la résistance au cisaillement des murs soumis en compression diagonale

4.5.4 Discussion du calcul de la force résistante de cisaillement apportée avec le renforcement TRC et NSM FRP

D'abord, le calcul de la résistance au cisaillement à partir du modèle de l'EC 6, qui se basent sur la résistance maximale du renfort, a donné une meilleure approximation avec les résultats expérimentaux des murs renforcés avec NSM FRP qu'avec les résultats des murs renforcés avec TRC.

En effet, dans les murs renforcés avec NSM FRP, la valeur maximale de l'erreur de calcul de la résistance au cisaillement pour tous les murs sauf le mur M14-NSM-4B-H-J est 29.7%. En plus, la valeur de la résistance du mur renforcé dans tous les joints horizontaux de deux côtés M14-NSM-4B-H-J calculé avec l'EC 6 a une différence avec la résistance expérimentale de 82.78%. Cela est dû à la rupture dans les joints horizontaux qui se produit avant que toutes les barres de renforcement arrivent à sa résistance maximale. *Figure IV.38*.

De plus, dans les murs renforcés avec TRC et qui subissent d'une faiblesse dans les joints horizontaux, le calcul de la résistance au cisaillement avec l'EC 6 a donné une différence avec les résultats expérimentaux d'une valeur maximale de 224.3%. En revanche, la résistance au cisaillement calculée pour les murs sans faiblesse et qui sont renforcés avec une seule couche de textile sur toute la surface ou dans les diagonales a donné une bonne approximation avec le résultat expérimental avec une différence maximale de 22.4%. Par ailleurs, l'application du modèle de l'EC 6 pour le calcul de la résistance au cisaillement des murs renforcés avec plusieurs couches de textile a augmenté l'erreur jusqu'à 172.3%.

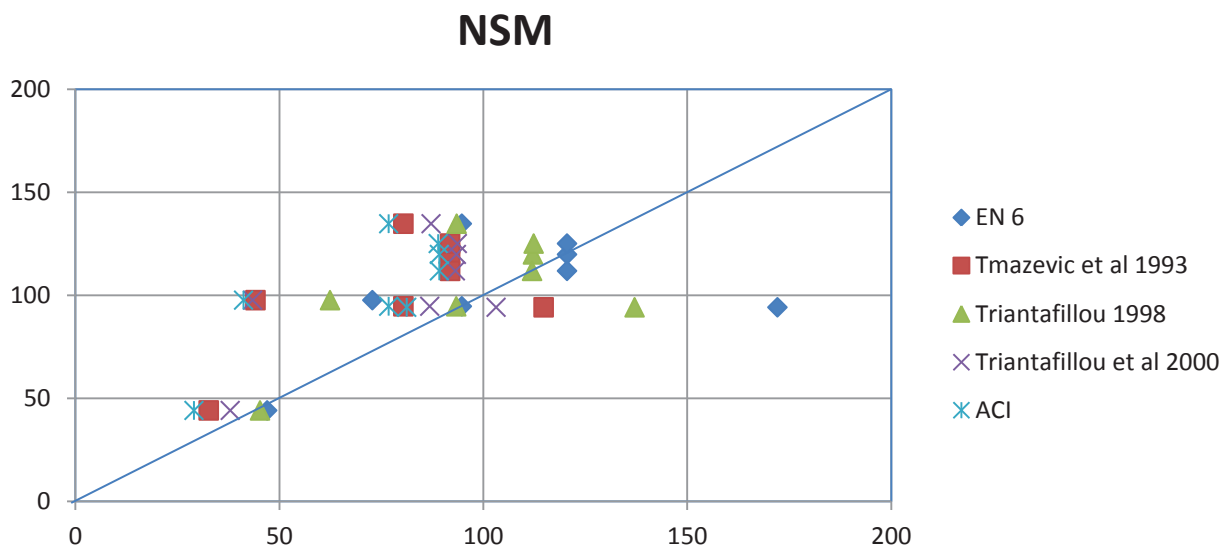


Figure IV.38 : Force résistante au cisaillement des murs renforcés par NSM GFRP : Comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs analytiques

Deuxièmement, le calcul de la résistance au cisaillement à partir des modèles qui se basent sur la déformation effective a réduit l'erreur de la calcul de la résistance au cisaillement dans le mur renforcé dans tous les joints horizontaux dans les deux côtés. Ainsi, le modèle de Triantafillou et al 2000 calcule la résistance de M14-NSM-4B-H-J avec une différence de 9.5% avec la résistance expérimentale. Toutefois, les modèles qui se basent sur la déformation effective ont, en générale, sous estimé la résistance des murs renforcés avec NSM FRP avec

une valeur d'erreur maximale de 57.8% obtenu avec le code ACI lors de la calcul de la résistance au cisaillement de M17_{JF}-NSM-2B-V.

De plus, les modèles qui se basent sur la déformation effective ont réduit l'erreur de la calcul de la résistance au cisaillement dans les murs renforcés avec deux couches de textile par rapport à l'EC 6. Ainsi, le modèle de Tmazevic et al calcule de la résistance au cisaillement de M9-TRC-1CH-1CV avec une différence de 8.49% avec la résistance expérimentale. En revanche, le modèle de Tmazevic et al donne une valeur de l'erreur de 77.25% lors de la calcul de la résistance au cisaillement de mur M6_{JF}-TRC-1CH qui a une faiblesse dans les joints. Par conséquent, il est trouvé que le modèle qui calcule la résistance au cisaillement des murs qui subissent d'une faiblesse dans le cas e joints faible et des murs renforcés avec deux couches de textile, et qui vérifie une bonne approximation avec les résultats expérimentales est le modèle de l'ACI. Par exemple, en appliquant du modèle ACI, la résistance au cisaillement calculée pour les murs M7-TRC-2CH et M6_{JF}-TRC-1CH a une différence de 17.9% et 12.5%, respectivement avec les valeurs expérimentales correspondants, *Figure IV.39*.

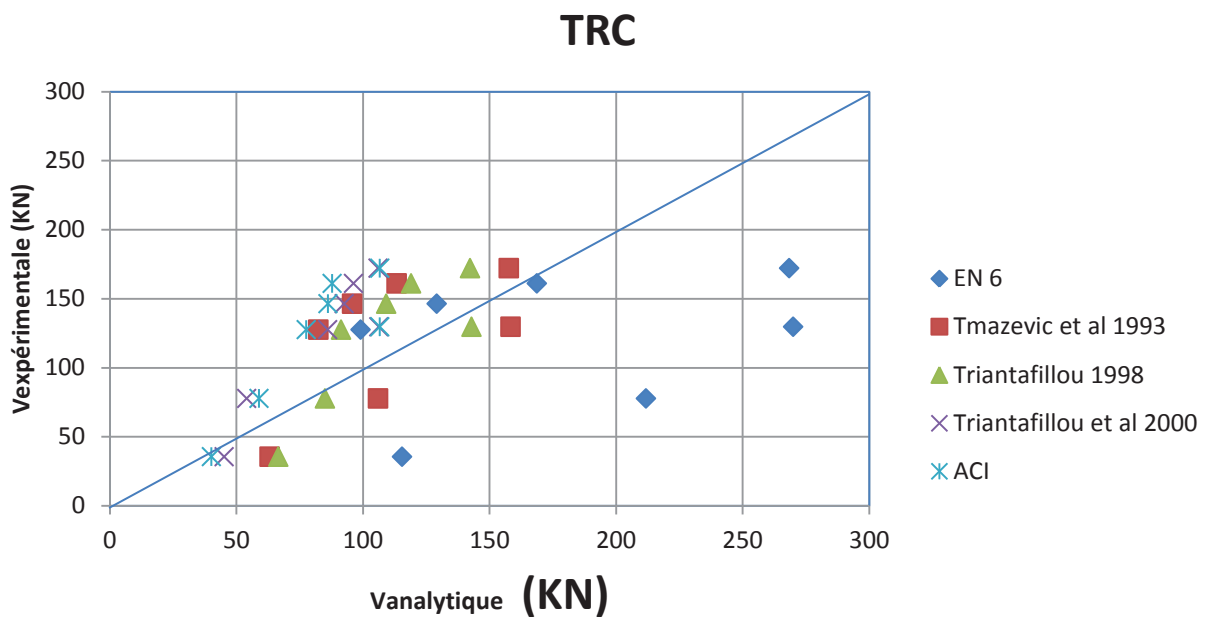


Figure IV.39 : Force résistante au cisaillement des murs renforcés par TRC : Comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs analytiques

Pour résumer, le modèle de l'EC donne la meilleur approximation dans le calcul de la résistance au cisaillement de tous les murs renforcés avec NSM FRP dans la direction diagonale, verticale et horizontale (à condition d'avoir une seule barre dans le joint horizontal). En plus, le calcul de la résistance au cisaillement des murs qui n'ont pas de faiblesse en se basant sur l'EC est préférée lorsque les murs sont renforcés une seule couche de textile et la rupture des murs est accompagné avec une rupture de la textile.

Par ailleurs, le calcul de la résistance au cisaillement à partir du modèle de l'ACI donne la meilleure approximation dans les murs renforcés avec deux couches de TRC et dans les murs avec une faiblesse dans les joints et renforcés avec TRC. En effet, le glissement de joints horizontaux du mur ainsi que l'augmentation de la quantité de renforcement peut être accompagné avec un décollement du renfort et nécessite de réduire la valeur de la déformation maximale du renfort lors du calcul de la résistance au cisaillement.

Enfin, Le choix du modèle du calcul de la résistance au cisaillement doit prendre en considération la configuration de renforcement et le comportement mécanique du mur de référence.

4.6 Conclusion

Le comportement en cisaillement des murs de maçonnerie non renforcés et renforcés avec deux techniques de renforcement a été étudié. Le renforcement s'est réalisé par TRC de fibre de verre unidirectionnel et des barres de GFRP appliqués au mur par la technique NSM. L'orientation et le taux de renforcement ont été variés.

Le comportement des murs en cisaillement dépend des comportements mécaniques de la pierre et du mortier, du travail du manœuvre, et de la vitesse de chargement. Par conséquent, les murs testés sont divisés en deux groupes ; un groupe des murs avec faiblesse dans les joints horizontaux liés à sa construction et qui possèdent une résistance moyenne de 0.19 MPa , et un groupe des murs plus résistants et dont la rupture se produit par une fissuration traversant les joints verticaux et horizontaux et qui présentent une résistance moyenne de 1.2 MPa .

La diminution de la vitesse de chargement de 2 à 1 mm/min a augmenté la résistance de cisaillement du mur non renforcé jusqu'à 2.2 MPa et changé le mode de rupture et a créé une nouvelle fissure horizontale accompagné par une fissuration des pierres. La ductilité des murs non renforcés est 2 . La force résistante analytique de cisaillement des murs non renforcés est calculée avec des équations correspondant au mode de rupture. Le calcul donne une bonne approximation des valeurs expérimentales.

Le renforcement des murs a augmenté la résistance de cisaillement et la ductilité, mais son influence sur le comportement élastique est variée. D'abord, les murs renforcés par TRC reflètent un comportement d'adoucissement qui produit différents modes de ruptures.

D'abord, le renforcement sur toute la surface par une seule couche de textile augmente la résistance du mur. L'utilisation de deux couches de textile composé de fils horizontaux n'a pas augmenté la résistance par rapport à celle du mur renforcé par une seule couche. L'augmentation du nombre de couches est plus efficace lorsque les fibres des deux couches sont dans la direction des joints horizontaux et verticaux. L'utilisation de deux couches de textiles orthogonaux, permet d'avoir une bonne distribution de contrainte. La meilleure augmentation de la résistance de cisaillement est obtenue dans le mur M9-TRC-1CH-1CV.

Le mur renforcé avec une bande de textile sur la diagonale allongée permet d'avoir une augmentation de la résistance mais conduit à un comportement non ductile. Le renforcement des deux diagonales (comprimée et allongée) n'augmente pas significativement la résistance par rapport à un mur renforcé sur la diagonale allongée mais il améliore la réponse ductile du mur avec un facteur de 2.7 par rapport au renforcement de la diagonale allongée.

Deuxièmement, les murs renforcés par la technique NSM FRP reflètent un comportement ductile avec des modes de ruptures différents. L'augmentation de la résistance la plus marquante se produit en utilisant une seule barre diagonale. L'augmentation la plus significative de la ductilité est obtenue par un renforcement horizontal de tous les joints.

Le renforcement des murs de joints faibles avec des barres horizontaux a augmenté la résistance de cisaillement de la même valeur obtenue que par le renforcement avec deux barres verticales. En plus, le module de cisaillement obtenu par le renforcement des joints horizontaux est plus important que celui obtenu lors du renforcement avec des barres verticales, parce que le glissement des joints horizontaux est diminué.

Dans les murs qui n'ont pas de faiblesse dans les joints, le renforcement par deux barres verticales augmente la résistance de cisaillement, le module de cisaillement et la ductilité. En revanche, le renforcement par une seule barre verticale sur chaque face a amélioré la ductilité des murs mais il n'augmente pas la résistance maximale et le module de cisaillement.

Par ailleurs, le renforcement avec des barres horizontales influence la résistance de cisaillement et le module de cisaillement de façon différente selon la position des barres dans les pierres ou dans les joints. En plus, le mode de rupture s'est produit toujours dans les joints horizontaux.

Le renforcement de chaque joint par deux barres n'a pas augmenté la résistance par rapport au renforcement utilisant une seule barre dans le joint. Le renforcement horizontal avec des barres qui traversent la pierre donne la même résistance que celle du mur renforcé dans les deux joints, mais la réponse est moins ductile.

Dans ce travail de thèse, une méthodologie de calcul a été introduite pour déterminer des paramètres mécaniques liés aux comportements globaux des murs (tels que la ductilité, le module de cisaillement,...). Mais ces notions caractéristiques d'un matériau homogène isotrope ont été introduites en tant que indicateurs du comportement global qui sont tributaires des particularités de la maçonnerie qui est un « matériau » anisotrope et dont les paramètres caractéristiques sont influencés par la procédure de l'essai, le travail du manœuvre, les épaisseurs des joints et la structuration des pierres dans les murs.

Enfin, le renforcement par TRC donne la résistance la plus élevée dans le cas du renforcement par deux couches du mur M18-TRC-2C-S-HV. Alors que la réponse la plus ductile est obtenue pour un renforcement horizontal avec quatre barres, dans le cas du mur M14-NSM-4B-H-J. Le module de cisaillement le plus élevé est obtenu dans le cas du mur M18-NSM-2B-V renforcé par deux barres verticales.

V. Chapitre 5 : Renforcement des murs soumis à une flexion hors plan

L'essai de flexion trois points des murs en maçonnerie a pour objectif d'étudier son comportement en flexion hors plan, et de déterminer l'effet du renforcement sur la résistance à la flexion. Les murs en maçonnerie sont composés de douze rangés de pierres, et onze joints horizontaux. Le rapport de la hauteur sur la largeur du mur est de 2. L'épaisseur du mur est de 85 mm, et le rapport de la hauteur à l'épaisseur est de 16,47.

Premièrement, des notions sur le comportement en flexion hors plan sont présentées. Deuxièmement, les résultats expérimentaux de l'essai de flexion 3 point d'un mur non renforcé et de cinq murs renforcés par TRC et NSM FRP selon plusieurs configurations sont comparés. Enfin, des modèles analytiques sont appliquées pour calculer la résistance en flexion, et les résultats analytiques sont comparés avec ceux obtenus expérimentalement.

➤ Modes de rupture

Les murs en maçonnerie renforcés par FRP et soumis à la flexion hors plan peuvent avoir une rupture dans l'un des trois modes de ruptures présentés par, Tumialan et al 2003 [53].

Cisaillement: Le mode de rupture par cisaillement peut se produire selon deux formes différentes. La première, concerne une fissuration à 45° par rapport à l'axe de la portée. Cette fissure traverse la pierre et provoque une rupture de flexion-cisaillement. La deuxième, se présente par une fissuration des joints horizontaux près des supports, ce qui provoque une rupture de glissement-cisaillement. La rupture par cisaillement peut être accompagnée par une fissuration verticale fine dans la région des contraintes de traction maximale.

