

# Caractérisation expérimentale de la résistance latérale des murs de brique traditionnelle pour l'analyse de la fragilité

par

Jonathan TOURAILLE

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE  
LA MAÎTRISE AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
M. Sc. A.

MONTREAL, LE 9 JANVIER 2019

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Jonathan Touraille, 2019



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

**PRÉSENTATION DU JURY**  
**CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ**  
**PAR UN JURY COMPOSÉ DE :**

Mme Marie-José Nollet, directrice de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Annie Poulin, présidente du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Ahmad Abo El Ezz, examinateur externe  
Commission géologique du Canada, Ressources naturelles Canada

**IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC**

**LE 20 DÉCEMBRE 2018**

**À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE**





## **REMERCIEMENTS**

Je souhaiterais remercier ici toutes les personnes qui m'ont soutenu, encouragé et aidé durant mon projet de maîtrise.

En premier lieu je tiens à remercier ma directrice de mémoire Marie-José Nollet, pour avoir accepté de me prendre comme étudiant pour ce projet, pour son soutien financier et pour son implication. Elle a su m'ôter de moments d'incertitude en me donnant les conseils les plus avisés.

Je remercie M. Alain Jetté de l'entreprise Daubois Inc d'avoir eu l'obligeance de nous fournir gracieusement en mortier pour ce projet de recherche. Je remercie Ahmad Abo El Ezz pour ses conseils et pour m'avoir bien orienté durant de la phase initiale du projet. Je remercie Mohamed Hassen Kraiem d'avoir pris de son temps pour m'aider sur la modélisation numérique avec le logiciel 3-Muri©.

Je souhaiterais remercier l'équipe de techniciens des laboratoires du département de génie de la construction de l'École de technologie supérieure. Merci à Richard Prowt, Juan Mauricio Rios, John Lescelleur, Andres Barco, Jonathan Auger, Sylvain Bibeau, Sébastien Ménard et Sébastien Lamothe pour leurs conseils, leur bonne humeur et leur engagement qui ont contribué en grande partie à mener à bien la phase expérimentale du projet.

Je remercie également mes amis Lisa et Alexis ainsi que mon frère Jérémy pour leur soutien moral via leurs nombreux appels téléphoniques depuis la France.

J'aimerais aussi adresser une attention toute particulière à mon colocataire et ami Victor, qui a été d'une grande aide tout au long de ce travail. En plus d'avoir partagé de bons moments avec lui, il a su me donner d'excellents conseils sur de nombreux aspects et s'est montré particulièrement présent et fiable pour m'aider au laboratoire malgré ses obligations.

## VI

Enfin, je souhaiterais exprimer ma reconnaissance envers mes parents, pour m'avoir toujours soutenu, encouragé et pour avoir veillé à ce que je ne manque de rien tout au long de mes études. Je leur dois en grande partie de mes réussites ainsi que mon attitude consciencieuse au travail.

# **Caractérisation expérimentale de la résistance latérale des murs de brique traditionnelle pour l'analyse de la fragilité**

Jonathan TOURAILLE

## **RÉSUMÉ**

Les structures en maçonnerie non armée (MNA) sont reconnues pour être les plus vulnérables aux séismes. Cependant, leur utilisation est largement répandue dans l'Est du Canada, que ce soit pour la réalisation de murs porteurs ou non porteurs dans les bâtiments résidentiels, les bâtiments industriels, les églises, etc. Nombre de ces bâtiments furent construits avant l'établissement de normes et codes parasismiques, ce qui tend encore à augmenter leur vulnérabilité vis-à-vis des séismes. Le travail de recherche présenté ici a pour finalité de mieux évaluer la résistance de ces bâtiments face aux charges latérales. Il consiste ainsi en un projet expérimental dont l'objectif principal est de caractériser le comportement de murs de MNA de brique traditionnelle soumis à un chargement cyclique. Cela permettra d'une part, d'évaluer plus précisément la résistance sismique de ce type de mur, et d'autre part, d'établir un plan efficace de renforcement de ces bâtiments.

Le programme expérimental comprend la caractérisation de la MNA de brique et de ses constituants. Les murets mis à l'essai sont composés de deux épaisseurs de briques d'argile pleines séparées par un joint de mortier de ciment et de chaux, reproduisant les caractéristiques d'un mur porteur de MNA traditionnelle. La première phase du programme expérimental consiste à réaliser des essais de traction diagonale sur six murets (459 mm x 459 mm x 204 mm et 861 mm x 861 mm x 204 mm), avec en parallèle, des essais de compression et de cisaillement sur respectivement 18 et 54 échantillons de maçonnerie. Les résultats obtenus permettent de paramétrer la deuxième phase du programme expérimental. Celle-ci consiste à réaliser des essais de sollicitation cyclique sur trois murets (861 mm x 660 mm x 204 mm) afin de déduire la courbe de capacité bilinéaire sous différents niveaux de contrainte normale. En parallèle, des essais de compression et de cisaillement sont respectivement réalisés sur 9 et 27 échantillons de MNA. Tous les échantillons de MNA sont construits à partir des gâchées de mortier utilisées pour les murets.

Les murets présentent une résistance moyenne à la traction diagonale de  $0,79 \pm 0,03$  MPa et un module d'élasticité en cisaillement moyen de  $2,08 \pm 0,17$  GPa. Les échantillons quant à eux livrent les caractéristiques suivantes : résistance à la compression moyenne du mortier, de la brique, de la MNA de  $5,35 \pm 1,0$  MPa,  $26,3 \pm 4,8$  MPa et  $14,8 \pm 2,1$  MPa, respectivement; module d'élasticité moyen de la brique et de la MNA de  $3,6 \pm 1,1$  GPa et de  $3,18 \pm 0,82$  GPa; coefficient de friction de 0,94 et une cohésion de 0,29 MPa, obtenus lors des essais en cisaillement.

À l'issu du programme expérimental, les propriétés mécaniques déterminées sont ensuite utilisées pour calibrer des modèles issus de la littérature ainsi qu'un modèle numérique de muret de MNA en macro-élément sur le logiciel spécialisé 3-Muri©. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux des essais de sollicitation cyclique ce qui permet ainsi une analyse de la

## VIII

validité de ces différents modèles quant à la prédiction du comportement de la MNA sous certaines conditions.

**Mots-clés :** MNA, traction diagonale, sollicitation cyclique, compression, cisaillement

# **Experimental Investigation on the Lateral Strength of Unreinforced Brick Masonry Walls**

Jonathan TOURAILLE

## **ABSTRACT**

Damage surveys from worldwide past earthquakes have shown that unreinforced masonry (URM) structures are typically associated with the highest proportion of damage. In Eastern Canada, these structures are widely used as load-bearing or non-load-bearing walls in older residential, industrial or institutional buildings. Most of them are considered as pre-code buildings, as they were built prior to the introduction of seismic requirements in codes and standards. In order to improve the assessment of their lateral load resistance, an experimental project was carried out to investigate the mechanical parameters and the force-displacement capacity of traditional Unreinforced Brick Masonry (UBM). The objective of this research project is to characterize the behaviour of traditional UBM walls under cyclic loading to allow a better evaluation of their lateral resistance under seismic loads.

The experimental program includes the characterization of the mechanical properties of the UBM and its constituents. It is composed of two phases of tests on UBM assembly samples and two-leaf UBM wallets. Assembly samples and wallets were built with manufactured moulded clay bricks typically used as replicas of traditional UBM, and cement-lime mortar used to match the mechanical properties of the original traditional cement-lime mortar. The first phase included a diagonal shear tests on six wallets (459 mm x 459 mm x 204 mm and 861 mm x 861 mm x 204 mm), as well as compressive and joint shear sliding tests on 18 and 54 UBM assembly samples respectively. The results from this phase were used to define the second phase, which consisted in carrying out quasi-static-cyclic tests on three wallets (861 mm x 660 mm x 204 mm) to capture the lateral nonlinear hysteresis behaviour of the UBM. The lateral force-deformation behaviour of the wallets, under three different vertical loads, was used to develop bilinear capacity curves. The phase also included the compressive and joint shear sliding tests on 9 and 27 UBM assembly samples respectively. For a better characterization of the UBM, the assembly samples were made with mortar extracted from batches used to build the different wallets.

Several properties were obtained from the tests. The diagonal shear tests gave an average diagonal tensile strength of  $0,79 \pm 0,03$  MPa and an average shear modulus of  $2,08 \pm 0,17$  GPa. The UBM samples tested in compression showed an average compressive strength of mortar, brick and UBM of  $5,35 \pm 1,0$  MPa,  $26,3 \pm 4,8$  MPa et  $14,8 \pm 2,1$  MPa, respectively. The average elasticity modulus of brick and UBM was  $3,6 \pm 1,1$  GPa and  $3,18 \pm 0,82$  GPa, respectively. A coefficient of friction of 0,94 and a cohesion of 0,29 MPa were obtained from the shear tests on UBM samples.

Mechanical properties of the UBM and the displacement capacity of the wallets were then used to calibrate models taken from the literature and a macro-element model of the wallets using the equivalent frame modelling method with the software 3-Muri©. Results of this study will

contribute to a better evaluation of the lateral resistance and seismic performance of UBM buildings, thereby improving damage prediction for seismic risk studies and selection of efficient rehabilitation and strengthening strategies.

**Keyword :** UBM, compression, shear, diagonal shear, diagonal tension, cyclic loading

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE .....	7
1.1 Sismicité au Québec.....	7
1.1.1 Généralités .....	7
1.1.2 Historique des séismes au Québec.....	8
1.2 MNA de brique traditionnelle au Québec.....	9
1.2.1 Brique d’argile .....	9
1.2.2 Mortier .....	10
1.2.3 Assemblage en MNA.....	12
1.2.4 Bâtiments de MNA de brique au Québec .....	15
1.3 Dommages sur la MNA de brique .....	16
1.3.1 Modes de rupture et dommages .....	17
1.3.2 Rupture par traction diagonale.....	18
1.3.3 Rupture par glissement .....	19
1.3.4 Ruptures par balancement et par écrasement au pied .....	20
1.4 Caractérisation de la MNA .....	21
1.4.1 Les sources utilisées.....	22
1.4.2 Résistance à la traction diagonale.....	22
1.4.3 Résistance au glissement de joint .....	24
1.4.4 Résistance au balancement .....	26
1.4.5 Résistance à l’écrasement au pied.....	26
1.4.6 Discussion des modèles .....	27
1.4.7 Modélisation numérique avec 3-Muri©.....	28
1.4.8 Simulation d’un chargement sismique sur la MNA.....	29
1.4.9 Propriétés physiques recherchées et essais associés .....	31
CHAPITRE 2 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....	35
2.1 Méthodologie .....	35
2.2 Matériaux .....	36
2.2.1 Brique.....	37
2.2.2 Mortier .....	38
2.3 Réalisation des spécimens.....	39
2.3.1 Les murets.....	39
2.3.2 Spécimens des essais parallèles .....	44
2.3.3 Cure humide et durée de murissement.....	48
2.4 Phase I.....	49
2.4.1 Essai de traction diagonale.....	50
2.4.2 Essai de compression de mortier.....	53
2.4.3 Essai de compression de maçonnerie.....	54
2.4.4 Essai de cisaillement de maçonnerie.....	55

2.5	Phase II.....	57
2.5.1	Essai statique de sollicitation cyclique .....	58
2.5.2	Essai de compression de brique .....	62
2.5.3	Essais en commun avec la phase I .....	63
CHAPITRE 3	RÉSULTATS DE LA PHASE I .....	65
3.1	Compression de mortier.....	65
3.1.1	Mode de rupture.....	66
3.1.2	Résultats.....	66
3.2	Compression d'échantillon de maçonnerie.....	68
3.2.1	Mode de rupture.....	69
3.2.2	Résultats.....	70
3.3	Cisaillement de maçonnerie.....	80
3.3.1	Mode de rupture.....	80
3.3.2	Résultats.....	85
3.4	Essais de traction diagonale.....	91
3.4.1	Mode de rupture.....	91
3.4.2	Résultats.....	94
3.5	Interprétation des résultats et paramétrage de la phase II.....	103
3.5.1	Résultats des modèles .....	103
3.5.2	Paramétrage de la phase II .....	108
CHAPITRE 4	RÉSULTATS DE LA PHASE II.....	111
4.1	Compression de brique .....	111
4.1.1	Mode de rupture.....	111
4.1.2	Résultats.....	113
4.2	Essais communs à ceux de la phase I.....	115
4.2.1	Compression de mortier.....	115
4.2.2	Compression de maçonnerie.....	116
4.2.3	Cisaillement de maçonnerie.....	127
4.3	Sollicitation cyclique .....	130
4.3.1	Mode de rupture.....	131
4.3.2	Résultats.....	133
CHAPITRE 5	INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DE LA PHASE II ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE .....	139
5.1	Confrontation des résultats aux modèles théoriques.....	139
5.1.1	Mise à jour des paramètres .....	139
5.1.2	Comparaison résultats/prédiction.....	140
5.1.3	Obtenir d'autres modes de rupture.....	142
5.2	Modélisation numérique avec 3-Muri©.....	144
5.2.1	Généralités sur le logiciel.....	144
5.2.2	Modèle utilisé.....	146
5.2.3	Résultats obtenus et comparaison au réel .....	149
CONCLUSION.....		153



RECOMMANDATIONS .....	157
ANNEXE I      CARTES DES ZONES SISMIQUES DU QUÉBEC .....	161
ANNEXE II      FICHE TECHNIQUE DE LA BRIQUE 52-DD DE GLEN-GERY ET DU MORTIER BÉTOMIX PLUS TYPE O .....	163
ANNEXE III      RÉPARTITION DES FOURNÉES DE MORTIER DANS LES MURETS DE MNA RÉALISÉS .....	165
ANNEXE IV      CARACTÉRISTIQUES DES ÉPROUVETTES DE BRIQUE TESTÉES EN COMPRESSION.....	167
ANNEXE V      FICHE TECHNIQUE DES DIFFÉRENTS PRODUIT UTILISÉ POUR LA RÉALISATION DE COIFFES SUR LES SPÉCIMENS .....	169
ANNEXE VI      RÉSISTANCE EN COMPRESSION DU MORTIER .....	172
ANNEXE VII      RÉSULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION D'ÉCHANTILLONS DE MNA .....	175
ANNEXE VIII    OBTENTION D'AUTRES MODES DE RUPTURE .....	179
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	183



## LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Modes de rupture dans le plan .....18
Tableau 1.2	Essais et propriétés associées.....32
Tableau 2.1	Proportions volumiques des constituants du Bétomix Plus Type O .....38
Tableau 2.2	Caractéristiques géométriques des murets de taille A .....42
Tableau 2.3	Caractéristiques géométriques des murets de taille B.....43
Tableau 2.4	Caractéristiques géométriques des murets de taille C.....44
Tableau 2.5	Durées de mûrissement et de cure des spécimens .....49
Tableau 3.1	Résistances en compression des mortiers des murets de la phase I.....67
Tableau 3.2	Facteur de correction $C$ en fonction du rapport hauteur sur épaisseur .....71
Tableau 3.3	$f'_m$ , $E_m$ et $\varepsilon'_m$ de la MNA des murets de la phase I.....73
Tableau 3.4	Paramètres de l'équation (3.2) tirés de la littérature.....74
Tableau 3.5	Valeurs proposées pour $k$ par les différents modèles de la littérature.....77
Tableau 3.6	Valeur des paramètres de l'équation de Mohr-Coulomb selon la rupture .....86
Tableau 3.7	Résistance en traction diagonale $f'_{td}$ .....99
Tableau 3.8	Déformations lors de la contrainte maximale .....100
Tableau 3.9	Module d'élasticité en cisaillement .....101
Tableau 3.10	Module d'élasticité en compression calculés selon l'équation (3.16) .....102
Tableau 3.11	Paramètres utilisés dans les modèles de prédiction de l'effort latéral pour les murets .....104
Tableau 3.12	Muret, chargement vertical correspondant, mode de rupture et résistance attendus .....109
Tableau 4.1	Résultats des essais de compression d'éprouvettes de brique .....113
Tableau 4.2	Résistances en compression des mortiers des murets de la phase II.....115

Tableau 4.3	$E_m$ calculé selon la mesure des déformations avec LVDT ou SGTT pour chaque muret de la phase II .....118
Tableau 4.4	$f'_m$ , $E_m$ et $\varepsilon'_m$ de la MNA des murets de la phase II .....121
Tableau 4.5	Valeur des paramètres de l'équation de Mohr-Coulomb des phases I et II .....127
Tableau 4.6	Résistance à l'effort latéral et déviation à la rupture des murets .....135
Tableau 4.7	Paramètres des courbes bilinéaires .....137
Tableau 5.1	Paramètres issus des résultats de la phase II .....140
Tableau 5.2	Comparaison entre les prédictions des modèles de la littérature et les résultats obtenus .....141
Tableau 5.3	Hauteurs et conditions aux limites nécessaires selon les modes de rupture désirés .....143
Tableau 5.4	Paramètres utilisés pour la modélisation sous 3Muri© .....147
Tableau 5.5	Paramètres des modèles de cisaillement de 3Muri© .....149
Tableau 5.6	Résultats issus des analyses numériques .....150

## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Schéma d'une brique d'argile avec les différentes désignations .....10
Figure 1.2	Schéma d'un mur de MNA de brique et désignation des dimensions .....12
Figure 1.3	Schéma d'un assemblage de MNA de brique avec présentation des différents joints .....13
Figure 1.4	Schéma des différentes dispositions d'une brique.....14
Figure 1.5	Schéma des principaux appareils de MNA de brique.....15
Figure 1.6	Église Saint Arsène, MNA de brique servant de remplissage derrière un parement de MNA de pierre .....16
Figure 1.7	Schéma d'une rupture par traction diagonale d'un mur de MNA.....19
Figure 1.8	Schéma d'une rupture par glissement d'un mur de MNA.....20
Figure 1.9	Schéma des ruptures par balancement et par écrasement au pied d'un mur de MNA .....21
Figure 1.10	Représentation des hauteurs efficaces sur la face d'un bâtiment.....24
Figure 1.11	Schéma d'un balancement.....28
Figure 1.12	Schéma de courbes d'hystérésis pour le balancement et la traction diagonale .....31
Figure 2.1	Organigramme du programme expérimental .....36
Figure 2.2	Brique utilisée pour la réalisation des différents spécimens de MNA.....37
Figure 2.3	Dispositif utilisé pour la réalisation du mortier .....39
Figure 2.4	Principe de désignation des murets de MNA.....40
Figure 2.5	Briques taillées pour les murets .....41
Figure 2.6	Muret de taille A .....42
Figure 2.7	Muret de taille B .....43
Figure 2.8	Muret de taille C .....44

Figure 2.9	Principe de désignation des spécimens des essais parallèles .....	45
Figure 2.10	Éprouvettes de mortier .....	45
Figure 2.11	Éprouvettes de brique .....	46
Figure 2.12	Échantillon de maçonnerie pour l'essai en compression.....	47
Figure 2.13	Schéma d'un échantillon de MNA testé en cisaillement.....	48
Figure 2.14	Spécimens de maçonnerie subissant une cure humide .....	49
Figure 2.15	Murets disposés à 45° pour l'essai de traction diagonale .....	50
Figure 2.16	Schéma de la configuration de l'essai de traction diagonale.....	51
Figure 2.17	Montage réalisé pour les essais de traction diagonale .....	52
Figure 2.18	Murets testés lors de l'essai de traction diagonale .....	52
Figure 2.19	Configuration de l'essai en compression pour éprouvettes de mortier. ....	53
Figure 2.20	Configuration de l'essai en compression sur échantillon de maçonnerie.....	55
Figure 2.21	Configuration de l'essai en cisaillement sur échantillons de maçonnerie.....	57
Figure 2.22	Schéma de la configuration de l'essai de sollicitation cyclique .....	59
Figure 2.23	Photo du montage réalisé pour les essais de sollicitation cyclique.....	60
Figure 2.24	Historique du chargement latéral .....	61
Figure 2.25	Configuration de l'essai en compression pour échantillon de brique.....	63
Figure 2.26	Configuration de l'essai en compression pour l'échantillon de maçonnerie de la phase II .....	64
Figure 3.1	Éprouvettes de mortier testées en compression .....	66
Figure 3.2	Échantillon de maçonnerie testés en compression.....	69
Figure 3.3	Contrainte de compression en fonction de la déformation des échantillons de MNA de la phase I .....	72

Figure 3.4	Résistance en compression de la MNA en fonction de celles du mortier et de la brique; résultats expérimentaux de la phase I et modèles de la littérature .....75
Figure 3.5	$f'_m$ en fonction de $f'_b$ et $f'_j$ ; résultats expérimentaux de la phase I et modèles de Lumantarna et al. (2014) pour trois valeurs de $f'_b$ .....76
Figure 3.6	$E_m$ en fonction de $f'_m$ ; résultats expérimentaux de la phase I et modèles issus de la littérature.....77
Figure 3.7	$E_m$ en fonction de $f'_m$ ; résultats expérimentaux de la phase I et modèle proposé.....78
Figure 3.8	Déformation au pic de contrainte, $\varepsilon'_m$ , issue des résultats expérimentaux de la phase I en fonction des prédictions des modèles de la littérature .....79
Figure 3.9	Déformation au pic de contrainte, $\varepsilon'_m$ , issue des résultats expérimentaux de la phase I en fonction des prédictions du modèle proposé .....80
Figure 3.10	Schéma des modes de rupture possibles pour l'essai de cisaillement de MNA .....81
Figure 3.11	Spécimens de maçonnerie testés en cisaillement.....81
Figure 3.12	Schéma des deux types de ruptures successives obtenues lors des essais de cisaillement d'échantillons de MNA .....82
Figure 3.13	Force de cisaillement et force de compression appliquées sur l'échantillon B-W2-3-SMS1 en fonction du déplacement du vérin .....84
Figure 3.14	Résistance au cisaillement, $\tau_m$ , en fonction de la contrainte de compression, $\sigma_m$ : résultats expérimentaux de la phase I et modèles associés .....85
Figure 3.15	$\sigma_m$ à la rupture en fonction de $\sigma_m$ initial; résultats expérimentaux de la phase I et modèles associés.....87
Figure 3.16	$\tau_m$ à la rupture et $\tau_m$ résiduel en fonction de $\sigma_m$ pour la phase I.....89
Figure 3.17	Répartition des fissures et des fournées de mortier dans les murets testés en traction diagonale .....92
Figure 3.18	Exemples de ruptures obtenues pour les essais de traction diagonale .....93

Figure 3.19	Cercles de Mohr des deux états de contrainte : a) l'ASTM E519/E519M; b) Russell (2010) .....96
Figure 3.20	Représentation graphique de $\tau$ en fonction de $\gamma$ avec $\tau$ exprimé selon l'ASTM E519/E519M et Russell (2010) .....97
Figure 3.21	Déformation verticale en fonction de la déformation horizontale des murets testés en traction diagonale .....98
Figure 3.22	Prédictions des modèles de l'ASCE-41 .....105
Figure 3.23	Prédictions des modèles du NZSEE .....106
Figure 3.24	Prédictions des modèles de l'Eurocode 8 .....107
Figure 3.25	Prédictions des modèles de Magenes et Calvi .....108
Figure 4.1	Éprouvettes de brique testées en compression.....112
Figure 4.2	Exemples de courbes contrainte/déformation obtenues pour les essais de compression de brique .....112
Figure 4.3	Module d'élasticité en fonction de la résistance en compression des briques.....114
Figure 4.4	Essai de compression sur la MNA; contrainte de compression en fonction de la déformation axiale selon la mesure de la déformation par LVDT ou par SGTT .....116
Figure 4.5	Essai de compression de MNA, $f_{ms}$ en fonction de $\varepsilon_m$ jusqu'à la valeur maximale de $f_{ms}$ selon la mesure de la déformation par LVDT ou par SGTT .....117
Figure 4.6	Em LVDT en fonction de Em SGTT .....119
Figure 4.7	Contrainte de compression en fonction de la déformation des échantillons de MNA de la phase II.....120
Figure 4.8	Résistance en compression de la MNA en fonction de celles du mortier et de la brique; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles de la littérature .....122
Figure 4.9	$f'_m$ en fonction de $f'_b$ et $f'_j$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèle de Lumantarna et al. (2004) pour trois valeurs de $f'_b$ .....123
Figure 4.10	$E_m$ en fonction de $f'_m$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles issus de la littérature .....124



Figure 4.11	$E_m$ en fonction de $f'_m$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèle proposé .....124
Figure 4.12	$\varepsilon'_m$ issus des résultats expérimentaux des phases I et II en fonction des prédictions des modèles de la littérature.....126
Figure 4.13	$\varepsilon'_m$ issu des résultats expérimentaux des phases I et II en fonction des prédictions du modèle proposé .....126
Figure 4.15	$\tau_m$ en fonction de $\sigma_m$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles associés .....128
Figure 4.16	$\sigma_m$ à la rupture en fonction de $\sigma_m$ initial; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles associés .....129
Figure 4.17	$\tau_m$ à la rupture et $\tau_m$ résiduel en fonction de $\sigma_m$ pour les phases I et II .....130
Figure 4.18	Répartition des fissures et des couches des fournées de mortier dans les murets testés lors de l'essai de sollicitation cyclique .....131
Figure 4.19	Exemples de fissures obtenues pour les essais de sollicitation cyclique .....132
Figure 4.20	Courbes d'hystérésis obtenues pour les essais de sollicitation cyclique .....133
Figure 4.21	Courbes enveloppes des spécimens .....136
Figure 4.22	Courbes bilinéaires; schéma et résultats expérimentaux .....137
Figure 5.1	$V_R$ et $V_e$ en fonction de $P$ ; résultats expérimentaux et prédictions des modèles de la littérature .....140
Figure 5.2	Schéma de macro-éléments.....145
Figure 5.3	Modèle numérique des murets de type C; Contour vu du dessus (à gauche) et Modèle 3D (à droite) .....148
Figure 5.4	$V_R$ et $V_e$ en fonction de $P$ ; résultats expérimentaux et résultats issus de 3-Muri©.....151



## **LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES**

ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Material
CNRC	Conseil National de Recherche du Canada
CSA	Canadian Standard Association
MNA	Maçonnerie non armée
MTS	Material Testing System
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
RILEM	Reunion Internationale des Laboratoire et Experts des Matériaux
SGTT	Strain Gauge Type Transducer



## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

### SYMBOLES

$A_n$	Surface nette de la section horizontale du mur de MNA (m <sup>2</sup> )
$A_b$	Surface supérieure et inférieure de la brique testée lors de l'essai de cisaillement in-situ (m <sup>2</sup> )
$c$	Cohésion (Pa)
$C$	Facteur de correction pour les essais de compression de MNA
$d_i$	Déplacement enregistré par le capteur LVDT i sur l'échantillon de MNA ou de brique (m)
$d_{1i}$	Déplacement de l'assise inférieure du muret de MNA enregistré par le capteur LVDT i (m)
$d_{2i}$	Déplacement de l'assise supérieure du muret de MNA enregistré par le capteur LVDT i (m)
$e$	Épaisseur du mur de MNA (m)
$e_b$	Épaisseur de la brique (m)
$E_b$	Module d'élasticité de la brique (Pa)
$E_m$	Module d'élasticité de la MNA (Pa)
$E_{m\text{ LVDT}}$	Module d'élasticité de la MNA déterminé via les capteurs LVDT (Pa)
$E_{m\text{ SGTT}}$	Module d'élasticité de la MNA déterminé via les capteurs SGTT (Pa)
$F$	Charge latérale appliquée sur le muret de MNA (N)
$f'_b$	Résistance en compression de la brique (Pa)
$f'_{bt}$	Résistance en traction de la brique (Pa)
$f'_{td}$	Résistance en traction diagonale de la MNA (Pa)
$f'_j$	Résistance en compression du mortier (Pa)
$f'_m$	Résistance en compression de la MNA (Pa)
$f'_{ms}$	Résistance en compression de l'échantillon de MNA (Pa)
$f_b$	Contrainte de compression dans la brique (Pa)
$f_{vlim}$	Limite supérieure de la résistance au cisaillement de la MNA quel que soit l'effort de compression appliqué (Pa)
$f_{vm0}$	Résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie à compression nulle (Pa)
$f_{ms}$	Contrainte de compression dans l'échantillon de MNA (Pa)
$F_s$	Charge verticale appliquée pour créer le cisaillement aux plans de joint de l'échantillon de MNA (N)
$F_{s1}$	Force de cisaillement lors de la première rupture de joint (N)
$F_{s2}$	Force de cisaillement lors de la deuxième rupture de joint (N)
$g_{ij}$	Longueur de référence de la jauge de déformation j sur la face i du muret de MNA (m)
$g_x$	Moyenne des longueurs de référence des jauges horizontales (m)
$g_y$	Moyenne des longueurs de référence des jauges verticales (m)
$G_m$	Module d'élasticité en cisaillement de la MNA (Pa)
$h$	Hauteur du mur de MNA (m)
$h_0$	Hauteur de moment nul (m)

$h_b$	Hauteur de la brique (m)
$h_{eff}$	Hauteur efficace du mur ou trumeau de MNA (m)
$h_i$	hauteur entre le capteur i de l'assise supérieure et le capteur i de l'assise inférieure du muret de MNA (m)
$h_p$	Hauteur moyenne de l'échantillon de MNA (m)
$K_{eq}$	Raideur équivalente ( $N.m^{-1}$ )
$L$	Longueur du mur ou du trumeau (m)
$L_b$	Longueur de la brique (m)
$L_c$	Longueur de mur comprimée (m)
$m$	Masse de l'éprouvette de mortier (g)
$M_u$	Moment ultime (N.m)
$N_{insitu}$	Charge vertical subi par la brique lors de l'essai in-situ (N)
$P$	Charge verticale appliquée sur le spécimen MNA (N)
$P_{max}$	Charge maximale appliquée sur l'éprouvette de mortier (N)
$P_s$	Charge verticale appliquée pour créer la contrainte de compression sur l'échantillon de MNA (N)
$P_{s1}$	Force de compression lors de la première rupture de joint (N)
$P_{s2}$	Force de compression lors de la deuxième rupture de joint (N)
$P_W$	Poids propre du mur (N)
$S$	Surface de la section de l'échantillon de MNA ( $m^2$ )
$S_b$	Surface de la section horizontale de l'échantillon de brique ( $m^2$ )
$S_i$	Surface de la section de la couche de mortier i de l'échantillon de MNA ( $m^2$ )
$S_j$	Surface de la section de l'éprouvette de mortier ( $m^2$ )
$S_p$	Surface de la section de l'échantillon de MNA
$t_p$	Épaisseur moyenne de l'échantillon de MNA (m)
$V_b$	Force latérale correspondant à la rupture par balancement du mur (N)
$V_{dt}$	Force latérale correspondant à la rupture par traction diagonale du mur (N)
$V_e$	Résistance latérale équivalente du muret de MNA (N)
$V_g$	Force latérale correspondant à la rupture par glissement de joint du mur (N)
$V_{insitu}$	Charge latéral appliqué à la brique lors de l'apparition du glissement dans l'essai in-situ (N)
$V_{lim}$	Force latérale maximale appliquée sur le muret de MNA (N)
$V_R$	Résistance du mur à la force latérale (N)
$V_{tc}$	Force latérale correspondant à la rupture par écrasement au pied du mur (N)
$V_u$	Force de cisaillement ultime (N)
$\alpha$	Coefficient prenant en compte les conditions aux limites du mur
$\alpha_c$	Rapport hauteur efficace sur la longueur du mur ou du trumeau de MNA
$\beta$	Paramètres dépendant du rapport hauteur/longueur qui permet de prendre en compte la distribution du cisaillement au centre du mur
$\delta_e$	Déviation à la rupture équivalente (%)
$\delta_f$	Déviation du mur ou trumeau lors d'une rupture par flexion (%)
$\delta_R$	Déviation du mur ou trumeau à la rupture (%)
$\delta_s$	Déviation du mur ou trumeau lors d'une rupture par cisaillement (%)
$\delta_u$	Déviation ultime (%)
$\varepsilon'_m$	Déformation au pic de contrainte de l'échantillon de MNA ( $mm.mm^{-1}$ )

$\varepsilon_b$	Déformation de la brique (mm.mm <sup>-1</sup> )
$\varepsilon_m$	Déformation de l'échantillon de MNA (mm.mm <sup>-1</sup> )
$\Delta x$	Moyenne des $\Delta x_i$ (m)
$\Delta y$	Moyenne des $\Delta y_i$ (m)
$\Delta x_i$	Déplacement enregistré par la jauge de déformation parallèle au chargement sur la face i (mm)
$\Delta y_i$	Déplacement enregistré par la jauge de déformation perpendiculaire au chargement sur la face i (mm)
$\mu$	Coefficient de friction
$\mu_r$	Coefficient de friction résiduel
$\rho_m$	Masse volumique de la MNA (kg.m <sup>-3</sup> )
$\sigma_1$	Contrainte principale de traction suivant la diagonale horizontale du muret de MNA (Pa)
$\sigma_2$	Contrainte principale de compression suivant la diagonale verticale du muret de MNA (Pa)
$\sigma_m$	Contrainte de compression appliquée sur un joint de mortier d'un échantillon de MNA (Pa)
$\tau$	Contrainte de cisaillement diagonal (Pa)
$\tau_m$	Résistance au cisaillement d'un joint de mortier d'un échantillon de MNA (Pa)
$\tau_{max}$	Contrainte maximale de cisaillement diagonal (Pa)
$\tau_0$	Cisaillement à la rupture lors de la traction diagonale (Pa)
$\nu$	Coefficient de Poisson de la MNA
$\nu_{me}$	Résistance au glissement de joint déterminée par essai in-situ (Pa)
$\nu_{te}$	Moyenne des $\nu_{to}$ déterminés par essais in-situ (Pa)
$\psi$	Coefficient prenant en compte les conditions aux limites du mur
$\gamma$	Déformation angulaire (°)

---

## UNITÉS

g	Gramme
GPa	Gigapascal
kg	Kilogramme
kN	Kilonewton
min	Minute
MPa	Mégapascal
N	Newton
Pa	Pascal
s	Seconde
°	Degré d'angle





## INTRODUCTION

### Mise en contexte

L'activité sismique d'une région peut représenter une menace pour les constructions humaines qui s'y trouvent. Certains endroits, tels le Japon, présentent une activité plus élevée que la moyenne mondiale et ont su s'adapter et développer très tôt des techniques de construction parasismique. Cependant, d'autres régions présentent une activité sismique plus faible mais une part importante de leurs constructions sont très sensibles aux effets dynamiques causés par les séismes. C'est le cas de l'Est du Canada (Bruneau et Lamontagne, 1994).

Bien qu'elle ne se trouve pas en bordure d'une plaque tectonique mais au milieu de la plaque Nord-américaine, la région de l'Est du Canada présente tout de même une activité sismique ayant déjà causé des dégâts par le passé. On pense notamment au séisme de Saguenay en 1988. La région présente aussi une architecture ayant fréquemment recours à un matériau sensible aux effets dynamique, il s'agit de la maçonnerie non armée, ou MNA. Il en existe deux types, la MNA de pierre et le MNA de brique. Ce travail de recherche portera uniquement sur la MNA de brique traditionnelle. Le matériau est arrivé dans la région à la suite de la colonisation européenne mais y a connu son apogée durant l'époque victorienne (1832-1901). Il possède des atouts appréciés par les architectes de l'époque, ce qui conduisit à l'utiliser pour la réalisation de bâtiments encore debout aujourd'hui. (Bonneterre et Roy, 1989; RNC, 2016b).

Cependant la MNA de brique n'est pas recommandée pour la réalisation de bâtiments devant résister à des charges sismiques. En effet, c'est un matériau fragile, avec une mauvaise résistance en traction et donc possédant une faible capacité à dissiper l'énergie. À l'origine utilisée dans une zone de l'Europe ayant une activité sismique pratiquement nulle, son implantation dans des zones sismiques ne fut pas sans conséquences. À Nagoya au Japon, une grande partie des constructions de MNA de brique « à l'occidentale » subirent de nombreux dommages lors du séisme de Nobi en 1891 (Bruneau et Yoshimura, 1996). Il en est de même en Nouvelle-Zélande avec le séisme de Napier en 1931, ou encore au Canada avec le séisme

de Saguenay en 1988 (Russell, 2010). Tous ces événements ont permis de mettre en évidence la faible résistance de la MNA de brique face aux charges sismiques en comparaison à d'autres matériaux de construction.

Quoiqu'il en soit, la MNA de brique traditionnelle est rarement utilisée à l'heure actuelle pour la réalisation de structures porteuses. Elle est reléguée à une utilisation non-structurale ou à la restauration de vieux bâtiments. Cependant, dans l'Est du Canada elle est présente dans nombre de bâtiments abritant des personnes ou ayant une forte valeur patrimoniale et construits bien avant l'apparition de normes et codes parasismiques. Ils présentent donc un risque sismique sur lequel il convient d'intervenir afin d'éviter de potentielles catastrophes futures (RNC, 2016a).