La rupture par cisaillement des murs renforcés se produit lorsque le taux de renforcement est élevé. Velazquez-Dimas et al [156] trouvent expérimentalement que les murs renforcés ayant un taux de renforcement 3 fois le taux de renforcement d'équilibre $\rho_{\text{é}qu}$ ont une rupture par cisaillement dans le plan. $\rho_{\text{é}qu}$ est défini par l'Équation V.1

$$\rho_{\text{é}qu} = \frac{A_{f \text{ é}qu}}{b \cdot d} \quad \text{Équation V.1}$$

La surface de renforcement $A_{f \text{ é}qu}$ est déterminée à partir de l'équation d'équilibre des forces dans la section du mur dont la largeur est b et l'épaisseur est d . Silva et al [155] propose une valeur moyenne de l'indice de renfort ω_f caractéristique de la rupture par cisaillement, d'une valeur de 0.6. L'indice de renfort est défini par l'

Équation V.2.

$$\omega_f = \frac{\rho_f \times E_f}{f'_m \times \frac{h_m}{t_m}} \quad \text{Équation V.2}$$

L'indice de renfort ω_f est un paramètre influencé par le taux de renforcement $\rho_f = A_f/bt$, le module élastique du renfort E_f , la résistance en compression du mur f'_m et le coefficient d'élanement $\frac{h_m}{t_m}$ qui est défini par la hauteur h_m et l'épaisseur t_m du mur.

Décollement du FRP

Cette rupture se produit après la fissuration des joints de mortier et lorsque les charges de traction sont reprises par le renfort. Les contraintes provoquent des fissurations progressives dans l'adhésif.

Rupture par flexion

La rupture par flexion se produit après la fissuration des joints de mortier. Elle se présente par une rupture du renfort FRP (en traction) ou une fissuration des pierres de la maçonnerie (en compression). Triantafillou, 1998 [152] constate que la rupture en flexion du FRP est moins favorable que la rupture par fissuration des pierres car la rupture par fissuration des pierres donne une réponse plus ductile.

5.1 Le programme expérimental

➤ *Les spécimens testés*

Le programme expérimental consiste à charger des murs de maçonnerie en flexion 3 points accompagné des charges de compression uni-axiale d'une valeur de $0,2 \text{ MPa}$.

Les dimensions moyennes des murs sont 1400 mm de hauteur, 85 mm d'épaisseur et 700 mm de largeur. Cette géométrie donne un coefficient d'élanement de $16,47$ et un ratio d'aspect de 2 . Le comportement du mortier et des pierres utilisés pour la construction des murs sont présentées dans le *chapitre 3*. Après la construction, les murs sont laissés durcir pendant 28 jours, avant de les renforcer.

Deux types de renforcement sont utilisés ; le renforcement par TRC qui représente une matrice cimentaire renforcée par tissus de fibre de verre, et le renforcement NSM GFRP qui représente le renforcement par barres de polymère renforcé par fibres de verre. Les barres sont introduites dans une rainure effectuée à la surface du mur, selon la technique NSM. Le renforcement est appliqué en plusieurs configurations sur une seule face des murs.

Le textile utilisé pour le renforcement en cisaillement est fabriqué à partir de fibres de verre. Le textile est bidirectionnel avec une géométrie de mailles de $5*3 \text{ mm}$. Le textile est plus résistant dans le sens de fils de chaîne. Par conséquent, le textile est orienté dans le sens de la

hauteur du mur. Le comportement du TRC a été présenté dans le *chapitre 3*. La résistance en traction du TRC exprimée en force par unité de largeur est de 32.13 KN/m et l'allongement maximale s'élève $2,47\%$. La matrice cimentaire du TRC a une résistance en compression et en flexion de 25 MPa et $6,8 \text{ MPa}$, respectivement.

De plus, le renforcement par barres de GFRP s'applique en utilisant des barres de 6 mm de diamètre. La rupture des barres de GFRP en traction observé lors de l'essai pull-out s'est produite à une résistance à la traction maximale et module élastique de 566 MPa et 45 GPa , respectivement. Le *Tableau V.1* représente les noms des murs selon les différentes configurations de renforcement.

Groupe de renforcement	Configuration du renforcement effectué sur une seule face du mur	Nom
non renforcé	Référence	M1-URM-Ref
renforcement par TRC	Une couche de textile sur toute la surface.	M2-TRC-1C
	Deux couches de textile sur toute la surface.	M3-TRC-2C
renforcement par NSM	Une barre verticale	M4-NSM-1BV
	Deux barres verticales (20 cm entre les deux bars) & deux barres transversales	M5-NSM-2BV-2BT
	Une barre verticale & i couche de textile	M6-1BV-1C

Tableau V.1: murs soumis à la flexion 3 points : Noms et configurations de renforcement

Cette variation de configuration est faite dans le but d'étudier :

1. L'effet du nombre de couches de textile dans le TRC
2. L'effet de l'augmentation de nombre de barres FRP
3. L'effet du renforcement des murs par le TRC et le FRP en même temps.

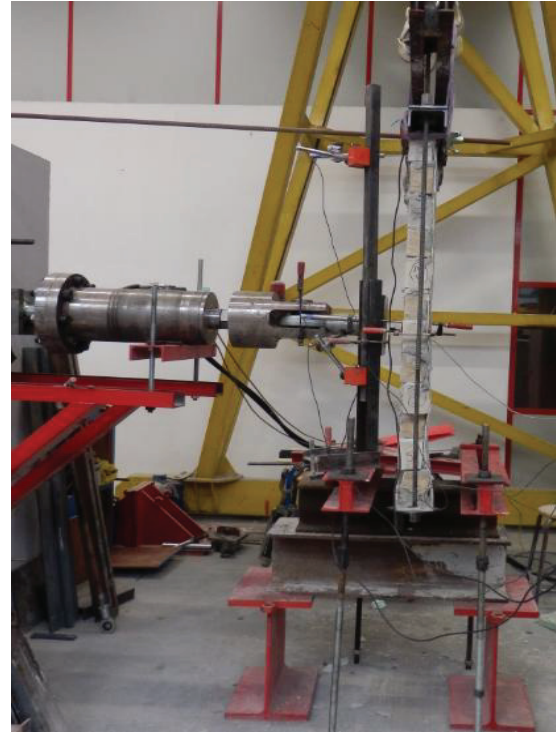
➤ *Présentation du dispositif d'essai*

L'essai de flexion 3 points a été réalisé sur des murs de maçonnerie soumis à de la flexion dans la direction du joint horizontal. L'application des charges est effectuée avec un vérin hydraulique d'une capacité maximale de 500 KN liée à un mur de réaction. Les charges sont transmises au mur par le biais d'une plaque d'acier positionnée sur le joint central du mur. La plaque métallique permet de distribuer les forces de flexion sur toute la largeur du mur. La vitesse de chargement est de 1 mm/min pour tous les essais.

Deux éléments métalliques en forme de U sont fixés sur l'extrémité inférieure et supérieure du mur. L'élément métallique inférieur a été fixé à une poutre métallique fixée au sol. Un vérin hydraulique est posé sur l'élément métallique supérieur et permet d'appliquer une contrainte de compression fixe pendant l'essai égale à 0.2 MPa .



(a)



(b)

Figure V.1 : Essai de flexion 3 points (a) Instrumentation de mur (b) Profil de mur testé

Les déplacements sont mesurés au milieu de la hauteur et aux bords par des capteurs de déplacement type LVDT. Des jauges de déformation sont collées sur l'adhésif au milieu de la hauteur dans le cas du renforcement par NSM FRP. L'application du renforcement s'est réalisée par les mêmes techniques que celles présentées dans le *chapitre 4*.



(a)



(b)

Figure V.2: Essai de flexion 3 points (a) application de la force de flexion (b) fixation du mur

➤ *Contrainte de traction due à la flexion hors plan*

La contrainte de traction σ générée par la force horizontale P se calcule à l'aide de l'Équation V.3. M est le moment fléchissant produit dans la section du mur dont le moment d'inertie est I . Les dimensions de la section sont, b la largeur et t l'épaisseur. La hauteur du mur est H , et Y représente la distance par rapport à l'axe neutre du mur :

$$\sigma = \frac{M}{I} Y = \frac{0.5PH}{bt^2} \quad \text{Équation V.3}$$

La rigidité effective K est défini comme la tangente de la ligne qui relie les deux points à $0,05P_u$ et $0,7P_u$ déterminée avec la courbe expérimentale force-déplacement. [157]

5.2 Résultats expérimentaux

Un mur non renforcé a été testé en flexion 3 points. Ce mur est la référence pour tous les murs renforcés. La contrainte maximale et le moment fléchissant sont calculés pour les différents cas de renforcement, et présentées dans le *Tableau V.1*.

➤ *Mur non renforcé*

Le mur M-URM-Ref a sa première fissure pour une force maximale de 3.2 KN . Cette force correspond à un déplacement de 0.66 mm . La force de compression verticale a permis de stabiliser le mur. Par conséquent, la ductilité apparente du mur a été augmentée, et le déplacement du mur augmente jusqu'à 14.5 mm . La force de flexion maximale a été de 4.8 KN . La rupture est arrivée par une fissuration des joints horizontaux au milieu du mur.

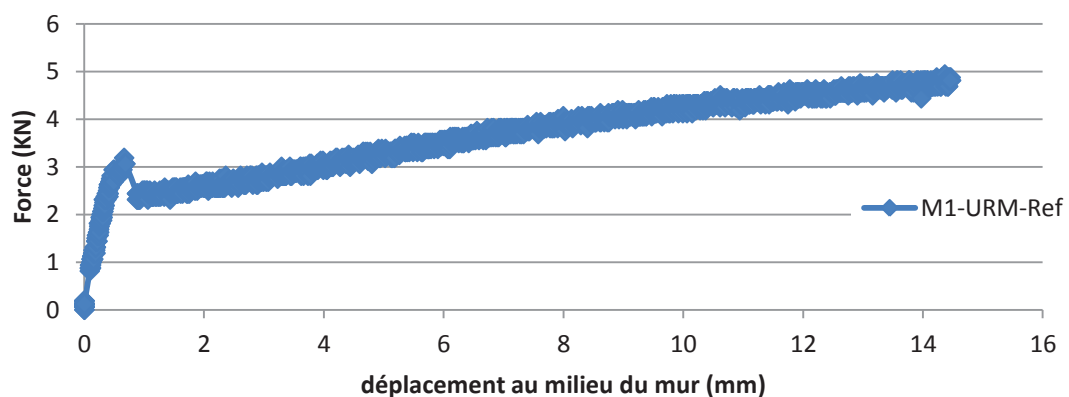


Figure V.3 : Comportement en flexion du mur non renforcé : Courbe force-déplacement du mur M1-URM-Ref



Figure V.4 : Mode de rupture du mur de maçonnerie non renforcé soumis à la flexion : fissuration du joint horizontal central.

➤ *Murs renforcés par TRC*

Le renforcement des murs par TRC a été étudié dans les cas du mur M2-TRC-1C renforcé avec une seule couche de textile, et le mur M3-TRC-2C renforcé avec deux couches de textile. Le renforcement produit une augmentation de la résistance, du déplacement et de la rigidité.

Le mur renforcé avec une seule couche de textile M2-TRC-1C a résisté une force maximale de 11KN qui produit une contrainte de traction maximale de 4.52MPa . En plus, la flèche augmente jusqu'à 42.7mm au milieu du mur. La rigidité axiale K est de 6.63KN/mm .

La rupture du mur se produit par une fissuration du joint de mortier horizontal dans le centre du mur. Le mortier de textile commence à fissurer dans la même zone. Cette fissuration est suivie par plusieurs fissures horizontales, et elle est accompagnée d'une augmentation significative du déplacement du milieu du mur. L'essai est arrêté avant la rupture du textile et lorsque le déplacement arrive à une valeur qui correspond à une perte de rigidité importante accompagnée d'un décollement du textile TRC dans le support inférieur.



Figure V.5 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points: Mur renforcé par TRC composé d'une seule couche (M2-TRC-1C)

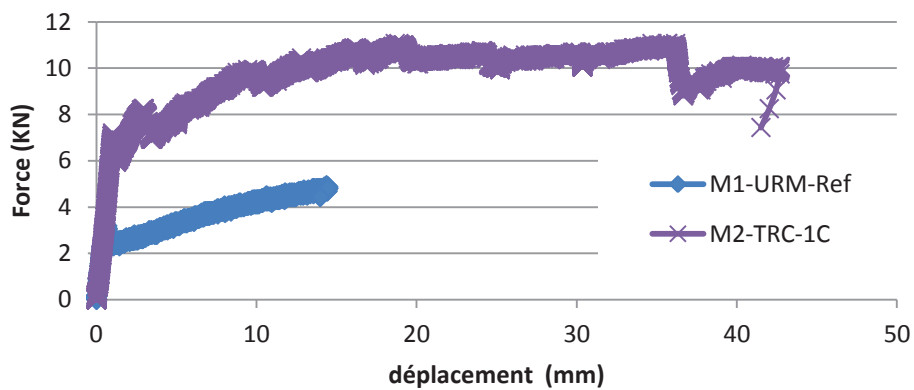


Figure V.6 : Comportement en flexion du mur renforcé par TRC composé d'une seule couche : courbe expérimentale force-déplacement du mur M2-TRC-1C.

De plus, le mur renforcé avec deux couches de textile M3-TRC-2C a résisté une force maximale de 16.25KN qui produit une contrainte de traction maximale de 7.28 MPa . En plus, la flèche augmente jusqu'à 31.6 mm au milieu du mur. La rigidité axiale K est de 4 KN/mm .

La rupture du mur se produit par une fissuration du joint de mortier horizontal dans le centre du mur. Le mortier du textile présente plusieurs fissures horizontales. La rupture du mur s'est produite lors du décollement du textile de TRC dans le centre du mur.

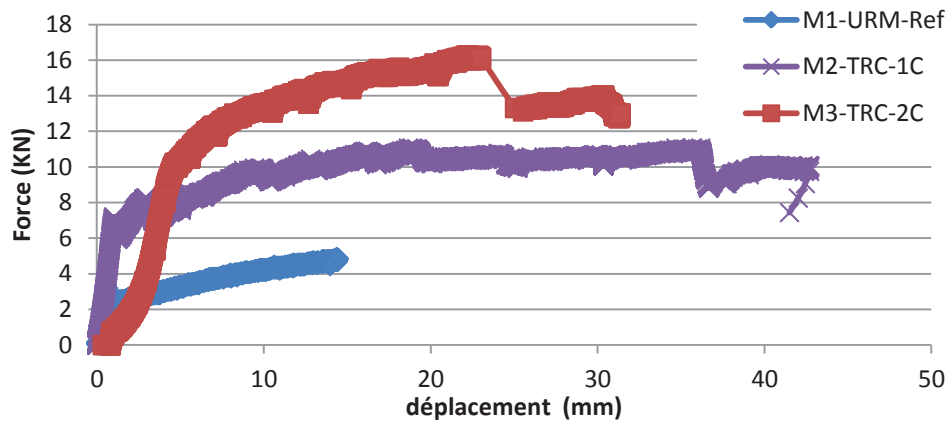
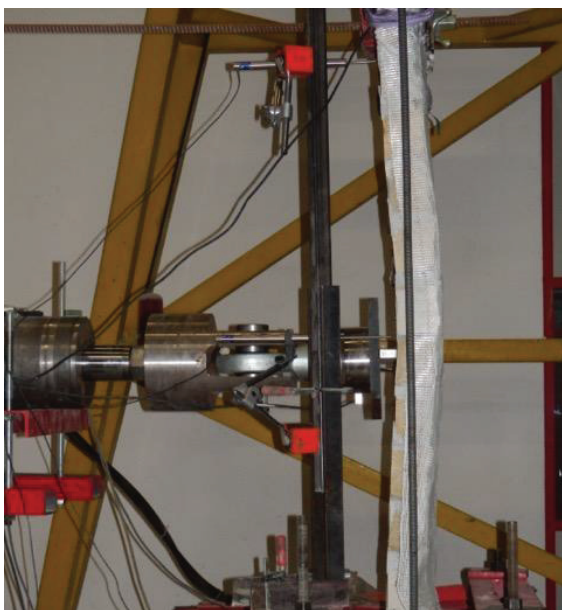
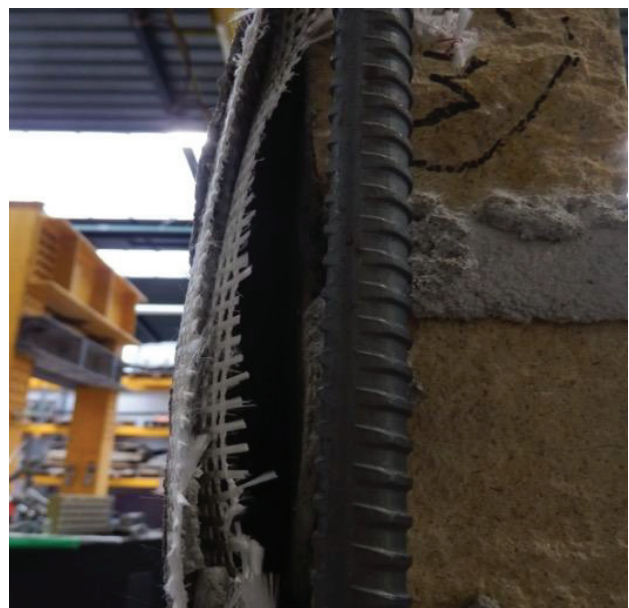


Figure V.7 : Comportement en flexion du mur renforcé par TRC composé de deux couches : courbe expérimentale force-déplacement du mur M3-TRC-2C.



(a)



(b) mode de rupture

Figure V.8 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points: Murs renforcés par TRC composé de deux couches (M3-TRC-2C)

➤ Murs renforcés par la technique NSM

Le renforcement des murs par NSM FRP a été étudié dans le cas des murs M4-NSM-1BV renforcé avec une seule barre verticale et M5-NSM-2BV-2BT renforcé avec deux barres verticales et deux barres horizontales. Le renforcement produit une augmentation de la résistance, du déplacement et de la rigidité.

Le mur renforcé avec une barre verticale M4-NSM-1BV a une contrainte de traction maximale de 4.84 MPa correspondant à une force de flexion maximale de 11.06 KN qui produit. En plus, le déplacement au milieu du mur augmente jusqu'à 19.2 mm . La rigidité axiale K est de 6.62 KN/mm .

La rupture du mur a commencé par une fissuration du joint de mortier horizontal dans le centre du mur. Ensuite, une fissuration de l'époxy du renfort s'est produite, suivie par une rupture de la barre GFRP.

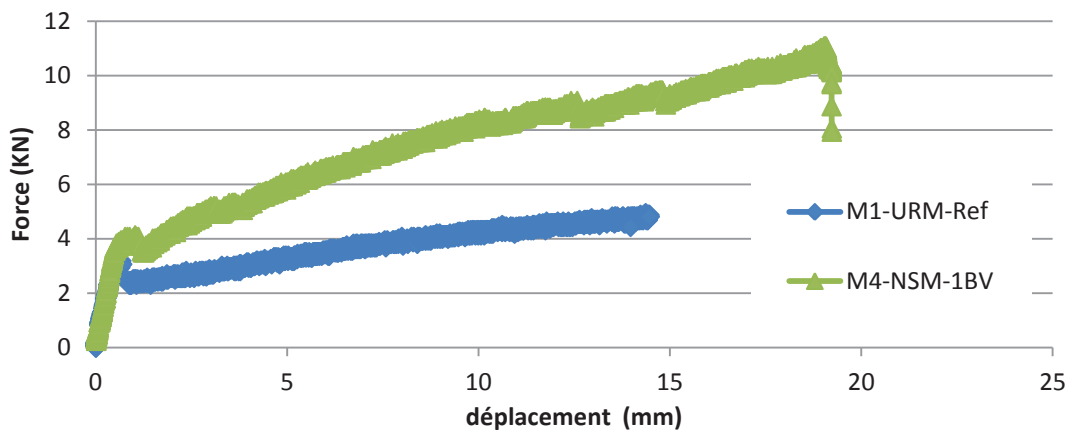


Figure V.9 : Comportement en flexion du mur renforcé avec une seule barre NSM : courbe expérimentale force-déplacement u mure M4-NSM-1BV



Figure V.10 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points : mur renforcé avec une barre verticale de GFRP M4-NSM-1BV

De plus, le mur renforcé avec deux barres verticales et deux barres transversales M-NSM-2BV-2BT a une contrainte de traction maximale de 7.2 MPa correspondant à une force de

flexion maximale de 14.69 KN En plus, le déplacement augmente jusqu'à 27.8 mm au milieu du mur. La rigidité axiale K est de 9.85 KN/mm .

La rupture du mur se produit par une fissuration du joint de mortier horizontal dans le centre du mur. Ensuite, les joints horizontaux de mortier à côté du joint central sont fissurés. Après, l'époxy du renfort présente une fissuration suivie d'une rupture d'une barre GFRP au milieu du mur.

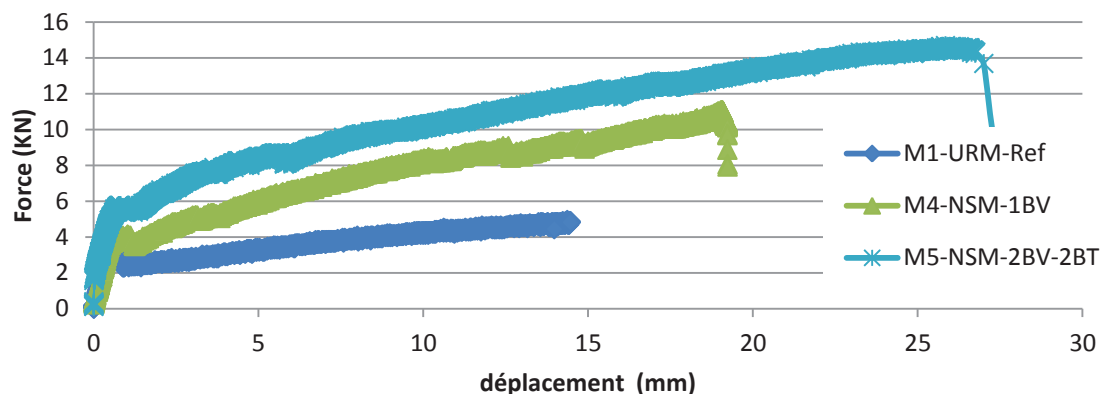


Figure V.11 : Comportement en flexion du mur renforcé par deux barres verticales et deux barres horizontales : courbe expérimentale force-déplacement du mur M5-NSM-2BV-2BT



Figure V.12 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points : M5-NSM-2BV-2BH renforcé par deux barres verticales et deux barres horizontales de GFRP,

➤ Murs renforcés par NSM & TRC

Le renforcement des murs par NSM & TRC a été étudié dans le cas du mur M6-1BV-1C renforcé par une seule barre verticale et un TRC composé d'une seule couche de textile.

Le mur M6-1BV-1C a une contrainte de traction maximale de 4.84 MPa produite avec une force de flexion maximale de 11.06 KN . En plus, la flèche maximale est de 21.75 mm au milieu du mur. La rigidité axiale K est de 4.39 KN/mm .

La rupture du mur a commencé par une fissuration du joint de mortier horizontal dans le centre du mur. La force de flexion du mur est augmenté jusqu'à 8.5 KN. Après, le déplacement est évolué accompagné avec une augmentation faible de la force de flexion. Un déchargement a été effectué après la fissuration de TRC après avoir un déplacement de 20 mm dans le milieu de la hauteur du mur. Le rechargement donne une pente de rigidité majoritairement influencée par le renforcement avec GFRP.

La rupture se produite avec une fissuration de l'époxy du renfort s'est produite suivie du décollement du TRC dans le centre du mur.

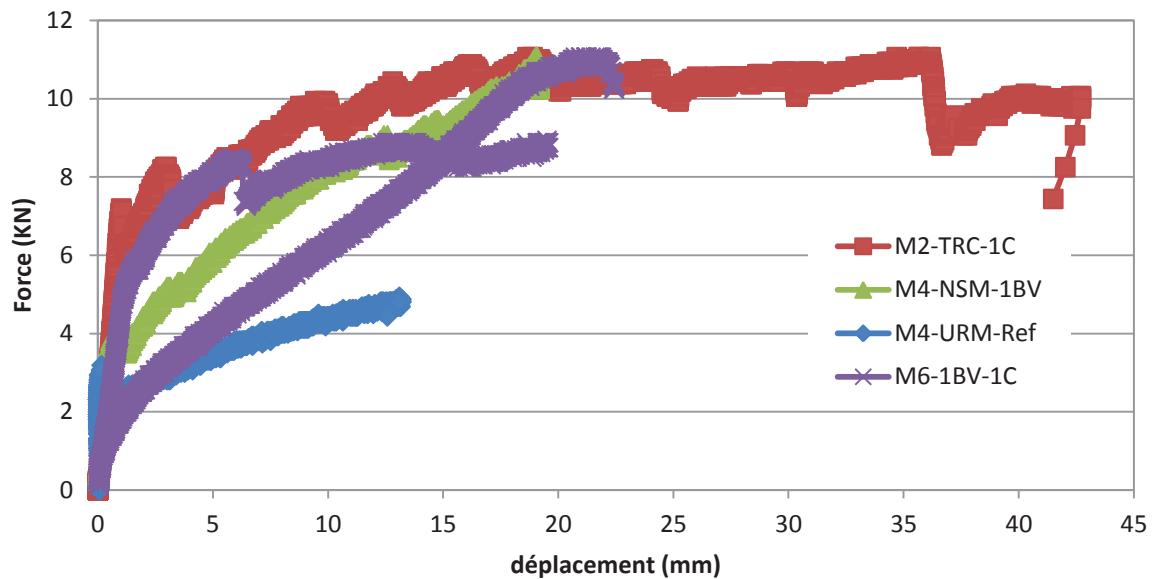


Figure V.13 : Comportement en flexion du mur renforcé par une barre verticale et TRC composé d'une couche de textile : courbe expérimentale force-déplacement de M6-1BV-1C

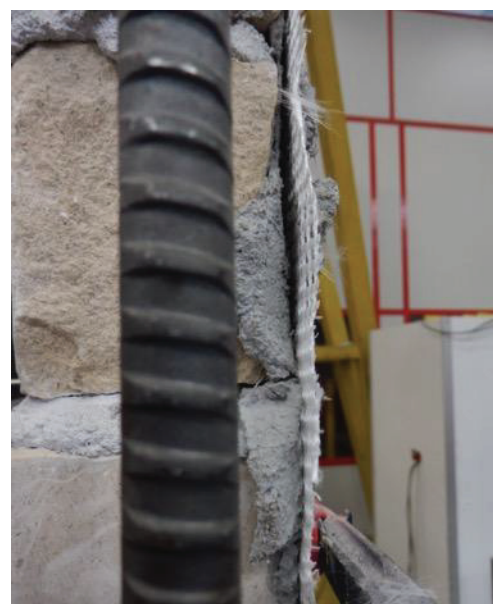
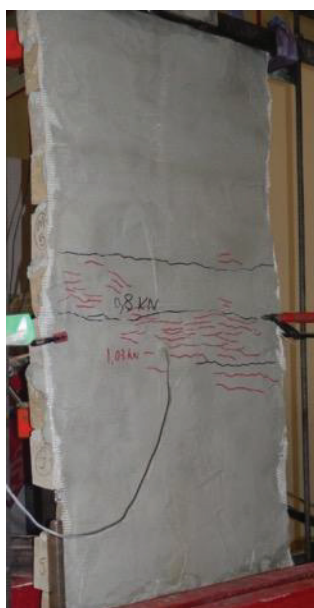


Figure V.14 : Mode de rupture en flexion 3 points : M6-1BV-1C renforcé par une barre GFRP verticale et TRC composé d'une couche de textile

N°	A	h	ρ_f	F	σ	Moment de flexion M	δ	Rigidité axiale K	Mode de rupture
	mm^2	mm	(%)	KN	MPa	$KN.m$	mm	KN/mm	
M1-URM-ref	700*80	1375	-	3.19	1.47	1.1	0,66	6.16	Fissuration de joint horizontal
M2-TRC-1C	720*85	1420	0.18	11.06	4.52	3.93	42.7	6.63	Fissuration de TRC
M3-TRC-2C	740*80	1415	0.39	16.25	7.28	5.75	31.57	3.78	Décollement de textile
M4-NSM-1BV	650*85	1370	0.05	11.06	4.84	3.79	19.23	6.62	Fissuration de l'adhésif suivie par une rupture de barre
M5-NSM-2BV-2BT	670*80	1400	0.1	14.69	7.19	5.14	27.79	9.85	Fissuration de l'adhésif suivie par une rupture de barre
M6-1BV-1C	650*85	1370	0.23	11.06	4.84	3.80	21.75	4.39	Décollement de textile+ rupture de barre

Tableau V.2 : Résultats expérimentaux de murs de maçonnerie soumis à la flexion 3 points

5.3 Etude analytique

Le moment de flexion résistant de la maçonnerie renforcée par FRP, se calcule à partir de l'équation d'équilibre de force dans la section. La déformation dans la section se calcule à l'état élastique ou à l'état limite de contrainte de compression de maçonnerie, représentées dans la *Figure V.15*. En plus, la résistance de design représente la résistance nominale multipliée par un facteur de réduction de la résistance ϕ .

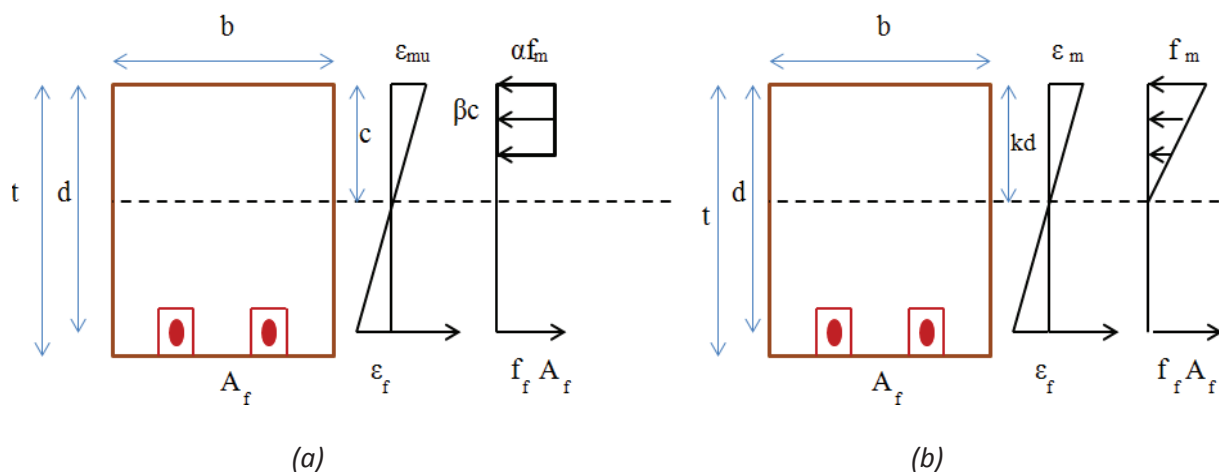


Figure V.15 : Equilibre des forces dans la section soumise à la flexion hors plan : (a) à l'état limite de contrainte de compression de maçonnerie, (b) à l'état élastique.