Ce travail de recherche fait suite à ceux de Abo El Ezz (2013) et Moretti (2017) sur la MNA de pierre et des risques sismiques associés et sur la maçonnerie de brique (Abo El Ezz et Nollet, 2015; Hébert, 2015). L'étude s'intéressera à la sollicitation dans le plan des murs et trumeaux de MNA de brique traditionnelle. Les différentes propriétés mécaniques qui y sont liées seront déterminées afin de prédire le comportement sous chargement sismique. Les matériaux composant la MNA de brique ayant déjà été déterminés et caractérisés au cours des travaux précédents, on se concentrera directement sur la caractérisation de l'assemblage de MNA.

## **Objectifs**

L'objectif principal de ce travail de recherche est de caractériser mécaniquement le comportement des murs ou trumeaux de MNA de brique traditionnelle lorsqu'ils sont soumis à un chargement cyclique latéral. L'atteinte de cet objectif permettra d'une part, d'améliorer l'évaluation de la résistance sismique de ces structures, et d'autre part, de faciliter la mise en œuvre de mesures efficaces pour le renforcement et l'entretien des bâtiments.

Les objectifs spécifiques du projet sont :

- 1) Caractériser le comportement de l'assemblage de MNA lorsqu'il est soumis à de la traction diagonale tout en faisant le lien avec les propriétés des matériaux la composant.

- 2) Caractériser le comportement d'un assemblage de MNA soumis à un chargement cyclique latéral progressif dans le plan sous différents chargements verticaux.
- 3) Valider l'applicabilité des modèles d'évaluation de la résistance latérale proposés dans la littérature et par le logiciel de modélisation par macro-élément 3Muri©.

### **Contribution originale du projet de recherche**

Plusieurs travaux de recherche traitent de la caractérisation de la MNA de brique et des protocoles expérimentaux pour obtenir les propriétés mécaniques liées à la résistance de pans de mur face aux séismes. On peut notamment relever les travaux de Russell (2010) en Nouvelle-Zélande, Bosiljkov et al. (2005) en Slovénie, Alecci et al. (2013) en Italie et bien d'autres. Cependant aucun travail de ce type n'a encore été fait sur la MNA de brique traditionnelle dans l'Est canadien, et celle-ci ne présente pas les mêmes propriétés que celles des travaux précédemment cités. Ainsi, en plus de compléter les bases de données sur le sujet, la finalité de ce travail est de délivrer des connaissances afin de contribuer à la mise en œuvre de stratégies de renforcement efficaces pour ces bâtiments. Enfin, on y confrontera aussi les résultats expérimentaux à ceux de modèles théoriques déjà établis, ce qui contribuera à une amélioration de la compréhension du matériau et de la qualité des modèles.

### **Méthodologie**

Afin de pouvoir répondre aux différents objectifs de ce travail, la méthodologie suivante est utilisée :

- 1) L'identification des modes de rupture possibles d'un mur soumis à une sollicitation latérale afin d'identifier les propriétés mécaniques à déterminer ainsi que les essais associés.
- 2) L'élaboration d'un programme expérimental et conception des montages pour les essais.
- 3) L'acquisition de tout le matériel utile pour la réalisation des montages expérimentaux préalablement conçus et pour la construction des spécimens.
- 4) La construction des spécimens à tester selon les essais précédemment sélectionnés, selon les recommandations des normes et les moyens disponibles au laboratoire.

- 5) La caractérisation de murets de MNA soumis à de la traction diagonale : Des essais parallèles sur des échantillons de MNA comparable à celle présente dans les murets permettront de lier les propriétés issues de l'essai de traction diagonale aux autres propriétés mécaniques de la MNA.
- 6) La caractérisation de murets de MNA sous chargement cyclique latéral : Des essais parallèles sont effectués sur des échantillons afin de lier les différentes propriétés mécaniques.
- 7) Modélisation numérique de pans de mur soumis à un chargement latéral : Le paramétrage du modèle se fait grâce aux propriétés mécaniques issues des résultats expérimentaux.
- 8) Comparaison des résultats des essais aux prédictions des modèles présentés dans la littérature et aux résultats de la modélisation numérique.

### **Plan du document**

Le CHAPITRE 1 effectue une revue de la littérature sur la MNA de brique traditionnelle et son rapport aux séismes dans l'Est du Canada, les propriétés mécaniques caractéristiques ainsi que les différents modèles théoriques pour le calcul de la résistance latérale.

Le CHAPITRE 2 expose le programme expérimental utilisé. On y présente les spécimens de MNA de brique mis à l'essai, les spécificités liées à leur réalisation et au respect des normes. Les essais à réaliser, les caractéristiques de montage, l'équipement utilisé, les normes les régissant et les procédures à appliquer y sont détaillés.

Le CHAPITRE 3 présente les résultats issus de la première phase du processus expérimental, soit l'essai de traction diagonale et les essais parallèles de caractérisation de la MNA.

Le CHAPITRE 4 présente les résultats obtenus lors de la deuxième phase du processus expérimental, soit l'essai quasi-statique de sollicitation cyclique progressive latérale sur des murets de MNA et les essais parallèles de caractérisation de la MNA.

Le CHAPITRE 5 expose le modèle numérique adopté ainsi que les résultats des calculs obtenus à partir des modèles issus de la littérature et ceux obtenus par l'analyse numérique sur le logiciel de calcul par macro-éléments spécialisé dans la maçonnerie, 3Muri©. Ils sont comparés aux résultats expérimentaux afin de confirmer ou non la validité de certains modèles vis-à-vis de la MNA étudiée.

Enfin, ce travail se termine par une conclusion dressant le bilan des résultats obtenus dans ce travail de recherche et répondant clairement aux objectifs établis. Des recommandations sont aussi effectuées pour de prochains travaux, tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique.



## **CHAPITRE 1**

### **REVUE DE LA LITTÉRATURE**

À travers ce chapitre, on présente les principales connaissances à avoir pour pouvoir poursuivre le travail de recherche. Tout d'abord, un bilan général est fait sur les séismes et la sismicité dans l'Est du Canada. On traite ensuite de la MNA de brique traditionnelle et de son rapport aux séismes, d'abord en présentant les particularités de ce type de maçonnerie puis en mettant en évidence les différents dommages constatés sur la MNA de brique soumise à un chargement sismique. Enfin le chapitre se termine sur la présentation des différents modèles théoriques utilisés pour le calcul de la résistance de pans de mur sous chargement latéral. Cette dernière étape permet de lister toutes les propriétés mécaniques nécessaires pour la caractérisation de la MNA de brique et ainsi de déterminer les essais permettant de les obtenir.

#### **1.1 Sismicité au Québec**

##### **1.1.1 Généralités**

Un séisme est un phénomène géologique qui se caractérise par des secousses du sol plus ou moins perceptibles. Les causes de séismes sont multiples mais se caractérisent toutes par un dégagement instantané d'énergie dans le sol sous la forme d'ondes sismiques. On distingue ainsi différents types de séismes selon leur origine. Les plus fréquents sont les séismes tectoniques. Ils sont dus aux déplacements des plaques tectoniques qui induisent des contraintes dans le sol. Lorsque les contraintes deviennent trop importantes, la roche se fracture et dégage ainsi l'énergie accumulée. On nomme foyer l'endroit où s'effectue la fracture et épicentre le projeté orthogonal du foyer sur la surface terrestre. (Naeim, 2001)

Les séismes peuvent être dévastateurs sur le plan matériel et humain. Les secousses font que des forces d'inertie agissent sur les édifices et peuvent provoquer fissures, chutes d'objets, voire effondrement partiel ou total des structures. Il y a deux manières communément utilisées de catégoriser un séisme, par la magnitude ou par l'intensité. La magnitude est intrinsèque au

séisme, elle mesure la quantité d'énergie dégagée et permet de comparer les séismes indépendamment des lieux où ils se sont produits. Les échelles de mesure de la magnitude varient suivant les propriétés du sol. Ainsi, celle utilisée pour l'Est de l'Amérique du Nord est la Magnitude Nuttli ou  $m_N$ . L'intensité est une mesure plus subjective du séisme. Elle catégorise le séisme à un endroit donné en fonction des effets engendrés et du ressenti de la population. Un même séisme peut donc avoir une intensité différente selon l'endroit considéré, en effet, généralement plus on s'éloigne de l'épicentre et plus celle-ci diminue. L'échelle utilisée au Canada est l'échelle de Mercalli modifiée. (Naeim, 2001; RNC, 2018)

### **1.1.2 Historique des séismes au Québec**

Les séismes tectoniques représentent 97% des séismes se produisant dans le monde. Ils se situent, pour la grande majorité, à la jonction des différentes plaques tectoniques. En effet, c'est le mouvement entre deux plaques qui crée l'apparition de contraintes et donc de fractures dans la roche. Le Québec se situe au milieu de la plaque nord-américaine, cela peut donc laisser penser qu'il ne présente pas de zone à risque, mais ce n'est pas le cas. Environ 450 séismes se produisent chaque année dans l'Est du Canada et bien que la grande majorité soit totalement inoffensive, il est arrivé que certains causent des dommages sur les constructions. Les causes de cette fréquence d'apparition significative ne sont pas encore bien connues, néanmoins les faits sont là. (RNC, 2016b)

Au Québec, trois principales zones d'occurrence des séismes ont été identifiées : l'Ouest du Québec, Charlevoix-Kamouraska et le Bas-Saint-Laurent. Les cartes de ces zones sismiques sont présentées à l'ANNEXE I. On remarque que ce sont aussi les zones où il y a la plus forte concentration de population du Canada (RNC, 2017), en effet, on peut y relever la présence de grandes villes telles que Québec, Montréal et Ottawa, qui regroupent 34 % de la population québécoise, ce sont donc des zones présentant un risque sismique non négligeable. Depuis 1663 une trentaine de séismes avec une magnitude supérieure ou égale à 5<sup>1</sup> se sont produits.

---

<sup>1</sup> La magnitude 5 est la magnitude à partir de laquelle il commence à y avoir des dommages



Beaucoup sont estimés à partir des archives de l'époque (RNC, 2016b). Comme séisme remarquable relativement récent on peut noter celui de Saguenay en 1988. De magnitude 5,9, il survient à 35km au sud de Chicoutimi, dans une zone réputée à l'époque pour être relativement inactive sismiquement et met en exergue la faible résistance de la MNA face aux secousses (RNC, 2016a).

## **1.2 MNA de brique traditionnelle au Québec**

### **1.2.1 Brique d'argile**

La brique d'argile est un parallélépipède rectangle constitué d'argile durcie thermiquement. Les premières traces d'utilisation de la brique d'argile remontent à près de 5 000 ans. Elle présente des qualités notables, telles qu'une bonne résistance au feu et en compression, ce qui lui a valu d'être rapidement utilisée comme matériau de construction (Ritchie, 1975). C'est un des principaux matériaux utilisés dans l'Est du Canada pour la réalisation de bâtiments. Mais pour connaître les origines de son utilisation il faut remonter à l'époque de la colonisation de la région. Durant le XVII<sup>ème</sup> et le XVIII<sup>ème</sup> siècle, la brique d'argile est déjà utilisée mais principalement pour la réalisation de cheminées et de fours du fait de son ininflammabilité. À cette époque la production de brique est entièrement artisanale, elle consiste à extraire puis mouler l'argile dans des moules en bois, la faire sécher puis la faire cuire au four. C'est au XIX<sup>ème</sup> siècle, avec le début de l'industrialisation et l'arrivée d'architectes britanniques, que la brique d'argile commence à prendre une place importante au sein de la construction québécoise. Avec des dimensions nominales de 8 po (20 cm) de longueur, 4 po (10 cm) de largeur et 2 po (5 cm) de hauteur, elle est utilisée pour la réalisation de plusieurs types de bâtiments et connaît son apogée à l'époque victorienne (1832-1901). La brique d'argile est encore aujourd'hui produite pour la construction de bâtiments, et il existe aujourd'hui de nombreux modèles différents variant les dimensions, les formes et les couleurs. Certaines briques possèdent des vides afin d'assurer une meilleure liaison avec le mortier ou le passage de renforts en acier. Comme tous les matériaux de construction, la brique est désormais normalisée et celles produites au Canada sont réglementées par les normes CAN/CSA-A82-F14 (CSA, 2006) et ASTM C67 (ASTM, 2016a) (Bonneterre et Roy, 1989).

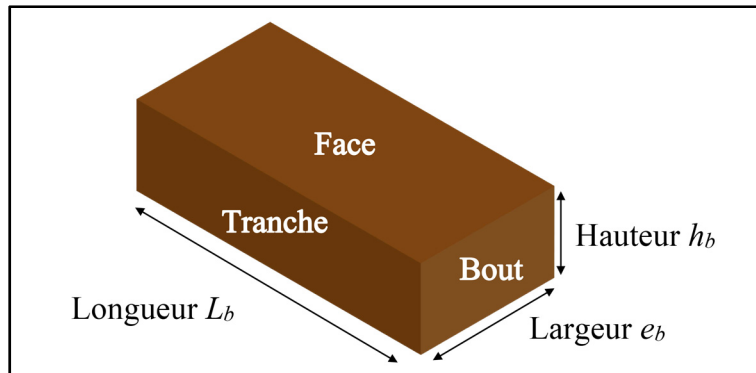


Figure 1.1 Schéma d'une brique d'argile avec les différentes désignations

Une brique d'argile se caractérise par trois dimensions :

- La longueur  $L_b$ , la plus grande des trois dimensions de la brique;
- L'épaisseur ou la largeur  $e_b$ , la dimension horizontale la plus petite lorsque la brique est posée sur sa surface la plus grande;
- La hauteur  $h_b$ , la dimension verticale lorsque la brique est posée sur sa surface la plus grande. C'est aussi sa dimension la plus petite.

Ainsi une brique présente trois différentes surfaces. Par ordre décroissant de superficie on peut noter :

- La face : La surface la plus grande d'une brique, c'est généralement la surface d'appui de la brique. Elle est délimitée par  $L_b$  et  $e_b$ ;
- La tranche, le chant ou la longue rive : surface délimitée par  $L_b$  et  $h_b$ ;
- Le bout ou la petite extrémité : surface délimitée par  $e_b$  et  $h_b$ .

### 1.2.2 Mortier

Le mortier est un matériau fréquemment utilisé dans la construction. Employé principalement pour lier des blocs d'éléments ensemble, on le retrouve aussi pour effectuer des scellements ou des enduits. Tout comme la brique, le principe du mortier est vieux de plusieurs millénaires. Il s'agit d'un mélange d'eau, de liants et d'agréats (granulats), formant une pâte malléable,

que l'on dispose suivant son utilisation, puis qu'on laisse reposer afin qu'elle durcisse, on parle alors de prise du mortier. Le mortier obtient ainsi des résistances mécaniques importantes mais qui varient suivant les matériaux et ratios utilisés dans le mélange.

Au Québec, les premiers mortiers utilisaient la chaux comme liant jusqu'à la découverte du ciment Portland, après quoi on retrouve des mélanges composés de ces deux éléments. La chaux possède un meilleur pouvoir de rétention d'eau que le ciment Portland, ce qui lui permet une bonne ouvrabilité<sup>2</sup>. En revanche sa cure est très lente et s'effectue par carbonatation avec le dioxyde de carbone présent dans l'air. Le ciment Portland offre une meilleure résistance mécanique, atteinte plus rapidement, mais aussi une ouvrabilité diminuée. Ainsi, plusieurs mortiers allient ces deux constituants afin d'allier résistance mécanique et ouvrabilité. En ce qui concerne les granulats, on utilise uniquement du sable, à la différence du béton qui réunit du sable et du gravier. Des adjuvants peuvent aussi être rajoutés dans le cas où l'on recherche à intervenir sur certaines propriétés, telles que la couleur, la rétention d'eau, la concentration en air, etc.

Les normes CAN/CSA-A179-F04 (CSA, 2014) et ASTM C270 (ASTM, 2014a) différencient plusieurs types de mortiers selon leur résistance en compression et leur ouvrabilité. Par ordre croissant de résistance en compression (et donc décroissant d'ouvrabilité) on peut nommer les types K, O, N, S et M. Les mortiers utilisés pour la MNA de brique traditionnelle se situent entre le type K et le type O. En effet, leurs liants sont des mélanges de ciment Portland et de chaux hydraulique. La norme CAN/CSA-A179-F04 et Maurenbrecher et al. (2008) les mentionnent comme étant des mortiers utilisés pour la restauration d'anciennes maçonneries (Davison, 1975; Hébert, 2015; Maurenbrecher et al., 2008).

---

<sup>2</sup> Selon le CNRC, l'ouvrabilité d'un mortier est sa capacité d'étalement à l'aide d'outil de maçonnerie, sur une surface. Elle combine la plasticité, la compacité et la cohérence.

### 1.2.3 Assemblage en MNA

Il existe deux familles d'assemblage de MNA, celle utilisant de la pierre et celle utilisant de la brique. Ce travail de recherche s'intéresse uniquement à la MNA de brique traditionnelle. On peut la définir comme étant un assemblage de briques d'argile liées entre elles par du mortier. C'est donc un matériau hétérogène et anisotrope. Utilisée principalement pour la réalisation de murs, cette maçonnerie est présente dans de nombreux bâtiments dans lesquels elle peut être structurelle (porteuse) ou non structurelle (non porteuse) (Bonnnette et Roy, 1989).

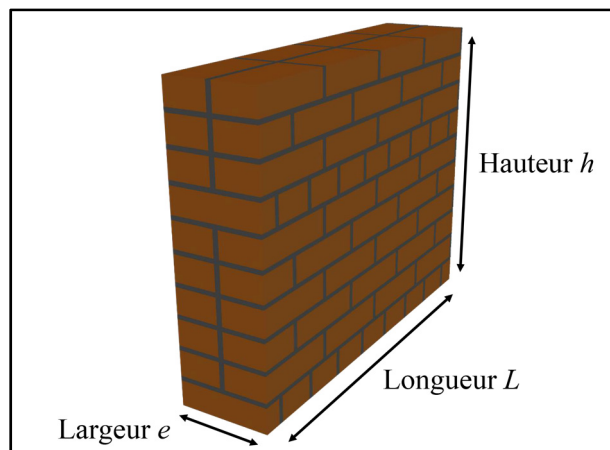


Figure 1.2 Schéma d'un mur de MNA de brique et désignation des dimensions

#### 1.2.3.1 Terminologie de la maçonnerie

Afin de bien comprendre ce à quoi on fait référence lorsqu'on parle de maçonnerie, il est nécessaire de connaître la terminologie associée. Tout d'abord un mur de MNA se caractérise par trois dimensions, sa longueur  $L$ , sa hauteur  $h$  et son épaisseur (largeur)  $e$ . Il est composé d'assises et de parois, dont le nombre peut varier dépendamment des dimensions du mur, des briques, des joints de mortier et de la charge portée. Une assise est une rangée horizontale continue de briques tandis qu'une paroi est une épaisseur continue du mur ayant une brique de largeur. On distingue différents joints de mortier sur un mur de MNA (Bonnnette et Roy, 1989; Ching, 2009) :

- Le lit d'assise ou joint de lit : c'est le seul joint horizontal, il sépare deux assises de briques;

- Le joint arrière ou joint intérieur : c'est le joint vertical entre deux parois de maçonnerie;
- Le joint montant ou joint de tête : c'est le joint vertical séparant les briques d'une même assise.

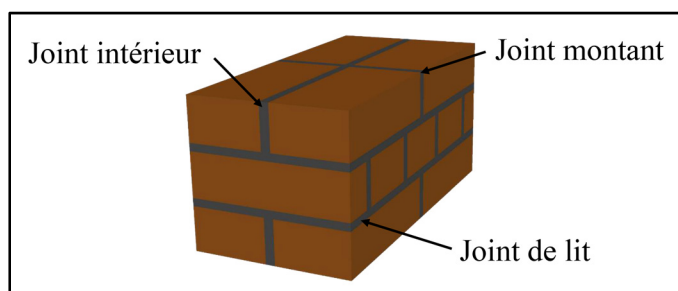


Figure 1.3 Schéma d'un assemblage de MNA de brique avec présentation des différents joints

La disposition des briques peut varier suivant le type de mur réalisé et les préférences architecturales. On peut relever les positions suivantes (Bonnette et Roy, 1989; Ching, 2009; Nollet, 2016) :

- En panneresse : la brique est disposée sur la face avec sa tranche parallèle à la surface du mur;
- En boutisse : la brique est disposée sur la face avec sa tranche perpendiculaire à la surface du mur;
- En boutisse sur chant ou en délit de chant : la brique est posée sur la tranche avec la face perpendiculaire à la surface du mur;
- En carreau ou en galande : la brique est posée sur la tranche avec la face parallèle à la surface du mur;
- En panneresse debout ou en délit de bout : la brique est posée verticalement, avec la tranche parallèle à la surface du mur.

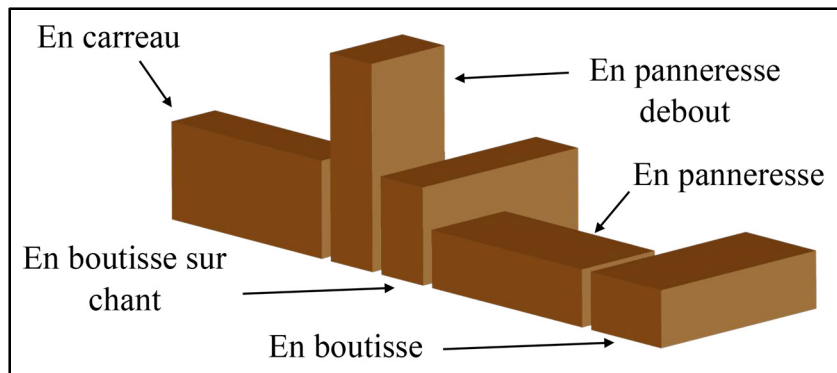


Figure 1.4 Schéma des différentes dispositions d'une brique

### 1.2.3.2 Appareil

L'appareil est une caractéristique architecturale du mur de MNA, il désigne la manière dont sont agencées les briques au sein de ce dernier. L'appareil du mur est choisi en fonction du type de mur réalisé et des préférences de l'architecte. Voici une liste non exhaustive des appareils que l'on peut rencontrer (Bonnette et Roy, 1989; Ching, 2009) :

- En panteresse : toutes les briques sont disposées en panteresse avec les briques de l'assise  $n+1$  chevauchant les briques de l'assise  $n$ ;
- En damier : Les briques sont en panteresse et les assises sont alignées;
- En boutisse : toutes les briques sont disposées en boutisse avec les briques de l'assise  $n+1$  chevauchant les briques de l'assise  $n$ ;
- Flamand : sur une même assise il y a alternance de brique en boutisse et en panteresse. Les briques en boutisse de l'assise  $n+1$  sont centrées sur les briques en panteresse de l'assise  $n$ . C'est un appareil nécessitant deux parois;
- Commun ou américain : le schéma de base, à répéter verticalement, comprend une assise en boutisse puis cinq à six assises en panteresse. C'est un appareil nécessitant deux parois.

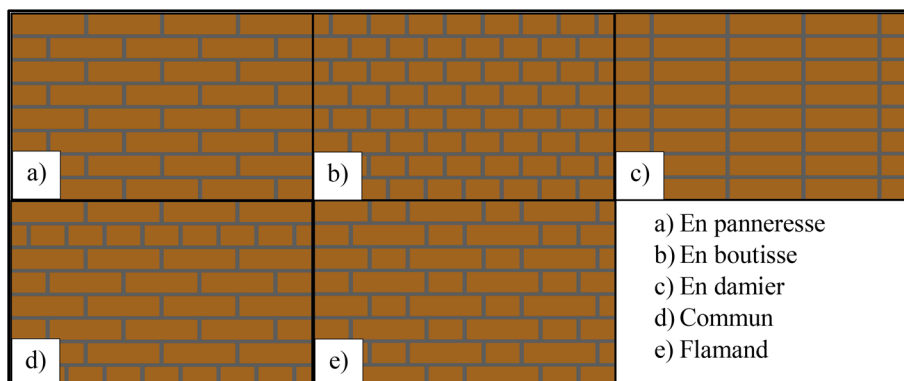


Figure 1.5 Schéma des principaux appareils de MNA de brique

### 1.2.3.3 MNA structurelle et non structurelle

Un mur de MNA dit non structurel, ou architectural, est caractérisé par le fait qu'il ne supporte pas la charpente de l'édifice et ne reprend donc pas la descente de charge. Par exemple, on retrouve de la MNA non structurelle dans les murs à parement appliqué. Il s'agit de murs avec une seule paroi de MNA, le plus souvent en panneresse, attachée à une charpente de madrier ou à une ossature de bois. C'est donc une structure de MNA servant plutôt à améliorer l'isolation ou de nature architecturale, plutôt qu'à renforcer la structure de l'édifice. À l'inverse, un mur de MNA est dit structurel, ou porteur, lorsqu'il supporte la descente de charge. Ce type de mur comporte au minimum deux parois de briques en panneresse reliées par des briques en boutisses, ou une paroi de briques en boutisse. Le nombre de parois dépend de la charge à supporter et de la hauteur du bâtiment (Bonnette et Roy, 1989; Nollet, 2016).

### 1.2.4 Bâtiments de MNA de brique au Québec

La MNA de brique traditionnelle est très présente au Québec, on la retrouve chez plusieurs types de bâtiments, que ce soit sous forme de murs porteurs ou non. La majorité de ces bâtiments datent d'avant la moitié du XX<sup>ème</sup> siècle, ce qui leur confère une forte valeur patrimoniale. La MNA de brique est plus fréquemment rencontrée dans les logements résidentiels et les structures utilisées sont différentes suivant les périodes de réalisation des bâtiments. En effet, la plupart des bâtiments construits avant 1915 possèdent des ossatures de

murs porteurs en MNA de brique tandis que ceux construits après 1900 possèdent généralement des ossatures en bois et des parements en brique (Houalard, 2015).



Figure 1.6 Église Saint Arsène, MNA de brique servant de remplissage derrière un parement de MNA de pierre

On retrouve aussi des murs de MNA de brique dans des bâtiments abritant des commerces, des bureaux, des entrepôts ou des usines. Ces bâtiments peuvent avoir différentes structures, certains possèdent des murs de MNA porteurs ou des ossatures de bois avec parements de MNA, comme pour les logements résidentiels, et d'autres préfèrent les ossatures de béton armé avec des remplissages en MNA (Lefebvre, 2004). Des églises présentent aussi des structures de MNA de briques variées dont en plus de celles citées précédemment on peut aussi mentionner les associations de différentes MNA. Il y a notamment les parements en pierre associés à des murs porteurs en MNA de brique, comme on peut le voir sur la Figure 1.6 (Nollet et Youance, 2010).

### 1.3 Dommages sur la MNA de brique

Comme le bois, la MNA de brique traditionnelle est un matériau sensible aux intempéries, aux infiltrations et à la pollution, en cela il nécessite un entretien régulier (Bonnette et Roy, 1989). Mais à l'inverse du bois, c'est aussi un matériau très rigide et sa résistance est beaucoup plus



faible en traction et en cisaillement qu'en compression. Ceci lui vaut donc d'être bien plus sensible aux déplacements du sol provoqués par les séismes et cela s'est notamment fait remarquer lors des séismes de Saguenay en 1988 (RNC, 2016a), de Nobi en 1891 (Bruneau et Yoshimura, 1996) et de Napier en 1931 (Russell, 2010). Dans les paragraphes suivants, les différents modes de ruptures propres aux sollicitations latérales sont présentés et mis en lien avec les dommages constatés sur des murs et trumeaux<sup>3</sup> de MNA de brique à la suite de séismes.

### **1.3.1 Modes de rupture et dommages**

Dans le cas de sollicitations mécaniques latérales dues à un phénomène sismique, il y a trois catégories de modes de rupture possibles, la rupture dans le plan, la rupture hors-plan et la rupture d'ancrage (Therrien-Truchon, 2012).

La rupture d'ancrage se caractérise par la rupture des points d'accroche du mur aux autres éléments de la structure du bâtiment. Ce type de rupture est assez fréquent lors de séismes car beaucoup d'ancrages sont réalisés en dehors des considérations sismiques.

La rupture hors plan d'un mur ou d'un trumeau survient lorsqu'un effort ou un déplacement s'exerce dessus, que le rapport hauteur/épaisseur est trop élevé et que les ancrages sont trop faibles. La rupture hors plan peut se faire par flambement dans le cas d'un effort vertical, ou par basculement/flexion dans le cas d'un effort perpendiculaire à la face du mur. Ainsi, la résistance et la rigidité du mur interviennent aussi dans la résistance rupture hors plan.

La rupture dans le plan peut être ductile ou fragile, elle dépend quant à elle des caractéristiques mécaniques de la MNA, de la charge soutenue par le mur ou le trumeau et de la géométrie de celui-ci, notamment du rapport longueur/hauteur. Ainsi on peut obtenir des ruptures par balancement, par écrasement au pied, par traction diagonale ou par glissement de joint dont

---

<sup>3</sup> Un trumeau est une partie de mur entre deux ouvertures, fenêtres ou portes.

certaines caractéristiques sont estimées dans le Tableau 1.1 (Houalard, 2015; Nollet, 2016; Therrien-Truchon, 2012). Par la suite l'intérêt portera uniquement sur les modes de rupture dans le plan.

Tableau 1.1 Modes de rupture dans le plan  
Tiré de Lefebvre (2004) p. 92

Rapport $L/h_{eff}^4$	Mur ou trumeau	Mode(s) de rupture probable(s)
$\leq 0,67$	Élancés	Balancement : grande ductilité
$0,67 < L/h_{eff} \leq 1,5$	Carrés	Écrasement au pied ou traction diagonale : faible ductilité
$< 1,5$	Très trapus	Glissement de joint (rare) : très grande ductilité

La MNA de brique n'est pas propre à l'Est du Canada. On la retrouve un peu partout dans le monde avec des propriétés différentes, mais néanmoins avec les mêmes principes de structure. Ainsi les différents séismes survenus au cours des siècles permettent d'avoir un important panel des dommages qu'ils peuvent causer sur la MNA de brique, allant de la simple fissure à l'effondrement total du bâtiment.

### 1.3.2 Rupture par traction diagonale

La rupture par traction diagonale est l'un des modes de rupture les plus remarquables lors d'événements sismiques. Il se caractérise par l'apparition de fissures suivant les diagonales du mur ou du trumeau et formant ainsi un « X » sur toute la face. Les fissures démarrent au centre du mur et se propagent vers les coins, cela peut se faire de deux manières. Elles se propagent uniquement dans les joints ou aux interfaces mortier/brique lorsque les unités de maçonnerie sont beaucoup plus résistantes que le mortier. Elles se propagent à travers le mortier et les briques lorsque le mortier a une résistance supérieure ou égale à celle des briques. Ce mode de rupture se produit sur des murs et des trumeaux soumis à un chargement vertical important et

---

<sup>4</sup> La définition de  $h_{eff}$  est donnée à la section 1.4.2

ayant un petit rapport hauteur/longueur (Alecci et al., 2013; Russell, 2010; Russell et al., 2014; Therrien-Truchon, 2012).

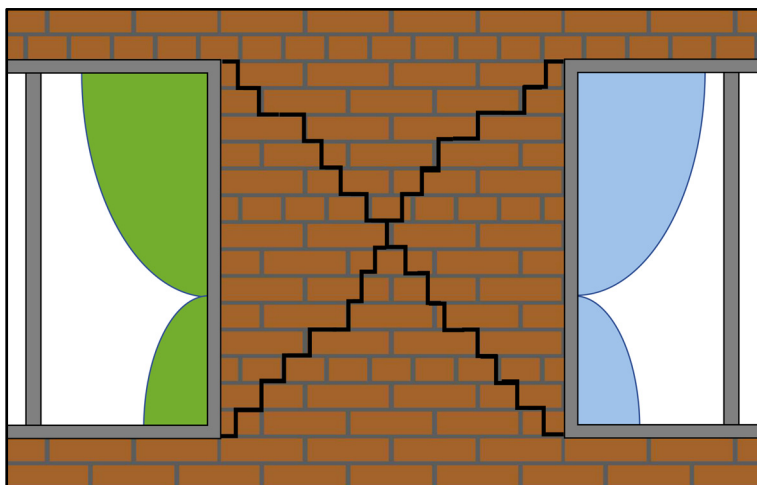


Figure 1.7 Schéma d'une rupture par traction diagonale d'un mur de MNA

### 1.3.3 Rupture par glissement

La rupture par glissement intervient sur un mur soumis à un faible chargement verticale et composé d'un mortier ayant une faible résistance. Il se manifeste par l'apparition sur toute la longueur d'un joint d'assise à l'interface mortier/brique. Ainsi la partie supérieure du mur se met à glisser sur la partie inférieure. L'augmentation du chargement verticale est utile pour stabiliser le mur et prévenir de la rupture par glissement (Eurocode, 2005a; Mahmoud et al., 1995; Therrien-Truchon, 2012).

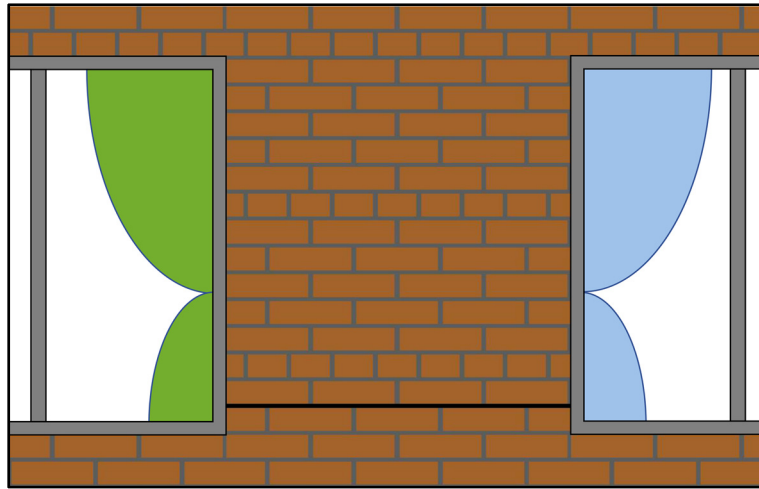


Figure 1.8 Schéma d'une rupture par glissement d'un mur de MNA

#### 1.3.4 Ruptures par balancement et par écrasement au pied

La rupture par balancement et la rupture par écrasement au pied sont respectivement une rupture en tension et une rupture en compression de la maçonnerie. Elles sont caractéristiques d'un mur soumis à de la flexion et se produisent généralement pour des rapports hauteur/longueur élevés. Analogiquement à une poutre verticale, lorsqu'un mur de MNA est soumis à de la flexion deux zones de contraintes se créent, une zone de tension et une zone de compression. Ainsi, lorsque la tension devient supérieure à la résistance en tension de la maçonnerie, la rupture par balancement se produit. Dans le cas de MNA, le mortier utilisé est souvent bien moins résistant que les unités de maçonnerie, alors une fissure horizontale apparaît dans le mortier ou à l'interface mortier/brique.

Symétriquement, l'écrasement au pied se produit lorsque les contraintes de compression deviennent supérieures à la résistance à la compression de la maçonnerie. La résistance en compression de la MNA étant bien supérieure à sa résistance en tension, il n'est pas rare de voir uniquement des ruptures par balancement sur des murs soumis à de la flexion. Cependant, il y a apparition d'un écrasement au pied lorsque la charge verticale est plus élevée et il peut éventuellement se produire avant le balancement pour une charge verticale très importantes (ElGawady et al., 2007; Mahmoud et al., 1995; Russell et al., 2014; Therrien-Truchon, 2012).

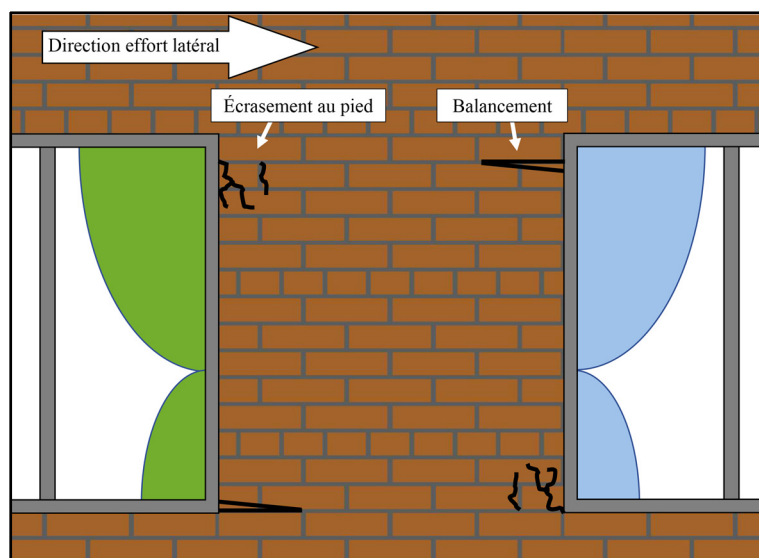


Figure 1.9 Schéma des ruptures par balancement et par écrasement au pied d'un mur de MNA

#### 1.4 Caractérisation de la MNA

La caractérisation mécanique d'un matériau est la détermination de ses propriétés mécaniques à l'aide d'essais mécaniques. L'analyse de ces propriétés et leur utilisation dans des modèles théoriques permettant de prédire le comportement réel du matériau lorsqu'il est soumis à certaines conditions et/ou sollicitations.

Cette étude cherche à caractériser mécaniquement le mur porteur de MNA de brique traditionnelle lorsqu'il est soumis à un chargement cyclique latéral dans le plan. En connaissant certaines propriétés mécaniques de l'assemblage de MNA et de ses composants, on souhaite prédire la résistance du mur à une sollicitation sismique dans le plan. Les propriétés mécaniques sont choisies en fonction des modes de rupture que rencontre la maçonnerie dans le réel, sous ce type de sollicitation, et des paramètres d'entrée de modèles déjà établis.

De nombreuses normes et auteurs présentent des modèles théoriques permettant de déterminer, sous des conditions particulières, l'effort latéral que doit subir le mur de MNA dans son plan pour qu'il y ait déclenchement de l'un des modes de rupture décrits à la section 1.3. Les différents modèles utilisés dans ce travail de recherche sont présentés dans les paragraphes qui

suivent. Les forces latérales requises pour générer chaque mode de rupture sont identifiées ci-dessous :

- $V_{td}$  : La force latérale correspondant à la rupture par traction diagonale du mur (N);
- $V_g$  : La force latérale correspondant à la rupture par glissement de joint du mur (N);
- $V_b$  : La force latérale correspondant à la rupture par balancement du mur (N);
- $V_{tc}$  : La force latérale correspondant à la rupture par écrasement au pied du mur (N);
- $V_R$  : La résistance du mur à l'effort latéral, il est défini par l'équation (1.1), (N).

$$V_R = \min(V_{td}; V_g; V_b; V_{tc}) = \min_i(V_i) \quad (1.1)$$

Le principe est le même pour les différents modèles,  $V_R$  correspond au plus petit des  $V_i$  et le mode de rupture prédit correspond à celui associé au  $V_i$  choisi.

#### 1.4.1 Les sources utilisées

Les modèles de prédiction de la résistance latérale d'un mur ou d'un trumeau de MNA de brique et du mode de rupture associé sont tirés des sources suivantes :

- l'ASCE-41 (ASCE/SEI, 2013),
- l'Eurocode 8 (Eurocode, 2005b) exposé dans SIA (2011),
- Magenes et Calvi (1997),
- Le NZSEE (NZSEE, 2006).

Ces diverses sources permettent d'avoir une panoplie de modèles pour un même mode de rupture et qui sont établis selon des considérations différentes. Il sera donc intéressant de comparer ces modèles entre eux et aux résultats expérimentaux afin de déterminer celui qui approche le mieux la situation étudiée. Certaines formules servent à dimensionner des bâtiments. Il y a donc des coefficients de sécurité à enlever avant de pouvoir les utiliser.

#### 1.4.2 Résistance à la traction diagonale

Les différents modèles permettant de prédire  $V_{td}$  sont présentés ci-dessous.

Selon l'ASCE-41 et Magenes et Calvi (1997) :

$$V_{td} = f'_{td} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{P}{A_n f'_{td}}} \text{ avec } \beta = \begin{cases} 0,67 \text{ si } \frac{L}{h_{eff}} < 0,67 \\ \frac{L}{h_{eff}} \text{ si } 0,67 < \frac{L}{h_{eff}} < 1 \\ 1 \text{ si } 1 < \frac{L}{h_{eff}} \end{cases} \quad (1.2)$$

et  $A_n = Le$

- $A_n$  : La surface nette de la section horizontale du mur, (m<sup>2</sup>);
- $\beta$  : Un paramètre dépendant du rapport hauteur/longueur qui permet de prendre en compte la distribution du cisaillement au centre du mur;
- $f'_{td}$  : La résistance en traction diagonale de la MNA, (Pa);
- $h_{eff}$  : La hauteur efficace du mur, (m), c'est la hauteur à la résultante des forces sismiques comme illustré à la Figure 1.10,  $h = h_{eff}$  peut être considéré par la suite;
- $P$  : La charge verticale appliquée sur le mur, (N);

Selon le NZSEE :

$$V_{td} = \frac{cA_n + \mu P}{1 + \alpha_c} \quad (1.3)$$

$$V_{td} = \frac{\sqrt{f'_{bt} A_n (f'_{bt} A_n + P)}}{2,3(1 + \alpha_c)} \text{ avec } (1 + \alpha_c) \leq 2,5 \quad (1.4)$$

$$\alpha_c = \frac{h_0}{L} = \frac{\psi h}{L} \quad (1.5)$$

L'équation (1.3) s'applique dans le cas où le mortier est bien plus faible que la brique et que la fissure se propage uniquement dans les joints de mortier. L'équation (1.4) s'applique dans le cas où le mortier et la brique ont des résistances comparables que la fissure traverse les briques. La MNA de brique traditionnelle utilise un mortier à base de chaux. L'équation (1.3) pourrait donc plus lui correspondre.

- $\alpha_c$  : Le rapport hauteur efficace sur la longueur du mur ou du trumeau de MNA;
- $f'_{bt}$  : La résistance en traction de la brique (Pa);

- $h_0$  : La hauteur de moment nul (m);
- $\psi$  : Un coefficient prenant en compte les conditions aux limites du mur,  $\psi$  vaut 1 si le mur est fixé au sol (moment imposé) et libre de rotation au sommet (moment nul) et  $\psi$  vaut 0,5 si le mur est fixé à ses deux bouts.

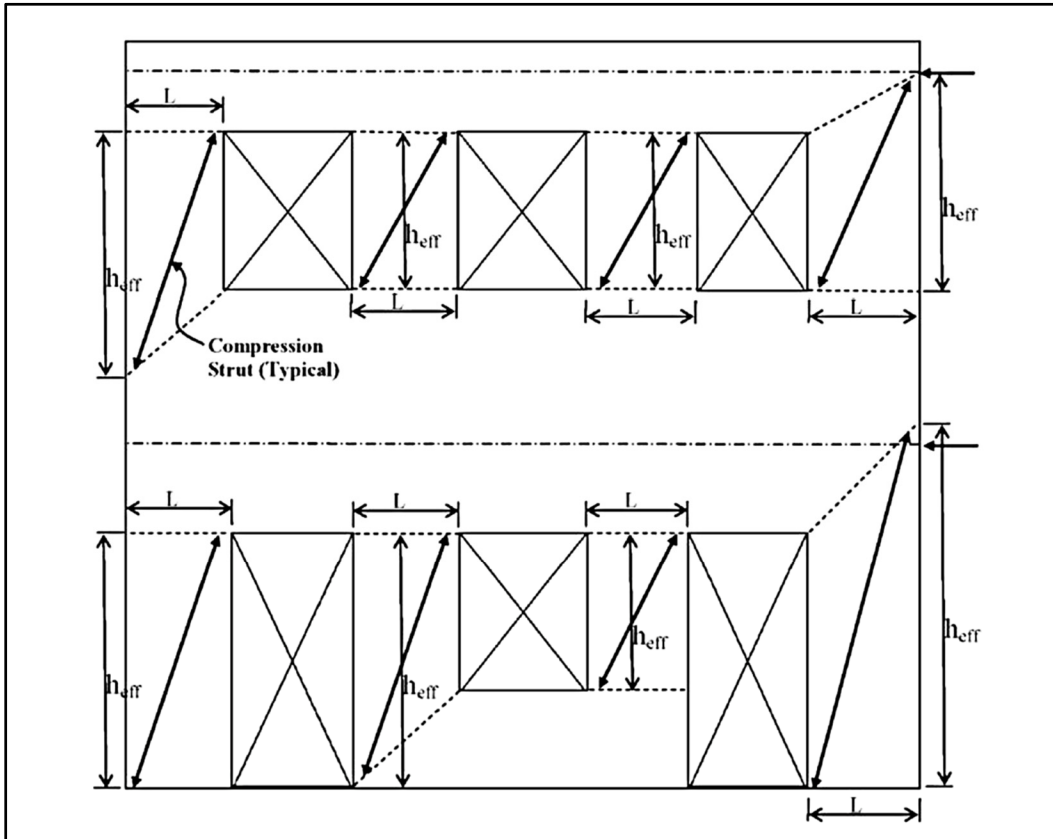


Figure 1.10 Représentation des hauteurs efficaces sur la face d'un bâtiment  
Tirée de l'ASCE/SEI (2013) p. 237

### 1.4.3 Résistance au glissement de joint

Les différents modèles permettant de prédire  $V_g$  sont présentés ci-dessous.

Selon l'ASCE-41 :

$$V_g = A_n v_{me} \text{ avec } v_{me} = \frac{0,75}{1,5} \left( 0,75 v_{te} + \frac{P}{A_n} \right) \text{ et } v_{te} \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (1.6)$$



$$v_{to} = \frac{V_{insitu}}{A_b} - N_{insitu} \quad (1.7)$$

- $v_{me}$  : La résistance au glissement de joint déterminée par essai in-situ (Pa);
- $v_{te}$  : La moyenne des  $v_{to}$  déterminés par des essais in-situ (Pa);
- $A_b$  : La surface supérieure et inférieure de la brique testée lors d'essai in-situ (m<sup>2</sup>);
- $V_{insitu}$  : La charge latérale appliquée à la brique lors de l'apparition du glissement (N);
- $N_{insitu}$  : La charge verticale subi par la brique lors de l'essai in-situ (N);

Le coefficient 0,75 multipliant  $v_{te}$  peut être enlevé lorsque le mur dans lequel est fait l'essai in-situ est un mur à une paroi. L'équation (1.6) est donc valable uniquement avec l'utilisation d'essais in-situ pour déterminer la résistance en cisaillement du joint de mortier.

Selon Magenes et Calvi (1997) (première interprétation) :

$$V_g = cA_n + \mu P \quad (1.8)$$

Ce modèle considère une répartition uniforme des contraintes sur la section horizontale du mur et s'appuie sur le modèle de Mohr-Coulomb qui sera expliqué par la suite.

- $c$  : La cohésion (Pa);
- $\mu$  : Le coefficient de friction.

Selon le NZSEE et Magenes et Calvi (1997) (deuxième interprétation) :

$$V_g = \frac{1,5cA_n + \mu P}{1 + \frac{3cA_n\alpha_c}{P}} \quad (1.9)$$

Ce modèle considère l'apparition de fissures dues à de la flexion dans le plan et une répartition linéaire des contraintes sur la section non-fissurée.

Selon l'Eurocode 8 exposé dans SIA (2011) :

$$V_g = ceL_c + 0,4P \leq 0,065f'_beL_c \quad (1.10)$$

$$L_c = \frac{3L}{2} \frac{P}{0,85f'_m A_n} \quad (1.11)$$

Là encore ce modèle considère l'apparition d'une flexion du mur ce qui réduit la surface de la section comprimée.

- $f'_m$  : La résistance à la compression de la MNA (Pa).
- $f'_b$  : La résistance à la traction de la brique (Pa);
- $L_c$  : La longueur de mur comprimée (m).

#### 1.4.4 Résistance au balancement

Les différents modèles permettant de prédire  $V_b$  sont présentés ci-dessous.

Selon l'ASCE-41 :

$$V_b = 0,9(\alpha P + 0,5P_w) \frac{L}{h_{eff}} \quad (1.12)$$

- $\alpha$  : Le coefficient prenant en compte les conditions aux limites du mur,  $\alpha$  vaut 0,5 si le mur est fixé au sol et libre de rotation au sommet et  $\alpha$  vaut 1 si le mur est fixé à ses deux bouts;
- $P_w$  : Le poids propre du mur (N).

#### 1.4.5 Résistance à l'écrasement au pied

Les différents modèles permettant de prédire  $V_r$  sont présentés ci-dessous.

Selon l'ASCE-41 :

$$V_{tc} = (\alpha P + 0,5P_w) \frac{L}{h_{eff}} \left( 1 - \frac{P}{0,7A_n f'_m} \right) \quad (1.13)$$

Selon le NZSEE, l'Eurocode 8 exposé dans SIA (2011) et Magenes et Calvi (1997) :

$$V_{tc} = \frac{P}{2\alpha_c} \left( 1 - \frac{P}{0,85A_n f'_m} \right) = \alpha P \frac{L}{h_{eff}} \left( 1 - \frac{P}{0,85A_n f'_m} \right) \quad (1.14)$$

Les coefficients 0,7 et 0,85 prennent en compte la répartition des contraintes de compression au niveau du pied du mur au moment de la rupture.

#### 1.4.6 Discussion des modèles

On remarque deux incohérences avec les modèles présentés dans les sections précédentes. La première concerne l'équation (1.12) sur la résistance au balancement. La résistance à la traction de la maçonnerie n'est pas prise en compte dans le modèle bien que cela soit un facteur déterminant de la résistance au balancement d'un mur. En effet, le balancement correspond schématiquement au soulèvement d'un côté du mur (là où s'applique l'effort latéral) puis à une rotation autour d'un point sur le côté opposé comme il l'est représenté à la Figure 1.11. Il y a donc une zone de traction sur la section horizontale avant qu'il y ait rupture. L'équation (1.12) considère qu'il n'y a que le poids propre du mur, le chargement vertical et les dimensions du mur qui sont déterminants à la résistance au balancement. À l'inverse,  $f'_m$  est pris en compte dans le modèle de la résistance à l'écrasement au pied. Néanmoins, on peut négliger l'influence de la résistance à la traction de la MNA pour des efforts verticaux importants.

La deuxième incohérence concerne les modèles décrits par les équations (1.9) et (1.10) pour la résistance au glissement de joint et par l'équation (1.14) pour la résistance à l'écrasement au pied. On remarque que les résistances sont nulles pour ces trois équations si l'on considère un effort vertical nul. Or cette considération n'a pas de sens physique car cela signifie que le muret de MNA cède sans qu'un effort latéral agisse dessus. C'est donc un argument qui tend à invalider ces modèles pour des plages de chargement proches de 0 kN.

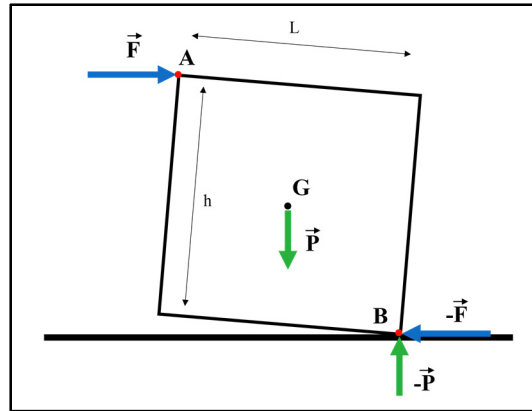


Figure 1.11 Schéma d'un balancement

#### 1.4.7 Modélisation numérique avec 3-Muri©

Afin de pouvoir créer un modèle numérique avec le logiciel 3-Muri© plusieurs paramètres d'entrée sont demandés. Certains sont déjà nécessaires aux modèles présentés plus haut. Uniquement les nouveaux paramètres sont présentés ici :

- $E_m$  : Le module d'élasticité de la MNA (Pa);
- $G_m$  : Le module d'élasticité en cisaillement de la MNA (Pa);
- $\rho_m$  : La masse volumique de la MNA ( $\text{kg.m}^{-3}$ );
- $f'_j$  : La résistance à la compression du mortier (Pa);
- $f_{vlim}$  : La limite supérieure de la résistance au cisaillement, il ne peut pas y avoir de cisaillement du joint supérieur à cette valeur (Pa);
- $\delta_f$  : La déviation du mur ou trumeau lors d'une rupture par flexion (balancement ou écrasement au pied) (%);
- $\delta_s$  : La déviation du mur ou trumeau lors d'une rupture par cisaillement (glissement de joint ou traction diagonale) (%).

Une présentation plus complète de 3-Muri© et du principe de calcul qu'il utilise est effectuée au CHAPITRE 5.

#### **1.4.8 Simulation d'un chargement sismique sur la MNA**

Selon Lestuzzi et al. (2011), il y a trois catégories d'essais qui permettent de rendre compte du comportement d'une structure face à un séisme.

La première catégorie est celle des essais dynamiques. Ce type d'essai nécessite l'utilisation d'une table vibrante et d'un système de commande et d'acquisition performant. On dispose le spécimen sur la table vibrante puis on active la table selon une période et une amplitude d'oscillation particulière enfin de simuler un séisme, puis on observe le comportement de la structure à l'aide de capteurs. Ce type d'essai est très intéressant car il permet d'être le plus près possible des conditions de sollicitation réelles. Cependant, le système utilisé est très onéreux et peu de laboratoires de structure en disposent. De plus, l'aspect dynamique ainsi que la limite de taille des tables vibrantes engendrent des inconvénients, tels que le manque de contrôle et l'impossibilité d'effectuer des essais grandeur nature. Enfin, il est impossible d'interrompre l'essai afin d'examiner le spécimen lors d'une phase critique de son comportement (Lestuzzi et al., 2011).

La deuxième catégorie regroupe les essais statiques-cycliques. Ils consistent à appliquer un déplacement cyclique progressif très lent à une extrémité de la structure testée, l'autre extrémité étant fixe. Cela permet de simuler grossièrement des charges sismiques agissant sur la structure (le déplacement appliqué engendre une force à cause de la rigidité du mur, ce qui remplace l'effet inertiel de la masse de la structure dans le cas dynamique). Les essais statiques-cycliques sont appréciables pour plusieurs raisons. Ils sont facilement effectués avec le matériel standard des laboratoires de structure, ils peuvent être interrompus afin d'examiner de plus près le comportement du spécimen lors d'une phase critique et il existe des standards d'application, ce qui facilite les comparaisons à d'autres travaux. Néanmoins, ce type d'essais s'accompagne aussi d'inconvénients. En effet, on est très loin du réalisme des essais dynamiques. La faible vitesse de déplacement engendre une différence de résistance entre les deux essais si le matériau est sensible aux effets dynamiques. Pour la maçonnerie cette différence peut être de 30%. De plus, les essais statiques-cycliques peuvent s'étaler sur

plusieurs jours, ce qui peut s'avérer contraignant d'un point de vue logistique (Lestuzzi et al., 2011).

La dernière catégorie regroupe les essais pseudo-dynamiques. Il s'agit d'une méthode récente, hybride entre l'essai dynamique et l'essai statique-cyclique. Cela consiste, en quelque sorte, à effectuer un déplacement ralenti de la structure grâce à un équilibre des forces fait à chaque pas de temps, avec l'accélération supposée du sol comme paramètre d'entrée. Le dispositif utilisé est le même que pour l'essai statique cyclique. La structure est fixée au sol avec un vérin imposant un effort à chaque étage (degré de liberté). Les efforts appliqués sont calculés à chaque pas de temps selon le bilan des forces et l'accélération du sol. On peut ainsi déterminer les résistances en force et les déplacements à chaque degré de liberté. Cette méthode présente des avantages et des inconvénients des deux méthodes précédentes. L'essai peut être arrêté à tout moment pour observer de plus près l'évolution de la structure lors d'une phase cruciale. La réponse obtenue est plus proche du réel que celle d'un essai statique cyclique. L'expérience n'est limitée que par la vitesse de calcul de l'équipement informatique. Enfin, c'est un essai qui permet de tester des structures trop importantes pour l'essai dynamique. Cependant il y a toujours le problème de l'influence de la vitesse de chargement que l'on a avec l'essai statique-cyclique (Lestuzzi et al., 2011).

Tous ces essais permettent d'obtenir la courbe d'hystérésis d'une structure. Il s'agit de la courbe représentant l'historique des déformations de cette dernière en traçant l'évolution de la valeur d'un effort particulier ou d'une contrainte particulière, en fonction de la déviation  $\delta$  de la structure. La qualification d'hystérésis vient du fait qu'au cours d'un cycle de chargement, l'effort latéral n'a pas la même valeur pour une même déviation selon que l'on augmente ou que l'on diminue la déviation. On obtient ainsi un tracé semblable à celui présenté à la Figure 1.12. C'est une donnée très importante pour la caractérisation d'une structure soumise aux séismes. Elle permet de connaître la résistance au chargement latéral et la capacité de déformation et de dissipation d'énergie de la structure. En effet, l'aire de la surface délimitée par les courbes d'hystérésis est proportionnelle à l'énergie dissipée par le muret lors de sa déformation. Ainsi plus la surface est grande plus le matériau dissipe de l'énergie par

déformation plastique donc plus il est ductile, et inversement, plus elle est faible moins le matériau dissipe de l'énergie donc plus il est fragile. La forme de l'hystérésis est aussi caractéristique du mode de rupture. En analysant l'hystérésis il est possible de déduire si le muret a cédé par balancement, écrasement au pied, traction diagonale ou cisaillement de joint. Par exemple, la Figure 1.12 représente des courbes d'hystérésis caractéristiques du balancement et de la traction diagonale. La flexion par balancement se caractérise par une hystérésis étroite avec peu voire pas de perte de résistance sur une large plage de déviation. Pour la traction diagonale le comportement avant le début de la fissuration présente une hystérésis modérée tandis qu'après le début de la fissuration il y a un élargissement de l'hystérésis et une dégradation de la résistance (Abo El Ezz et al., 2015; Lestuzzi et al., 2011; Magenes et Calvi, 1997).

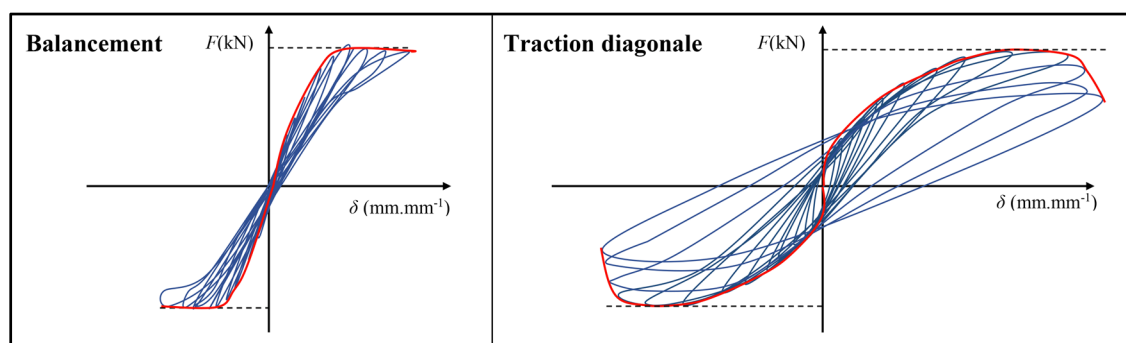


Figure 1.12 Schéma de courbes d'hystérésis pour le balancement et la traction diagonale

#### 1.4.9 Propriétés physiques recherchées et essais associés

Ainsi, afin de pouvoir utiliser les différents modèles présentés précédemment, il est nécessaire de connaître certaines propriétés intrinsèques à la MNA, propriétés que l'on ne peut déterminer qu'à l'aide d'essais. Le Tableau 1.2 présente les essais à effectuer, les propriétés qu'ils permettent de déterminer et les normes et standards associés.

Tableau 1.2 Essais et propriétés associées

Essai	Propriétés associées	Standard
Compression d'éprouvette de mortier	$f'_j$	ASTM C109/C109M (ASTM, 2016b)
Compression d'éprouvette de brique	$f'_b$	ASTM C67 (ASTM, 2016a)
Compression d'échantillon de maçonnerie	$E_m, f'_m$	ASTM C1314 (ASTM, 2014b) CSA S304-14 (CSA, 2015)
Cisaillement d'échantillon de maçonnerie	$c, \mu, f_{vlim}$	RILEM TC 127-MS (RILEM, 1996)
Cisaillement de maçonnerie in-situ	$v_{te}$	ASTM C1531 (ASTM, 2016c)
Traction ou flexion d'éprouvettes de brique	$f'_{bt}$	ASTM C1006 (ASTM, 2013) ASTM C67
Essai de traction diagonale sur muret de MNA	$f'_{td}, G_m$	ASTM E519/E519M ASTM (2015)
Essai de sollicitation latérale avec chargement vertical constant sur muret de MNA	$\delta_f, \delta_s, V_R$ et le mode de rupture en fonction de N et des caractéristiques géométriques	ASTM E2126 (ASTM, 2011), Petry (2015)
Pesée et mesure des dimensions des spécimens de MNA	$\rho_m$	ASTM C67 ASTM C109/C109M

Il y a deux manières principales de faire les essais pour caractériser la MNA de brique traditionnelle. Soit ils sont faits sur de la MNA d'une structure déjà existante, cela peut être au sein de la structure (on parle alors d'essais in-situ) ou cela peut être sur des échantillons qui sont issus de la structure. Soit les essais sont effectués en laboratoire sur des spécimens



construits spécialement pour et n'appartenant à aucune structure déjà existante. Les essais sur structure déjà existante ont pour avantage de caractériser directement le matériau étudié. Cependant ils sont problématiques car ils conduisent à endommager la structure par le prélèvement d'échantillons ou par le fait que ce soit des essais destructifs. Il est donc choisi d'effectuer des essais en laboratoire. Néanmoins, le problème avec cette option est de pouvoir reproduire la MNA de brique traditionnelle avec des matériaux actuels.

L'étude ici présente se base sur les travaux de Abo El Ezz et Nollet (2015) et Hébert (2015), qui, avec l'aide d'un maçon professionnel, ont pu déterminer le mortier et l'unité de maçonnerie à utiliser pour une reproduction la plus fidèle possible de la MNA de brique traditionnelle. Il s'agit du mortier Bétomix Plus type O de la marque Daubois et de la brique 52-DD faite par Glen-Gery. Plus de détails concernant ces deux matériaux sont donnés dans le CHAPITRE 2.

En ce qui concerne  $f'_{bt}$ , pour plusieurs raisons il a été décidé de ne pas effectuer d'essais permettant de le déterminer. Tout d'abord ce paramètre sert uniquement dans une formule qui n'est pas forcément adaptée au type de MNA étudiée ici. L'équation (1.4) est à utiliser dans le cas où les résistances du mortier et de la brique sont comparables, ce qui n'est pas le cas ici. En effet, la résistance en compression de la brique est au-dessus de 20 MPa tandis que celle du mortier est aux alentours de 5 MPa. Ensuite, le temps imparti pour ce travail de recherche imposait de privilégier les essais permettant d'obtenir les propriétés les plus significatives du comportement d'un mur de MNA sous chargement latéral. Enfin le NZSEE fournit des approximations de la valeur de  $f'_{bt}$  selon la valeur de  $f'_b$  associée. Néanmoins il serait intéressant de connaître  $f'_{bt}$  si l'on souhaite caractériser entièrement le MNA, mais ceci peut être fait au cours d'un projet de recherche ultérieur.



## CHAPITRE 2

### PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre présente le programme expérimental visant à déterminer les propriétés mécaniques de la MNA de brique traditionnelle identifiées au CHAPITRE 1. Tout d'abord, on présente les matériaux composant la MNA à caractériser, puis on identifie les différents spécimens utilisés lors des essais. Enfin, on présente les différentes phases du programme expérimental et les essais qui leurs sont associés.

#### 2.1 Méthodologie

Le programme expérimental se décompose en deux phases, chacune se caractérisant par un essai principal et des essais parallèles tels que décrits sur l'organigramme de la Figure 2.1. Une première phase consiste à effectuer des essais de traction diagonale sur six murets de MNA de brique afin de déterminer  $f'_{td}$  et  $G_m$ . Des essais parallèles sont réalisés, tels que des essais de compression et de cisaillement sur des éprouvettes de mortier et des échantillons de maçonnerie fabriqués à partir des fournées de mortier utilisées pour les murets. Ils permettent d'approfondir la caractérisation du matériau en déterminant d'autres propriétés telles que  $f'_j$ ,  $f'_m$ ,  $E_m$ ,  $c$ ,  $\mu$  et  $f_{ylim}$ . L'essai principal de la deuxième phase est l'essai statique de sollicitation cyclique par chargement latéral progressif. Il permet de caractériser un muret de MNA en fournissant la courbe bilinéaire de la relation force-déplacement, la déviation à la rupture  $\delta_R$  et la résistance latérale  $V_R$  pour un chargement vertical particulier. Les mêmes essais parallèles que pour la première phase sont réalisés, ainsi des essais de compression de brique afin de déterminer  $f'_b$  et  $E_b$ . Les différents essais permettent aussi de mettre en évidence d'autres propriétés de la MNA qui seront explicitées par la suite et permettront d'approfondir la caractérisation.

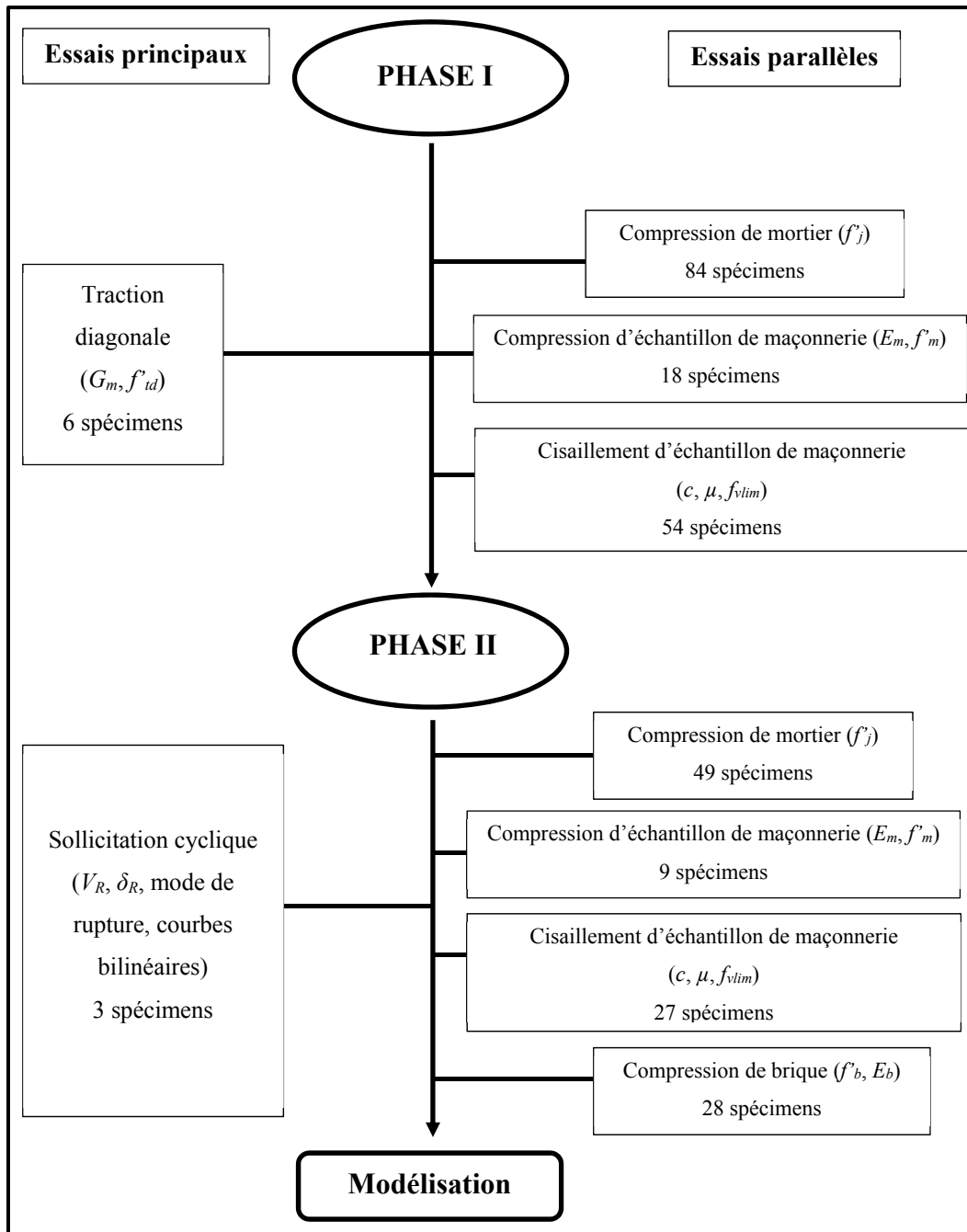


Figure 2.1 Organigramme du programme expérimental

## 2.2 Matériaux

Les différents spécimens sont réalisés en laboratoire et doivent représenter les propriétés in situ de la MNA de brique traditionnelle. Avec l'aide d'un maçon professionnel, les travaux de

Hébert (2015) et de Abo El Ezz et Nollet (2015) ont identifié une brique dont les propriétés se rapprochent le plus de celles des briques utilisées pour la MNA de brique traditionnelle et un mortier utilisé pour le rejointoiement de bâtiments en maçonnerie ancienne pour sa compatibilité avec le mortier existant.

### 2.2.1 Brique

La brique choisie est la 52-DD faite par Glen-Gery, il s'agit d'une brique pleine, moulée, de taille standard, la fiche technique est présentée à la Figure-A II-1 de l'ANNEXE II. En observant l'aspect de cette brique on remarque que la face du dessous présente un état de surface différent de celui des cinq autres faces. La porosité est bien plus élevée et cela est vraisemblablement dû à la technique de moulage utilisée. Néanmoins, cela laisse présager un comportement différent de l'interface mortier/brique selon la surface de contact.

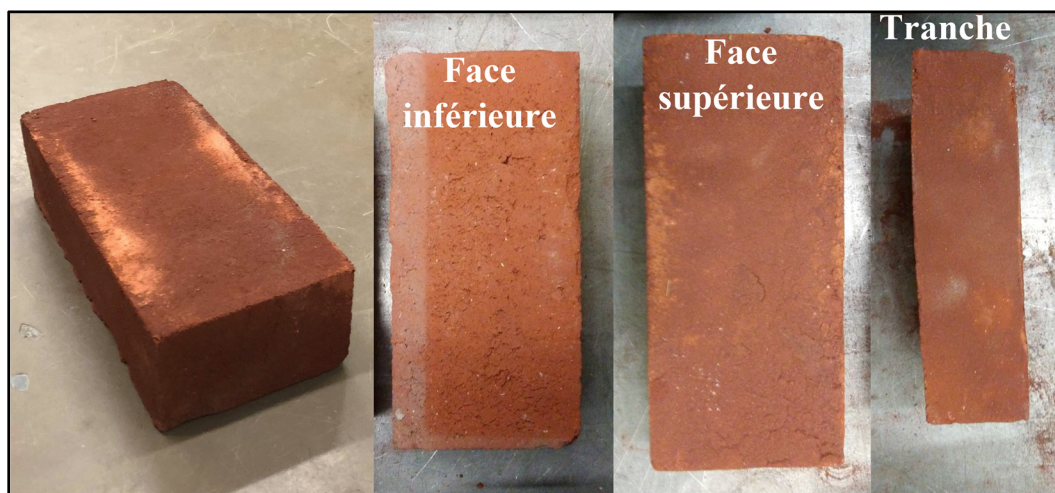


Figure 2.2 Brique utilisée pour la réalisation des différents spécimens de MNA

Les dimensions standards indiquées par la fiche technique sont 92 mm d'épaisseur, 57 mm de hauteur et 203 mm de longueur. Cependant la géométrie des briques étant très imparfaite comparée à un parallélépipède rectangle, plusieurs briques sont prélevées et mesurées selon la norme ASTM C67 afin de connaître les variations possibles par rapport à la taille standard. Finalement on détermine les moyennes suivantes pour les différentes dimensions, elles sont

utilisées pour la réalisation des plans des murets, qui serviront quant à eux à l'estimation des quantités de briques et de mortier nécessaires à la réalisation de tous les spécimens :

- $L_b = 204 \pm 2$  mm;
- $e_b = 96 \pm 1$  mm;
- $h_b = 57 \pm 1$  mm

En pesant ces différents spécimens on détermine une masse moyenne de 2,11 kg pour la brique 52-DD, on obtient ainsi une masse volumique d'environ  $1900 \text{ kg.m}^{-3}$ .

### 2.2.2 Mortier

Le mortier utilisé est le mortier Bétomix Plus type O de la marque Daubois. C'est un mortier composé de ciment hydraulique GU, de chaux hydratée de type S et de sable calibré. La fiche technique du mortier est présentée à la Figure-A II-2 de l'ANNEXE II. Ses propriétés mécaniques et sa composition sont très proches de celles des mortiers utilisés pour la MNA traditionnelle (Maurenbrecher et al., 2008). Le Bétomix Plus type O est un mortier pré-mélangé ce qui lui confère une bonne ouvrabilité et permet un gain de temps lors de la réalisation des différents spécimens. Les proportions des différents constituants du mortier sont présentées dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Proportions volumiques des constituants du Bétomix Plus Type O

Constituant	Proportion volumique
Ciment hydraulique GU	1
Chaux hydratée	2
Sable calibré	9

D'après la fiche technique, le mortier rencontre les propriétés requises par la norme CAN/CSA-A179-F04 pour un mortier type O, si lors de la préparation, on obtient un étalement entre 100 % et 115 %. Pour éviter des faire trop d'ajustements à chaque fournée de mortier, un ratio massique eau/mortier, permettant d'être dans cette plage de valeurs d'étalement, est déterminé. Le ratio obtenu se situe entre 0,15 et 0,16. Il arrive que l'étalement de certaines

fournées soit hors des limites, dans ce cas un ajustement en rajoutant de l'eau ou du mortier est effectué. La fiche technique mentionne aussi la masse volumique du mortier pour cette plage d'étalement et l'estime aux environs de  $1900 \text{ kg.m}^{-3}$ .