➤ Calcul à l'état limite de contrainte de compression de maçonnerie

La surface de renforcement A_f nécessaire pour avoir l'équilibre entre les forces de compression C et les forces de traction T dans la section transversale de la maçonnerie se calcule avec l'Équation V.4.

$$C=T \quad \text{Équation V.4}$$

$$T = A_f * f_f \quad \text{Équation V.5}$$

$$C = \alpha f'_m * (\beta c) * b \quad \text{Équation V.6}$$

α et β sont des coefficients qui qualifient la zone de compression par un bloc rectangulaire de contrainte de compression. f_f et f'_m représente la résistance à la traction du renfort, et la contrainte de compression de la maçonnerie, respectivement. La position de l'axe neutre c dans la section se calcule avec l'Équation V.7

$$\frac{c}{\varepsilon_{mu}} = \frac{d - c}{\varepsilon_f} \quad \text{Équation V.7}$$

ε_f et ε_{mu} représentent les déformations ultimes du renfort et de la maçonnerie, respectivement. Le moment de flexion nominale M_n se calcule avec l'Équation V.8

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{\beta c}{2} \right) \quad \text{Équation V.8}$$

➤ Calcule à l'état élastique

Dans le calcul à l'état élastique, la déformation maximale de la maçonnerie ne dépasse pas la valeur élastique ε_m . De plus, la contrainte dans la zone de compression présente une distribution linéaire, et la force de compression se calcule à partir de l'Équation V.9.

$$C = 0.5 f'_m * kd * b \quad \text{Équation V.9}$$

Le calcul de la position de l'axe neutre kd s'effectue avec l'Équation V.10 en utilisant ε_m , la valeur de déformation élastique de la maçonnerie.

$$\frac{kd}{\varepsilon_m} = \frac{d - kd}{\varepsilon_f} \quad \text{Équation V.10}$$

Le moment de flexion nominale M_n se calcule par l'Équation V.11

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{kd}{3} \right) \quad \text{Équation V.11}$$

➤ Résistance de calcul des murs renforcés par TRC

Dans le cas du renforcement par TRC, la déformation effective ε_{fe} du TRC doit être inférieure à 0.012. Équation V.12 ACI [154]

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fu} \leq 0.012 \quad \text{Équation V.12}$$

La contrainte effective dans le renfort TRC se calcule à partir de la déformation effective ε_{fe} et du module élastique du TRC fissuré.

$$f_{fe} = E \varepsilon_{fe} \quad \text{Équation V.13}$$

w_f et s_f représentent la largeur de la bande de textile et la distance entre les bandes, respectivement. La surface équivalente du renfort A_{f-Eq} se calcule avec l'Équation V.14. Dans le cas du renforcement par textile continu sur toute la surface, $\frac{w_f}{s_f} = 1$.

$$A_{f-Eq} = A_f \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad \text{Équation V.14}$$

La position de l'axe neutre c_u se calcule à l'aide de l'équation d'équilibre des forces dans la section (Équation V.15.)

$$c_u = \frac{(Q_u + n_f \cdot A_f \cdot \frac{w_f}{s_f} \cdot f_{fe})}{(\gamma \cdot f'_m \cdot \beta_1)} \quad \text{Équation V.15}$$

β_1 et γ sont des paramètres qui ont les valeurs de 0.7. Le nombre de couches de textile est n_f . Q_u représente la force axiale verticale appliquée par unité de largeur du mur. L'épaisseur du mur est t_w . Le moment nominal résistant M_n se calcule par l'Équation V.16.

$$M_n = \gamma \cdot f'_m \cdot \beta_1 \cdot c_u \left(\frac{t_w}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c_u}{2} \right) + n_f \cdot A_f \cdot \frac{w_f}{s_f} \cdot f_{fe} \cdot \frac{t_w}{2} \quad \text{Équation V.16}$$

Le moment de dimensionnement $\phi_m \cdot M_n$ doit être supérieur au moment extérieur pour que le mur résiste à la flexion. $\phi_m = 0.6$

La vérification du mode de rupture du mur renforcé par TRC soumis à la flexion hors plan, nécessite que,

1. La déformation de traction du TRC soit inférieure à ε_{fd} , si le mode de rupture se produit par compression de la maçonnerie. ε_{fd} est la déformation de traction de dimensionnement du TRC La déformation de compression de la maçonnerie ε_m doit

être inférieure à ε_{mu} , si la rupture est gouvernée par rupture des fibres ou décollement des fibres.

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \left(\frac{c_u}{t_w - c_u} \right) < \varepsilon_{mu} \quad \text{Équation V.17}$$

Le moment de la section fissurée M_{cr} doit être inférieur au moment de flexion de dimensionnement $\phi_m \cdot M_n$ en tenant compte d'un facteur de sécurité de 1.3.

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \left(f_r + \frac{Q_u}{A_n} \right) S_0 \\ 1.3M_{cr} &\leq \phi_m \cdot M_n \end{aligned} \quad \text{Équation V.18}$$

f_r représente la résistance à la traction de la maçonnerie. S_0 représente le moment statique. A_n est la surface de la section du mur. En plus, la force de traction maximale dans le renfort TRC doit être inférieure à 86.7 kN/m [154].

$$A_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \frac{w_f}{s_f} < 86.7 \frac{kN}{m} \quad \text{Équation V.19}$$

Enfin, la force de dimensionnement en cisaillement hors plan $\phi_{vf} \cdot V_n$ doit être inférieure à la valeur minimale V_n donnée par l'Équation V.20 et multiplié par un facteur de réduction de résistance de $\phi_{vf} = 0.8$.

$$V_n = \min[0.3A_n \sqrt{f'_m}, 2 \cdot A_n, 0.4A_n + 0.45Q_u] \quad \text{Équation V.20}$$

➤ *Calcul des murs renforcés par FRP*

Le dimensionnement des murs renforcés par FRP soumis à la flexion hors plan a comme objectif de calculer la surface de renforcement nécessaire qui permet d'augmenter la résistance du mur et de définir les facteurs de sécurité.

D'abord, la résistance à la traction par flexion du mur f_b non renforcé doit être supérieure à la résistance théorique f_r multipliée par un facteur de sécurité $\phi = 0.6$ [159].

$$f_b = \frac{M_u}{S} - \frac{P_u}{A_n} > \phi f_r \quad \text{Équation V.21}$$

S représente le moment statique. P_u représente la force axiale appliquée sur le mur dont la surface de la section transversale est A_n . M_u représente le moment de flexion appliqué à la section du mur. De plus, le moment nominal résistant de flexion du mur M_n doit être inférieur à M_u en appliquant un facteur de sécurité $\phi = 0.6$ [159].

Le ACI 440.7R-10 [159] calcule la déformation et la résistance effective ε_{fe} et f_{fe} à partir de la déformation maximale ε_{fu}^* et de la résistance maximale f_{fu}^* du FRP en introduisant deux facteurs de réduction, C_E et K_m .

$$\varepsilon_{fe} = k_m \times \varepsilon_{fu}^* \leq C_E \times \varepsilon_{fu}^* \quad \text{Équation V.22}$$

$$f_{fe} = k_m \times f_{fu}^* \leq C_E \times f_{fu}^* \quad \text{Équation V.23}$$

C_E représente un facteur de réduction environnemental de la déformation. Il prend les valeurs suivantes pour les FRP en fibre de verre.

$$C_E = \begin{cases} 0.75 & \text{intérieur exposure} \\ 0.65 & \text{extérieur exposure} \\ 0.5 & \text{environnement agressive} \end{cases}$$

k_m représente un coefficient d'adhérence dépendant du type de renfort (Tableau V.3, Galati et al [160]). Le k_m correspondant au renforcement par NSM FRP est 0.35.

k_m	En fonction de la section de la barre & la dimension de la rainure par rapport au diamètre de la barre d_b
0.65	FRP de section rectangulaire
0.35	FRP de section circulaire, & dimension de la rainure est $1.5 * d_b$
0.55	FRP de section circulaire, & dimension de la rainure est $2.25 * d_b$

Tableau V.3 : Valeurs du coefficient d'adhérence k_m

Le calcul de la surface de renforcement FRP se réalise à partir de deux équations d'équilibre de force et de moment de flexion dans la section du mur.

$$\gamma \cdot f'_m \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b - P_u = A_f \cdot f_{fe} \quad \text{Équation V.24}$$

$$M_n = \gamma \cdot f'_m \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \left(\frac{t}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + A_f \cdot f_{fe} \cdot \frac{t}{2} \quad \text{Équation V.25}$$

La position de l'axe neutre c se calcule à partir de la résolution des équations d'équilibre. Par la suite A_f , la surface de section du renfort, se calcule avec l'Équation V.26 dans laquelle les paramètres β_1 et γ ont la valeur de 0.7[159].

$$A_f = \frac{\gamma \cdot f'_m \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b - P_u}{f_{fe}} \quad \text{Équation V.26}$$

La vérification de la rupture par décollement du FRP nécessite que la déformation de compression de la maçonnerie ε_m soit inférieure à ε_{mu} , la déformation maximale de la maçonnerie.

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{fe} \left(\frac{c}{t - c} \right) \leq \varepsilon_{mu} \quad \text{Équation V.27}$$

Dans le cas du renforcement par bandes de FRP collées sur la surface extérieure, la largeur w_f et la distance maximale entre les bandes $s_{f,max}$, dont l'épaisseur est t_f , se calcule avec les équations *Équation V.28* et *Équation V.29*.

$$w_f = \frac{A_f}{t_f} \quad \text{Équation V.28}$$

$$s_{f,max} < 3t + w_f \quad \text{Équation V.29}$$

La force maximale par unité de largeur de bande de FRP, p_{fm} doit être inférieure à $260N/mm$ [159].

$$p_{fm} = n \cdot t_f \cdot f_{fe} < 260N/mm \quad \text{Équation V.30}$$

Enfin, la force de dimensionnement en cisaillement hors plan $\emptyset \cdot V_n$ doit être inférieure à la valeur minimale V_n multipliée par un facteur de réduction de résistance $\emptyset = 0.8$ [159].

$$V_n = \min[0.3A_n \sqrt{f'_m}, 2 \cdot A_n, 0.4A_n + 0.45P_u] \quad \text{Équation V.31}$$

➤ *Le calcul est effectué en prenant les hypothèses suivantes :*

1. Les sections de la maçonnerie restent planes après la fissuration.
2. Les conditions aux limites du mur sont considérées comme deux appuis simples.
3. La résistance à la traction de la maçonnerie f_r a la valeur de $0,44 MPa$ déterminée à partir de l'essai de traction directe.
4. La déformation maximale de la maçonnerie ε_{mu} est considérée égale à $0,002$ correspondant à la valeur de déformation maximale de compression de la pierre (§3.1.a).
5. La résistance à la traction maximale de TRC et FRP est de 1102 et de $938 MPa$, respectivement.
6. Le calcul à l'état limite et élastique de contrainte de compression se base sur la valeur de la déformation maximale ε_f des fibres de renfort. En revanche, le calcul de dimensionnement est effectué avec les déformations effectives ε_{eff} de fibre de TRC et de FRP.
7. Dans le cas du dimensionnement des murs renforcés par FRP, le code ACI calcule la surface de renfort nécessaire pour résister au moment de flexion. Tandis que dans

cette étude, le moment maximal a été calculé selon la quantité de renforcement utilisé dans la section.

N°	Valeurs expérimentales			Calcul à l'état limite	Calcul à l'état élastique	Calcul du moment de flexion		
	P_{exp} (KN)	M_{exp} (KN.m)	Mode de rupture			M_n (KN.m)	M_n	ϕM_{ana}
M1-URM-ref	3,19	1.1	Fissuration du joint de mortier horizontal	-	-	-	-	-
M2-TRC-1C	11,06	3.93	Rupture de TRC	10.11	9.36	4.64	$\varepsilon_m = 0.007 < \varepsilon_{mu}$ non $\varepsilon_f = 0.017 < \varepsilon_{fd} = 0.019$ ok Rupture par compression de maçonnerie	23.50 > 11.06 → rupture par flexion
M3-TRC-2C	16,25	5.75	Décollement de textile	19.55	15.88	8.33	$\varepsilon_f = 0.021 \cong \varepsilon_{fd} = 0.019$ $\varepsilon_m = 0.0227 < \varepsilon_{mu}$ non → rupture par compression de la maçonnerie	22.73 > 16.25 → rupture par flexion
M4-NSM-1BV	11,06	3,79	Fissuration de l'adhésif suivie par une rupture de barre	1.94	1.98	0.74	$\varepsilon_m = 0.00023 < \varepsilon_{mu}$ ok rupture par décollement	21.66 > 11.06 → rupture par flexion
M5-NSM-2BV-2BT				3.65	3.61	1.11	$\varepsilon_m = 0.0003 < \varepsilon_{mu}$ ok rupture par décollement	21.01 > 14.69 → rupture par flexion
M6-1BV-1C	11.06	3.80	Décollement de textile + rupture de barre	11.17	9.69	-	-	-

P_{exp} la force expérimentale maximale, M_{exp} Moment de flexion maximal, M_n le moment de flexion maximal calculé à l'état limite de contrainte de compression dans la section ou élastique, M_{ana} le moment analytique calculé selon ACI [154] & [159], V_n la limite de la force de cisaillement maximale.

Tableau V.4 : Résultats analytiques de la flexion 3 points des murs renforcés par FRP et TRC

5.4 Discussion des résultats

La résistance en flexion des murs non renforcés σ est $1,7 \text{ MPa}$. Cette valeur est plus grande que celles de $0,2-0,7 \text{ MPa}$ définies par le standard britannique représentant l'intervalle des valeurs de la résistance en flexion des murs sollicités parallèlement aux joints horizontaux [158].

La résistance en flexion des murs M2-TRC-1C et M3-TRC-2C a été augmenté de 207% et de 395%, respectivement par rapport à la résistance du mur non renforcé M1-URM-Ref. D'ailleurs, l'augmentation du nombre de couches de textile du TRC de 1 à 2 couches a donné une augmentation de la résistance de flexion de 61%. En revanche, le déplacement maximal (la flèche) du mur M3-TRC-2C a diminué de 26% par rapport au déplacement du mur M2-TRC-1C. Cette réduction de la capacité de déformation a été accompagnée d'un changement du mode de rupture. En effet, le mur renforcé par deux couches de textile a eu sa rupture après un décollement du textile au milieu de sa hauteur. Par conséquent, il est nécessaire que l'augmentation du nombre de couches de textile soit accompagnée par un ancrage.

La résistance en flexion des murs M4-NSM-1BV et M5-NSM-2BV-2BT est augmentée de 229% et 389%, respectivement par rapport à la résistance du mur non renforcé. Cette augmentation de la résistance a été accompagnée par une augmentation du déplacement maximale du mur. Par conséquent, l'augmentation du taux de renforcement de GFRP de 0.05% à 0.1% a produit une augmentation de la résistance de flexion des murs de 44.5%.

La rupture des murs renforcés par NSM FRP s'est produite par une rupture des barres. La déformation de l'adhésif pendant l'essai de flexion au milieu du mur a été mesuré.

Dans le cas du mur M4-NSM-1BV, la déformation de l'adhésif a été enregistré jusqu'à la rupture de la barre. La valeur de la déformation de 0,015 correspond à la déformation de traction maximale des barres GFRP déterminé avec l'essai de pull-out. Alors que dans le cas du mur M5-NSM-2BV-2BT, la fissuration de l'adhésif a traversé la jauge avant la rupture de la barre, et la déformation maximale enregistrée dans l'adhésif a resté bloquée à 0,0126.

La Figure V.16 montre une comparaison entre le comportement de la zone d'adhésif les murs M4-NSM-1BV et M5-NSM-2BV-2BT, et les éprouvettes 3 et 4 testées avec l'essai pull-out. La Figure V.16 montre que pour une valeur de force choisie avant la rupture, la déformation de la zone d'adhésif a une valeur plus importante dans le mur M4-NSM-1BV que sa valeur dans le mur M5-NSM-2BV-2BT. Par conséquent, l'augmentation de taux de renforcement longitudinal accompagné avec des barres transversales a réduit la déformation de la zone d'adhésif et a augmenté la rigidité axiale locale de la zone renforcé ($E_B A_B = \frac{P_f}{\epsilon_f}$) avant la rupture.