Figure 2.3 Dispositif utilisé pour la réalisation du mortier

## 2.3 Réalisation des spécimens

Cette partie porte sur les spécimens réalisés et testés lors des différents essais.

### 2.3.1 Les murets

On s'intéresse ici aux murs porteurs car ils sont déterminants pour la résistance aux séismes d'un bâtiment. Les murets construits comportent donc deux parois et un appareil commun. Cet appareil est choisi car cela permet de limiter le nombre de briques en boutisse tout en assurant une bonne liaison entre les deux parois du mur. En effet, on cherche à connaître l'influence du joint arrière, ce qui conduit à minimiser le nombre de briques en boutisse. De plus, c'est un appareil fréquemment rencontré dans les différents bâtiments comprenant des murs porteurs. Trois tailles de murets sont réalisées (A, B et C), avec trois spécimens par taille. La désignation des murets utilise le principe décrit sur la Figure 2.4. Les murets doivent avoir une taille suffisante pour pouvoir être représentatifs des murs que l'on retrouve dans les cas réels.

Pour l'essai de traction diagonale, la taille des murets doit être en accord avec la norme ASTM E519/E519M. C'est-à-dire que cela doit être des murets carrés avec des côtés de 1.2 m. Cependant le dispositif utilisé dans le laboratoire pour effectuer les essais de traction diagonale ne peut accueillir de spécimen avec des dimensions aussi importantes, il faut donc réduire la taille des spécimens. Ceci est autorisé par la norme. Néanmoins elle stipule aussi qu'il y a un manque de données expérimentales permettant d'étudier les effets de la taille du spécimen sur les propriétés mesurées lors de l'essai de traction diagonale. Il est donc choisi de réaliser deux tailles de murets de MNA de brique pour les soumettre à l'essai de traction diagonale.

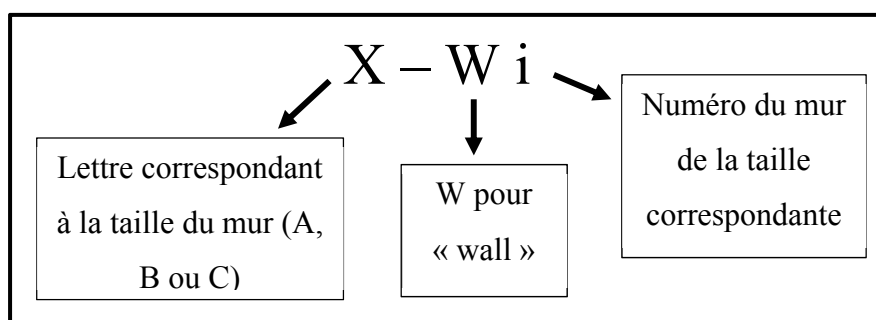


Figure 2.4 Principe de désignation des murets de MNA

Pour les murets testés en traction diagonale, des chanfreins sont réalisés à deux extrémités opposées pour chaque spécimen, ceci afin de servir de point d'appui pour l'effort développé par l'actionneur lors de l'essai. Les angles ne sont pas coupés après la construction des murets, car cela entraînerait des vibrations qui contribueraient à affaiblir la structure et donc à fausser les résultats des essais. Les briques sont taillées à l'aide d'une scie à béton suivant les dimensions indiquées par les plans AutoCAD puis assemblées aux murets lors de la construction. Des pièces de bois sont utilisées afin de la maintenir en position lors de la prise du mortier. La réalisation de chanfrein est préférée à l'utilisation de sabots pour plusieurs raisons. La norme prescrit l'utilisation de sabot en acier. Cependant les surfaces d'appui des murets ne sont pas parfaites à cause des imperfections géométriques de briques. Dès lors utiliser des sabots aux angles des murets pourrait conduire à des concentrations de contrainte, ce qui peut donc fausser les résultats. La réalisation de sabots avec un coulis de mortier bien plus résistant que celui utilisé pour les murets n'est pas non plus retenue car cela rajouterait



des étapes longues et fastidieuses alors que cela conduirait au même résultat que les surfaces chanfreinées. Il est plus souhaitable de simplifier la surface d'appui de l'effort en réalisant une surface plane perpendiculaire à la direction de l'effort.

En ce qui concerne les murets utilisés pour l'essai quasi-statique de sollicitation cyclique, ils sont construits les plus longs et hauts possibles de telle sorte qu'ils soient représentatifs des murs et trumeaux présents dans des structures réelles et que le dispositif utilisé pour l'essai puisse les accueillir. La longueur de tous les murets impose l'utilisation de briques d'une longueur bien inférieure à leur longueur réelle (quart ou tiers de brique). Là encore, des briques sont donc coupées avec une scie à béton afin de respecter les dimensions imposées sur le plan.



Figure 2.5 Briques taillées pour les murets

### 2.3.1.1 Taille A

Le muret de taille A est la première série de murets testés en traction diagonale de dimensions nominales 459 mm x 459 mm x 204 mm. Un muret réel et un plan AutoCAD sont présentés à la Figure 2.6. Ce muret comporte cinq assises en panneresses entre deux assises en boutisse, il y a donc une répétition du schéma de l'appareil commun. Trois murets furent réalisés et leurs caractéristiques sont présentées dans le Tableau 2.2. Trois fournées de mortier sont utilisées pour réaliser un muret de cette taille et les échantillons de maçonnerie qui lui sont associés.

Les répartitions des différentes fournées sont présentées à l'ANNEXE III. Les chanfreins sont réalisés sur l'épaisseur et la hauteur d'une assise.

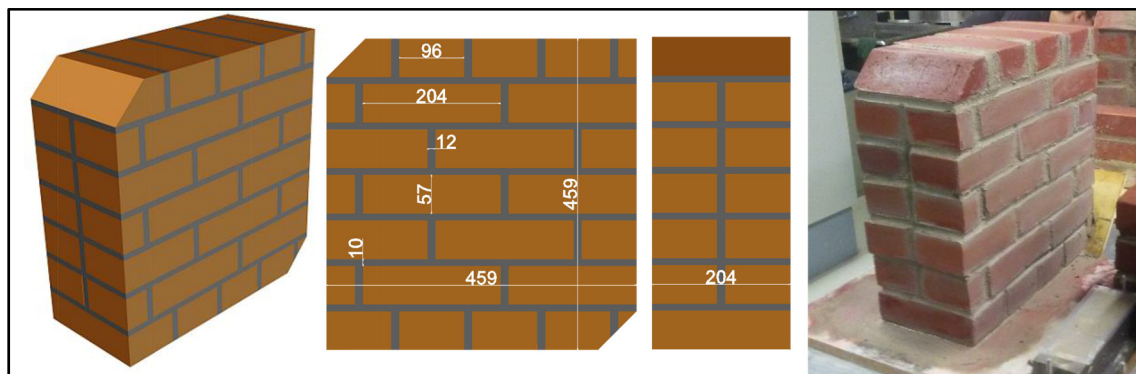


Figure 2.6 Muret de taille A

Tableau 2.2 Caractéristiques géométriques des murets de taille A

Muret	Prévu	A-W1	A-W2	A-W3	Moyenne
Assises	7	7	7	7	7
Parois	2	2	2	2	2
Hauteur (mm)	459	469	477	474	473
Longueur (mm)	459	465	471	465	467
Épaisseur (mm)	204	200	203	201	201

### 2.3.1.2 Taille B

Le muret de taille B est la deuxième série de murets testés en traction diagonale de dimensions nominale 861 mm x 861 mm x 204 mm. Un muret réel et un plan AutoCAD sont présentés à la Figure 2.7. Ce muret comporte deux répétitions de schéma de l'appareil commun, il y a donc 13 assises, dix en panneresses et une en boutisse au centre, entre deux assises en boutisse. Trois murets furent réalisés et leurs caractéristiques sont présentées dans le Tableau 2.3. Six à sept fournées de mortier sont utilisées pour réaliser un muret de cette taille et les échantillons de maçonnerie qui lui sont associés. Les répartitions des différentes fournées sont présentées à l'ANNEXE III. Les chanfreins sont réalisés sur l'épaisseur et la hauteur de deux assises.

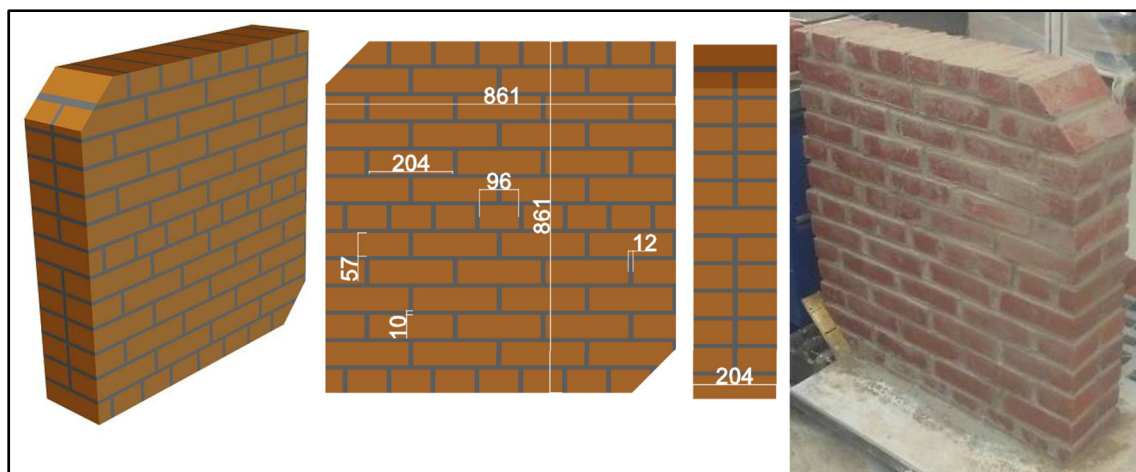


Figure 2.7 Muret de taille B

Tableau 2.3 Caractéristiques géométriques des murets de taille B

Muret	Prévu	B-W1	B-W2	B-W3	Moyenne
Assises	7	13	13	13	13
Parois	2	2	2	2	2
Hauteur (mm)	861	888	876	868	877
Longueur (mm)	861	870	867	858	865
Épaisseur (mm)	204	200	200	201	200

### 2.3.1.3 Taille C

Le muret de taille C correspond à la série de murets testés sur l'essai de sollicitation cyclique de dimensions nominales 861 mm x 660 mm x 204 mm. Les dimensions des socles de fixation des murets, la hauteur disponible sous la presse et la hauteur des différents éléments engagés pour cet essai ont permis de réaliser des murets de dix assises de haut et de quatre briques en panteresse (huit briques en boutisse) de long. Trois murets de cette taille sont réalisés et leurs caractéristiques sont présentées dans le Tableau 2.4. L'appareil commun est aussi utilisé pour ces murets. La première assise est en boutisse, puis les cinq autres en panteresse, la septième en boutisse et les trois dernières en panteresse. Un muret réel et un plan AutoCAD sont

présentés à la Figure 2.8. Cinq à six fournées de mortier sont utilisées pour réaliser chacun des murets. L'ANNEXE III présente la répartition des différentes fournées sur chacun des murets.

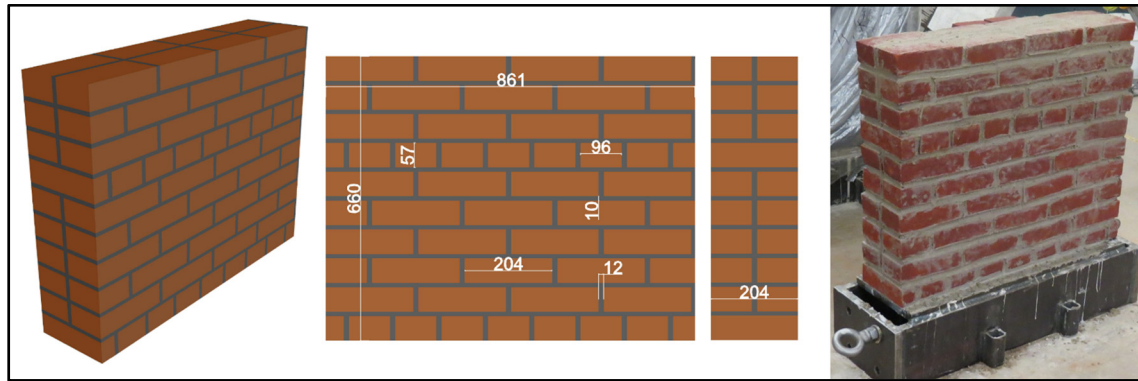


Figure 2.8 Muret de taille C

Tableau 2.4 Caractéristiques géométriques des murets de taille C

Muret	Prévu	C-W1	C-W2	C-W3	Moyenne
Assises	10	10	10	10	10
Parois	2	2	2	2	2
Hauteur (mm)	660	703	704	715	708
Longueur (mm)	861	851	846	835	844
Épaisseur (mm)	204	199	200	196	198

### 2.3.2 Spécimens des essais parallèles

Les différents spécimens réalisés pour effectuer les essais parallèles sont présentés ici. Ils sont tous construits à partir de fournées de mortier utilisées pour réaliser les murets des essais principaux. Le principe de la désignation de ces spécimens, présenté à la Figure 2.9, est basé sur le muret, la fournée de mortier, et l'essai auxquels ils sont associés. Ce principe ne s'applique pas aux briques testées en compression, qui sont uniquement numérotées.

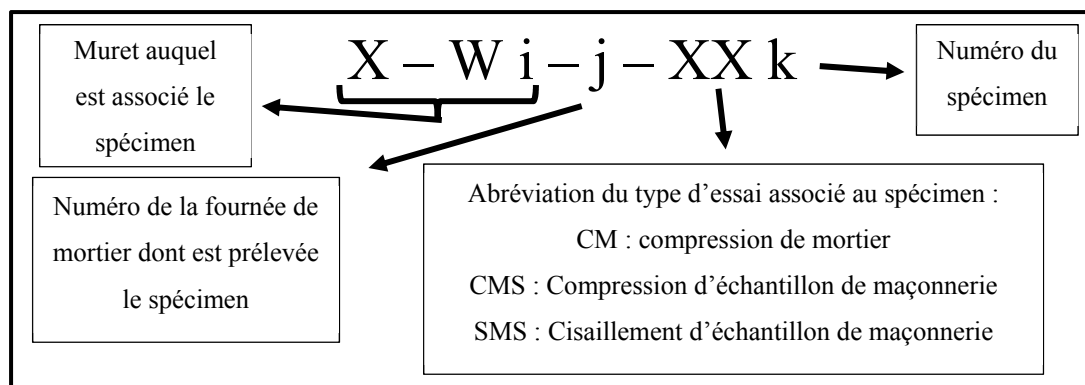


Figure 2.9 Principe de désignation des spécimens des essais parallèles

### 2.3.2.1 Éprouvettes de mortier

Afin de pouvoir connaître la résistance en compression du mortier de chaque fournée utilisée pour la construction des murets de MNA et des échantillons de MNA associés, des échantillons de mortier sont extraits des fournées afin de réaliser des éprouvettes de mortier pour qu'elles soient testées en compression. Ces éprouvettes, leur réalisation et leur stockage sont en accord avec la norme ASTM C109/C109M et CAN/CSA-A179-F04. Il s'agit de cubes de mortier de 50 mm de côté. Un exemple est présenté à la Figure 2.10. Comme le stipule la norme, on réalise au minimum trois cubes de mortier par fournée. Au total, 133 éprouvettes de mortier sont réalisées et testées durant le processus expérimental.

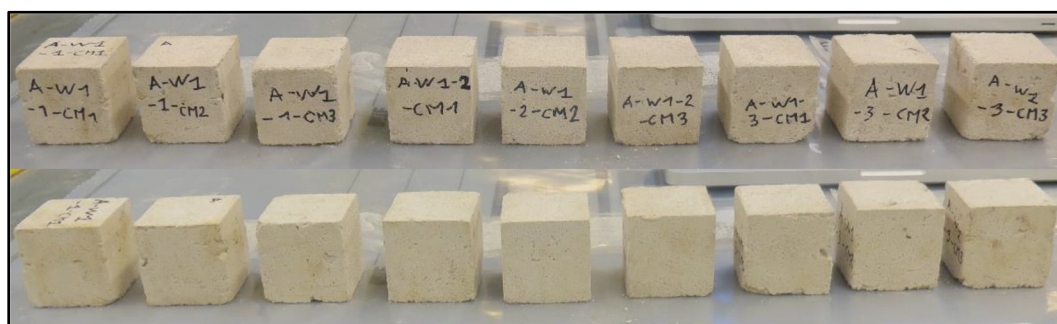


Figure 2.10 Éprouvettes de mortier

### 2.3.2.2 Éprouvettes de briques

Les briques utilisées pour les murets de taille A et B et les échantillons associés proviennent d'un stock dont des échantillons ont déjà été testés en compression lors du travail de Hébert (2015). Les résultats obtenus sont donc repris pour les murets de taille A et B. Cependant les briques utilisées pour les murets de taille C proviennent d'un nouveau stock, des échantillons sont donc prélevés et testés afin de les caractériser. La réalisation, le stockage et la mise à l'essais des éprouvettes de brique sont effectués selon les recommandations de la norme ASTM C67. La Figure 2.11 montre un exemple de d'échantillon de brique, il s'agit de demi brique obtenue en sciant une brique en deux dans le sens de la largeur. L'ANNEXE IV répertorie les 28 échantillons testés et leurs caractéristiques. Les surfaces des briques étant fortement imparfaites et favorisant donc la concentration de contraintes lors de l'application du chargement, des coiffes faites en coulis DryStone™, dont la fiche technique est présentée à la Figure-A V-1 de l'ANNEXE V, sont réalisées sur les deux surfaces en contact avec la presse. Ceci permet une distribution des contraintes plus homogène sur les éprouvettes.

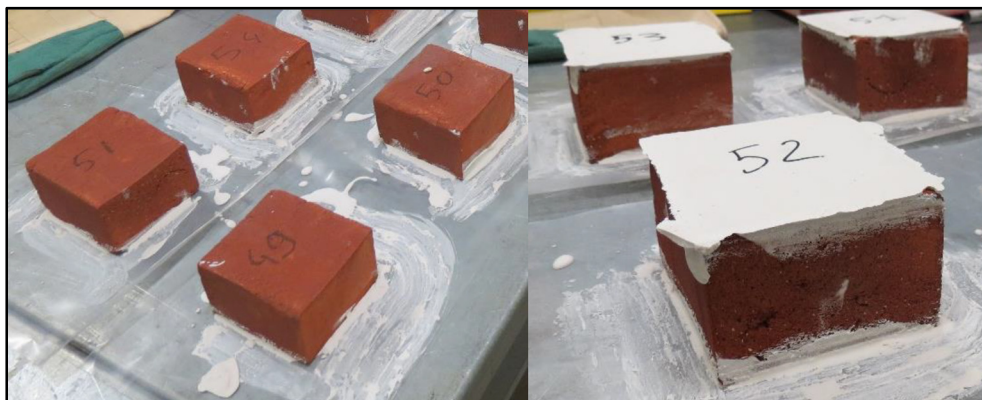


Figure 2.11 Éprouvettes de brique

### 2.3.2.3 Échantillons de maçonnerie en compression

Pour chacun de murets, trois échantillons de maçonnerie sont réalisés. Il s'agit de piles de cinq briques séparées par des joints de mortier. Le mortier est extrait des fournées utilisées pour construire les murets. Pour les murets de taille A, un échantillon est réalisé pour chaque fournée



de mortier. Pour les murets de taille B et C, étant donné qu'il y a au minimum cinq fournées de mortier par muret, trois fournées sont sélectionnées afin de réaliser les trois échantillons de maçonnerie. Les fournées sélectionnées sont de préférence celles qui servent à réaliser les assises centrales des murets. Les échantillons sont réalisés, stockés et testés en accord avec la norme ASTM C1314. Un échantillon réel est présenté sur la Figure 2.12. De même que pour les éprouvettes de briques, des coiffes en résine époxydique Sika AnchorFix®-3001, dont la fiche technique est présentée à la Figure-A V-2 de l'ANNEXE V, sont appliquées sur les 27 échantillons de maçonnerie afin d'améliorer la distribution des contraintes.



Figure 2.12 Échantillon de maçonnerie pour l'essai en compression

#### 2.3.2.4 Échantillons de maçonnerie en cisaillement

Le principe de réalisation est le même que pour les échantillons de maçonnerie testés en compression, excepté qu'il s'agit ici de piles de trois briques séparées par des joints de mortier et que trois échantillons sont réalisés par fournée de mortier, pour un total de neuf échantillons par muret de MNA. Les fournées utilisées pour réaliser ces échantillons sont les mêmes que celles utilisées pour réaliser les échantillons de maçonnerie testés en compression. Néanmoins il y a ici trois échantillons qui sont réalisés pour chaque fournée sélectionnée, ce qui conduit à

réaliser un total de 81 échantillons. La réalisation et le stockage sont en accord avec les méthodes utilisées pour les échantillons de maçonnerie testés en compression. Un schéma d'échantillon de MNA est présenté sur la Figure 2.13 avec les désignations des deux joints de mortier a et b.

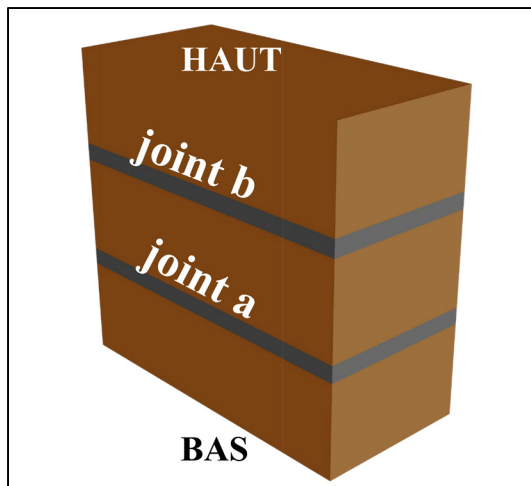


Figure 2.13 Schéma d'un échantillon de MNA testé en cisaillement

### 2.3.3 Cure humide et durée de murissement

Comme préconisé par les normes et standards de réalisation de structure de maçonnerie à base de mortier de ciment, tous les spécimens doivent subir une cure humide. Celle-ci est nécessaire lorsqu'il y a présence de liants hydrauliques tels que le ciment et la chaux hydraulique, afin de permettre une meilleure prise du mortier et éviter un séchage trop rapide qui provoquerait des fissures de retrait. L'ensemble des spécimens doit subir les mêmes conditions de stockage, mais comme il est impossible de déplacer les murets en chambre humide, il a donc été choisi de les envelopper dans des toiles de jute humidifiées sous des bâches de plastique. Les durées de murissement et de cure de chaque muret ainsi que les échantillons associés, sont détaillées dans le Tableau 2.5. (ASTM, 2014b, 2015, 2016b; Maurenbrecher et al., 2008)



Tableau 2.5 Durées de mûrissement et de cure des spécimens

Spécimen	Durée de mûrissement (jours)	Durée de cure (jours)
A-W1	104	76
A-W2	105	76
A-W3	103	76
B-W1	104	75
B-W2	105	76
B-W3	106	75
C-W1	103	75
C-W2	103	75
C-W3	103	75



Figure 2.14 Spécimens de maçonnerie subissant une cure humide

## 2.4 Phase I

La phase I du processus expérimental consiste principalement à soumettre des murets de MNA à des essais de traction diagonale. Des échantillons de MNA sont aussi testés via des essais de compression et de cisaillement. On détaille ici toutes les procédures mises en œuvre afin de réaliser au mieux les différents essais.

### 2.4.1 Essai de traction diagonale

L'essai de traction diagonale est réalisé suivant les recommandations de la norme ASTM E519/E519M. Cet essai consiste à exercer une contrainte de compression suivant la diagonale d'un muret de MNA pour créer une contrainte de traction suivant l'autre diagonale du muret.

Un muret de forme carrée avec des chanfreins à deux angles opposés est incliné à  $45^\circ$  pour être disposé sur la surface chanfreinée se situant en bas du muret. Le muret est collé à un socle en acier avec de la résine époxydique Sika AnchorFix®-3001. La rotation du spécimen est effectuée avant sa mise en place sous la presse, il est donc nécessaire de le fixer au socle pour éviter qu'il ne bascule durant le déplacement et la mise en place sous la presse. L'état de surface des chanfreins étant imparfaite, une coiffe est réalisée sur la surface chanfreinée supérieure. La coiffe se compose d'une plaque d'acier fixer à la surface du chanfrein par de la résine époxydique Sikadur®-30, dont la fiche technique est disponible à la Figure-A V-3 de l'ANNEXE V. On obtient ainsi la configuration présentée sur la Figure 2.15. Les couches de résine époxydique servent à transmettre l'effort de l'actionneur au muret de manière homogène sur toutes les surfaces des chanfreins.

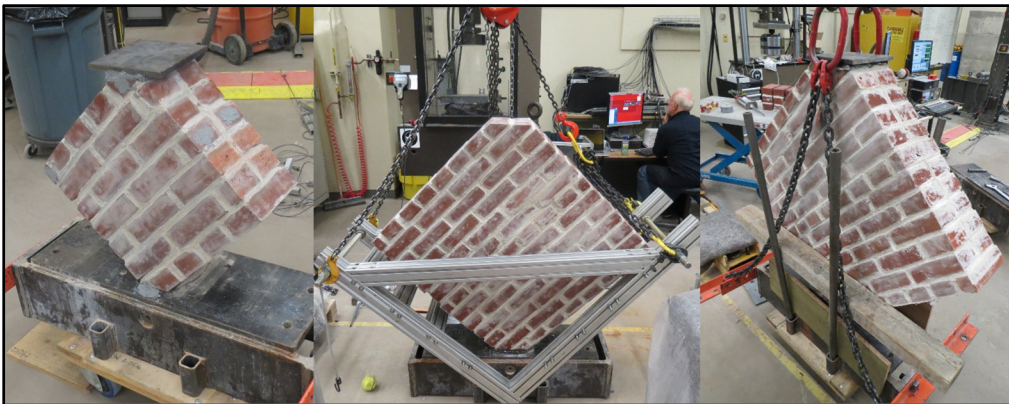


Figure 2.15 Murets disposés à  $45^\circ$  pour l'essai de traction diagonale

L'actionneur utilisé pour appliquer l'effort de compression est un vérin MTS « Material Testing System » d'une capacité de 1 500 kN. Après la mise en place du spécimen sous le vérin, deux capteurs de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transformer) sont

disposés sur chaque face, un suivant la diagonale horizontale et un suivant la diagonale verticale (voir Figure 2.16). Ils couvrent toute la longueur des diagonales. Ces capteurs de déplacement mesurent l'allongement de la diagonale horizontale et le raccourcissement de la diagonale verticale lors de l'application de l'effort. La plaque d'appui du vérin ne couvre pas la totalité de la surface supérieure du muret, une plaque est donc disposée entre les deux afin de pouvoir transmettre l'effort sur toute la surface. Comme exigé par la norme ASTM C1314 dans le cas de la compression de prismes de maçonnerie, l'épaisseur de la plaque est supérieure à la distance entre le rebord de la plaque d'appui du vérin et le rebord de la surface supérieure du muret.

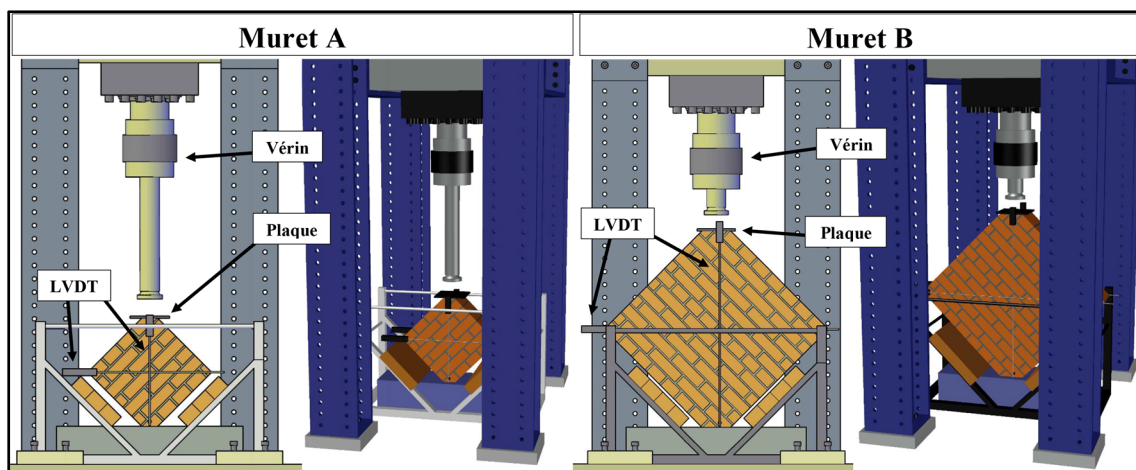


Figure 2.16 Schéma de la configuration de l'essai de traction diagonale

L'approche du vérin se fait manuellement par un contrôle en déplacement, et l'essai est lancé une fois que le contact est fait entre le vérin et le spécimen. Lors de l'application du chargement, le vérin est contrôlé en déplacement à un taux de  $0,10 \text{ mm.min}^{-1}$ . Ce type de contrôle est utilisé car il permet une meilleure observation de la phase plastique. L'essai de traction diagonale réalisé au cours de ce travail de recherche est un essai destructif, c'est-à-dire qu'il se termine lorsqu'il y a eu rupture complète du spécimen comme on peut le voir sur la Figure 2.18.

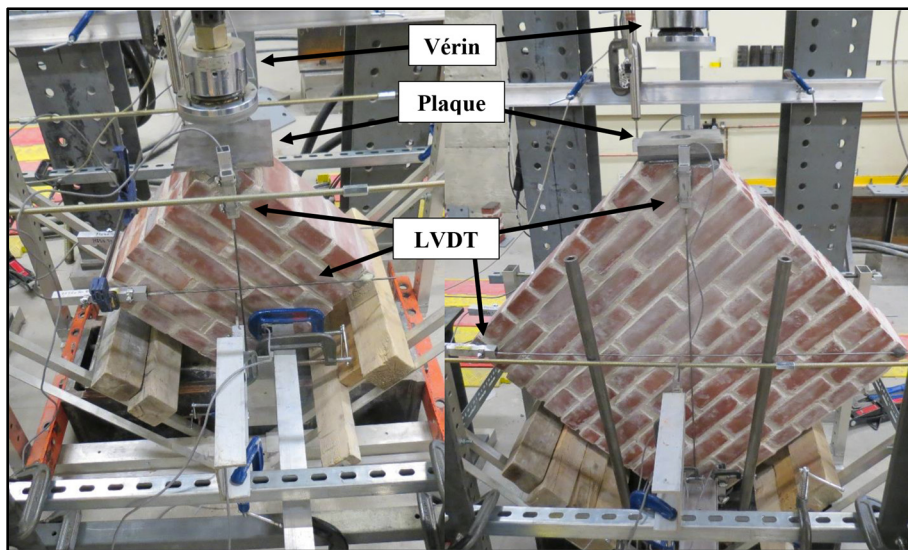


Figure 2.17 Montage réalisé pour les essais de traction diagonale

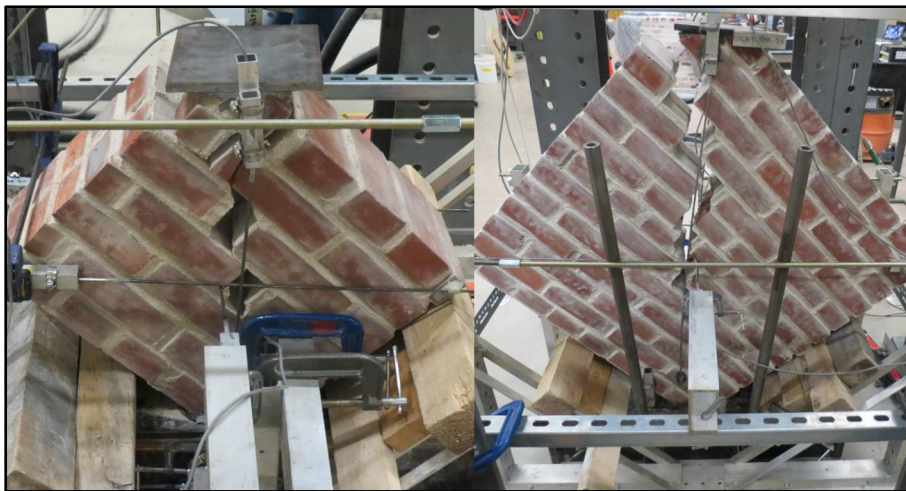


Figure 2.18 Murets testés lors de l'essai de traction diagonale

Les données relevées durant l'essai sont les suivantes :

- La charge verticale appliquée  $P$  (N);
- La longueur du spécimen  $L$  (m);
- La hauteur du spécimen  $h$  (m);
- L'épaisseur du spécimen  $e$  (m);
- Le taux de partie solide de la surface brute de l'unité exprimé en décimal  $n$  (ici  $n = 1$ );



- Les déplacements dans la direction parallèle au chargement  $\Delta x_i$  (avec  $i = 1$  ou  $2$  pour face 1 ou face 2) (m);
- Les déplacements dans la direction perpendiculaire au chargement  $\Delta y_i$  (m);
- La longueur de référence des jauges  $g_{ij}$  (avec  $j = x$  ou  $y$ ) (m).

#### 2.4.2 Essai de compression de mortier

Comme expliqué à la section 2.3.2.1, pour chaque fournée réalisée au minimum trois cubes de mortier de 50 mm de côtés sont confectionnés afin d'être testés en compression. En plus d'être choisi délibérément pour approfondir la caractérisation de la MNA étudiée, cet essai est aussi une exigence de la norme ASTM E519/E519M. Les essais de compression des éprouvettes de mortier sont dictés par la norme ASTM C109/C109M. Néanmoins les essais des cubes sont effectués le même jour que l'essai du muret auquel ils sont associés comme le préconise la norme ASTM E519/E519M. Des essais à d'autres durées, comme celles suggérées par la norme ASTM C109/C109M, ne sont pas effectués car cela était impossible du point de vue matériel et logistique. L'appareil utilisé pour effectuer les essais de compression est une presse « Matest S.p.A Treviolo » d'une capacité de 500 kN. Les essais sont contrôlés en force avec un taux de chargement de  $1 \text{ kN.s}^{-1}$ . La configuration de l'essai est présentée sur la Figure 2.19.

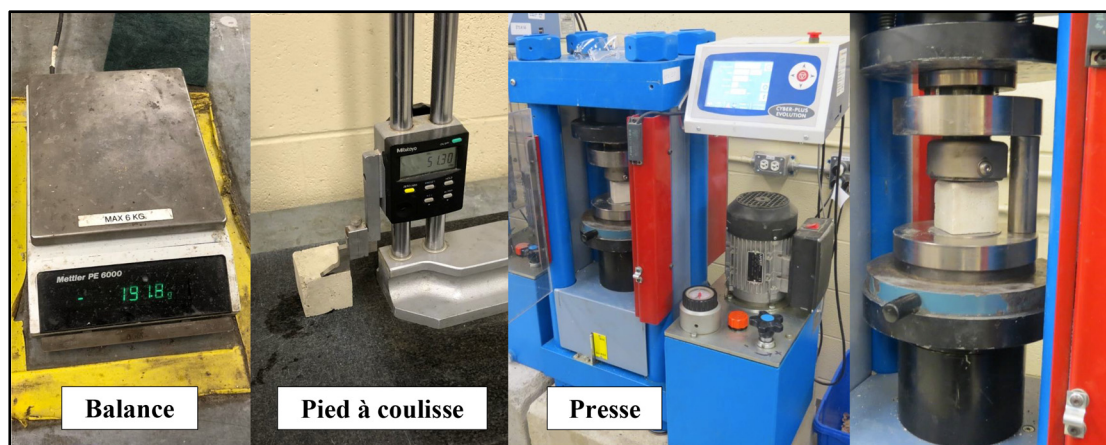


Figure 2.19 Configuration de l'essai en compression pour éprouvettes de mortier.

Les données relevées durant l'essai sont les suivantes :

- La charge maximale appliquée  $P_{max}$  (N);
- La masse de l'éprouvette  $m$  (g);
- La surface de la section de l'éprouvette de mortier  $S_j$  (m<sup>2</sup>).

### 2.4.3 Essai de compression de maçonnerie

L'essai de compression d'échantillons de maçonnerie obéit à la norme ASTM C1314. Une presse MTS 815 d'une capacité de 4500 kN est utilisée pour cet essai. L'échantillon est placé verticalement sous la presse, puis des capteurs LVDT sont placés des deux côtés de l'échantillon, ils mesurent la distance entre la face inférieure de l'appui supérieur de la presse et la surface supérieure de l'appui inférieur sur lequel est posé le spécimen. Ceci permet de mesurer la déformation du spécimen sur toute sa longueur. Mais ce système est aussi choisi parce que cela évite l'altération des mesures quand le spécimen commence à fissurer (ce qui peut se produire dès la phase élastique), lorsque les capteurs sont collés aux parois. C'est une méthode de mesure du déplacement que l'on retrouve dans les travaux de Rahgozar et Hosseini (2017). Bien que la norme ASTM C1314 ne stipule rien concernant le placement des capteurs, la norme CSA S304-14 déconseille ce type de mise en place et préfère disposer les capteurs sur les faces du spécimen. Ces recommandations seront suivies pour la phase II et les deux approches seront discutées.

Le contact est fait manuellement, puis une fois celui-ci effectué, l'essai est lancé. L'application du chargement est faite par contrôle en déplacement avec un taux de 0,25 mm.min<sup>-1</sup>. L'essai se poursuit jusqu'à ce que le chargement décroisse et atteigne 50% du chargement maximal obtenu. Cela permet d'être assuré de la rupture complète du spécimen. L'essai a pour objectif de mesurer la résistance à la compression  $f'_m$  et le module d'élasticité  $E_m$  de la MNA utilisée pour la construction des murets testés en traction diagonale.

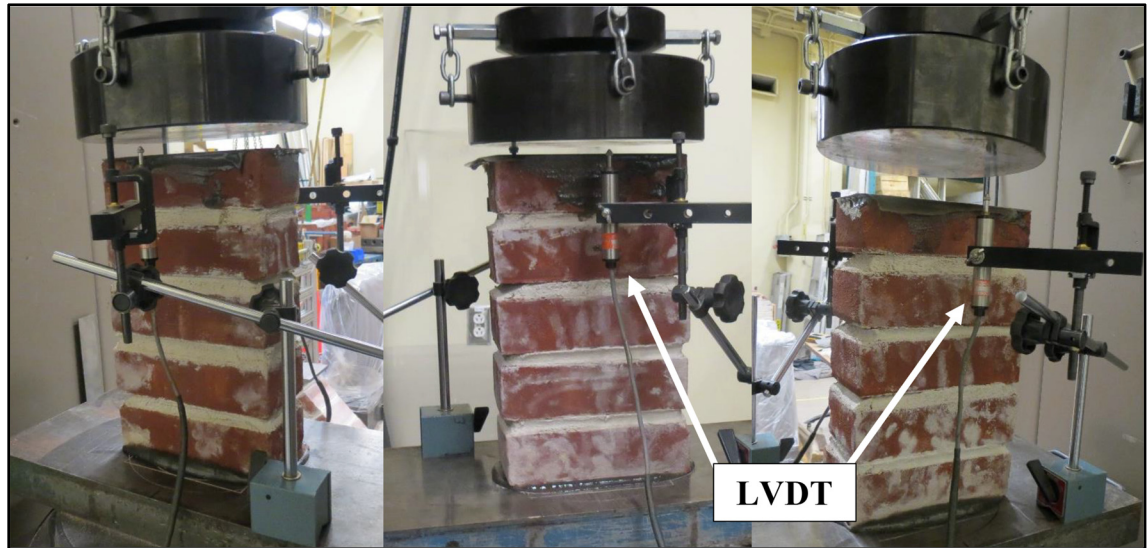


Figure 2.20 Configuration de l'essai en compression sur échantillon de maçonnerie

Les données relevées durant l'essai sont les suivantes :

- La charge verticale appliquée  $P$  (N);
- La hauteur moyenne de l'échantillon de MNA  $h_p$  (m);
- L'épaisseur moyenne de l'échantillon de MNA  $t_p$  (m);
- La surface de la section de l'échantillon de MNA  $S_p$  (m<sup>2</sup>).
- Le déplacement donné par les capteurs LVDT  $d_i$  (m).

#### 2.4.4 Essai de cisaillement de maçonnerie

L'essai de cisaillement permet d'établir la relation de Mohr-Coulomb de la MNA étudiée en déterminant la résistance au cisaillement  $\tau_m$  d'un joint de mortier en fonction d'une contrainte de compression  $\sigma_m$  appliquée perpendiculairement. L'essai est réalisé selon les recommandations du RILEM TC 127-MS. Le principe est de déterminer l'effort de cisaillement à appliquer entre la brique centrale et les briques externes, dans le sens de la longueur de celles-ci, pour qu'il y ait rupture des joints de mortier et ceci en fonction d'un effort de compression particulier appliqué dans le sens de la hauteur de l'échantillon. L'essai est effectué sous une presse MTS 810 d'une capacité de 500 kN. La direction de l'effort appliqué par la presse est verticale, la pile de maçonnerie est donc positionnée sur le support

inférieur de la presse de telle sorte que les briques soient positionnées sur leur bout. Les briques externes reposent sur des supports afin de surélever la brique centrale par rapport au support inférieur de la presse. La partie supérieure de la presse s'appuie sur la brique centrale par l'intermédiaire de deux pièces en aluminium. Elles sont disposées au plus proche des joints afin d'imposer un effort de cisaillement uniquement au niveau des joints et d'éviter toute flexion de l'échantillon dans le plan d'application des efforts.

Un système de confinement, composé de deux plaques d'acier liées entre elles par deux tiges filetées et quatre écrous, est installé sur l'échantillon afin d'appliquer l'effort de compression. L'effort est appliqué en serrant les écrous autour des tiges filetées afin de rapprocher les plaques l'une de l'autre. Une cellule de charge est disposée sur chaque tige filetée, entre un écrou et une plaque. Les cellules sont reliées au système d'acquisition des données ce qui permet ainsi de connaître l'effort de serrage sur chaque tige, et donc les contraintes de compression appliquées aux joints. Un roulement est placé avant chaque écrou afin d'éviter les frottements lors du serrage, ce qui le rend plus aisé.

Afin de connaître les instants auxquels les joints cèdent et les mouvements de la brique centrale par rapport aux briques externes, deux capteurs LVDT sont installés, l'un faisant le lien entre la brique centrale et la brique inférieure et l'autre entre la brique centrale et la brique supérieure. La Figure 2.21 présente le dispositif de l'essai. L'approche se fait manuellement par contrôle en déplacement, puis une fois la mise en contact effectuée, l'essai est lancé et le chargement se fait par contrôle en déplacement avec un taux de  $0.25 \text{ mm.min}^{-1}$ .

L'essai est effectué pour trois niveaux de contraintes de compression : 0,2 MPa, 0,6 MPa et 1,0 MPa comme le stipule le RILEM TC 127-MS pour la MNA dont  $f'_m$  est supérieure à 10 MPa. Il y a donc un échantillon de MNA par contrainte de compression pour les trois échantillons d'une même fournée. L'essai se poursuit jusqu'à ce que les deux joints de mortier aient cédé.



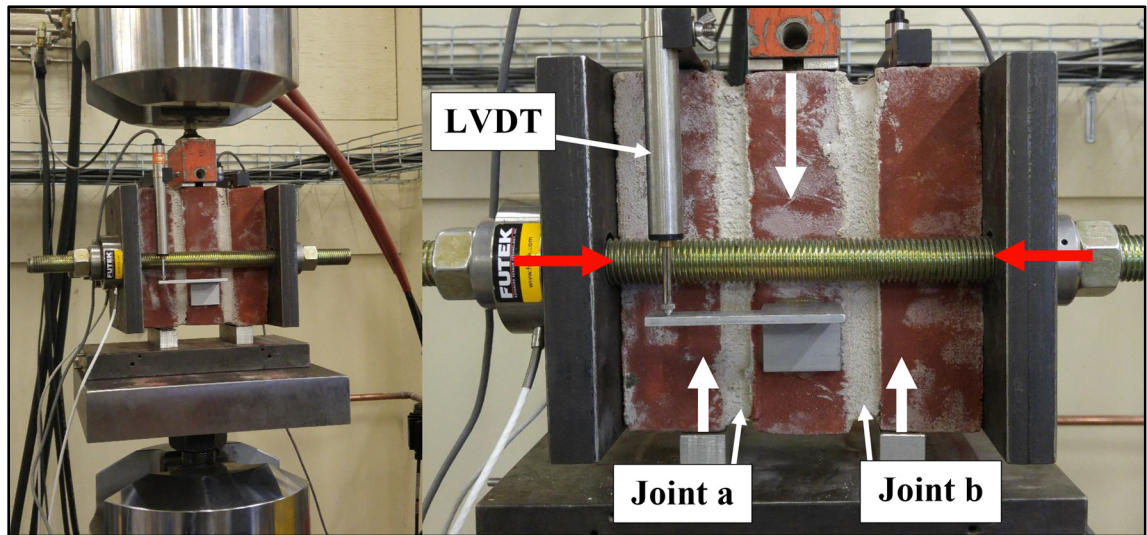


Figure 2.21 Configuration de l'essai en cisaillement sur échantillons de maçonnerie

Les données relevées durant l'essai sont les suivantes :

- La charge verticale appliquée pour créer le cisaillement aux plans de joint  $F_s$  (kN);
- La charge horizontale appliquée pour créer la contrainte de compression  $P_s$  (kN);
- La surface de la section des couches de mortier de l'échantillon  $S_i$  (mm<sup>2</sup>) ( $i = a$  ou  $b$ ).
- Les déplacements donnés par les capteurs LVDT  $d_i$  (mm) ( $i = a$  ou  $b$ ).

## 2.5 Phase II

La deuxième phase du processus expérimental regroupe un essai principal, soit l'essai statique de sollicitation cyclique appliqué sur des murets de MNA, et des essais parallèles sur des échantillons de MNA. Les essais parallèles sont les mêmes que ceux cités à la section 2.4 en plus de l'essai de compression d'éprouvette de brique venant s'ajouter du fait d'un nouveau lot de briques à caractériser.

## **2.5.1 Essai statique de sollicitation cyclique**

### **2.5.1.1 Justification**

Ce travail de recherche a pour objectif de caractériser le comportement du mur de MNA de brique traditionnelle lorsqu'il est soumis à des charges sismiques latérales. La section 1.4.8 présente les trois catégories d'essais permettant de rendre compte du comportement d'une structure face à un séisme. Il est choisi ici d'effectuer un essai statique-cyclique et ce pour plusieurs raisons. D'abord, la standardisation de ce type d'essai présente un avantage non négligeable. En effet, beaucoup de travaux comprenant des essais statiques-cycliques sur des murets des MNA de brique sont effectués suivant des procédures similaires. Il est intéressant de pouvoir comparer les résultats obtenus dans cette étude à ceux de la littérature. Cela permet de classer la MNA étudiée par rapport à des classifications existantes, de pouvoir prédire des comportements, de savoir s'il y a une certaine cohérence dans les résultats obtenus. Enfin cela peut être utile lors de l'établissement d'un modèle, ce dernier pouvant être plus adapté pour un certain type de MNA. C'est un essai qu'il est plus convenable de faire avant d'effectuer un essai dynamique sur table vibrante car cela permet d'avoir une première approche du comportement du muret face aux charges latérales. De plus, il s'agit ici de simple muret de MNA de brique, il serait donc très compliqué de simuler un chargement équivalent à celui d'un étage pour l'essai sur table vibrante. Le muret de MNA est équivalent à un système à un degré de liberté, l'essai pseudo-dynamique est donc quasiment équivalent à l'essai statique-cyclique. Enfin, les modèles présentés au CHAPITRE 1 sont tous calculés à partir de considérations statiques, il est donc plus intéressant de les comparer à un essai statique-cyclique avec augmentation progressive de l'amplitude.

### **2.5.1.2 Principe de l'essai**

L'essai statique de sollicitation cyclique est réalisé selon les recommandations de plusieurs sources. La première que l'on peut citer est l'ASTM E2126. Elle traite de l'application cyclique croissante d'un effort latéral sur une structure verticale afin d'en déterminer la résistance aux forces latérales. Elle présente, par exemple, plusieurs méthodes d'application de chargement

latéral sur le spécimen, les différentes propriétés physiques à mesurer et des spécificités relatives au montage. Cependant cette méthode n'est pas adaptée aux spécimens de maçonnerie, il est indiqué à l'introduction qu'elle concerne surtout les spécimens composés de cadres métalliques ou de bois. De plus, les vitesses de chargement indiquées sont trop élevées pour un essai statique sur de la maçonnerie. Les recommandations d'auteurs tels que Mazzon (2010), Petry (2015), Russell (2010) et Vanin et al. (2017), qui ont déjà effectué ce type d'essai sur de la maçonnerie, sont donc utilisées ici.

Le principe de l'essai consiste à appliquer un chargement cyclique latéral au sommet d'un muret de MNA, et ce, dans le plan du muret. Un chargement vertical constant est aussi appliqué sur le muret afin de simuler le poids d'un bâtiment. L'amplitude des cycles de chargement est croissante, ce qui permet d'amener graduellement le muret testé dans le domaine non-linéaire jusqu'à la rupture.

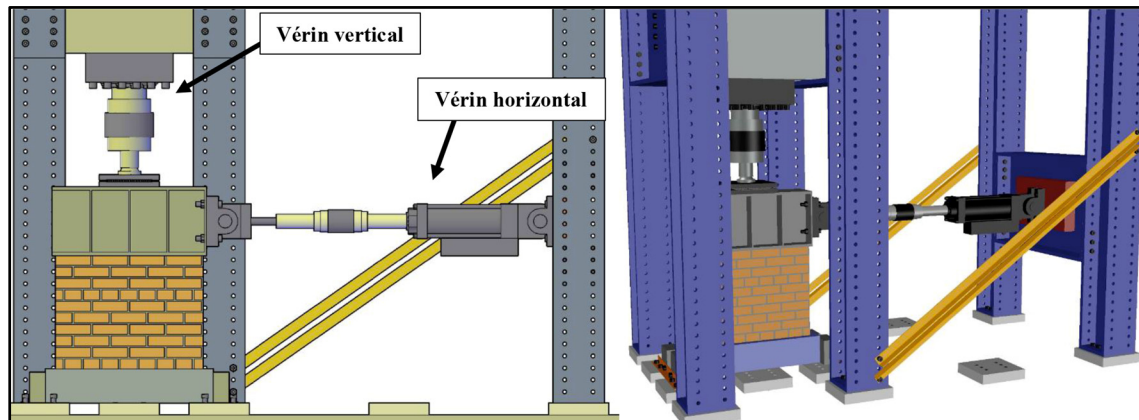


Figure 2.22 Schéma de la configuration de l'essai de sollicitation cyclique

L'essai se présente comme sur la Figure 2.22. Un muret de taille C est fixé, à l'aide d'une résine époxydique Sikadur®-30, à un socle d'acier lui-même fixé au sol. Une poutre d'acier est aussi fixée au sommet du muret avec de la résine époxydique Sika AnchorFix®-3001. Les résines époxydiques sont choisies sur recommandation des techniciens du laboratoire de structure lourde tout en veillant à ce que leurs résistances soient de loin supérieures aux efforts appliqués, aux prédictions des modèles et aux résistances propres à la MNA étudiée. C'est sur

cette poutre que sont directement appliqués les efforts puis la poutre les transmet au muret via la résine époxydique. L'effort cyclique latéral est créé à partir d'un vérin MTS d'une capacité de 200 kN, le corps du vérin prend appui sur une structure d'acier qui sert de bâti et le piston est fixé à la poutre au sommet du muret. Tous les boulons sont serrés à l'aide d'une clé dynamométrique et d'un multiplicateur de couple afin de garantir un montage le plus rigide possible. Le vérin MTS d'une capacité de 1500 kN est disposé à la verticale afin d'appliquer la charge verticale. La structure métallique sur laquelle est fixé le vérin est directement fixée au sol, ainsi il faut utiliser un système permettant le glissement horizontal entre la poutre au sommet du mur et la rotule d'appui du vérin vertical. Pour cela un système de roulement composé de plaques et de rouleaux est utilisé, comme on peut l'observer à la Figure 2.23. Ce système permet au vérin vertical de transmettre son effort à la poutre sans que celle-ci ne lui transmette d'effort latéral. Les mesures des efforts appliqués sont faites à l'aide de cellules de charge directement intégrées aux vérins. Pour ce qui est du déplacement, on ne peut se fier uniquement aux capteurs de déplacement intégrés aux vérins car ceux-ci mesurent aussi la déformation de la structure les soutenant. On rajoute alors des capteurs LVDT de chaque côté du muret au niveau de la première et de la dernière assise.

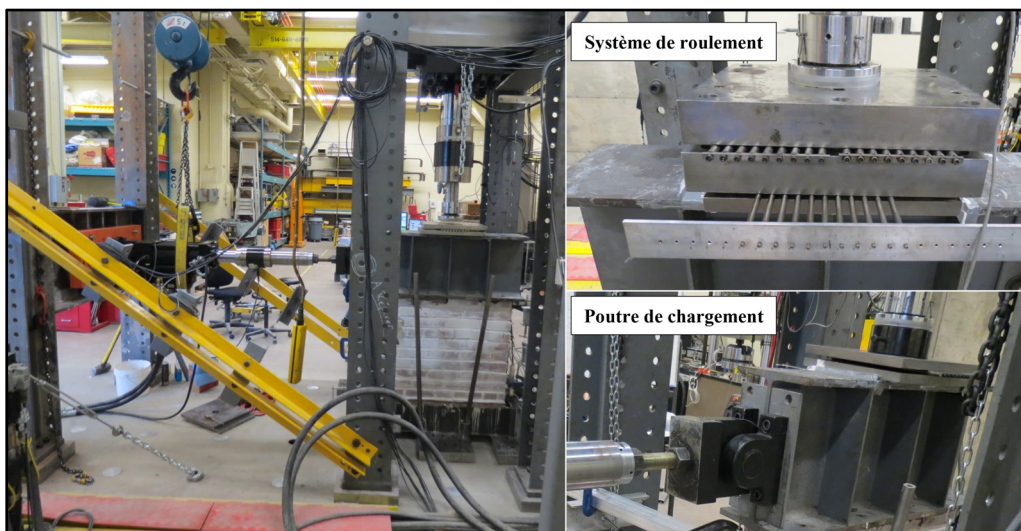


Figure 2.23 Photo du montage réalisé pour les essais de sollicitation cyclique

Le vérin vertical est commandé en force afin de garder un chargement constant au sommet du muret. Le vérin horizontal est quant à lui commandé en déplacement car cela permet de mieux observer les phases de déformations non-linéaires. Lors de la mise en place du chargement vertical, un taux de chargement de  $1 \text{ kN.s}^{-1}$  est imposé. Les déplacements horizontaux sont commandés avec le capteur de déplacement du vérin horizontal, en imposant un taux de  $0,5 \text{ mm.min}^{-1}$ . L'historique des cycles appliqués aux murets est présenté à la Figure 2.24. Il est adapté du travail de Petry (2015) et de la méthode B de l'ASTM E2126. Il est important de noter que les déplacements imposés ne correspondent pas à ceux subis par le muret lors de l'essai, à cause de la déformation du vérin latéral et de la structure le soutenant. Il est préférable d'utiliser le capteur de déplacement du vérin plutôt que ceux disposés sur le muret car son asservissement est bien plus aisé. Mais l'observation de l'évolution des capteurs LVDT est aussi effectuée car cela permet de voir s'il y a des corrections à effectuer dans le déplacement imposé.

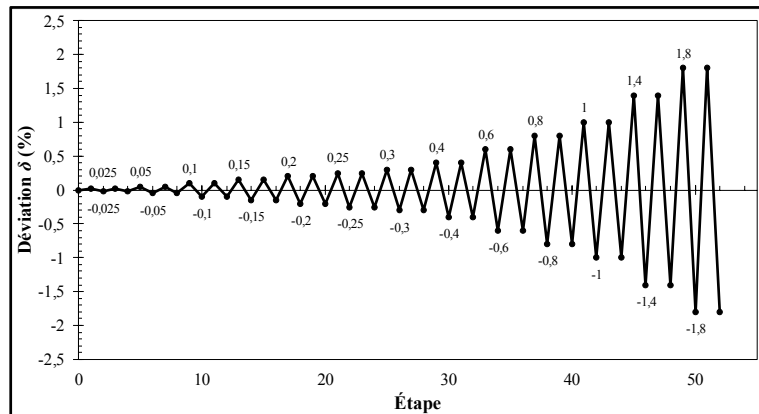


Figure 2.24 Historique du chargement latéral

Trois murets sont mis à l'essai et chacun correspond à un chargement particulier. Trois valeurs pour le chargement vertical sont choisies pour observer l'évolution des paramètres mesurés (déplacements, force latérale et modes de rupture) en fonction celui-ci et pour les comparer aux résultats des modèles de la littérature. Le détail des chargements utilisés est donné au CHAPITRE 3 lors du paramétrage de l'essai car celui-ci dépend des résultats de la phase I. Certains modèles nécessitent la considération des conditions aux limites des murets. Étant

donné la configuration adoptée pour l'essai, on peut envisager que le muret testé est fixé à la base et libre de rotation à son sommet. En effet, à la différence du travail de Petry (2015), on n'utilise pas deux vérins verticaux pour imposer une condition limite particulière au sommet. L'unique vérin utilisé ne permet pas d'imposer un couple qui empêcherait la rotation de la poutre sur le haut du muret. On peut donc considérer les coefficients  $\psi$  et  $\alpha$  comme étant respectivement égaux à 1 et 0,5 (voir section 1.4).

Les données relevées durant l'essai sont les suivantes :

- La charge verticale appliquée  $P$  (kN);
- La charge latérale appliquée  $F$  (kN);
- Les déplacements de l'assise inférieure dans le plan du muret  $d_{li}$  (mm);
- Les déplacements de l'assise supérieure dans le plan du muret  $d_{2i}$  (mm);
- Les hauteurs entre les capteurs LVDT  $h_i$  (mm);
- La hauteur du muret  $h$  (mm);
- La longueur du muret  $L$  (mm);
- L'épaisseur du muret  $e$  (mm).

### 2.5.2 Essai de compression de brique

La phase II utilisant un nouveau stock de brique n'ayant pas été caractérisées, il faut procéder à des essais de compression sur plusieurs spécimens sélectionnés au hasard dans le lot. L'essai de compression de brique appliqué suit les recommandations de la norme ASTM C67. Une presse MTS 815 d'une capacité de 4500 kN est utilisée. On vient disposer sous cette dernière l'échantillon de brique pour le comprimer jusqu'à la rupture. L'échantillon de brique coiffé d'un coulis de Drystone™ est disposé entre deux plaques d'acier. Deux capteur LVDT sont disposés de telle manière qu'ils puissent mesurer la distance séparant la face supérieure de la plaque inférieure et la face inférieure de la plaque supérieure afin de connaître la déformation verticale du spécimen lors de l'application du chargement. L'essai est contrôlé en déplacement avec un taux de  $0,25 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$  et il se termine lorsque le chargement décroît d'au moins 10%



du chargement maximal appliqué sur le spécimen. Cet essai permet de déterminer le  $f'_b$  et le  $E'_b$  de la brique utilisée dans la MNA des murets C.

Les données relevées durant l'essai sont les suivantes :

- Le chargement appliqué  $P$  (N);
- La hauteur moyenne de l'échantillon de brique  $h_b$  (m);
- La surface de la section de l'échantillon de brique  $S_b$  (m<sup>2</sup>);
- Le déplacement donné par les capteurs LVDT  $d_i$  (m).

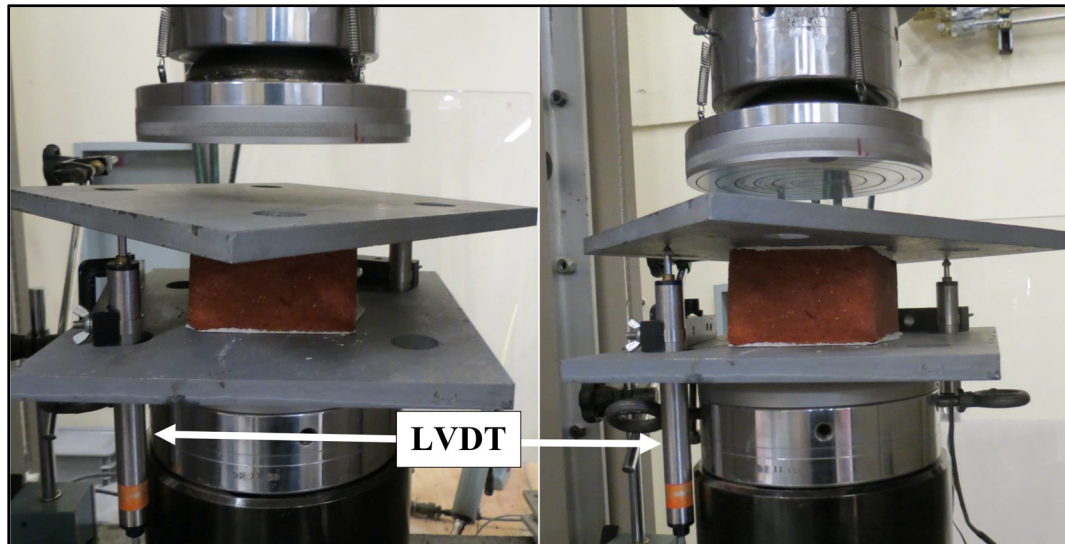


Figure 2.25 Configuration de l'essai en compression pour échantillon de brique

### 2.5.3 Essais en commun avec la phase I

Les différents essais déjà effectués lors de la phase I et qui sont répétés sur des spécimens de la phase II, sont présentés dans les paragraphes suivants.

#### *Essai de compression de mortier et essai de cisaillement de maçonnerie*

Il s'agit d'essais exactement identiques à ceux présentés aux sections 2.4.2 et 2.4.4, aucune autre considération n'est prise ici.

*Essai de compression de maçonnerie*

Il s'agit de l'essai présenté à la section 2.4.3 mais en y ajoutant une considération supplémentaire. En plus des capteurs LVDT déjà présents, des capteurs de déplacement sont posés directement sur les faces latérales de l'échantillon et recouvrent les trois briques du milieu, comme on peut l'observer sur la Figure 2.26. Cette disposition est conforme aux recommandations de la norme CSA S304-14. Cette modification permet de vérifier si la longueur de référence pour la mesure de la déformation a une influence sur la valeur de  $E'_m$ . Les nouveaux capteurs utilisés sont des jauges de déformation SGTT « Strain Gauge Type Transducer » d'une longueur de référence de 150 mm. Ils sont vissés à des plots eux-mêmes collés à la paroi de l'échantillon.

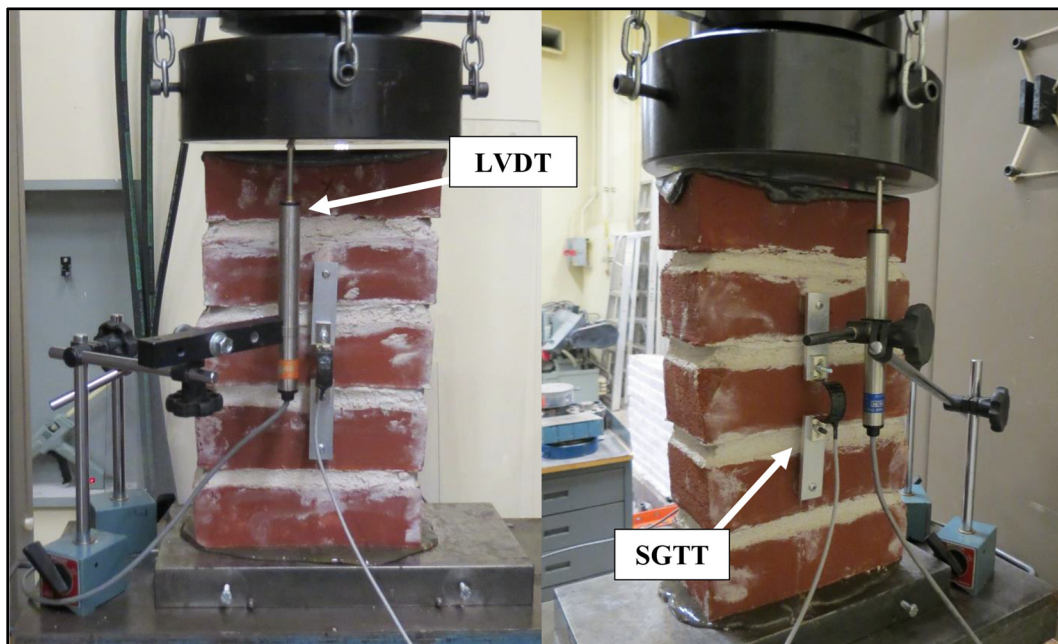


Figure 2.26 Configuration de l'essai en compression pour l'échantillon de maçonnerie de la phase II



## **CHAPITRE 3**

### **RÉSULTATS DE LA PHASE I**

Ce chapitre présente les résultats obtenus lors de la phase I du processus expérimental. Plusieurs essais sont menés. L'essai principal étant l'essai de traction diagonale sur des murets en MNA de brique de deux tailles différentes. Des essais parallèles viennent le compléter afin d'affiner la caractérisation du matériau étudié. Il s'agit d'essais de compression sur éprouvettes de mortier, d'essais de compression sur échantillons de MNA et d'essais de cisaillement sur échantillons de MNA. Les spécimens testés par les essais parallèles sont fabriqués à partir des fournées de mortier utilisées pour la construction des murets testés en traction diagonale.

Pour chaque catégorie d'essai, les modes de ruptures des spécimens et les résultats des mesures effectuées sont analysés et comparés avec des modèles de la littérature. En dernière partie, les résultats obtenus sont utilisés afin de paramétrer la deuxième phase expérimentale et de prédire le comportement des murets de MNA lors de l'essai de sollicitation cyclique.

La présentation des résultats est faite dans un ordre bien particulier car l'interprétation des résultats de certains essais exigent d'avoir déjà interprété les résultats d'autres essais. Dans le cas de cette étude, la discussion des résultats de l'essai de traction diagonale nécessite celle des résultats des essais de compression et de cisaillement de maçonnerie qui elles-mêmes nécessitent celle des résultats d'essais de compression de mortier.

#### **3.1 Compression de mortier**

Cet essai permet de caractériser le mortier de chaque fournée utilisée pour les murets et échantillons de maçonnerie. 84 éprouvettes sont mises à l'essai pour cette première phase.

### 3.1.1 Mode de rupture

Lors de la rupture d'une éprouvette de mortier on constate un décrochement des surfaces latérales de l'éprouvette. Une fois l'essai terminé et les débris enlevés, on remarque que le reste de l'éprouvette a une forme de sablier. Ce mode de rupture est caractéristique des essais de compression sur des éprouvettes avec confinement aux extrémités par des surfaces d'appui non lubrifiées. Lors d'un essai de compression il y a un écrasement de l'éprouvette dans la direction de l'effort de compression mais il y a aussi un étalement de celle-ci dans les directions perpendiculaires. L'étalement tend à être plus important au centre qu'aux extrémités proches des surfaces d'appui, étant donné le confinement qui y est exercé. Alors des contraintes de cisaillement apparaissent et il y a donc un éclatement des surfaces latérales, ce qui donne cette forme de sablier à l'éprouvette de mortier comme on peut l'observer sur la Figure 3.1 (Beckmann, 1994).

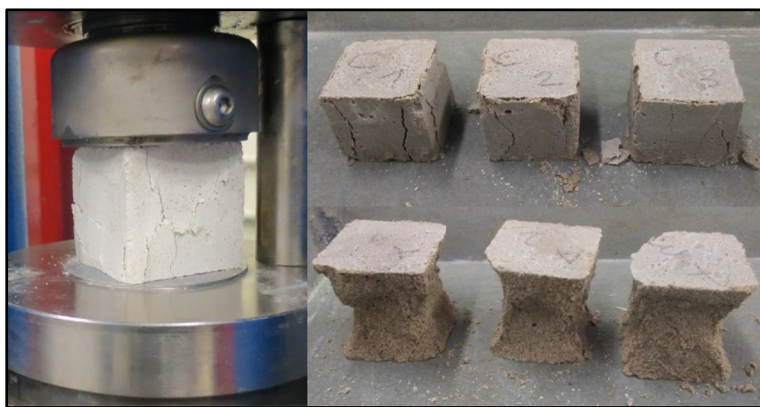


Figure 3.1 Éprouvettes de mortier testées en compression

### 3.1.2 Résultats

Les résultats des essais de compression d'éprouvettes de mortier de la phase I sont présentés ici. Le Tableau 3.1 donne la résistance en compression moyenne du mortier pour chacun des murets de MNA de la phase I. La résistance en compression du mortier pour chacune des fournées de la phase I est donnée au Tableau-A VI-1 et au Tableau-A VI-2 de l'ANNEXE VI.

Tableau 3.1 Résistances en compression des mortiers des murets de la phase I

<b>Mur correspondant</b>	<b><math>f_j</math> moyen par mur (MPa)</b>
A-W1	4,18
A-W2	4,98
A-W3	5,45
B-W1	4,43
B-W2	4,92
B-W3	6,31
Moyenne (MPa)	5.1
Écart type (MPa)	1.1
Coefficient de variation (%)	21,3

Le  $f_j$  moyen pour l'ensemble des murets est de  $5.1 \pm 1.1$  MPa. L'écart type est assez important car il représente plus de 20% de la moyenne. Malgré le fait que les mêmes proportions de constituants soient utilisées pour toutes les fournées, il y a une large variation de la résistance en compression du mortier. Il est néanmoins courant d'avoir une aussi grande irrégularité des résultats en maçonnerie. On peut notamment le remarquer dans les travaux de Hébert (2015), Moretti (2017) et Lumantarna et al. (2014) qui présentent des coefficients de variation allant de 6% jusqu'à 21% selon le mortier. Dans notre cas la variation des résultats peut être la conséquence de plusieurs choses.

Premièrement, une différence d'homogénéité des mélanges dans les sacs de mortier. En effet, le mortier BétoMix Plus type O est un mortier pré-mélangé. Il n'y a donc que l'eau à rajouter au mélange pour obtenir la pâte de mortier. Comme dans tout sac contenant des matériaux granulaires de calibres différents, il est possible qu'un phénomène de ségrégation se produise à cause de l'agitation du sac, par exemple lors du transport. On peut ainsi se retrouver avec des zones du sac ayant plus de sable que d'autre et la capacité du malaxeur ne permettant pas d'utiliser des sacs entiers lors d'un mélange, il est donc possible que cela cause ce genre de variation.

Deuxièmement, le prélèvement du mortier : Les échantillons de mortier peuvent être prélevés dans des zones de la fournée qui ne sont pas représentatives des caractéristiques globales du mortier réalisé. Ceci est dépendant de la qualité du mélange réalisé, donc de la qualité du malaxeur, de la vitesse et de la durée du mélange. Toutefois, les mélange sont faits en accord avec la fiche technique du matériau afin de s'assurer de minimiser cette source de variance.

Troisièmement, la compaction du mortier et les conditions de cure : Lors de la fabrication des éprouvettes, on doit exercer une compaction du mortier dans les moules à l'aide d'un dameur et en suivant les recommandations de la norme ASTM C109/C109M. Cependant c'est une tâche faite manuellement, donc soumise à l'imprécision du geste et à l'expérience de celui qui l'effectue. Il se peut donc que des éprouvettes n'aient pas la même compaction. Les conditions de cure jouent aussi. Bien que l'on se soit efforcé d'avoir les mêmes conditions de cure pour tous les spécimens mis à l'essai dans cette étude, il est possible qu'il y ait quelques variations de ces conditions d'un spécimen à l'autre.

Il est important de relever que les résistances obtenues avec cet essai ne sont pas exactement représentatives de celles des joints de mortier des spécimens de MNA. En effet, l'épaisseur d'un joint étant plus faible que celle d'une éprouvette et la section comprimée étant plus grande, cela tendrait alors à augmenter le confinement du mortier et donc à augmenter sa résistance en compression. Dans l'idéal il faudrait faire l'essai de compression sur des éprouvettes de mortier ayant une épaisseur et une section équivalente à celle des joints de mortier. Cependant l'essai de l'ASTM C109/C109-M-16a est un essai normalisé, ce qui justifie son utilisation.

### **3.2 Compression d'échantillon de maçonnerie**

Les résultats obtenus lors des essais sur la compression d'échantillons de maçonnerie sont présentés dans les paragraphes suivants.