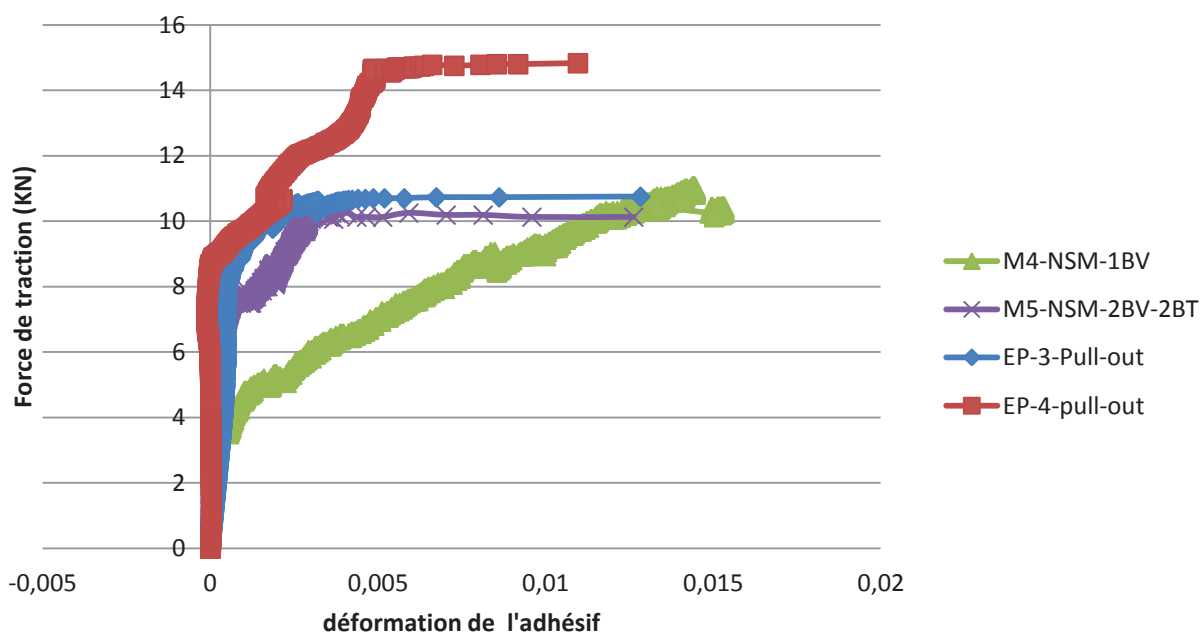


Figure V.16 : Comparaison entre la déformation de l'adhésif dans les murs soumis à la flexion et la déformation maximale des éprouvettes testées en pull-out.

La déformation de l'adhésif au milieu des barres transversales dans le mur M5-NSM-2BV-2BT enregistrées avec les jauges de déformation donne une valeur maximale de $0,00013$. Cette valeur est faible en comparaison à la valeur minimale de déformation qui a produit la fracturation de l'époxy pendant l'essai de pull-out ($0,0012$). La valeur faible de la déformation de l'adhésif dans les barres transversales montre que la contrainte de cisaillement n'est pas élevée et que l'augmentation du taux de renforcement dans les sections horizontale et verticale ρ_v et ρ_h jusqu'à $0,001$ et $0,0005$, respectivement, n'a pas changé le mode de rupture du mur vers une rupture par cisaillement.

Le renforcement par une seule barre NSM GFRP et une couche de TRC dans le cas du mur M6-1BV-1C n'augmente pas la résistance en flexion par rapport à la résistance des murs M2-TRC-1C et à M4-NSM-1BV. En plus, le comportement du mur après le déchargement pendant l'essai a été influencé par le renforcement par barres, car le TRC a été déjà fissuré.

La rigidité élastique des murs est influencée par la quantité de renforcement. En effet, le renforcement par une seule barre NSM GFRP ou par une seule couche de TRC n'a pas significativement augmenté la rigidité élastique du mur. Alors que le renforcement par deux barres verticales et deux barres transversales a augmenté la rigidité élastique de 60% par rapport à la rigidité du mur non renforcé.

Le calcul analytique des murs renforcés par TRC surestime les résultats. Le calcul selon l'ACI a permis d'estimer la résistance du mur renforcé par une seule couche et deux couches de TRC avec une différence de $18,0\%$ et $44,9\%$, respectivement. Le mode de rupture de désigne se produit en flexion avec une rupture dans la zone de contrainte de compression de maçonnerie dans les murs M2-TRC-1C et M3-TRC-2C.

Bernat et al [161] ont étudié des murs en maçonnerie renforcés par TRC et soumis à la flexion hors plan produite par des charges de compression excentriques. Les résultats montrent que l'application d'un renforcement constitué d'une seule couche de fibres de verre dans le TRC est une solution optimale pour le renforcement des murs. En effet, la déformation de la maçonnerie à la rupture est proche de la déformation de compression maximale. Toutefois, l'augmentation du nombre de couches produit une faible augmentation de la résistance par rapport au renforcement utilisant une seule couche.

En revanche, le moment de flexion analytique calculé dans les cas des murs renforcés par un ou deux barres verticales donne des valeurs inférieures aux moments expérimentaux obtenus dans les murs M4-NSM-1BV et M5-NSM-2BV-2BT. Le calcul selon l'ACI a permis de calculer la résistance des murs M4-NSM-1BV et M5-NSM-2BV-2BT avec une différence avec les résultats expérimentales de 80,5% et 78,4%, respectivement. L'application du modèle de ACI n'est pas adapté pour le calcul du moment résistant dans cette thèse et la différence importante de la valeur du moment résistant est due à la réduction de la résistance du renfort par un coefficient d'adhérence k_m et un coefficient $\phi = 0,6$. L'application du modèle de ACI pour le calcul du moment résistant analytique sans prendre en considération de k_m et ϕ dans les murs M4-NSM-1BV et M5-NSM-2BV-2BT donne les valeurs 2.61 et 4.35 KN.m, respectivement avec une différence de 31.1% et 15.4%, respectivement.

En revanche, le modèle a réussi à prévoir le mode de rupture de désigne qui se produit en flexion avec une rupture dans la zone de l'adhésif.

Galati et al 2006 [160] ont étudiés des murs de maçonnerie en blocs de béton et en terre cuite. Les murs sont renforcés par des barres de GFRP de section transversale circulaire ou rectangulaire. Les murs sont soumis à une flexion 4 points sans chargement de compression axiale. Les résultats montrent que le renforcement de la maçonnerie en béton par des barres de section circulaire de GFRP avec une rainure de largeur égale à 2.25 le diamètre de la barre, donne un moment de flexion maximale de 2.52 KN.m et 2.64 KN.m correspondant à un taux de renforcement de 0,0005 et 0,001, respectivement. Dans ce cas, le moment résistant en flexion augmente de 4,7%. En revanche, les résultats expérimentaux des murs testées en appliquant des forces de compression dans cette thèse, donne une augmentation du moment de flexion de 88,4% dans le cas des murs M4-NSM-1BV et M5-NSM-2BV-2BT.

5.5 Conclusions

La résistance en flexion des murs non renforcés est de 1,47 MPa. Le rapport entre la résistance en traction directe égale à 0,44 MPa et la résistance en flexion de 1.47 MPa est de 0,3. La force de compression verticale a permis de stabiliser le mur après la rupture du joint horizontal.

Le renforcement des murs de maçonnerie par TRC ou NSM FRP produit une augmentation de la résistance en flexion et de la capacité de déformation des murs. Le renforcement simultané par TRC et NSM FRP n'a pas apporté une augmentation de la résistance par rapport au mur renforcé par TRC seul ou une seule barre NSM FRP.

Bien que le renforcement par deux couches de textile dans le TRC ait augmenté la résistance en flexion de 60% par rapport au mur renforcé par une seule couche, le mur renforcé par deux couches présente une rupture par décollement du textile et le déplacement maximal est plus faible par rapport au déplacement obtenu dans le cas du renforcement par une seule couche. Par conséquent, l'augmentation du nombre de couches du renforcement par TRC doit être accompagnée d'un ancrage pour empêcher le décollement.

De plus, le renforcement par NSM FRP ne présente pas une rupture par décollement du renfort. L'augmentation du taux de renforcement a été accompagnée par une augmentation de la résistance en flexion et de la capacité de déformation ainsi que par une augmentation de la rigidité K .

La rigidité des murs présentent une dispersion des valeurs. Certains murs tels que M3-TRC-2C et M6-1BV-1C ont une rigidité élastique inférieure à celle de la référence. D'autres murs tels que M2-TRC-1C et M4-NSM-1BV présentent une augmentation faible de la rigidité apportée par le renforcement. Cette dispersion est similaire à celle obtenue lors du calcul du module d'élasticité et il est influencé par l'irrégularité de la surface des joints dans le mur.

Enfin, le calcul analytique a toujours surestimé le moment résistant de flexion des murs renforcés par TRC, mais il a donné des valeurs analytiques inférieures aux valeurs du moment de flexion expérimental des murs renforcés par NSM FRP. Le code ACI calcule le moment de flexion des murs renforcés par TRC avec une bonne approximation. En plus, l'application du modèle d'ACI donne des résultats plus proches du moment expérimental des murs renforcés avec NSM FRP lorsque les facteurs de l'adhérence k_m et le coefficient de réduction du moment ϕ ne sont pas pris en considération.

Conclusion et perspectives

Ce travail de thèse a étudié le comportement des murs de maçonnerie renforcés par matériaux composite selon deux techniques différents ; TRC et NSM FRP barres. L'étude expérimentale du comportement des maçonneries non renforcées en compression, cisaillement et traction a permis de définir des paramètres mécaniques nécessaires pour le calcul analytique de la résistance des murs, par exemple, la résistance en compression, le module élastique, la résistance de cohésion, le coefficient de frottement des joints. Les résultats des essais donnent des modes de rupture différents de la maçonnerie. Le mode de rupture par compression est influencé par la résistance en traction de la pierre et la résistance en compression du mortier, alors que le mode de rupture en cisaillement dépend de l'adhésion entre la pierre et le mortier et il est influencé par la contrainte de confinement.

L'utilisation du TRC pour renforcement des murs est caractérisée par une bonne adhésion entre le TRC et son support dans le cas des murs chargés en cisaillement dans le plan. En revanche, un décollement du textile a été observé dans les murs renforcés par deux couches de textile et soumis à la flexion hors plan. De plus, le comportement des murs renforcés par NSM GFRP et soumis au cisaillement dans le plan, dépend de la direction des barres par rapport aux joints des murs. Un cisaillement à l'interface adhésif/barre s'est produit dans les murs renforcés avec des barres FRP dans tous les joints. Alors qu'une rupture par fissuration multiple de l'adhésif est observée dans le cas du renforcement par barres verticales. Le renforcement par deux barres verticales a donné une meilleure augmentation du module de cisaillement accompagné d'une bonne résistance au cisaillement. En plus, le renforcement par deux couches de TRC orthogonales a donné la meilleure augmentation de la résistance.

La rupture du renfort FRP dans les murs renforcés et soumis à la flexion hors plan s'est produite dans les barres après la fissuration locale de l'adhésif au milieu du mur. La rupture des murs en flexion n'a pas été accompagnée du décollement du renfort NSM FRP, ce qui montre que ce choix pour le renforcement pour reprendre les charges hors plan est adéquat pour ce type de maçonnerie.

Enfin, le comportement du mur M6-1BV-1C après déchargement n'a pas montré une augmentation de la résistance maximale ni de déplacement maximale par rapport au comportement des murs M2-TRC-1C et M5-NSM-1BV renforcés par TRC et NSM FRP, respectivement. Par conséquent, le choix de renforcement du mur M6-1BV-1C par une couche de textile et une barre GFRP n'est pas adéquat pour le renforcement des murs car augmentation du taux de renforcement n'est pas accompagnée d'une augmentation de la résistance.

Les perspectives de cette étude consistent à continuer le travail expérimental, effectuer une modélisation numérique et effectuer une étude paramétrique. Premièrement, l'étude du comportement des murs de maçonnerie en compression bi-axiale permet de tracer la résistance de la maçonnerie en variant le rapport entre les charges appliquées et la direction de chargement par rapport aux joints de mortier. En plus, le comportement au cisaillement des

murs de maçonnerie peut être étudié avec l'essai de flexion-compression en appliquant des charges monotones ou cycliques. En même temps, les matériaux de renforcement peuvent être remplacés par des matériaux composites de fibre de carbone qui présentent une résistance en traction plus importante que la résistance des fibres de verre.

Deuxièmement, une étude numérique par modélisation par éléments finis de tous les essais effectués peuvent être réalisés en se basant sur les valeurs des paramètres déterminés, En fin, une étude paramétrique peut être envisagée pour déterminer l'énergie de rupture unitaire en traction et en cisaillement de la maçonnerie renforcée par TRC et soumis à la traction ou au cisaillement direct. Cette étude permettra d'évaluer la capacité de dissipation d'énergie dans les murs renforcés par TRC et soumis à la compression diagonale ou à un autre essai mettant en jeu ces énergies de rupture.

Table des figures

<i>Figure I.1 : Voute en maçonnerie [6]</i>	11
<i>Figure I.2: Pont de la maçonnerie en pierre [9]</i>	11
<i>Figure I.3 : Les principaux appareils de la maçonnerie en pierre. Figure et définitions de la guide technique 6 de la ville de Québec : « La maçonnerie de la pierre » [7]</i>	16
<i>Figure I.4 : Problèmes de structures en maçonnerie (a) liées aux matériaux (b) liée à la structure ...</i>	19
<i>Figure I.5: Méthodologie d'intervention dans les structures proposée par ICOMOS [26]</i>	20
<i>Figure I.6 : Les niveaux de vulnérabilité des structures en génie civil selon la méthode EMS [29]. ...</i>	21
<i>Figure I.7 : Les degrés de dégâts de structures de la maçonnerie selon la méthode EMS [29]</i>	22
<i>Figure I.8 : Etat de contrainte dans une éprouvette prismatique de la maçonnerie, (a) dans les pierres (b) dans le mortier.</i>	24
<i>Figure I.9 : Compression uni-axiale : Deux géométries de l'éprouvette</i>	25
<i>Figure I.10 : Essai de traction directe de la maçonnerie</i>	26
<i>Figure I.11 : Essai de traction indirect de la maçonnerie : Bond Wrench test</i>	27
<i>Figure I.12: Cisaillement de la maçonnerie en petit échelle</i>	27
<i>Figure I.13: Cisaillement des murs maçonnerie</i>	28
<i>Figure I.14 : cisaillement de la maçonnerie avec l'essai en compression diagonale.</i>	30
<i>Figure I.15 : Flexion hors plan de mur en maçonnerie : (a) : charges verticales, (b) : charges horizontales</i>	31
<i>Figure I.16 : Mécanismes de ruptures par flexion avec charges en parallèle de joints verticaux [58]</i>	32
<i>Figure II.1: Renforcement des ouvertures des éléments de maçonnerie</i>	34
<i>Figure II.2 : Renforcement de la maçonnerie avec contrefort et ancrage de la pierre</i>	35
<i>Figure II.3: Comportement de cisaillement des murs renforcés avec remplacement de 2 à 6 cm de mortier des joints : (a) sans utilisation des barres transversales (b) avec utilisation des barres transversales [24]</i>	36
<i>Figure II.4: Renforcement des joints de mortier de la maçonnerie (a) avec cordes d'UHMWPE [63] (b) avec barres d'acier [62]</i>	37
<i>Figure II.5: Renforcement avec bandes de CFRP : Essai de comportement de cisaillement cyclique du mur renforcé [69].</i>	38