### 3.2.1 Mode de rupture

Tous les spécimens testés présentent le même mode de rupture. On remarque d'abord la présence de fissures verticales sur la hauteur du spécimen et un écaillage des joints de mortier dont l'apparition est perceptible après l'atteinte du chargement maximum. Les fissures sont plus concentrées sur les trois briques du milieu. On remarque ensuite le décollement de joints de mortier. En général le joint se décolle de la brique qui lui est inférieure car la surface supérieure des briques est moins poreuse que la surface inférieure, ce qui fait que le mortier y adhère moins facilement. Ce détachement est causé par un cisaillement à l'interface entre la brique et le mortier. En effet, le mortier plus flexible que la brique a tendance à vouloir s'étaler lors de la compression. Cela a pour première conséquence l'écaillage du mortier sur le rebord des joints (Vermeltoort et al., 2007), mais aussi l'apparition d'un différentiel de contraintes entre la brique et le mortier. La brique confine le mortier ce qui conduit à une compression triaxiale du mortier et une tension bilatérale couplée à une compression axiale de la brique (Kaushik et al., 2007). Un cisaillement se produit à l'interface mortier/brique, la résistance au cisaillement à cette interface de la brique étant trop faible pour maintenir la cohésion, il y a donc décollement du joint.



Figure 3.2 Échantillon de maçonnerie testés en compression

En enlevant les morceaux de maçonnerie détachés du reste de l'échantillon on remarque que les fissures s'orientent de manière à donner une forme de sablier. À la différence des éprouvettes de mortier il ne reste pas de structure centrale non fissurée car les fissures se propagent aussi au milieu des briques comme on peut l'observer sur la Figure 3.2. Ces fissures verticales traduisent une rupture en tension des briques dans les deux directions horizontales. L'effort de compression induit le matériau à se déformer dans toutes les directions du plan horizontal (Vermeltfoort et al., 2007). La forme en « X » des fissures, ou le fait qu'elles soient plus concentrées sur les trois briques du milieu de l'échantillon est dû à un confinement des extrémités de celui-ci. Le confinement est obtenu par le manque de glissement entre les surfaces d'appui de la presse et l'échantillon (comme pour les essais en compression d'éprouvettes de mortier). Mais il est accentué ici par l'utilisation de la résine époxydique en tant que coiffe, qui est plus résistante et plus rigide que la brique. Dans les travaux d'Abo El Ezz et Nollet (2015) et de Hébert (2015), aucune coiffe n'a été utilisée et on remarque que les fissures étaient bien présentes sur toute la hauteur des spécimens.

### 3.2.2 Résultats

Les diverses mesures effectuées au cours des essais permettent d'obtenir la résistance en compression  $f'_{ms}$ , la déformation au pic de contrainte  $\varepsilon'_m$  et le module d'élasticité  $E_m$  de chaque spécimen. La norme ASTM C1314 fait une distinction entre la résistance en compression  $f'_{ms}$  d'un spécimen fait de MNA et la résistance en compression  $f'_m$  propre à cette MNA. Elle considère que le rapport entre  $h_p$  et  $t_p$  influence la résistance du spécimen, elle préconise alors d'utiliser un coefficient pour corriger la valeur de  $f'_{ms}$ , comme décrit par l'équation (3.1).

$$f'_m = C f'_{ms} \quad (3.1)$$

Le facteur de correction  $C$  est obtenu grâce au tableau de l'ASTM C1314 présenté dans le Tableau 3.2. Dans le cas où la valeur de  $h_p/t_p$  du spécimen serait différente de celles présentées dans le tableau, on détermine le facteur correspondant par interpolation linéaire entre les deux valeurs qui la bornent.

Tableau 3.2 Facteur de correction  $C$  en fonction du rapport hauteur sur épaisseur  
Tiré de l'ASTM (2014b) p. 5

$h_p/t_p$	1.3	1.5	2.0	2.5	3.0	3.4	5.0
$C$	0.75	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

$E_m$  est le coefficient directeur de la pente décrite par la courbe contrainte/déformation durant la phase élastique. La contrainte  $f_{ms}$  est le rapport de l'effort appliqué sur la surface de la section du spécimen et la déformation  $\varepsilon_m$  est la déformation dans la direction de  $f_{ms}$  obtenue par le rapport entre la moyenne des déplacements enregistrés par les deux capteurs LVDT et la hauteur du spécimen. La Figure 3.3 présente différentes courbes obtenues lors des essais, elles possèdent toutes deux phases principales. La première est la phase élastique entre le chargement initial et le chargement à partir duquel il y a la première apparition de fissures (il se produit un peu avant le chargement maximal) puis il y a la phase post-élastique caractérisée par une décroissance de  $f_{ms}$  avec l'augmentation de  $\varepsilon_m$  se terminant par la destruction du spécimen. On peut remarquer que les pentes décrites par les courbes ne sont pas parfaitement droites durant la phase élastique, il s'agit donc ici de les approximer. Les méthodes pour déterminer  $E_m$  sont décrites par les normes ASTM E111 (ASTM, 2017) et ASTM C1314. Néanmoins certaines libertés sont prises par rapport à leurs recommandations. Le choix se porte sur la méthode des moindres carrés décrite par l'ASTM E111 car elle présente l'avantage de calculer la tendance de tous les points de l'intervalle choisi, ce qui approxime mieux la courbe plutôt qu'une interpolation à partir des bornes de l'intervalle ou une tangence en un point. Pour le choix de l'intervalle d'application de la méthode, le travail de Lumantarna et al. (2014) sert de référence. En effet, la norme calcule  $E_m$  entre  $0,05f'_{ms}$  et  $0,33f'_{ms}$ , mais cela conduit à négliger toute une partie de la phase élastique qui est estimée se terminer à  $0,70f'_{ms}$ . Ici,  $0,70f'_{ms}$  est donc choisi comme borne supérieure de l'intervalle et  $0,15f'_{ms}$  est préféré comme borne inférieure plutôt que  $0,05f'_{ms}$ .

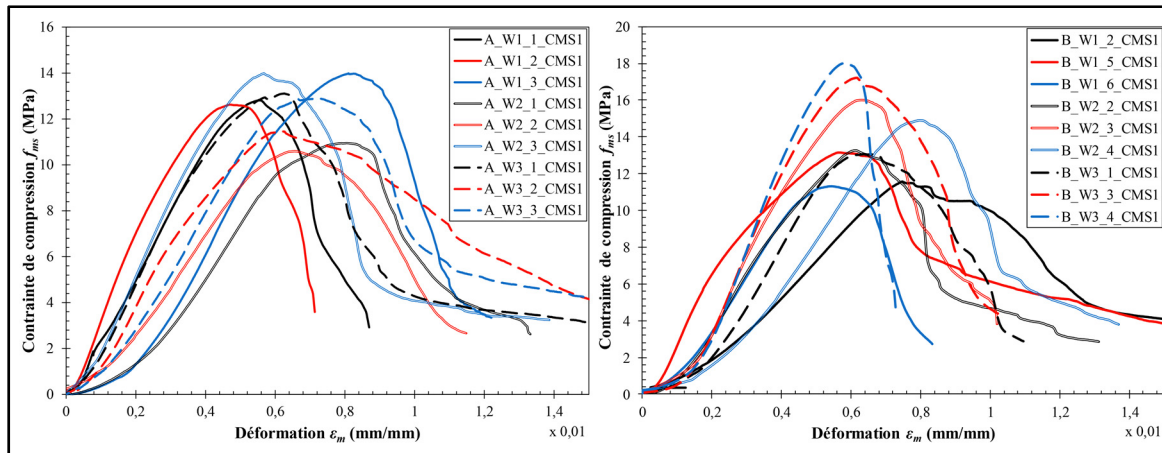


Figure 3.3 Contrainte de compression en fonction de la déformation des échantillons de MNA de la phase I

En observant bien les courbes présentées à la Figure 3.3 on remarque qu'elles présentent toutes une tangence avec l'axe des abscisses lors du début de l'application du chargement. C'est une non-linéarité que ne présentent pas les résultats de Lumantarna et al. (2014). Elle peut être due à un pré-chargement insuffisant qui conduirait à l'apparition d'un faible jeu entre le spécimen et l'appui supérieur de la presse au début de l'essai. La mesure du déplacement étant faite entre les deux appuis de la presse, s'il y a un jeu il peut donc y avoir déplacement avec un légère augmentation de l'effort. Mais la tangence pourrait aussi être due à un défaut de la presse. En effet, la cellule de charge mesure difficilement la force appliquée lorsque celle-ci est proche de 0 N à cause des frottements dans le vérin. On conclura sur ce phénomène lors des résultats de la phase II. On choisit donc l'intervalle le plus grand permettant d'éviter la partie non-linéaire initiale et les premières fissurations des spécimens. Le Tableau 3.3 présente les valeurs de  $f'_m$ ,  $E_m$  et  $\varepsilon'_m$  des murets de la phase I. Les résultats des murets sont issus de la moyenne des résultats des échantillons qui leurs sont associés, ces derniers sont donnés au Tableau-A VII-1 et au Tableau-A VII-2 à l'ANNEXE VII.



Tableau 3.3  $f'_m$ ,  $E_m$  et  $\varepsilon'_m$  de la MNA des murets de la phase I

Spécimen	Moyennes par muret		
	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )
A-W1	14,8	3,11	$6,12.10^{-3}$
A-W2	13,3	2,54	$6,76.10^{-3}$
A-W3	14,0	2,79	$6,56.10^{-3}$
B-W1	13,5	2,67	$6,18.10^{-3}$
B-W2	16,3	3,21	$6,84.10^{-3}$
B-W3	17,9	4,15	$6,11.10^{-3}$
Moyenne	15,0	3,08	$6,43.10^{-3}$
Écart type	2,2	0,81	$0,97.10^{-3}$
Coefficient de variation (%)	14,8	26,4	15,0

À la vue de ces premiers résultats on remarque qu'il y a une variation assez importante. En effet,  $f'_m$  est égal à  $15,0 \pm 2,2$  MPa,  $E_m$  à  $3,08 \pm 0,81$  GPa et  $\varepsilon'_m$  à  $6,43 \times 10^{-3} \pm 0,97 \times 10^{-3}$  mm.mm<sup>-1</sup>. Les coefficients de variation sont donc respectivement de 14,8 %, 26,4 % et 15,0 %, ce qui est assez élevé mais comparable avec ce que l'on peut trouver dans la littérature concernant la maçonnerie. Le coefficient de variation est plus élevé pour  $E_m$  car son estimation dépend de plus de paramètres que celles de  $f'_m$  et  $\varepsilon'_m$ .  $E_m$  représente normalement une phase de comportement linéaire alors qu'on remarque que même durant la phase supposément élastique, le comportement présente une certaine non-linéarité, d'où le fait que l'on parle plutôt de module « apparent ». De plus il peut y avoir des erreurs de considération. Il se peut que pour certains spécimens que la borne  $0,7f'_{ms}$  soit trop haute et que des fissurations se soient déjà produites. Enfin le calcul de  $E_m$  combine  $f'_{ms}$  et  $\varepsilon_m$  et donc leurs incertitudes respectives.

### 3.2.2.1 Prédiction de la résistance en compression de la MNA, $f'_m$

Il est naturel de penser que la résistance en compression d'une MNA soit liée à la résistance en compression des éléments qui la composent. À l'aide des résultats obtenus précédemment, l'objectif est désormais de déterminer une relation empirique entre  $f'_j$ ,  $f'_b$  et  $f'_m$ . L'Eurocode 6

(Eurocode, 2005a) propose l'équation (3.2) pour lier ces propriétés, ainsi que différentes valeurs pour les paramètres  $K$ ,  $\theta$  et  $\lambda$  en fonction des spécificités de la MNA utilisée. Gumaste et al. (2007), Hébert (2015), Kaushik et al. (2007) et Lumantarna et al. (2014) proposent aussi des valeurs pour les paramètres  $K$ ,  $\theta$  et  $\lambda$  qu'ils ont pu déterminer grâce à des données expérimentales. Les différentes valeurs sont présentées dans le Tableau 3.4. On remarque que les coefficients varient grandement selon les modèles, mais on peut noter qu'ils respectent tous le fait que  $\lambda$  soit inférieur à  $\theta$ . En effet, cela traduit le fait que  $f'_j$  a moins d'influence que  $f'_b$  sur  $f'_m$ . Il s'agit donc maintenant de voir si les résultats suivent l'un de ces modèles et sinon d'en proposer un autre.

$$f'_m = K f'_b{}^\theta f'_j{}^\lambda \quad (3.2)$$

Tableau 3.4 Paramètres de l'équation (3.2) tirés de la littérature

Modèle	$K$	$\theta$	$\lambda$
Gumaste et al. (2007)	0,32	0,87	0,13
Kaushik et al. (2007)	0,63	0,49	0,32
Lumantarna et al. (2014)	0,75	0,75	0,31
Hébert (2015)	0,4	0,75	0,36
Eurocode 6	0,55	0,7	0,3

Comme expliqué à la section 2.3.2.2, les résultats de Hébert (2015) sont repris ici,  $f'_b$  est donc estimé à  $35,3 \pm 7,3$  MPa pour les briques utilisées. Cependant la fiche technique des briques présentée en ANNEXE II définit une plage variant entre 20,0 MPa et 35,3 MPa et donc une médiane à 27,5 MPa. Les résultats de Hébert (2015) sont donc dans la partie haute des estimations décrites par la fiche technique. La Figure 3.4 présente les différents modèles et les résultats expérimentaux obtenus en prenant  $f'_b$  égal au résultat de Hébert (2015).

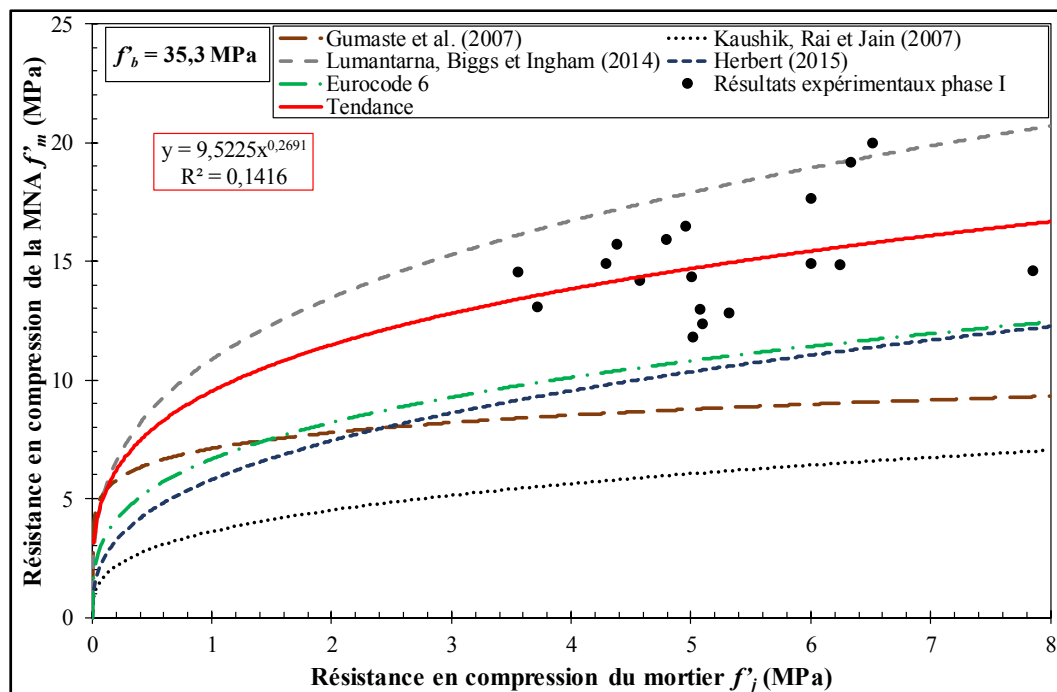


Figure 3.4 Résistance en compression de la MNA en fonction de celles du mortier et de la brique; résultats expérimentaux de la phase I et modèles de la littérature

On peut constater que les résultats obtenus ne correspondent pas tout à fait aux modèles précédemment cités. La tendance globale démontrée par ces points est plus près du modèle de Lumantarna et al. (2014) que des autres. Néanmoins, les points sont très dispersés et le coefficient de détermination  $R^2$  de l'équation de tendance est de 0,14, ce qui est trop faible pour que cela soit significatif, même pour de la maçonnerie. Par exemple, Kaushik et al. (2007) et Lumantarna et al. (2014) présentent respectivement des coefficients de détermination de 0,93 et 0,87. Cependant il est intéressant de remarquer que la fiche technique des briques donne une plage de variation de 14 MPa pour  $f'_b$ . Les briques utilisées peuvent donc présenter des résistances en compression très différentes les unes des autres, ce qui joue évidemment sur  $f'_m$ . La Figure 3.5 présente le modèle de Lumantarna et al. (2014) en faisant varier la valeur de  $f'_b$  selon les valeurs indiquées par la fiche technique et le compare aux résultats expérimentaux.

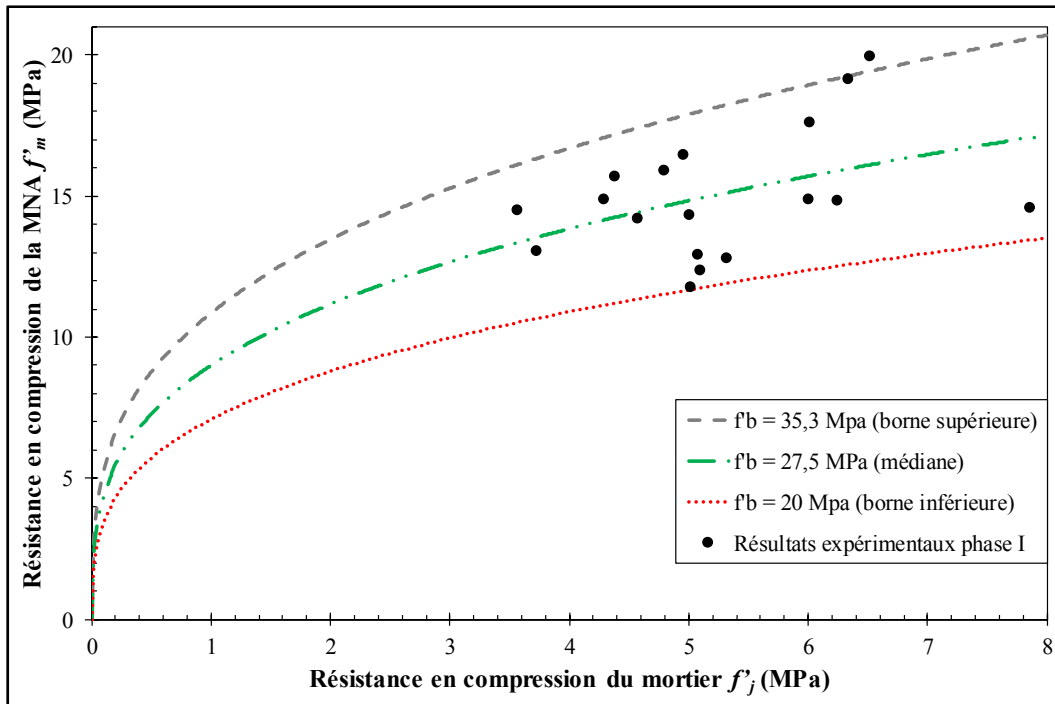


Figure 3.5  $f_m$  en fonction de  $f_b$  et  $f_j'$ ; résultats expérimentaux de la phase I et modèles de Lumantarna et al. (2014) pour trois valeurs de  $f_b$

On constate que la majorité des points sont compris dans l'intervalle décrit par les modèles et que le modèle utilisant  $f_b$  égal à 27,5 MPa est comparable à la tendance obtenue à la Figure 3.4. Il est donc possible que cette grande disparité des points puisse être due à une variation importante du  $f_b$  des briques utilisées pour les échantillons de MNA. Lors de travaux futurs, l'idéal serait de pouvoir connaître le  $f_b$  pour chaque brique utilisée dans un spécimen, ce qui est pour le moment difficilement réalisable.

### 3.2.2.2 Prédiction du module d'élasticité, $E_m$

Lumantarna et al. (2014) considèrent que  $E_m$  et  $f_m$  peuvent être liés linéairement par l'équation (3.3) et listent plusieurs valeurs pour  $k$  qui sont proposées dans la littérature. Le Tableau 3.5 répertorie ces différentes valeurs. Lumantarna et al. (2014) et Drysdale et al. (1999) donnent des plages de valeurs possibles pour le coefficient  $k$ , car ils constatent qu'il y a une large variation de relation entre  $E_m$  et  $f_m$ . La Figure 3.6 présente les différents modèles proposés et les résultats expérimentaux.

$$E_m = k f'_m \quad (3.3)$$

Tableau 3.5 Valeurs proposées pour  $k$  par les différents modèles de la littérature

Modèle	$k$
Masonry Standard Joint Committee (2002)	700
Federal Emergency Management Agency (1998)	550
CSA S304-14	850
Eurocode 6	1000
Paulay et Priestley (1992)	750
Kaushik et al. (2007)	[250; 550; 1100]
Drysdale et al. (1999)	[210; 1670]

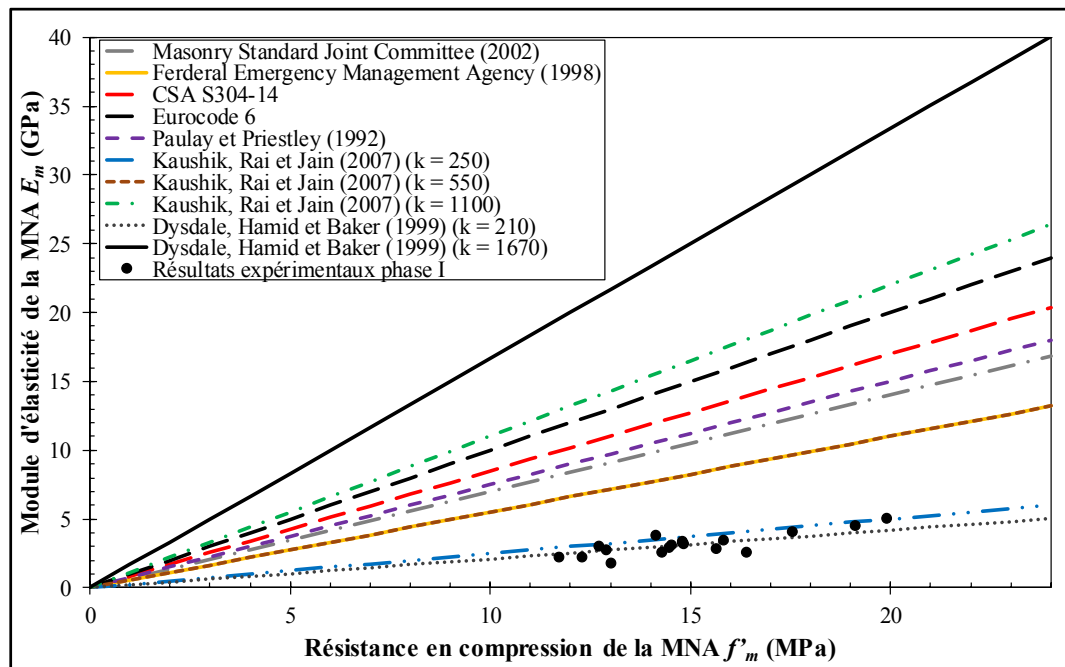


Figure 3.6  $E_m$  en fonction de  $f'_m$ ; résultats expérimentaux de la phase I et modèles issus de la littérature

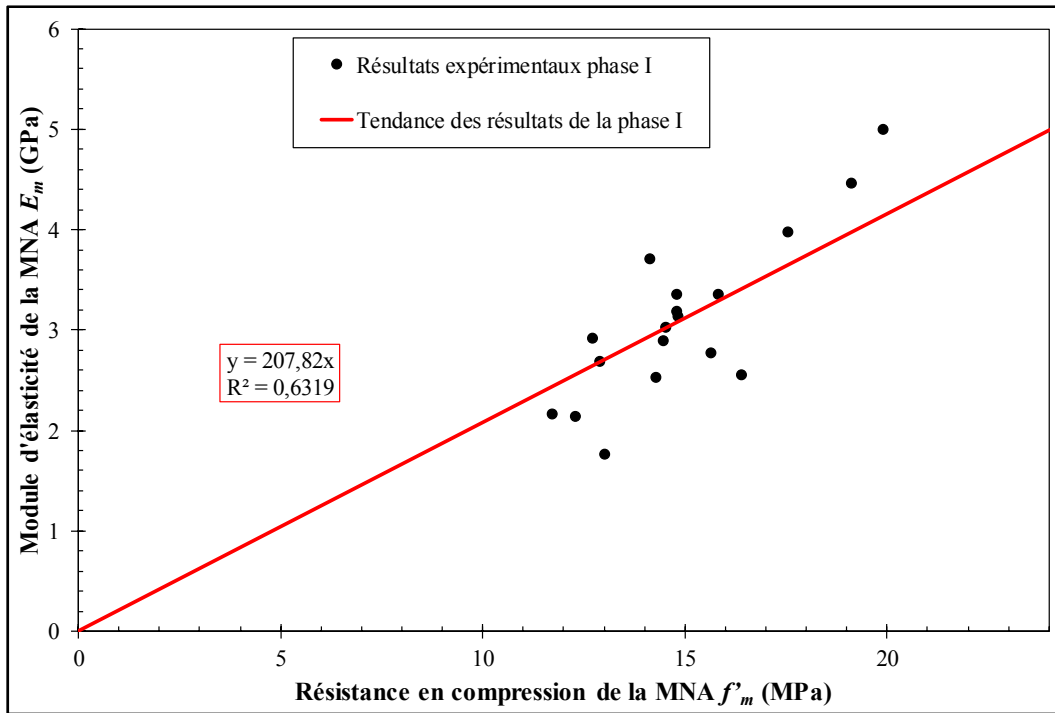


Figure 3.7  $E_m$  en fonction de  $f'_m$ ; résultats expérimentaux de la phase I et modèle proposé

Parmi les différents modèles de la littérature, il n'y en a que deux qui s'approchent des résultats obtenus. Il s'agit des bornes inférieures du modèle de Drysdale et al. (1999), avec  $k$  égal à 210, et de celui de Kaushik et al. (2007), avec  $k$  égal à 250. Néanmoins les résultats sont trop dispersés pour pouvoir conclure ici sur la validité du modèle présenté par l'équation (3.3). En effet, à la Figure 3.7 on présente les résultats expérimentaux et une tendance linéaire pour laquelle on force le passage par l'origine afin d'utiliser le principe du modèle. On relève que la tendance possède un coefficient directeur de 208 et un  $R^2$  de 0,63. Les résultats issus de la phase II permettront de conclure sur le modèle. Néanmoins il y a tout de même une corrélation suffisante pour affirmer que  $E_m$  tend à augmenter avec  $f'_m$ .

### 3.2.2.3 Prédiction de la déformation au pic de contrainte, $\varepsilon'_m$

Après la détermination de modèles pouvant prédire  $E_m$  et  $f'_m$  il serait maintenant intéressant de pouvoir prédire  $\varepsilon'_m$ . Kaushik et al. (2007) et Lumantarna et al. (2014) proposent le modèle

décrit par l'équation (3.4) avec le coefficient  $a$  respectivement égal à 0,27 et 0,21, le coefficient  $b$  égal à 0,25 et le coefficient  $d$  égal à 0,7.

$$\varepsilon'_m = \frac{af'_m}{f_j^b E_m^d} \quad (3.4)$$

La Figure 3.8 représente les résultats expérimentaux de  $\varepsilon'_m$  en fonction des prédictions des modèles proposés. Des tendances linéaires avec passage par zéro sont proposées pour les différentes séries de points. Un modèle est donc valide si la tendance associée à sa série de point a un coefficient directeur très proche de 1 et un  $R^2$  élevé. Dans les cas présentés on a des coefficients de détermination égaux à 0,48 et des coefficients directeurs trop inférieurs à 1 pour que les modèles soient considérés comme valides. Il faut donc proposer d'autres valeurs pour les coefficients  $a$ ,  $b$  et  $d$  du modèle afin d'obtenir un meilleur  $R^2$  et de rapprocher les points de la droite  $y = x$ .

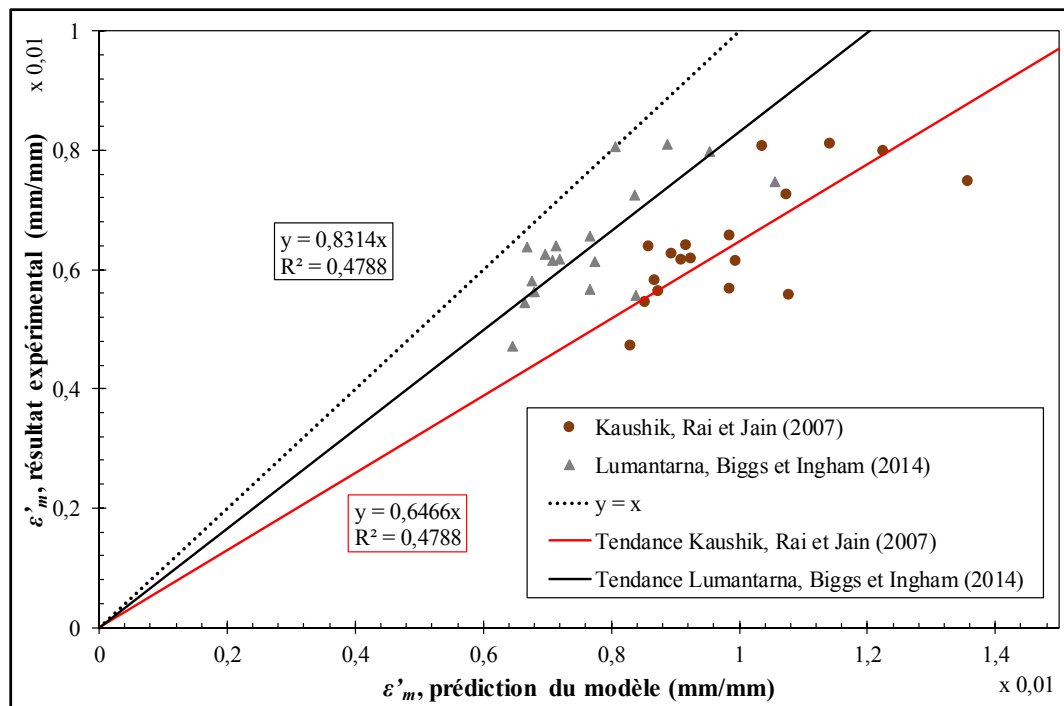


Figure 3.8 Déformation au pic de contrainte,  $\varepsilon'_m$ , issue des résultats expérimentaux de la phase I en fonction des prédictions des modèles de la littérature

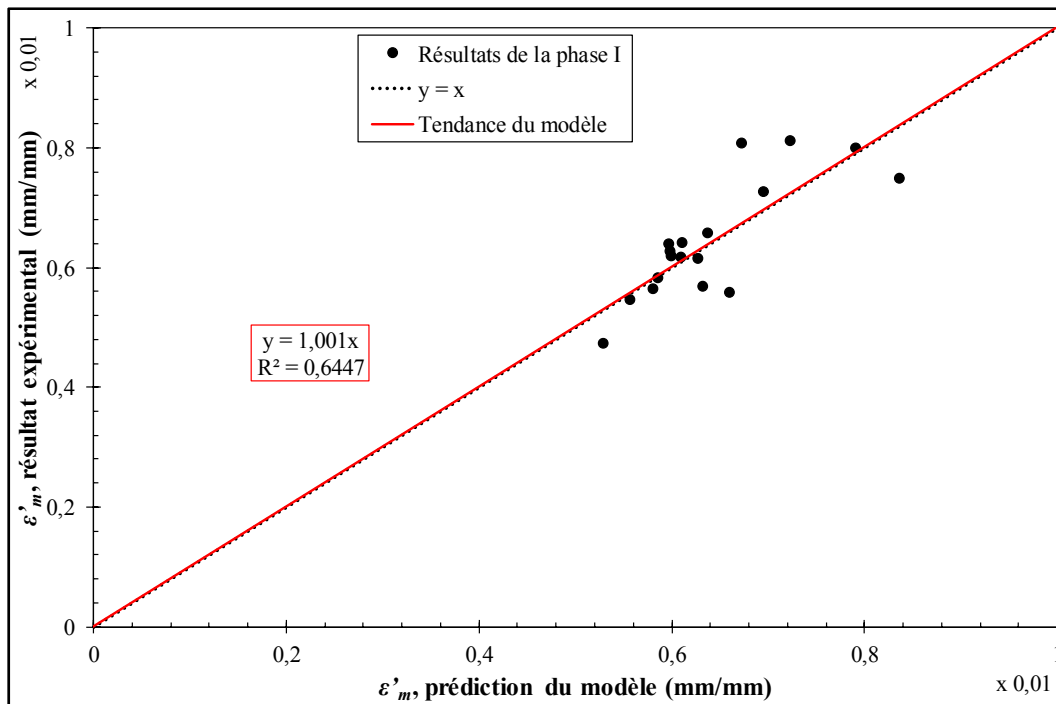


Figure 3.9 Déformation au pic de contrainte,  $\varepsilon'_m$ , issue des résultats expérimentaux de la phase I en fonction des prédictions du modèle proposé

Après plusieurs itérations les coefficients  $a$ ,  $b$  et  $d$  obtenus sont respectivement égaux à 0,135, 0,09 et 0,7. Le modèle proposé est représenté à la Figure 3.9. Il permet d'obtenir un  $R^2$  de 0,64 ce qui est plus intéressant mais la dispersion reste tout de même élevée. Certains points présentent une différence de presque 20 % entre le l'expérimental et le théorique. Il est donc préférable d'attendre les résultats de la phase II avant conclure sur ce modèle.

### 3.3 Cisaillement de maçonnerie

Les résultats issus des essais de cisaillement de maçonnerie de la phase I sont présentés dans les paragraphes suivants.

#### 3.3.1 Mode de rupture

Dans la littérature on identifie trois principaux modes de rupture pour cet essai. La rupture peut se faire par propagation d'une fissure à l'intérieur du joint, à l'interface entre le joint et la



brique ou encore à l'intérieur de la brique. La Figure 3.10 schématise ces trois modes de rupture.

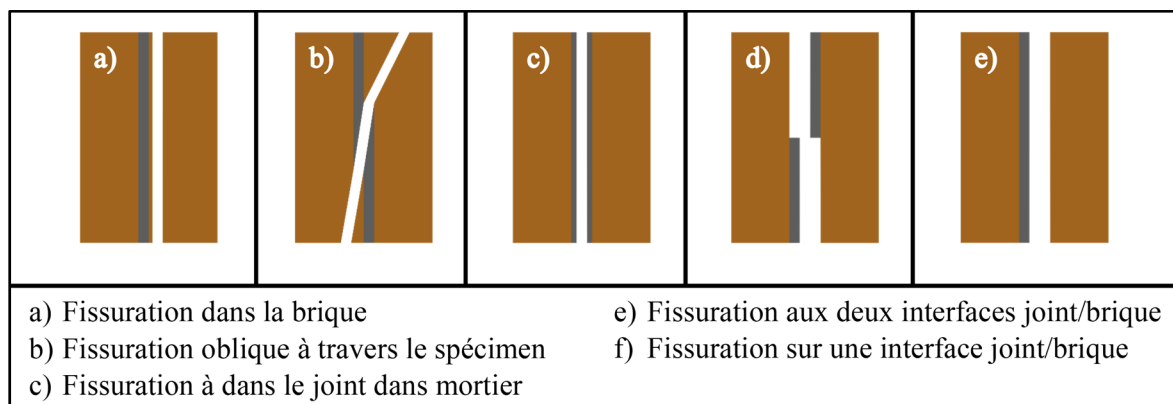


Figure 3.10 Schéma des modes de rupture possibles pour l'essai de cisaillement de MNA



Figure 3.11 Spécimens de maçonnerie testés en cisaillement

Ici, un seul mode rupture est identifiable pour tous les spécimens mis à l'essai. Comme on peut l'observer sur la Figure 3.11, c'est la rupture par cisaillement de l'interface entre le mortier et la brique qui prédomine. Pour certains spécimens on peut remarquer que la fissure passe d'un plan de joint à l'autre en coupant le joint de mortier en deux. Cependant on constate que pour la grande majorité des spécimens, la fissure se propage sur un plan de joint bien particulier. Il

s'agit de celui faisant l'interface entre le mortier et la face supérieure de la brique. Comme il l'est expliqué à la section 2.2.1, la face inférieure de la brique est plus poreuse que celle du dessus, cela a pour effet d'avoir une meilleure imprégnation du mortier sur cette face, ce qui permet d'obtenir une interface plus résistante que l'autre au cisaillement.

Il est aussi intéressant de constater que les joints cèdent successivement pour tous les spécimens. Comme il l'est schématisé sur à la Figure 3.12, la première rupture peut survenir au joint a et la deuxième rupture au joint b, ou inversement. Cela conduit donc à adapter la méthode de calcul dictée par le RILEM TC 127-MS pour l'analyse des résultats, car cette dernière suppose que les joints cèdent simultanément. On considère donc par la suite deux ensembles de résultats, ceux issus de la première rupture de joint et ceux issus de la deuxième rupture de joint.