<i>Figure II.6: Formes de quelques barres, et de lamelles de FRP utilisées dans le renforcement NSM [66].</i>	38
<i>Figure II.7: Modes de rupture du joint collé.</i>	44
<i>Figure II.8: Essais de la détermination de la résistance d'adhésion entre le renfort et la maçonnerie.</i>	45
<i>Figure III.1: Compression uni-axiale de la pierre : le dispositif expérimental.</i>	49
<i>Figure III.2: Compression uni-axial de pierre : comportement de contrainte-déformation.</i>	50
<i>Figure III.3: rupture de pierre en compression</i>	50
<i>Figure III.4: Caractérisation de mortier : (a) Essai de flexion, (b) Essai de compression</i>	51
<i>Figure III.5: Compression uni-axiale de cylindre de mortier : (a) mode de rupture, (b) courbe de contrainte-déformation.</i>	52
<i>Figure III.6: Compression uni-axiale de maçonnerie prismatique : (a) application de charges (b) rupture par fissuration verticale</i>	54
<i>Figure III.7: Compression uni-axiale d'une maçonnerie prismatique: Courbe contrainte-déformation</i>	54
<i>Figure III.8: Comparaison entre le comportement de maçonnerie et de pierre testé seule en compression axial : courbe de contrainte-déformation</i>	56
<i>Figure III.9: Compression uni-axiale de murets de maçonnerie : application de charges</i>	57
<i>Figure III.10: Compression uni-axiale de murets: Courbes contrainte-déformation de la maçonnerie.</i>	58
<i>Figure III.11: Compression uni-axiale des murets : mode de rupture par fissuration verticale</i>	59
<i>Figure III.12: Compression des murets de maçonnerie : Mesures locales de déformation verticale et horizontale des pierres.</i>	61
<i>Figure III.13 : Compression axiale de la maçonnerie : Module d'élasticité du mortier dans la maçonnerie.</i>	66
<i>Figure III.14 : Modes de ruptures produits dans l'essai de cisaillement local.</i>	68
<i>Figure III.15 : L'essai de push-out : charges appliquées</i>	69
<i>Figure III.16 : Essai de push-out : disposition de l'éprouvette dans la machine</i>	69
<i>Figure III.17 : Essai de push-out : dispositif d'essai & vérins hydrauliques.</i>	70
<i>Figure III.18 : Essai de Push-out : Résistance au cisaillement de la maçonnerie confiné à 0.2 MPa.</i>	71
<i>Figure III.19 : Essai de Push-out : Résistance au cisaillement de la maçonnerie confiné à 0.6 MPa.</i>	71
<i>Figure III.20 : Essai de Push-out : Résistance au cisaillement de la maçonnerie confiné à 1 MPa</i>	72
<i>Figure III.21 : Valeurs ultimes de contraintes de cisaillement</i>	73
<i>Figure III.22 : Valeurs résiduelles de contrainte de cisaillement</i>	73
<i>Figure III.23 : Essai push-out : Modes de rupture des spécimens confinés à 0.2 MPa : (a,b) fissuration à l'interface joint-pierre, (c) fissuration du joint seul.</i>	75
<i>Figure III.24: Essai push-out : Modes de rupture des spécimens confinés à 0.6 MPa : fissuration traversant des joints</i>	75
<i>Figure III.25 : Essai push-out : Modes de rupture de spécimens confinés à 1 MPa : fissuration traversant des joints</i>	75
<i>Figure III.26 : Essai push-out : évolution de l'énergie de rupture en fonction de la contrainte de confinement.</i>	77
<i>Figure III.27 : Comportement du TRC en traction axiale.</i>	81
<i>Figure III.28 : Textile utilisé dans le TRC : (a) renforcement de cisaillement dans le plan (b) renforcement de flexion hors plan</i>	82
<i>Figure III.29 : Traction directe de plaques de TRC dans le sens de trame</i>	84
<i>Figure III.30 : Comportement de traction de plaques de TRC dans le sens trame : TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement.</i>	85

Figure III.31 : Comportement en traction des plaques TRC dans le sens chaînes : TRC utilisé pour le renforcement de flexion.....	86
Figure III.32 : Fissuration des plaques TRC soumises à la traction uni-axiale.....	87
Figure III.33 : (a) La surface de l'armature en verre recouverte de sable.(b)rainure sur la surface de maçonnerie.....	89
Figure III.34 : Colle époxydique Sikadur-31 DW.....	89
Figure III.35 : Essai de Pull-out.....	90
Figure III.36 : Essai Pull-out : Résultats expérimentaux de l'évolution du glissement local total en fonction de la force de traction.....	93
Figure III.37 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : modes de rupture.....	94
Figure III.38 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 1.....	94
Figure III.39 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 2.....	95
Figure III.40 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 3.....	95
Figure III.41 : Résultat expérimentaux de l'essai pull-out : Déformation au long de la zone d'adhésion de l'éprouvette 4.....	95
Figure III.42 : Comportement en traction des barres GFRP : courbe force-déformation.....	96
Figure III.43 : Essai de traction directe de maçonnerie non renforcé.....	102
Figure III.44 : Traction directe de la maçonnerie renforcée par TRC : courbe force-déplacement ..	104
Figure III.45 : Traction directe de la maçonnerie : Modes de rupture des maçonneries non renforcée et renforcé par TRC.....	104
Figure IV.1: Essai de compression diagonale.....	111
Figure IV.2 : Application du renforcement par TRC.....	112
Figure IV.3 : Application du renforcement par la technique NSM FRP.....	112
Figure IV.4 : Courbe de comportement (a) adoucissement, (b) durcissement.....	114
Figure IV.5 : Compression diagonale: Comportement cisaillement-déplacement vertical des murs de référence.....	116
Figure IV.6 : Compression diagonale des murs non renforcés : modes de rupture.....	116
Figure IV.7 : Compression diagonale du mur non renforcé M1-URM-Ref : un mur de référence à faibles joints horizontaux.....	117
Figure IV.8 : Compression diagonale des murs non renforcés M2-URM-Ref & M4-URM-Ref.....	118
Figure IV.9 : Mesure de l'angle ψ pour le calcul des paramètres de cisaillement global : différents géométries de mur Calderini et al [140]	119
Figure IV.10 : Charge ultime lors de la compression diagonale : valeurs expérimentales et théoriques.....	121
Figure IV.11 : Critère de rupture de maçonnerie : résistance uni-axiale selon (a) Ganz 1985, (b) Majsilovic, 2011 [143].....	122
Figure IV.12 : Compression diagonale de mur renforcé par TRC : M5-TRC-1CH.....	124
Figure IV.13 : Compression diagonale de mur renforcé par TRC: M6JF-TRC-1CH.....	124
Figure IV.14 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M7-TRC-2CH.....	125
Figure IV.15 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M8JF-TRC-2CV.....	126
Figure IV.16 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M9-TRC-1CH-1CV.....	126
Figure IV.17 : Compression diagonale de mur renforcé avec TRC : M10-TRC-1C-ID.....	127
Figure IV.18 : Compression diagonale du mur renforcé par TRC : M11-TRC-1C-2D.....	128
Figure IV.19 : Changement du module de cisaillement global des murs qui ont des joints horizontaux faibles et qui sont renforcés avec TRC.....	129

<i>Figure IV.20 : Changement du module de cisaillement global des murs sans faiblesse dans les joints horizontaux et qui sont renforcés avec TRC.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure IV.21 : Comportement en cisaillement des murs renforcés par TRC : courbe de contrainte-déplacement verticale de la diagonale comprimé.....</i>	<i>130</i>
<i>Figure IV.22 : configurations du renforcement des murs renforcées par la technique NSM GFRP ..</i>	<i>135</i>
<i>Figure IV.23 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M12-NSM-2B-H-P.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure IV.24 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M13JF-NSM-2B-H-J.....</i>	<i>137</i>
<i>Figure IV.25 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M14-NSM-4B-H-J.....</i>	<i>137</i>
<i>Figure IV.26 : Déformation de la zone de renforcement par rapport au déplacement de compression dans le mur M21-NSM-4B-H-J.....</i>	<i>138</i>
<i>Figure IV.27 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M15JF-NSM-1B-V.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure IV.28 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM : M16-NSM-1B-V.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure IV.29 : Déformation de la zone de renforcement dans le mur M16-NSM-1B-V.....</i>	<i>140</i>
<i>Figure IV.30 : Compression diagonale d'un mur renforcé par NSM: M17JF-NSM-2B-V.....</i>	<i>141</i>
<i>Figure IV.31 : Compression diagonale du mur renforcé par NSM: M18-NSM-2B-V.....</i>	<i>141</i>
<i>Figure IV.32 : Evolution de la fissuration sur les deux faces du mur M18-NSM-2B-V.....</i>	<i>142</i>
<i>Figure IV.33 : Evolution des déformations de l'adhésif de B1 par rapport au déplacement de la diagonale comprimée dans le cas du mur M18-NSM-2B-V.....</i>	<i>142</i>
<i>Figure IV.34 : Evolution de la déformation de l'adhésif de B2 par rapport au déplacement de la diagonale comprimée dans le cas du mur M18-NSM-2B-V.....</i>	<i>143</i>
<i>Figure IV.35 : Compression diagonale de mur renforcé par NSM : M19-NSM-1B-D.....</i>	<i>143</i>
<i>Figure IV.36 : Changement du module de cisaillement global des murs qui ont des joints horizontaux faibles et qui sont renforcés avec NSM FRP.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure IV.37 : Changement du module de cisaillement global des murs sans faiblesse dans les joints horizontaux et qui sont renforcés avec NSM FRP.....</i>	<i>145</i>
<i>Figure IV.38 : Force résistante au cisaillement des murs renforcés par NSM GFRP : Comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs analytiques.....</i>	<i>156</i>
<i>Figure IV.39 : Force résistante au cisaillement des murs renforcés par TRC : Comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs analytiques.....</i>	<i>157</i>
<i>Figure V.1 : Essai de flexion 3 points (a) Instrumentation de mur (b) Profil de mur testé.....</i>	<i>163</i>
<i>Figure V.2: Essai de flexion 3 points (a) application de la force de flexion (b) fixation du mur.....</i>	<i>163</i>
<i>Figure V.3 : Comportement en flexion du mur non renforcé : Courbe force-déplacement du mur M1-URM-Ref.....</i>	<i>164</i>
<i>Figure V.4 : Mode de rupture du mur de maçonnerie non renforcé soumis à la flexion : fissuration du joint horizontal central.....</i>	<i>165</i>
<i>Figure V.5 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points: Mur renforcé par TRC composé d'une seule couche (M2-TRC-1C).....</i>	<i>166</i>
<i>Figure V.6 : Comportement en flexion du mur renforcé par TRC composé d'une seule couche : courbe expérimentale force-déplacement du mur M2-TRC-1C.....</i>	<i>166</i>
<i>Figure V.7 : Comportement en flexion du mur renforcé par TRC composé de deux couches : courbe expérimentale force-déplacement du mur M3-TRC-2C.....</i>	<i>167</i>
<i>Figure V.8 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points: Murs renforcés par TRC composé de deux couches (M3-TRC-2C).....</i>	<i>167</i>
<i>Figure V.9 : Comportement en flexion du mur renforcé avec une seule barre NSM : courbe expérimentale force-déplacement u mure M4-NSM-1BV.....</i>	<i>168</i>
<i>Figure V.10 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points : mur renforcé avec une barre verticale de GFRP M4-NSM-1BV.....</i>	<i>168</i>

Figure V.11 : Comportement en flexion du mur renforcé par deux barres verticales et deux barres horizontales : courbe expérimentale force-déplacement du mur M5-NSM-2BV-2BT	169
Figure V.12 : Mode de rupture de l'essai de flexion 3 points : M5-NSM-2BV-2BH renforcé par deux barres verticales et deux barres horizontales de GFRP,.....	169
Figure V.13 : Comportement en flexion du mur renforcé par une barre verticale et TRC composé d'une couche de textile : courbe expérimentale force-déplacement de M6-1BV-1C.....	170
Figure V.14 : Mode de rupture en flexion 3 points : M6-1BV-1C renforcé par une barre GFRP verticale et TRC composé d'une couche de textile.....	170
Figure V.15 : Equilibre des forces dans la section soumise à la flexion hors plan : (a) à l'état limite de contrainte de compression de maçonnerie, (b) à l'état élastique.....	172
Figure V.16 : Comparaison entre la déformation de l'adhésif dans les murs soumis à la flexion et la déformation maximale des éprouvettes testées en pull-out.	179

Table des tableaux

Tableau I.1 : Classification du mortier selon sa composition chimique [13]	12
Tableau I.2 : Résistance en compression de la maçonnerie en fonction de la typologie de mortier et de la résistance caractéristique en compression de la pierre. [13]	12
Tableau I.3 : Influence de composition chimique de mortier sur la résistance au cisaillement de la maçonnerie selon les résultats expérimentale d'Alecci et al [17]	14
Tableau I.4 : Vocabulaire de la pierre dans les structures de la maçonnerie.	15
Tableau I.5 : Facteurs de correction de la résistance en compression de la maçonnerie selon [20] ...	25
Tableau II.1 : Comportement d'acier et de FRP classé selon la nature des fibres, [71].....	39
Tableau II.2: Caractéristiques mécaniques moyennes des résines époxy [72]	40
Tableau II.3 : Propriétés de fibres employées dans le TRC en comparaison aux l'acier et la résine [87]	42
Tableau III.1: Compression uni-axiale de pierre : résistance et module de Young.....	49
Tableau III.2: Composition chimique de mortier utilisé dans la maçonnerie.....	51
Tableau III.3: Compression de mortier : Résultats expérimentale de résistance à la traction en flexion et de compression de cubes	52
Tableau III.4: Compression d'une maçonnerie prismatique: résultats expérimentaux de la résistance et du module de Young.	55
Tableau III.5: Compression uni-axiale de murets de maçonnerie : dimensions des murets et application des forces.....	57
Tableau III.6 : Compression uni-axiale de murets de maçonnerie : valeurs expérimentales.....	58
Tableau III.7: Compression de murets de maçonnerie : résistance en compression expérimentale tenant compte les facteurs de correction.....	60
Tableau III.8 : Compression de la maçonnerie : Paramètres (s) et (t) pour le calcul de la résistance en compression avec le modèle d'Ohler et al [107].....	63
Tableau III.9: Compression de la maçonnerie : Paramètre (m) pour le calcul de la résistance en compression avec le modèle d'Ohler et al [107].....	63
Tableau III.10 : Résistance théorique de compression de maçonnerie.....	64
Tableau III.11 : Formules théorique de calcul du module de Young de maçonnerie	65
Tableau III.12 : Calcul du module d'élasticité de la pierre dans la maçonnerie.....	66
Tableau III.13 : Essai push-out : contraintes de cisaillement ultime et résiduel.....	73

Tableau III.14 : Résultats expérimentaux de l'Essai Push-out : Résistance au cisaillement de maçonnerie.....	74
Tableau III.15 : Essai push-out : Valeurs expérimentales et analytique de l'énergie de rupture.....	76
Tableau III.16 : Essai push-out : Comparaison des valeurs de la résistance au cisaillement.....	78
Tableau III.17 : Caractérisation du textile (donnée fabricant) : utilisé pour le renforcement des murs en cisaillement.....	82
Tableau III.18 : Caractérisation du textile (donnée fabricant) : Grilles tricotées utilisé pour le renforcement des murs en flexion.....	82
Tableau III.19 : Comportement mécanique de mortier de TRC.....	83
Tableau III.20 : Valeurs expérimentales de l'essai de traction de plaques de TRC dans le sens trames : TRC utilisé pour le renforcement de cisaillement.....	85
Tableau III.21 : Valeurs expérimentales de l'essai de traction de plaques TRC dans le sens chaînes : TRC utilisé pour le renforcement de flexion.....	87
Tableau III.22 : Caractéristique de la colle époxydique Sikadur-31 DW fournies par le producteur..	90
Tableau III.23 : Longueur de collage et position de jauges de déformation	91
Tableau III.24 : Résultats expérimentale de l'essai de Pull-out, SOE : fracturation de l'époxy, PO : rupture de l'adhésif par pull-out.....	91
Tableau III.25 : Résultats expérimentaux de l'essai Pull-out.....	92
Tableau III.26 : Comportement en traction des barres GFRP pendant l'essai de pull-out.....	96
Tableau III.27 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Seracino et al [132].....	97
Tableau III.28 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Kashyap et al 2012 [93].....	98
Tableau III.29 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Blaschko[133].....	99
Tableau III.30 : Essai pull-out : Paramètres de calcul du modèle de Hassan & Rizkalla [134].....	99
Tableau III.31 : Dimensions des éprouvettes de maçonnerie testées en traction	101
Tableau III.32 : Résultat expérimentale de traction de la maçonnerie non renforcée et renforcée par TRC.....	103
Tableau III.33 : Contrainte de cisaillement développée sur la surface de la maçonnerie renforcée par TRC.....	104
Tableau IV.1: Compression diagonale : Dénomination des murs et configurations de renforcement	110
Tableau IV.2 : Compression diagonale : Résultats expérimentaux des murs non renforcés.....	117
Tableau IV.3 : Valeurs des paramètres de cisaillement globaux.....	119
Tableau IV.4: Résultats expérimentaux de compression diagonale : réponse en résistance et mode de rupture.....	121
Tableau IV.5: Résultats expérimentaux de la compression diagonale des murs renforcés par TRC : résistance et module de cisaillement.....	131
Tableau IV.6 : Résultats expérimentaux de compression diagonale de murs renforcés par TRC : déformation élastique et maximale, et ductilité.....	134
Tableau IV.7: Résultats expérimentaux de la compression diagonale des murs renforcés par NSM : résistance et module de cisaillement.....	146
Tableau IV.8 : Résultats expérimentaux de compression diagonale des murs renforcés par NSM : déplacement élastique et maximale, et ductilité.....	149
Tableau IV.9 : Valeurs de taux de renforcement des murs testées en compression diagonale.....	154
Tableau IV.10 : Calcule analytique de la résistance au cisaillement des murs soumis en compression diagonale.....	155
Tableau V.1: murs soumis à la flexion 3 points : Noms et configurations de renforcement.....	162
Tableau V.2 : Résultats expérimentaux de murs de maçonnerie soumis à la flexion 3 points.....	171
Tableau V.3 : Valeurs du coefficient d'adhérence km.....	175
Tableau V.4 : Résultats analytiques de la flexion 3 points des murs renforcés par FRP et TRC.....	177