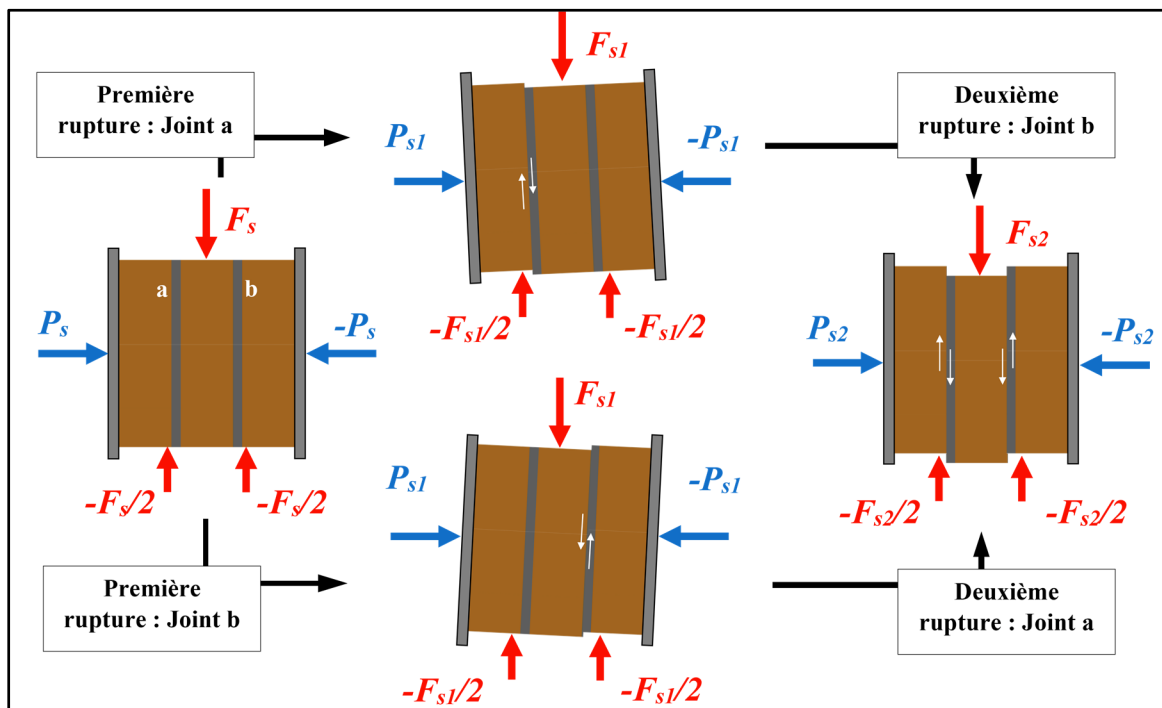


Figure 3.12 Schéma des deux types de ruptures successives obtenues lors des essais de cisaillement d'échantillons de MNA

Comme le déplacement du vérin est très lent, on prend pour hypothèse que quel que soit l'instant durant l'essai, la force de cisaillement s'appliquant sur chacun des joints de

l'échantillon de MNA est égale à la moitié de  $F_s$ . L'effort de compression s'exerçant sur chacun des joints est quant à lui égale à  $P_s$ . La contrainte cisaillement dans un joint est donc égale à la moitié de  $F_s$  divisée par  $S_i$  ( $i = a$  ou  $b$ ) et la contrainte de compression dans un joint est égale à  $P_s$  divisé par  $S_i$  ( $i = a$  ou  $b$ ).

La séparation entre les résultats issus de la première rupture de joint et ceux issus de la deuxième rupture de joint est faite pour la raison suivante. Pour certains spécimens mis à l'essai, on remarque un phénomène qui tend à invalider les résultats issus de la deuxième rupture de joint (que ce soit le joint  $a$  ou  $b$  qui cède en deuxième). En effet, pour un même spécimen, on observe une force de cisaillement lors de la première rupture de joint  $F_{s1}$  supérieure à la force de cisaillement lors de la deuxième rupture  $F_{s2}$  alors que l'effort de compression à la première rupture  $P_{s1}$  est inférieur à l'effort de compression à la deuxième rupture  $P_{s2}$ . Un exemple de ce type comportement est présenté à la Figure 3.13. Cela signifie que les conditions s'appliquant sur le deuxième joint lors de la deuxième rupture, ne sont plus les mêmes que celles qui s'y appliquait avant la première rupture de joint. En effet, si les conditions avaient été les mêmes, le deuxième joint serait considéré comme étant moins résistant à l'effort de cisaillement appliqué, il aurait donc dû céder en premier. Il y aurait donc un phénomène qui interviendrait avant la deuxième rupture et qui fragiliserait le deuxième joint. En observant plusieurs spécimens lors de leur essai, on constate qu'après la première rupture de joint, les deux briques encore solidaires effectuent une rotation dans le plan du spécimen, la presse continuant à appuyer sur la brique centrale jusqu'à la rupture du deuxième joint. Cette rotation conduit d'une part à incliner le joint n'ayant pas encore cédé et d'autre part à écarter les plaques du système de confinement ce qui augmente alors l'effort de compression  $P$  appliqué. Il se peut que cela induise une hétérogénéité de la répartition des contraintes de compression et de cisaillement dans le joint n'ayant pas encore cédé. Mais la rotation pourrait aussi imposer une différence entre les efforts s'appliquant sur les deux joints. Cela invaliderait alors l'hypothèse selon laquelle la force de cisaillement sur le joint n'ayant pas encore cédé serait égale à la moitié de  $F_s$  et cela rend donc impossible de pouvoir la déterminer ici. Ainsi il est fort probable que cela soit cette rotation des deux briques encore solidaires, qui parasite la deuxième rupture de joint.

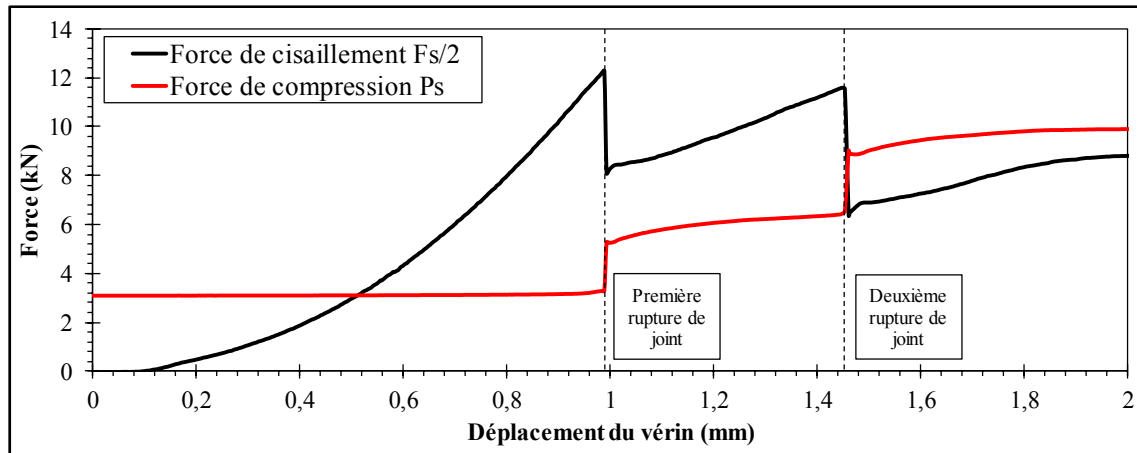


Figure 3.13 Force de cisaillement et force de compression appliquées sur l'échantillon B-W2-3-SMS1 en fonction du déplacement du vérin

Sur 54 spécimens testés, il y a en a 14 qui présentent le type comportement décrit dans le paragraphe précédent, soit plus du quart des spécimens. On pourrait donc considérer comme intraitables les résultats issus de la deuxième rupture de joint. Cependant il est choisi par la suite de traiter les données issues des deux ruptures afin de voir si elles traduisent effectivement une différence de comportement.

Il est aussi intéressant de relever que pour 60 % des spécimens, c'est le joint a qui cède en premier et donc le joint b en deuxième. Le nombre de spécimens mis à l'essai étant assez élevé, ce résultat aurait dû être observé pour 50 % des spécimens. Cela peut s'expliquer par les imperfections géométriques des spécimens, et plus particulièrement par celles des briques. En effet, la face supérieure des briques est légèrement convexe par rapport à sa face inférieure et les faces des bouts présentent aussi une légère convexité. Néanmoins il est préférable d'attendre les résultats de la phase II avant de conclure sur cet aspect.

### 3.3.2 Résultats

#### 3.3.2.1 Mohr Coulomb

Dans un premier temps l'objectif est de chercher à déterminer les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb tiré du RILEM TC 127-MS et présenté par l'équation (3.5), qui sont propres à la MNA étudiée. Le modèle de Mohr-Coulomb considère que l'on peut lier la résistance au cisaillement  $\tau_m$  d'un joint de MNA, à la contrainte de compression  $\sigma_m$  appliquée à ce joint, par une fonction linéaire où la pente est le coefficient de friction  $\mu$  et l'ordonnée à l'origine est la cohésion  $c$ . La Figure 3.14 présente les différents résultats obtenus lors de la première et de la deuxième rupture de joint de chacun des spécimens ainsi que les équations des tendances linéaires associées. De ces équations de tendance on peut alors identifier les paramètres  $\mu$  et  $c$ , que l'on synthétise ensuite dans le Tableau 3.6.

$$\tau_m = \mu \cdot \sigma_m + c \quad (3.5)$$

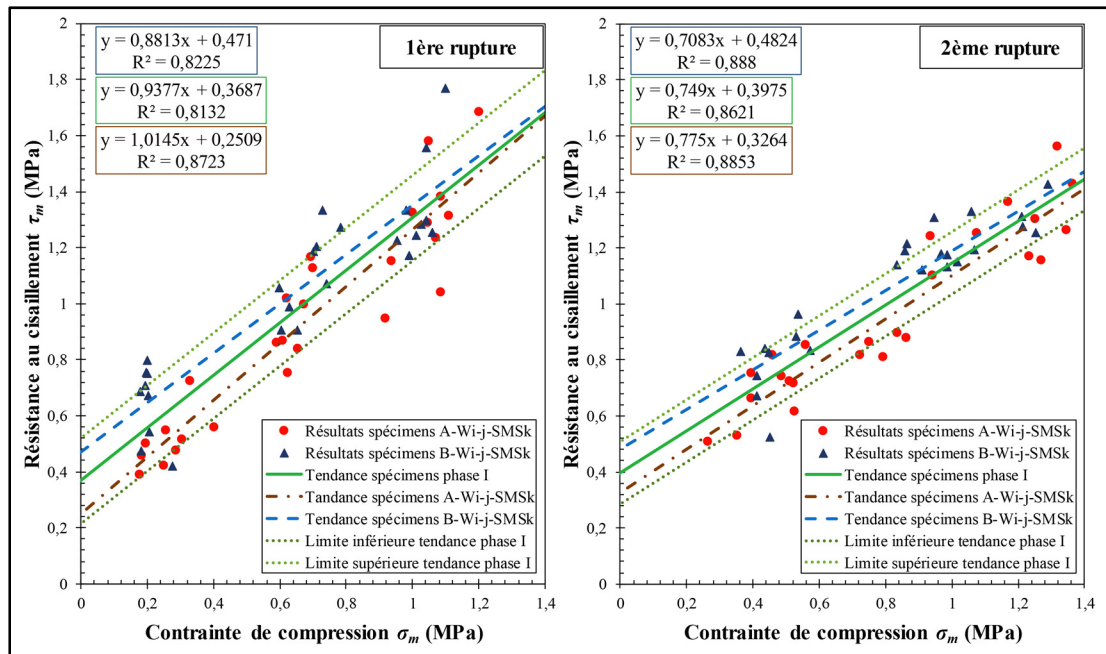


Figure 3.14 Résistance au cisaillement,  $\tau_m$ , en fonction de la contrainte de compression,  $\sigma_m$  : résultats expérimentaux de la phase I et modèles associés

Tableau 3.6 Valeur des paramètres de l'équation de Mohr-Coulomb selon la rupture

<b>Rupture</b>	<b>1<sup>ère</sup></b>			<b>2<sup>ème</sup></b>		
<b>Paramètre</b>	$\mu$	$c$ (MPa)	$R^2$	$\mu$	$c$ (MPa)	$R^2$
Mur A	1,01	0,25	0,87	0,78	0,33	0,89
Mur B	0,88	0,47	0,82	0,71	0,48	0,89
Phase I	0,94	0,37	0,81	0,75	0,40	0,86

Le modèle de Mohr-Coulomb obtenu pour l'ensemble des résultats de la phase I est différent selon la rupture considérée. En effet, il possède un  $\mu$  et un  $c$  respectivement de 0,94 et de 0,37 MPa pour la première rupture et respectivement de 0,75 et de 0,40 MPa pour la deuxième rupture. On remarque d'abord que dans les deux cas le  $\mu$  est largement supérieur à la valeur 0,4 donnée par l'Eurocode 6. Il est ensuite intéressant de constater qu'il y a une nette différence de valeur entre les deux  $\mu$  obtenus, ce qui montre bien la différence de comportement entre la première et la deuxième rupture de joint. On remarque aussi que le modèle possède un  $R^2$  de 0,81 pour le premier cas et de 0,86 pour le deuxième, ce qui est élevé pour de la maçonnerie. Cette différence des  $R^2$  est aussi observable en comparant la dispersion des points sur les deux graphiques de la Figure 3.14. Celle-ci est plus importante dans le cas de la première rupture, ce qui s'observe aussi avec l'écart type délimité par les limites inférieures et supérieures. On observe pour la première rupture que les points sont plus rassemblés au niveau des contraintes imposées en début d'essai (0,2 MPa; 0,6 MPa; 1,0 MPa), alors que pour la deuxième rupture les points sont plus répartis le long de l'axe des abscisses.

Il y a aussi une différence entre les tendances obtenues pour les séries A et B dans les deux cas de rupture. Les coefficients  $\mu$  sont relativement proches mais ce n'est pas le cas pour les coefficients  $c$ . On observe sur la Figure 3.14 que la série A présente des points plus bas en moyenne que ceux de la série B, ce qui conduit alors à un  $c$  plus faible. On peut lier cela au gain d'expérience pratique entre les deux séries lors de la réalisation des spécimens, qui conduit à réaliser des spécimens d'une meilleure qualité. De plus il est important de noter que la rupture se fait uniquement aux interfaces entre le mortier et la brique, ainsi  $c$  correspond à la cohésion entre le mortier et la brique (plus exactement la surface supérieure de la brique).

Les contraintes de compression mesurées aux différentes ruptures pour les différents joints sont différentes de celles appliquées avant de lancer les essais. En effet, le dispositif utilisé pour le confinement des spécimens ne permet pas un contrôle de force. Un effort initial est donc appliqué et celui-ci peut évoluer par la suite uniquement s'il y a une dilatation ou un mouvement de rotation du spécimen qui contribuerait à écarter les plaques de serrage l'une de l'autre. C'est une information qu'il est important de préciser, car quand bien même on applique un déplacement de la brique centrale parallèlement aux plans de joint, on constate une légère hausse de la contrainte de compression avant qu'il y ait la première rupture de joint. La différence de contrainte de compression et la dispersion des points le long de l'axe des abscisses dans le cas de la deuxième rupture, sont dues à un écartement des plaques de serrage causé par la rotation des deux briques encore solidaires par le deuxième joint. Cette hausse de la contrainte de compression est observable sur la Figure 3.15 qui présente la contrainte de compression obtenue à la première et à la deuxième rupture de joint en fonction de la contrainte de compression initiale.

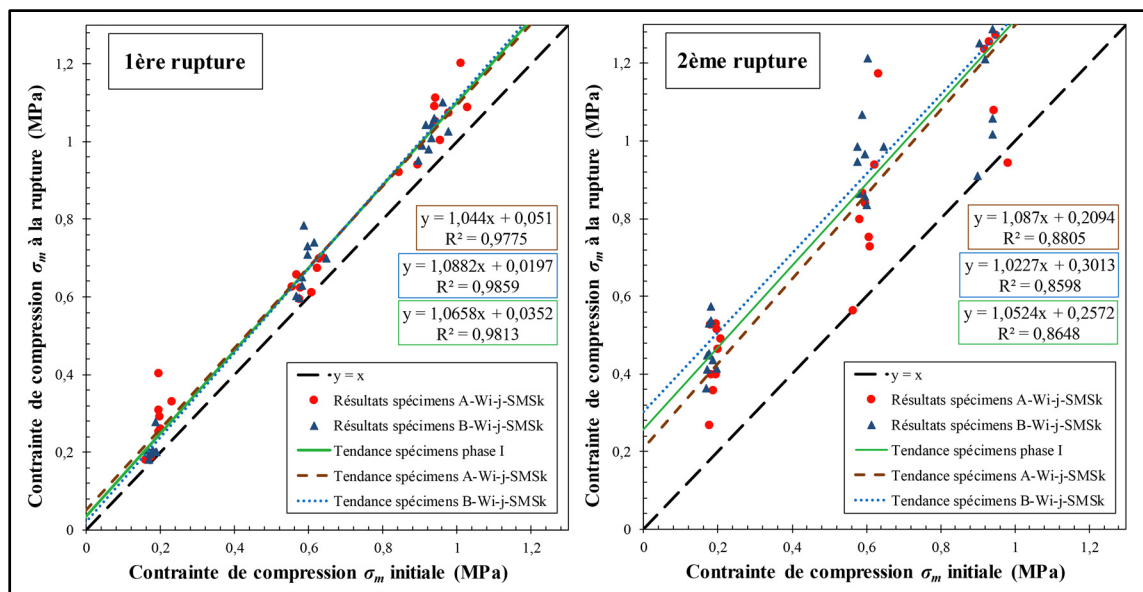


Figure 3.15  $\sigma_m$  à la rupture en fonction de  $\sigma_m$  initial; résultats expérimentaux de la phase I et modèles associés

Pour la première rupture de joint, une tendance linéaire avec un coefficient de détermination de 0,98 permet d'estimer le taux d'augmentation de la contrainte de compression en fonction

de sa valeur initiale. Il n'y a qu'un écartement des plaques d'acier, et donc un allongement des vis, qui conduirait à augmenter l'effort de compression mesuré par les cellules de charge. Il y aurait donc soit une dilatation des joints de mortier du spécimen dans le sens horizontal, soit une flexion du spécimen dans le plan de chargement. Pour la deuxième rupture on constate aussi une augmentation de la contrainte de compression plus importante que dans le premier cas, mais les points sont aussi beaucoup plus dispersés, ce qui induit des tendances avec des  $R^2$  plus faibles.

### **3.3.2.2 Le cisaillement résiduel**

Une fois que les deux joints ont cédé, la brique centrale continue de glisser entre les briques externes, poussées par la presse. Après la deuxième rupture les trois briques se réalignent avec la verticale. On parle de cisaillement résiduel lorsqu'il y a eu rupture en cisaillement des plans de joint et que les différentes parties glissent les unes contre les autres. La résistance au cisaillement résiduel correspond à l'effort à appliquer pour qu'il y ait glissement. Il dépend de la contrainte de compression appliquée et des propriétés des surfaces en contact. La Figure 3.16 illustre les résultats obtenus pour la phase I pour les deux ruptures de joint. Les résultats permettent de déterminer une tendance dont la pente représente le coefficient de friction résiduel de la MNA étudiée.



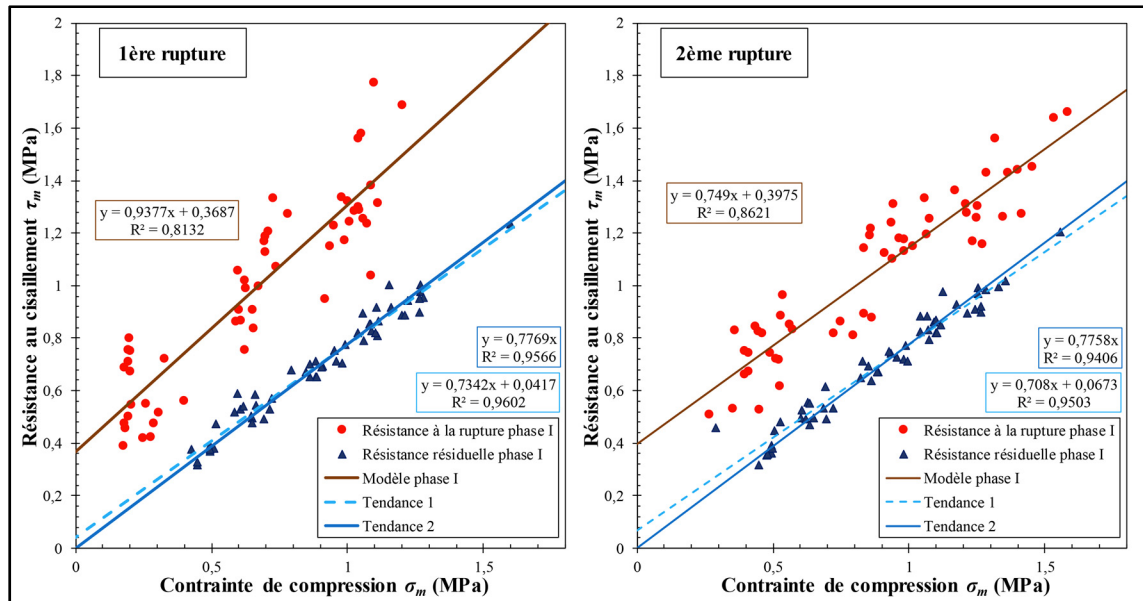


Figure 3.16  $\tau_m$  à la rupture et  $\tau_m$  résiduel en fonction de  $\sigma_m$  pour la phase I

On choisit de représenter deux tendances pour les résultats du cisaillement résiduel. Une première tendance (tendance 1) qui résulte d'une approximation par la méthode des moindres carrés, et une tendance (tendance 2) à laquelle on impose 0 MPa comme ordonnée à l'origine. La plupart des lois présentes dans la littérature considèrent que le cisaillement résiduel est proportionnel à la contrainte de compression, il y a donc un cisaillement nul pour une contrainte de compression nulle (ASCE/SEI, 2013; Magenes et Calvi, 1997). On choisit donc d'analyser les deux tendances afin de savoir si sans mise à zéro à l'origine, la première tendance tend tout de même à y parvenir, ce qui validerait le principe des modèles de la littérature.

Les résultats suivants sont observés. Dans le cas de la première rupture de joint, la tendance 1 donne une pente de 0,73 avec une ordonnée à l'origine de 0,042 et un  $R^2$  de 0,96 et la tendance 2 possède une pente de 0,78 et un  $R^2$  de 0,95. Dans le cas de la deuxième rupture de joint, la tendance 1 donne une pente de 0,71 avec une ordonnée à l'origine de 0,067 et un  $R^2$  de 0,95 dans et la tendance 2 possède une pente de 0,78 et un  $R^2$  de 0,94. Ainsi il y a une similitude entre les deux tendances dans les deux cas de rupture. Les pentes sont proches et l'ordonnée à l'origine de la tendance 1 peut être considérée comme proche de 0 MPa en comparaison avec la valeur des cisaillements résiduels obtenus pour les différents essais. De plus les résultats

sont quasi-identiques pour les deux ruptures de joint. Cela va donc dans le sens de la considération d'une mise à zéro à l'origine. Les  $R^2$  étant très élevés pour les deux modèles dans les deux cas de rupture, il est donc choisi de garder les résultats de la tendance 2 et de considérer un coefficient de friction résiduel  $\mu_r$  de 0,78.

On remarque que dans le cas de la première rupture de joint,  $\mu_r$  est largement inférieur à  $\mu$  alors que dans le cas de la deuxième rupture de joint  $\mu_r$  et  $\mu$  sont très proches. Cette observation suscite l'interrogation. En effet, il est assez intuitif de considérer que le cisaillement résiduel corresponde au cisaillement à la rupture (ou résistance au cisaillement) moins la cohésion qui s'est annulée à l'issue de la rupture de l'interface, et donc que  $\mu_r$  soit égal à  $\mu$ . Cependant cela semble être illustré uniquement par les résultats de la deuxième rupture de joint, bien que cela soit des résultats remis en cause par l'analyse des modes de rupture faite précédemment. Le problème est donc ici de savoir quel est le modèle qui permet d'obtenir les valeurs exactes des coefficients du modèle de Mohr-Coulomb car une seule des deux ruptures est représentative de la rupture par cisaillement. Plusieurs options se présentent.

La première option consiste à considérer que  $\mu$  et  $\mu_r$  sont effectivement égaux, donc soit les résultats de la première rupture le sont aussi et les résultats du cisaillement résiduel sont erronés, ou bien les résultats de la deuxième rupture sont considérés comme valides et de même pour les résultats du cisaillement résiduel.

La deuxième option consiste à accepter l'analyse faite lors de l'étude des modes de rupture, ce qui tend alors à invalider les résultats issus de la deuxième rupture et à considérer uniquement les résultats de la première rupture comme valides. Donc soit les résultats du cisaillement résiduel sont erronées ou soit ils ne le sont pas et il n'y a pas d'égalité entre  $\mu_r$  et  $\mu$ .

Le coefficient de friction dépend énormément de l'état de surface. Par exemple, une interface joint/brique ayant cédé en cisaillement possède un coefficient de friction résiduel plus faible que celui d'une interface joint/brique ayant cédé en tension (Magenes et Calvi, 1997). Il est donc possible que la rupture par cisaillement conduise à une dégradation de l'état de surface

et donc à une baisse du  $\mu_r$ . Ceci tendrait alors à valider la dernière option. Les coefficients déterminés pour la première rupture de joint seront donc utilisés par la suite.

### **3.4 Essais de traction diagonale**

Les différents résultats obtenus pour les six essais de traction diagonale sur muret de MNA sont présentés dans cette partie.

#### **3.4.1 Mode de rupture**

L'étude du mode de rupture est importante lors de la caractérisation d'un matériau via des essais destructifs. Cela permet à la fois de comprendre mais aussi de connaître la réaction du matériau lorsqu'il est soumis à une sollicitation particulière. La connaissance des modes de rupture est primordiale pour tout ce qui touche à l'inspection et à la réhabilitation de bâtiments. Car par la simple observation des fissures présentes sur un bâtiment, on peut savoir quelle sollicitation est à l'origine des fissures, ce qui permet alors de mettre en place des plans de réhabilitation plus efficaces. La répartition des fissures sur les murets testés en traction diagonale est présentée à la Figure 3.17.

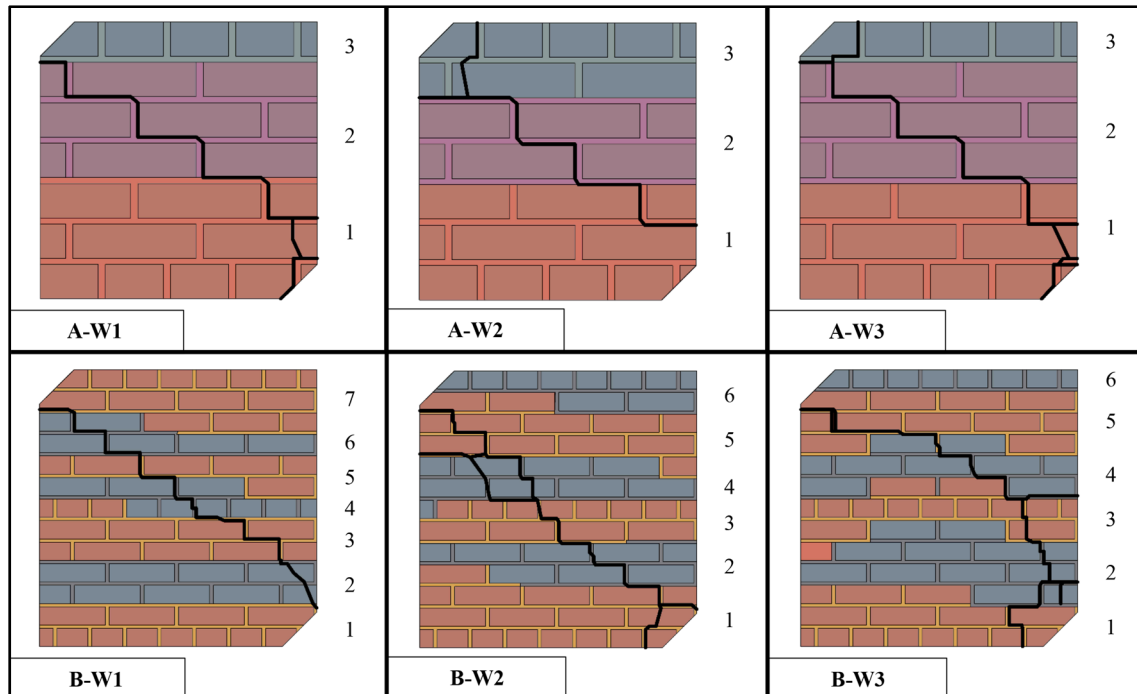


Figure 3.17 Répartition des fissures et des fournées de mortier dans les murets testés en traction diagonale

Les murets présentent tous une rupture suivant la diagonale verticale, cherchant à joindre les deux points de chargement des murets. Ceci traduit bien l'application d'un effort de traction selon la diagonale horizontale. Ces fissures se produisent instantanément une fois le chargement maximal atteint, divisant le muret en deux moitiés bien distinctes. C'est donc une rupture fragile. Les fissures se propagent principalement à travers le mortier et les interfaces mortier/brique sans jamais rebrousser chemin. Néanmoins il arrive qu'elles traversent certaines briques, ce qui leur offre un chemin plus court que de les contourner. On remarque que les chemins de fissuration parcourus sont plus variés dans le cas des murets de taille B (861 mm x 861 mm x 204 mm) que dans les murets de taille A (459 mm x 459 mm x 204 mm). En effet, ces derniers possédant plus d'assises et étant plus longs, ils présentent donc plus de possibilités de chemin de fissuration. Cependant le cas du muret B-W3 suscite l'interrogation. Contrairement à ses prédécesseurs présentant des chemins de fissuration relativement directs entre les appuis de chargement, celui-ci présente un chemin légèrement courbé, comme si la fissure cherchait à éviter la zone centrale du muret. Il est possible que la fissure ait cherché à esquiver une zone avec un mortier plus résistant et c'est ce que l'on peut prétendre à la vue des

résultats des essais en compression des éprouvettes de mortier. En effet, la fissure de traction diagonale part sur la droite du muret, quasiment à la verticale, elle évite ainsi de passer sur une longueur trop importante dans les zones des trois premières fournées de mortier, celles-ci comportant des mortiers estimés à 7,9 MPa, 7,2 MPa et 6,3MPa. Puis la fissure rejoint la zone de la cinquième fournée sans trop s'éterniser dans la quatrième zone (6,5 MPa). C'est la cinquième zone qui possède la plus grande longueur de fissuration et c'est aussi une zone dont le mortier est estimé à 5 MPa, donc entre 1,3 MPa et 3 MPa de moins que les zones précédentes. Les autres murets sont réalisés avec des fournées de mortier dont les résistances s'équivalent plus que dans le cas du muret B-W3, ceci ayant pour conséquence d'obtenir des fissures plus directes entre les appuis.



Figure 3.18 Exemples de ruptures obtenues pour les essais de traction diagonale

On remarque aussi la présence de fissures entourant certains appuis des murets, cela peut être l'appui inférieur comme l'appui supérieur, voire même les deux. Il s'agit dans ce cas d'une rupture liée au basculement des deux parties du muret après que la fissure diagonale est survenue. Cela est donc lié à la façon dont l'essai est réalisé. Si les murets avaient été laissés

dans leur position initiale comme dans le cas de Dizhur et Ingham (2013), ou couchés à l'horizontal comme dans l'exemple de l'ASTM E519/E519M, il se serait produit une fissuration différente au niveau des appuis. Ces fissures aux appuis ne sont donc pas représentatives d'une rupture par traction diagonale dans un cas réel.

### 3.4.2 Résultats

Les résultats obtenus à partir des essais de traction diagonale sont présentés dans les paragraphes suivants et comparés avec certains résultats issus de la littérature.

#### 3.4.2.1 Les formules utilisées

La déformation angulaire  $\gamma$  se calcule à partir de l'équation (3.6) selon l'ASTM E519/E519M, Dizhur et Ingham (2013) et Zarnic et Bosiljkov (2000).

$$\gamma = \frac{|\Delta x| + |\Delta y|}{2} \left( \frac{1}{g_x} + \frac{g_x}{g_y^2} \right) \quad (3.6)$$

- $\Delta x$  et  $\Delta y$  : moyenne des  $\Delta x_i$  et moyenne des  $\Delta y_i$  d'un même muret, respectivement.
- $g_x$  et  $g_y$  : moyenne des longueurs des jauges horizontales et moyenne des longueurs des jauges verticales, respectivement, sur les faces 1 et 2 d'un même muret.

La déformation horizontale  $d_x$  et la déformation verticale  $d_y$  sont exprimées selon l'équation (3.7).

$$d_i = \frac{\Delta i}{g_i} \quad \parallel \quad i = \{x, y\} \quad (3.7)$$

Il y a deux considérations possibles pour l'expression de l'état des contraintes au centre des murets. On peut considérer que cela soit du cisaillement pur, comme l'exprime l'ASTM E519/E519M avec l'équation (3.8), et qu'il y a donc égalité entre  $\tau$ ,  $\sigma_I$  et  $|\sigma_2|$ , respectivement

la contrainte de cisaillement diagonale, la contrainte principale de traction suivant la diagonale horizontale, la valeur absolue de la contrainte principale de compression suivant la diagonale verticale. Dans ce modèle on considère aussi que le cisaillement est égal au projeté à 45° de l'effort appliqué, divisé par la surface nette  $A_n$ .

$$\tau = \sigma_1 = -\sigma_2 = \frac{0,707P}{A_n} \quad (3.8)$$

$$A_n = \left(\frac{L + h}{2}\right) en \quad (3.9)$$

Mais on peut aussi considérer que le cisaillement est non-uniforme et que les contraintes principales ne sont pas égales. C'est une considération prise par Alecci et al. (2013) et Russell (2010) et qui décrit les contraintes principales et le cisaillement maximal au centre des murets de la manière suivante :

$$\sigma_1 = \frac{0,5P}{A_n} \quad (3.10)$$

$$\sigma_2 = -\frac{1,62P}{A_n} \quad (3.11)$$

$$\tau = \frac{1,05P}{A_n} \quad (3.12)$$

Les cercles de Mohr de ces deux états de contrainte sont présentés à la Figure 3.19. Par la suite on choisit de comparer ces modèles et de déterminer lequel permet une meilleure estimation de la réalité. Néanmoins ces deux considérations assimilent la MNA à un matériau homogène et isotrope ce qui n'est pas le cas, ils sont donc forcément sources d'erreurs.

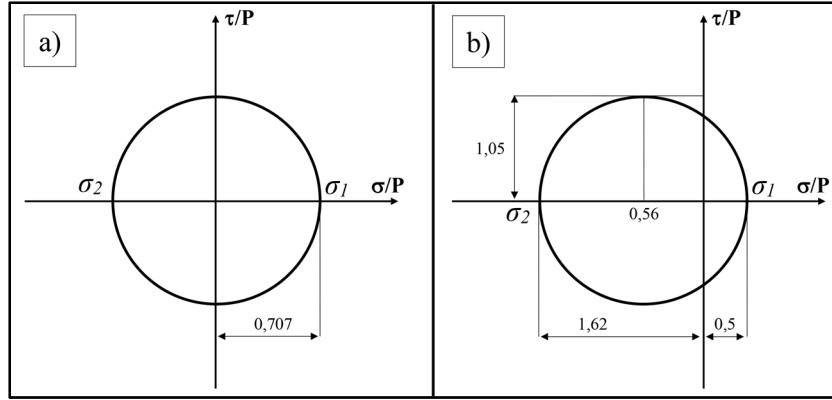


Figure 3.19 Cercles de Mohr des deux états de contrainte :  
a) l'ASTM E519/E519M; b) Russell (2010)

Ainsi on déduit la résistance à la traction diagonale  $f'_{td}$  avec les équations (3.13) et (3.14) suivant la considération choisie.  $P_{ult}$  est la force maximale appliquée sur le spécimen, elle se produit lors de la rupture de celui-ci.

$$f'_{td} = \sigma_1 = \frac{0,707P_{ult}}{A_n} \quad (3.13)$$

$$f'_{td} = \sigma_1 = \frac{0,5P_{ult}}{A_n} \quad (3.14)$$

Enfin le module d'élasticité en cisaillement de la MNA  $G_m$  est considéré comme étant la pente de la courbe de  $\tau$  en fonction de de l'échantillon de MNA. Celui-ci peut donc être calculé à partir de deltas des valeurs de  $\tau$  et  $\gamma$  comme le montre l'équation (3.15), ou par la méthode des moindres carrés, comme pour le calcul de  $E_m$  à la section 3.2.2.

$$G_m = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (3.15)$$

La plage de valeurs utilisée varie dans la littérature. Russell (2010) propose de calculer  $G_m$  entre  $0,05\tau_{max}$  et  $0,33\tau_{max}$  alors que Dizhur et Ingham (2013) propose entre  $0,05\tau_{max}$  et  $0,7\tau_{max}$ , avec  $\tau_{max}$  la contrainte maximale de cisaillement diagonale appliquée sur le spécimen, considérée comme la contrainte de cisaillement diagonale à la rupture.