Table des équations

Équation I.1	14
Équation I.2	15
Équation I.3	15
Équation I.4	17
Équation I.5	26
Équation I.6	29
Équation I.7	29
Équation II.1	36
Équation III.1 [100]	50
Équation III.2	51
Équation III.3	51
Équation III.4	62
Équation III.5	62
Équations III.6	63
Équation III.7	64
Équation III.8	66
Équation III.9	68
Équation III.10	70
Équation III.11	70
Équation III.12	72
Équation III.13	73
Équation III.14	76
Équation III.15	82
Équation III.16	83
Équation III.17	83
Équation III.18	88
Équation III.19	88
Équation III.20	91
Équation III.21	91
Équation III.22	92
Équation III.23	92
Équation III.24	92
Équation III.25	96
Équation III.26	96
Équations III.27	97
Équation III.28	98
Équation III.29	98
Équation III.30	98
Équation III.31	99
Équation III.32	99
Équation III.33	103
Équation III.34	103
Équation IV.1	113
Équation IV.2	113
Équation IV.3	113

<i>Équation IV.4</i>	113
<i>Équation IV.5</i>	114
<i>Équation IV.6</i>	118
<i>Équation IV.7</i>	118
<i>Équation IV.8</i>	120
<i>Équation IV.9</i>	120
<i>Équation IV.10</i>	120
<i>Équation IV.11</i>	120
<i>Équation IV.12</i>	122
<i>Équation IV.13</i>	122
<i>Équation IV.14</i>	122
<i>Équation IV.15</i>	149
<i>Équation IV.16</i>	150
<i>Équation IV.17</i>	150
<i>Équation IV.18</i>	150
<i>Équation IV.19</i>	150
<i>Équation IV.20</i>	150
<i>Équation IV.21</i>	151
<i>Équation IV.22</i>	151
<i>Équation IV.23</i>	151
<i>Équation IV.24</i>	151
<i>Équation IV.25</i>	151
<i>Équation IV.26</i>	152
<i>Équation IV.27</i>	152
<i>Équation IV.28</i>	152
<i>Équation IV.29</i>	152
<i>Équation IV.30</i>	153
<i>Équation V.1</i>	160
<i>Équation V.2</i>	161
<i>Équation V.3</i>	164
<i>Équation V.4</i>	172
<i>Équation V.5</i>	172
<i>Équation V.6</i>	172
<i>Équation V.7</i>	172
<i>Équation V.8</i>	172
<i>Équation V.9</i>	172
<i>Équation V.10</i>	172
<i>Équation V.11</i>	172
<i>Équation V.12</i>	173
<i>Équation V.13</i>	173
<i>Équation V.14</i>	173
<i>Équation V.15</i>	173
<i>Équation V.16</i>	173
<i>Équation V.17</i>	174
<i>Équation V.18</i>	174
<i>Équation V.19</i>	174
<i>Équation V.20</i>	174
<i>Équation V.21</i>	174

Équation V.22.....	175
Équation V.23.....	175
Équation V.24.....	175
Équation V.25.....	175
Équation V.26.....	175
Équation V.27.....	176
Équation V.28.....	176
Équation V.29.....	176
Équation V.30.....	176
Équation V.31.....	176

Bibliographie

1. Elliot C.D. *Technics and Architecture: The Development of Materials and Systems for Buildings*. MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 1994.
2. Lourenço, P.B. Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behavior of masonry. *In: P. Roca et al. (ed) Structural Analysis of Historical Constructions*, p. 57-91, Barcelona: CIMNE, 1998.
3. Creazza G., Sietta A.V., Matteazzi R., Analyses of masonry vaulted structures by using 3-D damage model. *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*, Barcelona, ECCOMAS, 2000.
4. Stablon Th., Sellier A., Domede N., Plu B., Dieleman L., Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures*. p.45:881–898, 2012.
5. Saade M., Étude du comportement des voûtes en maçonnerie renforcées par matériaux composites – application aux ouvrages d’assainissement. *Thèse de doctorat, Université d’Artois*, 2012.
6. A. Morel. Viollet-le-Duc, *Dictionnaire raisonné de l’architecture française du XIe au XVIe siècle*, Paris, 1868-1873
7. La maçonnerie de pierre. Guide technique 6. *La ville de Québec*. Dépôt légal: 2^e trimestre 1989. ISBN 2-920860-30-5
8. Idris J., Al-Heib M., Verdel Th., Numerical modelling of masonry joints degradation in built tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 p. 617–626, 2009
9. Domede N.. Méthode de requalification des ponts en maçonnerie. *Thèse de doctorat, L’Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse*, 2006.
10. Casas J. R., Reliability-based assessment of masonry arch bridges. *Construction and Building Materials*. 25p. 1621–1631, 2011
11. Youance S., Une évaluation de la vulnérabilité sismique des églises du Québec. *Mémoire pour l’obtention de la maîtrise en génie de construction à l’Ecole de Technologie Supérieure, Université du Québec*, 2010.

12. Coignet J., Coignet L., *Maçonnerie de pierre Matériaux et Techniques, désordres et interventions*. Livre, 2007.
13. D.M. 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le costruzioni*, Cap. 11 *Materiali e prodotti per uso strutturale*”, January 2008.
14. Rampazzi L., Bugini R., ST. Lorenzo Basilica in Milan: Integral approche to characterization of historical mortars. *Technical paper published by Morana RTD d.o.o.* 3 p. 21-26, 2006.
15. ASTM, American Society for Testing and Materials. C 270-03 Standard Specification for Mortar for Unit Masonry.
16. CSA, Mortar and Grout for Unit Masonry, CSA Standard A179, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1999.
17. Alecci V., Fagone M., Rotunno T., De Stefano M., Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar. *Construction and Building Materials* 40 p. 1038–1045, 2013.
18. Stablon Th., *Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier*, Toulouse, 2011.
19. Rota Rossi-Doria P., Mortars for restauration : basic requirements and quality control. *Matériaux et Constructions* Vol. 19 N° 114. P.445-448.
20. EC 96: Eurocode 6: Design of masonry structures—*part 1-1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, 2006.
21. Duriez M., Arrambide J., *Traité de matériaux de construction*, T. 1, p.40. 1962.
22. CSA: Design of concrete structures, Canadian Standards Association, 2004.
23. Grandjean A., Capacité portante de ponts en arc en maçonnerie de pierre naturelle - Modèle d'évaluation intégrant le niveau d'endommagement. *Thèse de doctorat, École polytechnique Fédérale de Laussan*. PhD. N° 4596 p. 53, 2009.
24. Corradi M., Tedeschi C., Binda L., Borri A., Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing. *Construction and Building Materials*, 22 p. 463–472, 2008.
25. Binda L., Pina-Henriques J., Anzani A., Fontana A., Lourenc P.B., A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modeling. *Engineering Structures* 28 p. 1132–1148, 2006.
26. ICOMOS, Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage, 2001. *International Scientific Committee For Analysis And Restoration Of Structures Of Architectural Heritage*. 2003.
27. O'Neil E.F., Repaire and maintenance of masonry structures: case histories, *technical report REMR-CS-46*, March 1995.
28. Beck K., Étude des propriétés hydriques et des mécanismes d'altération de pierres calcaires à forte porosité, *Thèse de doctorat, de l'Université d'Orléans*, 2006.
29. Grünthal G., European Macroseismic Scale 1998 Conseil de l'Europe, *Cahier du centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*. V. 19 Luxembourg, 2001.
30. Lourenço P.B., Krakowiak K.J., Fernandes F.M., Ramos L.F., Failure analysis of Monastery of Jeronimos, Lisbon: How to learn from sophisticated numerical models *Engineering Failure Analysis* 14 p. 280–300, 2007.

31. Lourenço P.B., Assessment, diagnosis and strengthening of Outeiro Church, Portugal *Construction and Building Materials* 19 p. 634–645, 2005.
32. Ramos L.F., Lourenço P.B., Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon, *Engineering Structures* 26 p.1295–1310, 2004.
33. Li T., Galati N., Tumialan J.G., Nanni A., FRP Strengthening of URM Walls with Openings – Experimental Results. *TMS Journal*, 2005.
34. Zucchini A., Lourenço P.B., Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach, *Computers and Structures* 85 p.193–204, 2007.
35. Binda L., Fontana A., Frigerio G., Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics, *Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf., Ed. J.W. de Courcy, Elsevier Applied Science, London, 205- 216, 1988.*
36. Fishburn C.C., Effect of Mortar Properties on Strength of Masonry, *National Bureau of Standards Monograph 36*, Washington, 1961.
37. Le RILEM 1994, technical recommendations for the testing and use of construction materials. LUMBI- Compressive strength of small walls and prisms.
38. RILEM TC 76-LUM. Diagonal tensile strength of small walls specimens. RILEM Publications SARL; 1994.
39. Petersen R.B., In-plane shear behaviour of unreinforced masonry panels strengthened with fibre reinforced polymer strips. *PhD. Theses. The University of Newcastle, 2009.*
40. Hoffmann G., Schubert P., Compressive strength of masonry parallel to the bed joints, *Proc. 10th Int. Brick and Block Masonry Conf., Ed. N.G. Shrive and A. Huizer, Calgary, Alberta, 1453-1462, 1994.*
41. Giaquinta C., Analisi Sperimentale sotto Carichi Ciclici di Pannelli Murari Rinforzati in CFRP. *Universita degli Studi di Catania. PhD Theses, 2005.*
42. Luccioni B., Rougier V.C., In-plane retrofitting of masonry panels with fibre reinforced composite materials. *Construction and Building Materials, 25 p.1772–1788, 2011.*
43. Masonry mortar, *Portland cement association, PCA, R&D Serial No. 2226, 2004.*
44. ASTM C 1072-2000, Standard Test Method for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength, ASTM International.
45. Standards Australia. AS 3700-2001 Masonry Structures: Appendix C - Method of test for compressive strength. ASI, Sydney, Australia, 2001b.
46. Standards Australia. AS 3700-2001 Masonry Structures: Appendix D - Method of test for flexural strength. ASI, Sydney, Australia, 2001c.
47. Zimmermann T., Strauss A., Bergmeister K., Structural behavior of low- and normal-strength interface mortar of masonry, *Materials and Structures, p.45:829–839, 2012.*
48. Masia M.J., Han Y., Player C.J., Correa M.R.S., Page A.W., Torsion shear test for mortar joints in masonry: Preliminary experimental results. *In Tenth North American Masonry Conference, St Louis, Missouri, U.S.A., June 2007.*
49. Corradi M., Borri A., Vignoli A., Experimental study on the determination of strength of masonry walls, *Construction and Building Materials p.17 325–337, 2003.*
50. Mojsilovic N., Simundic G., Page A., Masonry wallettes with damp-proof course membrane subjected to cyclic shear: An experimental study. *Construction and Building Materials, 24 p.2135–2144, 2010.*

51. ASTM E 519-2002, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, ASTM International.
52. CNR-DT 200/2004 (2004), National Research Council (CNR), Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, *Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, Rome, Italy, National Research Council*, 144 p. July, 13, 2004.
53. Tumialan J.G., Associate Member, ASCE, Galati N., Nanni A., Fellow, ASCE. Field assessment of URM walls strengthened with FRP laminates. *Center on Repair of Buildings and Bridges (RB2C) at the University of Missouri – Rolla*. Rolla.MO.
54. EN-1052-3, Methods of test for masonry—part 3: *determination of initial shear strength, 2007*.
55. Heath D.J., Gad E.F., Wilson J.L., Experimental testing techniques to determine unreinforced masonry material properties, *The university of Melbourne*. N° 6
56. Pawan A., Vaibhav S., Durgesh C.R., Effect of in-plane damage on out-of-plane strength of unreinforced masonry walls, *Engineering Structures*, 57 p.1–11, 2013.
57. Hansen L.Z., Unreinforced Masonry Walls Transversely and Axially Loaded, *Ph.D. Thesis, the Technical University of Denmark*, 2004.
58. Willis C.R., Seracino R., Griffith M.C., Out-of-plane strength of brick masonry retrofitted with horizontal NSM CFRP strips, *Engineering Structures* 32 p.547-555, 2010.
59. Illston J.M., Domone P.L.J., Construction Materials, Their Nature and Behaviour, Chapter 32. Structural Behaviour And Movement Of Masonry, *Taylor and Francis Group*, 2001.
60. Branco M., Guerreiro L. M., Seismic rehabilitation of historical masonry buildings, *Engineering Structures* 33 p.1626–1634, 2011.
61. CNRC-NRC, Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de batiments existants, *Institut de recherche en construction, Canada*, Decembre, 1995.
62. Valluzzi M. R., Binda L., Modena C., Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing, *Construction and Building Materials* 19, p. 63–73, 2005.
63. Borri A., Castori G., Corradi M., Speranzini E., Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in situ diagonal compression tests, *Construction and Building Materials*, 25 p.4403–4414, 2011.
64. Oliveira D.V., Silva R.A., Garbin E., Lourenço P.B., Strengthening of three-leaf stone masonry walls: *an experimental research, University of Minho*, 2004.
65. Vintzileou E., Iniezione di miscela fluida in muratura a sacco: Risultati sperimentali e previsione delle caratteristiche meccaniche, *Seminar CIAS Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni*, pp. 191–211, 2007.
66. De Lorenzis L., Teng J.G., Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures *Composites: Part B* 38 (2007) 119–143
67. Khalifa A., Gold W., Nanni A., Abdel Aziz M.I., Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of flexural members, Vol.2, No.4, p. 195-203, 1998.
68. Willis CR., Yang Q., Seracino R., Griffith MC., Bond behaviour of FRP-to-clay brick masonry joints. *Eng Struct* 2009;31(11):2580–2587.

69. Capozucca R., Experimental analysis of historic masonry walls reinforced by CFRP under in-plane cyclic loading, *Composite Structures*, 94, p.277–289, 2011.
70. Karbhari V.M., Zhao L., Use of composites for 21st century civil infrastructure, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 185, p. 433-454, 2000.
71. Secondin S., Masonry reinforced with FRP systems. *PhD these, Univerity of Missouri-Rolla, CIES, USA, 2003.*
72. Nguyen T.H.T., Model d'endommagement des assemblages collés : Identification et application à la description d'un essai de vieillissement accéléré. *Thèse de doctorat, l'Ecole National des Ponts et des Chaussées, 2008.*
73. Ismail N., Petersen R.B., Masia M.J., Ingham J.M., Diagonal shear behaviour of unreinforced masonry wallettes strengthened using twisted steel bars, *Construction and Building Materials*, 25 p. 4386–4393, 2011.
74. Kalali A., Kabir M.Z., Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests, *Engineering Structures*, 39 p.24–37, 2012.
75. Mosallam A., Banerjee S., Enhancement in in-plane shear capacity of unreinforced masonry (URM) walls strengthened with fiber reinforced polymer composites *Composites*, 42, p.1657–1670, 2011.
76. Santa-Maria H., Duarte G., Duarte A., Garib A., Experimental Investigation of masonry panels externally strengthened with CFRP laminates and fabric subjected to in-plane shear load, *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, No. 1627, August 1-6, 2004.*
77. Valluzzi M.R., Tinazzi D., Modena C., Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates, *Construction and Building Materials*, 16 p.409–416, 2002.
78. Marshall O.S., Sweeney S.C., In-plane shear performance of masonry walls strengthened with FRP. *In 47th International SAMPE Symposium and Exhibition*, p. 929–940, Long Beach, CA, USA, May 12-16 2002.
79. Tinazzi D., Nanni A., Assessment of technologies of masonry retrofitting with FRP. Technical report. Center for *Infrastructure Engineering Studies, University of Missouri-Rolla; 2000.*
80. Silva P.F., Belaebi A., Li T., In-plane performance assessment of URM walls retrofitted with FRP. *Masonry Soc J;24(1) p. 57–68, 2006.*
81. Turco V., Secondin S., Morbin A., Valluzzi M.R., Modena C., Flexural and shear strengthening of un-reinforced masonry with FRP bars, *Composites Science and Technology*, 66 p. 289–296, 2006.
82. Konthesingha K.M.C., Masia M.J., Petersen R.B., Mojsilovic N., Simundic G., Page A.W., Static cyclic in-plane shear response of damaged masonry walls retrofitted with NSM FRP strips – An experimental evaluation, *Engineering Structures*, 50, p. 126–136, 2013.
83. Li T., Galati N., Tumialan G., Nanni A., FRP strengthening of URM walls with openings – experimental results. *Masonry Soc J;23(1):47–57, 2005.*
84. Brandt A.M., Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering, *Composite Structures*, 86 p.3–9, 2008.

85. Mechtcherine V., Novel cement-based composites for the strengthening and repair of concrete structures. *Construction and Building Materials*, 41 p.365–373, 2013.
86. Barhum R., Mechtcherine V., Effect of short, dispersed glass and carbon fibres on the behaviour of textile-reinforced concrete under tensile loading, *Engineering Fracture Mechanics*, 92 p.56–71, 2012.
87. Guide for the design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, *CNR-Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction*, Rome-CNR July 13th, 2004.
88. Ortlepp R., Lorenz A., Curbach M., Column Strengthening with TRC: Influences of the Column Geometry onto the Confinement Effect, *Advances in Materials Science and Engineering*, Article ID 493097, 5 pages, 2009.
89. Brückner A., Ortlepp R., Curbach M., Textile reinforced concrete for strengthening in bending and Shear, *Materials and Structures*, 39:p. 741–748, 2006.
90. Schladitz F., Curbach M., Torsion tests on textile-reinforced concrete strengthened Specimens, *Materials and Structures*, 45: p.31–40, 2012.
91. Papanicolaou C., Triantafillou T., Lekka M., Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels, *Construction and Building Materials*, 25 p.504–514, 2011.
92. Parisi F., Iovinella I., Balsamo A., Augenti N., Prota A., In-plane behaviour of tuff masonry strengthened with inorganic matrix–grid composites, *Composites* 45 p.1657–1666, 2013.
93. Kashyap J., Willis C.R., Griffith M.C., Ingham J.M., Masia M.J., Debonding resistance of FRP-to-clay brick masonry joints *Engineering Structures* 41 p.186–198, 2012.
94. De Lorenzis, L., D. Tinazzi, A. Nanni, A., “Near Surface Mounted FRP Rods for Masonry Strengthening: Bond and Flexural Testing,” Symposium, “Meccanica delle Strutture in Muratura Rinforzate con FRP Materials,” Venezia, Italy, December 7-8, 2000.
95. Luccioni B., Rougier V.C., Shear behaviour of brick–mortar interface in CFRP retrofitted or repaired masonry, *International Journal of Mechanical Sciences*, 52 p.602–611, 2010.
96. Ehsani M. R., Saadatmanesh H., Al-Saidy A., Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays, *Journal of Composites for Construction*, 1(1):17–25, 1997.
97. Carozzi F.G., Milani G., Poggi C., Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry Structures, *Composite Structures*, 107 p.711–725, 2014.
98. D’Ambrisi A., Feo L., Focacci F., Experimental and analytical investigation on bond between Carbon-FRCM materials and masonry, *Composites: Part B*, 46 p.15–20, 2013.
99. Lourenço P.B., Almeida J.C., Barros J.A., Experimental Investigation of Bricks Under Uniaxial Tensile Testing, *Journal of the British Society Masonry International* Vol 18 No 1. 2005.
100. MacGregor JG.. Reinforced concrete: mechanics and design. *New Jersey: Prentice Hall*; 582p. 1988.

101. EN 196-1: Méthodes d'essai de ciments—part 1: Détermination des résistances mécaniques, Décembre 1994.
102. Oliveira D.V., Lourenço P.B., Roca P., Cyclic behaviour of stone and brick masonry under uniaxial compressive loading, *Materials and Structures*, DOI RILEM, 2006.
103. Almeida C., Guedes J.P., Arêde A., Costa C.Q., Costa A., Physical characterization and compression tests of one leaf stone masonry walls, *Construction and Building Materials*, 30 p.188–197, 2012.
104. Sassoni E., Mazzotti C., Pagliai G., Comparison between experimental methods for evaluating the compressive strength of existing masonry buildings. *Construction and Building Materials*, 68 p.206–219, 2014.
105. Horng Y.S., Compressive strength study of brick masonry subjected to axial loading. *Bachelor of Civil Engineering, Faculty of civil engineering Universiti Teknologi Malaysia*, April 2010.
106. Bennett R.M., Boyd K.A., Flanagan R.D., Compressive properties of structural clay tile prisms, *J. Struct. Eng.*, 127, p.920–926, 1997.
107. Ohler A., Zur berechnung der druckfestigkeit von mauerwerk unter berucksichtigung der mehrachsigen spannungszustande in stein und mortel. *Bautechnik*, 5, 1986.
108. Khoo C., Hendry A., A failure criterion for brickwork in axial compression. *Proc 3rd Int Brick/Block Masonry Conf Essen, Germany*; p. 139–45, 1973.
109. Building Code Requirements for Masonry Structures: (ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02) *Reported by the Masonry Standards Joint Committee, MSJC*, 2002.
110. EN 1052-1: Methods of test for masonry. Part 1: *determination of compressive strength*. CEN, 1998.
111. Francis A., Horman C., Jerrems L., The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork. *In: Proc 2nd Int Brick/Block Masonry Conf Stoke-on-Trent, UK* p. 31–7, 1971.
112. Henry A.W., Sinha B.P., Davies S.R., an Introduction To Load Bearing Brickwork Design. *Ellis Horwood Ltd*, New York, 1981.
113. Paulay T., Priestley M.J.N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building, *John Wiley & Son*, New York, United States, 1992.
114. CSA-S304.1 Design of masonry structures. Canadian Standards Association. ISBN 1-55397-402-6.H.B, 2004.
115. Kaushik H.B., Rai D.C., Jain S.K., Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression, *J. Mater. Civ. Eng.*, p.728–739, 2007.
116. Augenti N., Parisi F., Constitutive modelling of tuff masonry in direct shear. *Construction and Building Materials*, 25, p.1612–1620, 2011.
117. Gabor A., Ferrier E., Jacquelin E., Hamelin P., Analysis and modelling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels, *Construction and Building Materials* 20, p.308–321, 2006.
118. Abdou L., Ami R., Meftah F., Mebarki A., Experimental investigation of the joint mortar behaviour. *Mechanics Research Communications*, Vol. 33, p. 370-384, 2006.

119. Van Der Pluijm R., Shear behaviour of bed joint, *Proc. 6th North American Masonry Conf., Ed. A.A. Hamid and H.G. Harris*, Philadelphia, Pennsylvania, 125-136, 1993.
120. Dhanasekar M., Shear in Reinforced and Unreinforced Masonry: Response, Design and Construction, *Procedia Engineering*, 14 p.2069–2076, 2011.
121. Rahman A., Ueda T., Experimental Investigation and Numerical Modeling of Peak Shear Stress of Brick Masonry Mortar Joint under Compression ASCE, ISSN 0899-1561/(0) *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2013.
122. MSJC: Building code requirement for masonry structures. ACI530/ ASCE 5/ TMS 402. USA, 2008.
123. Van Zijl Gpag. Modeling masonry shear-compression: role of dilatancy highlighted. *J Eng Mech*;130(11):1289–96, 2004.
124. Pluijm R., Out of plane bending of masonry behaviour. *Ph.D. Thesis, Eindhoven University of Technology*, The Netherlands, 1999.
125. Petersen R.B., Ismail N., Masia M.J., Ingham J.M., Finite element modelling of unreinforced masonry shear wallets strengthened using twisted steel bars, *Construction and Building Materials*, 33 p.14–24, 2012.
126. Petersen R.B., Masia M.J., Seracino R., In-plane shear behavior of masonry panels strengthened with NSM FRP strips. II: Finite element model. *J Compos Constr* 14(6): p.764–74, 2010.
127. Larrinaga P., Chastre C., Biscaia H.C., San-José J.T., Experimental and numerical modeling of basalt textile reinforced mortar behavior under uniaxial tensile stress, *Materials and Design*, 55 p. 66–74, 2014.
128. Silva F.D.A., Butlera M., Mechtcherinea V., Zhu D., Mobasher B., Strain rate effect on the tensile behaviour of textile-reinforced concrete under static and dynamic loading, *Materials Science and Engineering A*, 528 p.1727–1734, 2011.
129. De Lorenzis L., Teng J.G., Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures Composites: Part B 38 p.119–143, 2007.
130. De Lorenzis L., Nanni A., Bond Between Near Surface Mounted FRP Rods and Concrete in Structural Strengthening, *ACI Structures Journal*, Vol. 99, No. 2, p. 123-133, March-April 2002.
131. Parretti R., Nanni A., Strengthening of RC members using nearsurface mounted FRP composites: design overview. *Adv Struct Eng*; 7(6): p.469–83, 2004.
132. Seracino R., Saifulnaz MRR, Oehlers DJ, Generic debonding resistance of EB and NSM plate-to-concrete joints. *J Compos Construct*;11(1): p.62–70, 2007.
133. Blaschko M., Bond behaviour of CFRP strips glued into slits. *In: Proceedings FRPRCS-6. Singapore: World Scientific*; p. 205–14, 2003.
134. Hassan T., Rizkalla S., Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips. *ASCE J Compos Constr*;7(3):248–57, 2003.
135. De Lorenzis L., Lundgren K., Rizzo A., Anchorage Length of Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Bars for Concrete Strengthening-Experimental

- Investigation and Numerical Modeling, no. 101-S28, ACI Structural Journal/March-April 2004.
136. Turco V., The NSM GFRP Bars Method for Strengthening of Masonry Walls; Experimental Analysis on the Influence of the Embedding Material, Report CIES 03-41, Center for Infrastructure Engineering Studies, University of Missouri-Rolla, Rolla, Mo., 2002.
 137. Laefer D.F., Hon L.T., Erkal A., Long J.H., Cording E.J., Manufacturing, assembly, and testing of scaled, historic masonry for one-gravity, pseudo-static, soil-structure experiments. *Construction and Building Materials*, 25 p.4362–4373, 2011.
 138. Gabor A., Bennani A., Jacquelin E., Lebon F., Modelling approaches of the in-plane shear behavior of unreinforced and FRP strengthened masonry panels. *Composite Structures*, 74 p.277–288, 2006.
 139. Li T., Galati N., Tumialan J. G., Nanni A., Analysis of Unreinforced Masonry Concrete Walls Strengthened with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars, *ACI Structural Journal Technical Paper 102-S58* July-August 2005.
 140. Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S., The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry, *Construction and Building Materials*, 24, p.677–685, 2010.
 141. Mann W., Müller H., Failure of shear-Stressed Masonry-An Enlarged Theory. Tests and Application to Shear Walls, Proceedings of the British Ceramic Society, V. 30, p. 223-235, 1982.
 142. Crisafulli F.J., Carr A.J., Park R., shear Strengthening of Unreinforced Masonry Panels, Pacific Conference on Earthquake Engineering. Melbourne, Australia, p. 77-86, Nov. 20-22, 1955.
 143. Mojsilovic N., Strength of masonry subjected to in-plane loading: A contribution, *International Journal of Solids and Structures* 48 p.865–873, 2011.
 144. Contamine R., 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. *Thèse de doctorat, l'Université Claude Bernard Lyon 1*, 2011.
 145. Babaeidarabad S., Masonry Walls Strengthened with Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Composite Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Load, *PhD. Theses, University of Miami*, 21-11-2013.
 146. Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S., Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign, *Construction and Building Materials*, 24 p.84–93, 2010.
 147. A. Prota, G. Marcari, G. Fabbrocino, G. Manfredi, C. Aldea, Experimental in-plane behavior of tuff masonry strengthened with cementitious matrix-grid composites. *J Compos Constr*, 10: p. 223–33, 2006.
 148. Luccioni B., Rougier V. C., In-plane retrofitting of masonry panels with fibre reinforced composite materials, *Construction and Building Materials*, 25 p.1772–1788, 2011.

149. Turco V., Secondin S., Morbin A., Valluzzi M.R., Modena C., Flexural and shear strengthening of un-reinforced masonry with FRP bars *Composites Science and Technology* 66 (2006) 289–296
150. Borri A., Castori G., Corradi M., Shear behavior of masonry panels strengthened by high strength steel cords, *Construction and Building Materials* 25 p.494–503, 2011.
151. Tomazevic M., Lutman M., Petrovic L. In plane behavior of reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral loads. *Report to the Ministry of Science and Technology of Republic of Slovenia, parts 1 and 2*. Liubljana, Slovenia, 1993.
152. Triantafillou T.C., Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *J Compos Construct*;2(2):p. 96–104, 1998.
153. Triantafillou T., Antonopoulos C., Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *J Compos Constr*, ASCE;101(2): p.219–27, 2000.
154. ACI, Guide to design and construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Systems for Repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures, ACI 549.4R-1, Farmington Hills, USA, 2013.
155. Silva P., Myers J., Belarbi A., Tumialan G., El-Domiaty K., Nanni A., Performance of Infill URM Wall Systems Retrofitted with FRP Rods and Laminates to Resist In-Plane and Out-of-Plane Loads, *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Faults and Repairs, London, UK, July 4-6, 2001*.
156. Velazquez-Dimas, J.I, Ehsani, M.R., Saadatmanesh, H., Out-of-Plane Behavior of Brick Masonry Walls Strengthened with Fiber Composites, *ACI Structural Journal*, 97(5), p. 377-387, 2000.
157. Dizhur D., Griffith M., Ingham J., Out-of-plane strengthening of unreinforced masonry walls using near surface mounted fibre reinforced polymer strips, *Engineering structures* 59 p.330-343, 2014.
158. BS 5628 Code of practice use of masonry : Part I Structural use of Unreinforced Masonry :BSI, London 1978
159. American Concrete Institute (ACI). Committee 440, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures, April 2010.
160. Galati N., Tumialan G., Nanni A., Strengthening with FRP bars of URM walls subject to out-of-plane loads, *Construction and Building Materials* 20 p.101–110, 2006.
161. Bernat E., Gil L., Roca P., Escrig C., Experimental and analytical study of TRM strengthened brickwork walls under eccentric compressive loading, *Construction and Building Materials* 44, p.35–47, 2013.
162. Frocht MM. Recent advances in photoelasticity. *ASME Trans* 1931;55:135–53 (September–December).