### 3.4.2.2 Comportement lors du chargement

Il est intéressant d'observer l'évolution des déformations en fonction du chargement appliqué. La Figure 3.20 rend compte de l'évolution de  $\tau$  en fonction de  $\gamma$ , avec  $\tau$  calculé selon l'ASTM E519/E519M et selon Russell (2010).

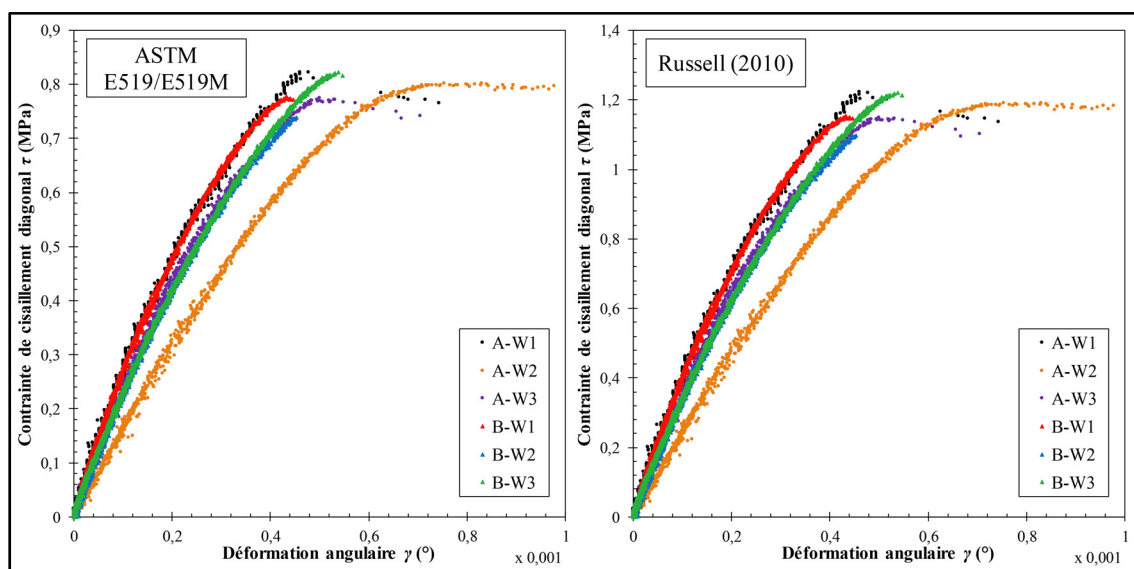


Figure 3.20 Représentation graphique de  $\tau$  en fonction de  $\gamma$  avec  $\tau$  exprimé selon l'ASTM E519/E519M et Russell (2010)

En premier lieu on observe que tous les murets décrivent globalement le même comportement. Il y a une augmentation très nette de  $\tau$  en fonction de  $\gamma$ , avec une légère convexité de la courbe, puis la rupture fragile se produit une fois le cisaillement maximal atteint. Cependant il y a tout de même un comportement légèrement différent selon la taille du muret. Outre le fait que les courbes des murets de type B soient moins dispersées que celles de murets de type A, il y a aussi un phénomène propre à ces derniers qui se produit après avoir atteint le cisaillement maximal. On observe l'apparition d'un palier final à la manière d'une déformation plastique. Néanmoins on a vu précédemment que pour les six spécimens testés il s'agit de ruptures fragiles, il y a apparition instantanée de fissures suivant la diagonale verticale de chaque muret. Les mesures sont faites de la même manière sur tous les spécimens, cela élimine donc la possibilité d'une erreur de mesure sur les trois premiers ou les trois derniers. La seule variable

changée entre les murets A et B étant leur taille, on peut donc conclure que l'apparition de tels palier y serait liée.

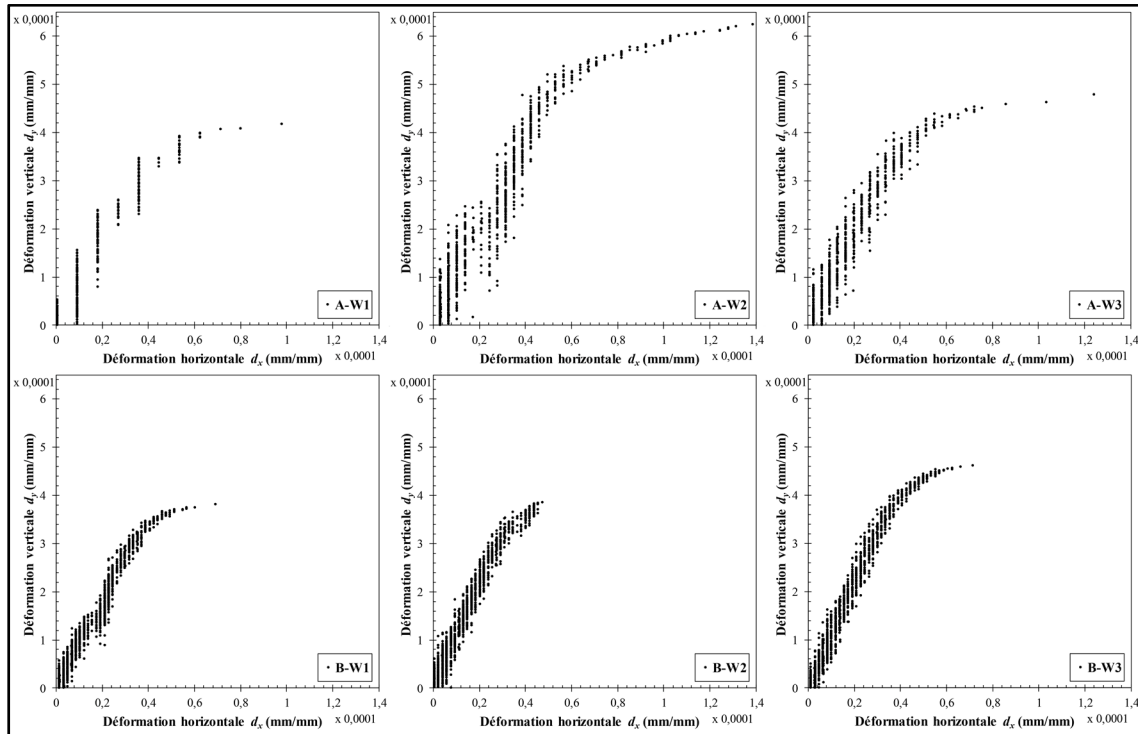


Figure 3.21 Déformation verticale en fonction de la déformation horizontale des murets testés en traction diagonale

En observant les résultats de la Figure 3.21, on remarque l'apparition du plateau est surtout due à la déformation suivant la diagonale horizontale. Là encore on observe une partie linéaire puis l'apparition d'un plateau. Globalement, sur la partie linéaire, il y a quasiment un rapport de 8 à 10 entre  $d_x$  et  $d_y$ . Il est à noter que dans le cas du muret A-W1 un défaut d'acquisition des résultats a empêché d'obtenir  $d_x$  avec une précision au-delà de  $10^{-5} \text{ mm.mm}^{-1}$  ce qui vaut cet aspect à la courbe obtenue.

### 3.4.2.3 Résistance en traction diagonale

Le  $f'_{td}$  pour chacun des murets est calculé selon les deux méthodes citées à la section 3.4.2.1, et est présenté dans le Tableau 3.7.

Tableau 3.7 Résistance en traction diagonale  $f'_{td}$ 

Spécimen	$f'_{td}$ (MPa)		Coefficient de variation (%)
	Russell (2010)	ASTM E519/E519M	
A-W1	0,58	0,82	
A-W2	0,57	0,80	
A-W3	0,55	0,77	
B-W1	0,55	0,78	
B-W2	0,52	0,74	
B-W3	0,58	0,82	
Moyenne murets A	0,57	0,80	3,6
Moyenne murets B	0,55	0,78	5,4
Moyenne totale	0,56	0,79	4,1

Comme il l'est garanti par les formules utilisées, le modèle présenté par Russell (2010) donne un  $f'_{td}$  30% inférieur à celui calculé avec le modèle de l'ASTM E519/E519M. On constate qu'il n'y a pas d'influence de la taille du spécimen sur la valeur de  $f'_{td}$ . Dans le cas de l'ASTM E519/E519M la moyenne pour les murets A est de 0,80 MPa tandis que celle pour les murets de taille B est de 0,78 MPa. Il y a donc une variation de 3% ce qui est négligeable étant donné le nombre de spécimens testés, et qui plus est, inférieur aux coefficients de variation respectifs.

En ce qui concerne la dispersion des valeurs de  $f'_{td}$  pour les différents murets, les résultats obtenus présentent des coefficients de variation très satisfaisants, 3,6% pour les murets A, 5,4% pour les murets B et 4,1% pour le total des murets. La dispersion est ici considérablement plus faible que pour la détermination des paramètres des essais précédents. Étant donné le peu de spécimens testés dans les deux groupes, on considère que 3,6% est très proche de 5,4%. On peut donc conclure que les deux tailles de murets permettent d'obtenir la valeur de  $f'_{td}$  aussi précisément l'une que l'autre.

### 3.4.2.4 Déformations à la contrainte maximale

Le Tableau 3.8 présente les déformations obtenues pour chacun des murets lorsqu'ils sont soumis à leur contrainte maximale.

Tableau 3.8 Déformations lors de la contrainte maximale

Spécimen	$\gamma$ ( x $10^{-4}$ )	$d_x$ (x $10^{-5}$ mm.mm <sup>-1</sup> )	$d_y$ (x $10^{-4}$ mm.mm <sup>-1</sup> )	$ d_y /d_x$
A-W1	4,6	6,2	-4,0	6,4
A-W2	8,3	18	-6,4	3,6
A-W3	5,0	6,2	-4,3	7,0
Moyenne murets A	6,0	1,0	-4,9	5,6
Coefficient de variation (%)	34	68	27	32
B-W1	4,3	5,1	-3,7	7,2
B-W2	4,5	4,7	-3,8	8,1
B-W3	5,4	6,6	-4,6	6,9
Moyenne murets B	4,7	5,5	-4,0	7,4
Coefficient de variation (%)	12	18	12	8
Moyenne totale	5,4	7,8	-4,5	6,5
Coefficient de variation (%)	28	65	23	24
En excluant A-W2				
Moyenne totale	4,8	5,8	-4,1	7,1
Coefficient de variation (%)	9	14	9	9

Comme il l'a été constaté sur la Figure 3.20 et la Figure 3.21, le muret A-W2 présente de plus grandes déformations, alors que les murets A-W1 et A-W3 présentent des déformations similaires à celles des murets B. Les propriétés déterminées lors des essais parallèles ne permettent pas de constater une différence entre le mortier du muret A-W2 et ceux des autres murets. Il se peut donc que cela soit dû à un défaut de fabrication du muret ou que la taille A

implique une plus grande dispersion des résultats que la taille B. Cependant le fait que les murets A-W1 et A-W3 aient des déformations proches de celles des murets B laisse supposer qu'il s'agirait plutôt d'un défaut de fabrication. Cela se confirme lorsque l'on exclut le muret A-W2 pour le calcul de la moyenne et du coefficient de variation, néanmoins d'autres essais seraient nécessaires pour s'en assurer. Ce sont donc ces derniers résultats qui sont considérés pour la caractérisation de la MNA.

### 3.4.2.5 Module d'élasticité en cisaillement

Tableau 3.9 Module d'élasticité en cisaillement

Spécimen	$G_m$ (GPa)		Coefficient de variation (%)
	Russell (2010)	ASTM E519/E519M	
A-W1	3,34	2,25	
A-W2	2,18	1,47	
A-W3	3,01	2,03	
B-W1	3,35	2,26	
B-W2	2,94	1,98	
B-W3	2,82	1,90	
Moyenne A	2,84	1,91	21
Moyenne B	3,04	2,05	9
Moyenne totale	2,94	1,98	15
Moyenne sans A-W2	3,09	2,08	8

Pour le calcul  $G_m$  la méthode des moindres carrés est utilisée en l'appliquant entre les bornes  $0,05\tau_{max}$  et  $0,7\tau_{max}$ . Le choix d'utiliser le même intervalle que Dizhur et Ingham (2013) est justifié par la convexité des courbes sur la phase élastique. L'intervalle  $0,05\tau_{max}$  et  $0,33\tau_{max}$  tendrait à surestimer la valeur de  $G_m$ . Il s'agit de la même considération que Lumantarna et al. (2014) pour le calcul de  $E_m$ . Comme il a déjà été expliqué, la méthode des moindres carrés est

plus fidèle à la courbe de  $\tau$  en fonction  $\gamma$  car elle se base sur la totalité des points de l'intervalle de définition. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 3.9.

Étant donné que  $G_m$  dépend de  $\gamma$ , les mêmes remarques qu'à la section 3.4.2.4 peuvent être appliquées ici concernant A-W2 et l'influence de la taille des murets. Ainsi le muret A-W2 est exclus pour le calcul de la moyenne. On obtient ainsi un module d'élasticité en cisaillement de 3,09 GPa pour l'état de contrainte de Russell (2010), ou de 2,08 GPa pour l'état de contrainte de l'ASTM E519/E519M, et ceci avec un coefficient de variation de 8%.

Plusieurs auteurs font le lien entre le  $G_m$  et  $E_m$  avec l'équation (3.16),  $\nu$  étant le coefficient de poisson de la MNA supposé égal à 0,25 (Dizhur et Ingham, 2013; Russell, 2010). Cela permet d'obtenir les résultats présentés dans le Tableau 3.10.

$$E_m = 2G_m(1 + \nu) \quad (3.16)$$

Tableau 3.10 Module d'élasticité en compression calculés selon l'équation (3.16)

Spécimen	$E_m$		Coefficient de variation (%)
	Russell (2010)	ASTM E519/E519M	
A-W1	8,34	5,61	
A-W2	5,44	3,67	
A-W3	7,53	5,07	
B-W1	8,38	5,64	
B-W2	7,35	4,95	
B-W3	7,06	4,76	
Moyenne A	7,10	4,78	21
Moyenne B	7,60	5,12	9
Moyenne totale	7,35	4,95	15
Moyenne sans A-W2	7,73	5,21	8

Dans les deux cas le  $E_m$  calculé avec l'équation (3.16) est supérieur au  $E_m$  de 3,08 GPa déterminé lors des essais de compression de maçonnerie. Plusieurs raisons peuvent expliquer cette différence mais on peut relever les deux suivantes. La première est l'anisotropie et le non-homogénéité de la MNA. Les modèles utilisés sont établis à l'origine pour des matériaux linéaires, homogènes et isotropes, ce qui peut donc être une source d'erreur. En effet ils ne prennent pas en compte que suivant l'orientation de la MNA, les résultats sont tout autre. Par exemple, le  $E_m$  déterminé lors des essais de compression correspond à une orientation perpendiculaire de la MNA par rapport à l'effort appliqué. Des essais de compressions avec un effort appliqué suivant une orientation différente de la MNA auraient engendré une tout autre valeur pour  $E_m$ . Enfin la deuxième raison est la présence du joint intérieur de mortier entre les deux parois qui est absent sur les échantillons de MNA testés en compression.

### **3.5 Interprétation des résultats et paramétrage de la phase II**

Tous les paramètres nécessaires pour l'utilisation des formules des modèles présentés au CHAPITRE 1 ont pu être déterminés. Ainsi la résistance latérale et le mode de rupture des murets qui sont mis à l'essai au cours de la phase II du programme expérimental peuvent être estimés par calcul, en fonction de l'effort vertical qui leur est appliqué. Bien que dans le cas des bâtiments rencontrés dans l'Est du Canada, il n'y ait pas de chargement vertical supérieur à 100 kN sur des pans de mur de mêmes dimensions que les murets C (861 mm x 660 mm x 204 mm), il est choisi de tout de même d'analyser les différents modèles sur une plage de valeur allant de 0 à 500 kN. En fonction des résultats des calculs, la phase II est paramétrée en choisissant l'effort vertical à appliquer sur chacun des spécimens.

#### **3.5.1 Résultats des modèles**

Les paramètres nécessaires et leur valeur sont listés dans le Tableau 3.11. Les résultats obtenus par le calcul sont détaillés par la suite et un jugement est établi sur la validité de chacun des modèles dans le contexte de cette étude.

Tableau 3.11 Paramètres utilisés dans les modèles de prédiction de l'effort latéral pour les murets

Paramètre	Valeur
$f'_b$ (MPa)	27,5
$f'_{bt}$ (MPa)	3,3
$f'_m$ (MPa)	15,0
$f'_{td}$ selon l'ASTM (MPa)	0,79
$f'_{td}$ selon Russell (MPa)	0,56
$c$ (MPa)	0,37
$\mu$	0,94
$L$ (m)	0,844
$h$ (m)	0,707
$e$ (m)	0,198
$\rho_m$ (kg.m <sup>-3</sup> )	1900
$\psi$	1
$\alpha$	0,5

$\rho_m$  est utile pour déterminer la masse d'un muret pour certains modèles. Au CHAPITRE 2 on estime à 1900 kg.m<sup>-3</sup> la valeur de la masse volumique du mortier et de la brique. Celle de la MNA vaut donc aussi 1900 kg.m<sup>-3</sup>.

### 3.5.1.1 L'ASCE-41

Les différents modèles de l'ASCE-41 sont représentés sur la Figure 3.22 et avec les équations (1.2), (1.6), (1.12) et (1.13). L'équation (1.6) utilise  $v_{te}$  qui est un paramètre que l'on détermine à l'aide d'essais de cisaillement in-situ. Néanmoins  $v_{te}$  correspond à la cohésion  $c$  déterminée avec l'essais de cisaillement de maçonnerie. Ainsi on considère l'utilisation de cette équation en remplaçant  $v_{te}$  par  $c$ . De plus, le coefficient 0,75 peut être enlevé devant  $v_{te}$  car  $c$  est déterminé sur des échantillons de MNA présentant une seule paroi.



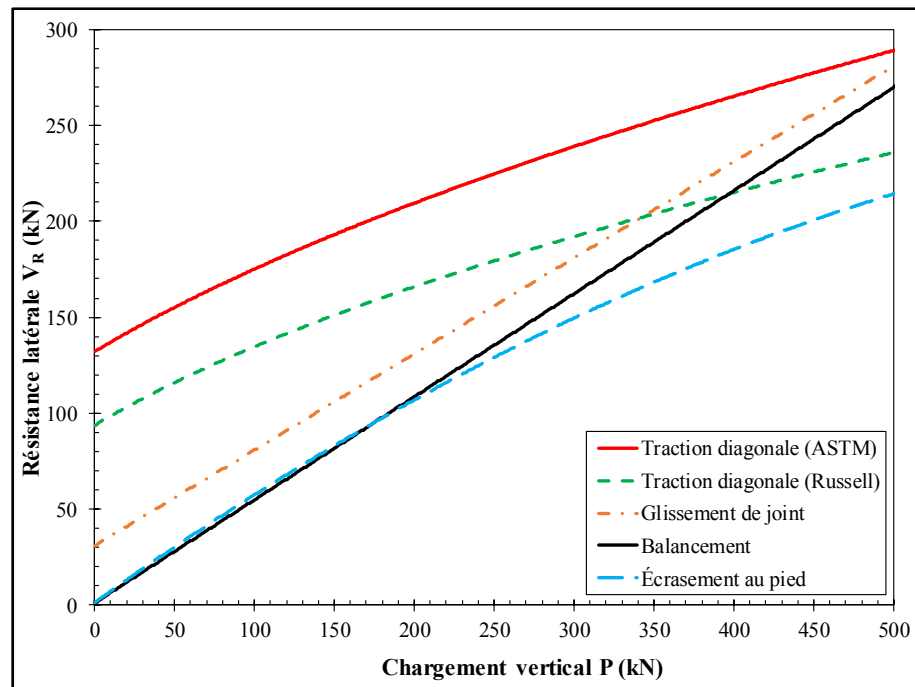


Figure 3.22 Prédictions des modèles de l'ASCE-41

Plusieurs observations peuvent être effectuées vis-à-vis des modèles de l'ASCE-41. Tout d'abord, que  $f'_{td}$  soit exprimé en fonction des considérations de Russell (2010) ou de l'ASTM E519/E519M, la rupture par traction diagonale n'est pas envisagée sur la plage de chargement. Entre 0 et 185 kN on considère simultanément une rupture par balancement et par écrasement au pied, les courbes des deux modèles étant très rapprochées. Au-delà de 185 kN, l'ASCE-41 prédit une rupture par écrasement au pied uniquement.

### 3.5.1.2 Le NZSEE

Les différents modèles du NZSEE sont présentés à la Figure 3.23 et avec les équations (1.3), (1.4), (1.5), (1.9) et (1.14).

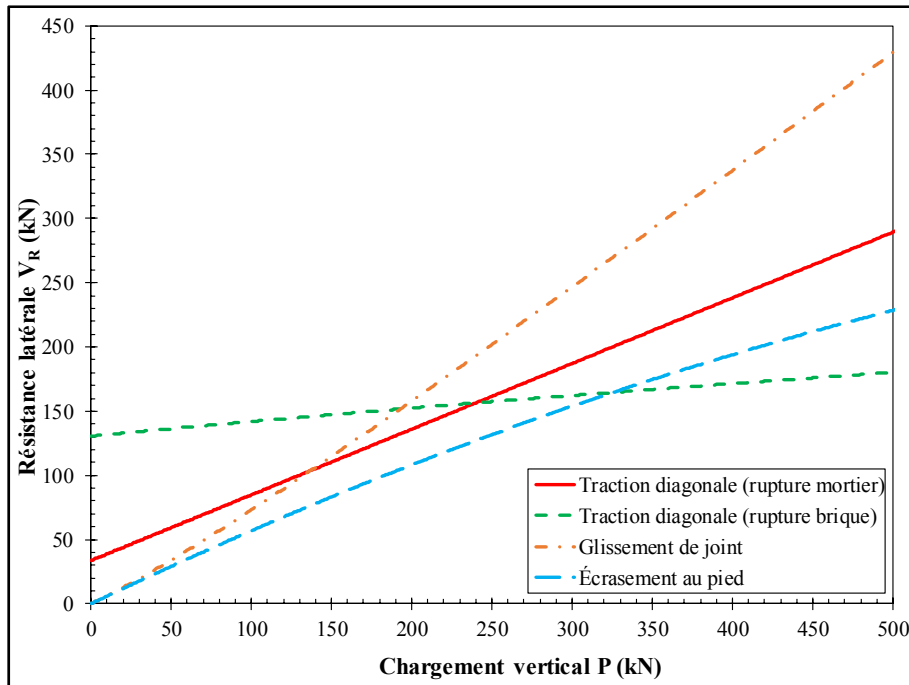


Figure 3.23 Prédictions des modèles du NZSEE

Le NZSEE considère des évolutions quasi linéaires sur la plage de variation imposée pour ses différents modèles de résistance latérale. Les prédictions faites ici sont différentes de celles de l'ASCE-41. Entre 0 et 330 kN de chargement vertical, on prévoit une rupture par écrasement au pied, puis une rupture par traction diagonale avec rupture à travers la brique au-delà de cet intervalle. La rupture par glissement peut se produire pour un chargement proche de 0 kN car le modèle est tangent avec celui de la rupture par écrasement au pied. Selon le NZSEE, il n'est pas possible d'obtenir une rupture par traction diagonale pour des efforts faibles car la résistance est supérieure en moyenne de 35 kN à la résistance par écrasement au pied.

### 3.5.1.3 L'Eurocode 8

Les différents modèles de l'Eurocode 8 sont présentés à la Figure 3.24 et avec les équations (1.10), (1.11) et (1.14).

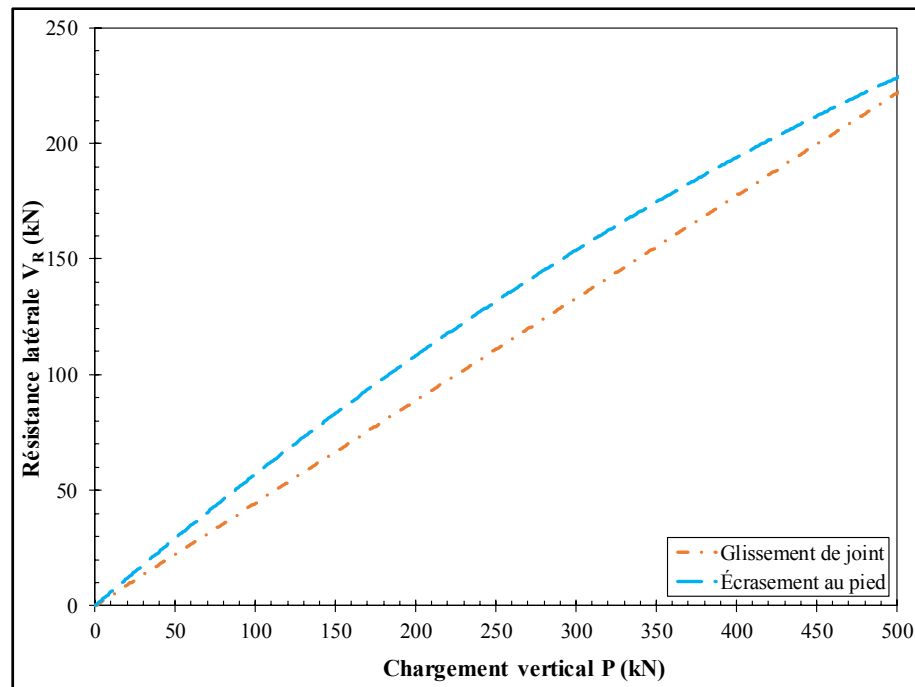


Figure 3.24 Prédictions des modèles de l'Eurocode 8

Quel que soit le chargement vertical de la plage de variation appliquée, la norme prévoit une rupture par glissement de joint.

#### 3.5.1.4 Magenes et Calvi

Les différents modèles de Magenes et Calvi (1997) sont présentés à la Figure 3.25 et avec les équations (1.2), (1.8), (1.9) et (1.14). Encore une fois, c'est la rupture par écrasement au pied qui est prédite, mais cette fois-ci pour n'importe quel chargement vertical. Les résultats des deux interprétations du glissement de joint sont très différents. Néanmoins il y a une certaine cohérence que la deuxième interprétation donne des résultats inférieurs à ceux de la première interprétation. En effet la première interprétation considère un cisaillement dans tout le plan de joint alors que la deuxième interprétation considère une partie du plan de joint qui n'est pas fissurée à cause de la flexion du mur (écrasement au pied), donc plus petite. L'effort latéral nécessaire à la rupture par glissement est moins élevé pour la deuxième interprétation.

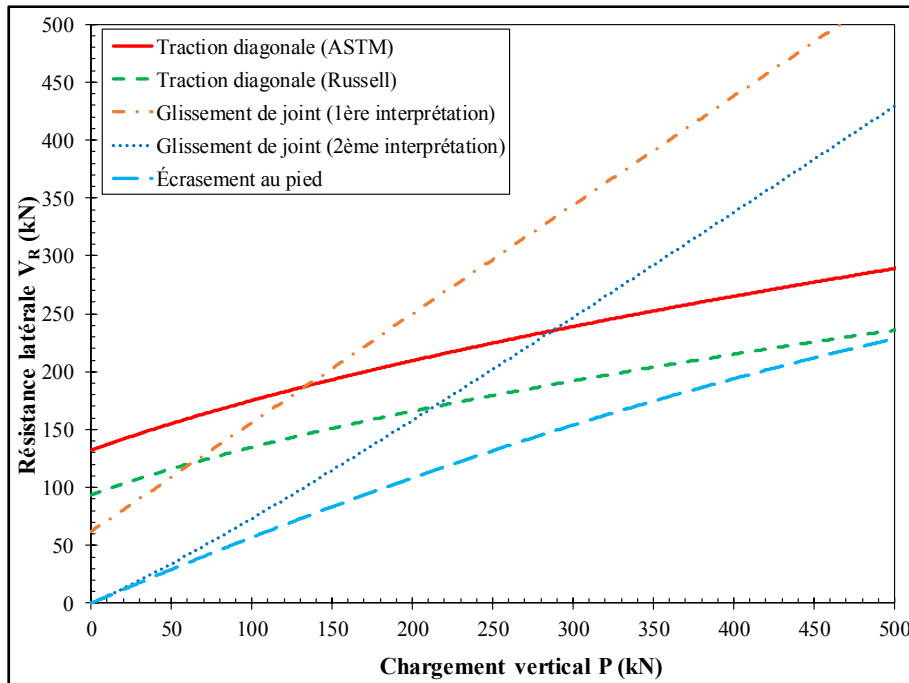


Figure 3.25 Prédictions des modèles de Mages et Calvi

### 3.5.2 Paramétrage de la phase II

Les modèles utilisés sont très différents les uns des autres, bien qu'ils aient parfois les mêmes considérations quant à certains modes de rupture. Leurs divergences sont autant sur le mode de rupture qui gouverne que sur la valeur de la résistance latérale associée. L'objectif sera alors de les confronter à des résultats expérimentaux afin de les départager et savoir s'ils prédisent au mieux la réalité. Parmi les différents modèles, il y a uniquement celui de l'ASCE-41 qui présente des modèles sans incohérence sur la plage de variation du chargement vertical (valeur strictement positive à 0 kN de chargement vertical). De plus, c'est le seul à considérer aussi le balancement comme mode de rupture lors d'une flexion et non uniquement l'écrasement au pied.

Pour le paramétrage de la phase II, il faut déterminer les chargements verticaux à appliquer sur les trois spécimens. Ces chargements doivent être sur la plage de variation utilisée pour les modèles. Ils doivent être réalisables avec le matériel à disposition. Ils doivent être dans des

zones où l'on prévoit des modes de rupture différents et au moins l'un d'entre eux doit être représentatif du chargement dans un bâtiment réel. Ainsi les efforts à appliquer sont :

- Muret C-W1 : 70 kN car c'est le poids maximal que supporterait un tel muret au rez-de-chaussée d'un bâtiment résidentiel de trois étages;
- Muret C-W2 : 140 kN car cela correspond au double du chargement appliqué sur le muret C-W1 et c'est un effort suffisamment élevé pour couvrir une grande partie de la première plage de prédiction de l'ASCE-41 et du NZSEE;
- Muret C-W3 : 300 kN car c'est suffisamment élevé pour être sur la deuxième plage de prédiction de l'ASCE-41 et suffisamment faible pour être utilisé avec le dispositif à notre disposition (contrôlé par le système de roulement). Cependant cela ne permet pas d'être dans la deuxième plage de prédiction du NZSEE, qui commence à partir de 350 kN, mais il a été jugé préférable de ne pas dépasser les 300 kN par précaution pour le dispositif.

Tableau 3.12 Muret, chargement vertical correspondant, mode de rupture et résistance attendus

Muret		C-W1	C-W2	C-W3
Chargement vertical (kN)		70	140	300
ASCE-41	Mode de rupture prédit	B	B	EP
	Résistance latérale (kN)	38,8	76,4	149,5
NZSEE	Mode de rupture prédit	EP	EP	EP
	Résistance latérale (kN)	40,4	78,1	153,8
Eurocode 8	Mode de rupture prédit	G	G	G
	Résistance latérale (kN)	31,0	62,1	133,1
Magenes et Calvi (1997)	Mode de rupture prédit	EP	EP	EP
	Résistance latérale (kN)	40,4	78,1	153,8
B : balancement / G : glissement de joint / EP : écrasement au pied				



## **CHAPITRE 4**

### **RÉSULTATS DE LA PHASE II**

Ce chapitre présente les résultats obtenus au cours de la deuxième phase du processus expérimental, avec pour essai principal l'essai quasi-statique de sollicitation cyclique par chargement latérale sur des murets en MNA. Les mêmes essais parallèles que ceux de la phase I sont aussi effectués afin d'affiner la caractérisation de la MNA, auxquels vient s'ajouter l'essai de compression sur d'éprouvette de brique. Comme pour la phase I, les spécimens pour les essais parallèles sont fabriqués à partir des fournées de mortier utilisées pour la construction des murets de l'essai principal.

Le chapitre commence avec l'analyse des modes de rupture et des résultats obtenus pour l'essai de compression d'éprouvettes de briques. Il s'en suit l'analyse des résultats des essais sur les éprouvettes de mortier et les échantillons de maçonnerie, celle des modes de rupture étant déjà faite au CHAPITRE 3. Enfin il se termine sur l'analyse des modes de rupture et des résultats de l'essai quasi-statique de sollicitation cyclique.

#### **4.1 Compression de brique**

##### **4.1.1 Mode de rupture**

Des photos d'une éprouvette de brique testée en compression sont représentées à la Figure 4.1, on peut y constater le mode de rupture que les briques adoptent. Il est semblable à celui rencontré avec les éprouvettes de mortier, il s'agit du « X » de compression typiques des essais de compression avec confinement aux appuis dû au manque de glissement.



Figure 4.1 Éprouvettes de brique testées en compression

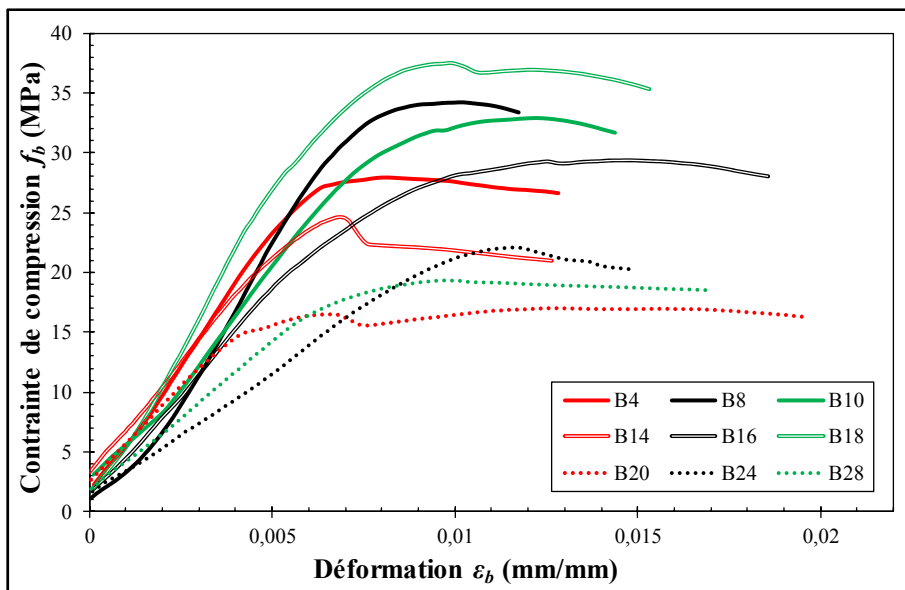


Figure 4.2 Exemples de courbes contrainte/déformation obtenues pour les essais de compression de brique

Des exemples de courbes représentant l'évolution de la contrainte de compression de la brique  $f_b$  en fonction de la déformation de la brique  $\epsilon_b$  sont présentés à la Figure 4.2. Pour tous les spécimens la courbe présente la même évolution. Il y a d'abord une phase linéaire avec augmentation de  $f_b$  en fonction de  $\epsilon_b$ , il s'agit de la phase élastique, celle-ci se décompose en trois parties. Il y a d'abord la partie initiale avec une légère augmentation de la pente, puis la deuxième partie où la pente reste quasiment constante, puis la troisième partie où la pente commence à réduire jusqu'à l'atteinte de la deuxième phase. Cette deuxième phase se caractérise par l'atteinte du maximum de compression suivi par une phase en plateau plus ou moins étalée selon le spécimen. Les fissures apparaissent sur le spécimen à l'atteinte du



maximum de compression. Enfin on termine par une décroissance de  $f_b$  jusqu'à l'arrêt de l'essai.

On constate cette fois-ci qu'on n'observe pas la tangence à l'origine contrairement aux échantillons de MNA testés en compression, mais qu'on observe uniquement la fin de l'augmentation de la pente qui pourrait être due à la tangence. Ceci est dû au fait qu'un chargement initial plus élevé est appliqué avant le démarrage de l'essai. Il est important de noter que ces capteurs LVDT mesurent le déplacement entre deux plaques qui restent constamment en contact avec l'éprouvette de brique, même sans qu'il y ait application de l'effort par la presse. Ce n'est donc pas la même configuration que celle des essais de compression de MNA de la phase I.

#### 4.1.2 Résultats

À l'aide des paramètres mesurés au cours des essais, le  $f'_b$  et le module d'élasticité de la brique  $E_b$  ont pu être déterminés pour la MNA étudiée. Les résultats sont disponibles dans le Tableau 4.1. La méthode des moindres carrés est appliquée sur l'intervalle variant entre 15 % et 70 % de la résistance maximale du spécimen, pour déterminer  $E_b$ .

Tableau 4.1 Résultats des essais de compression d'éprouvettes de brique

Propriété	Valeur	Écart type	Coefficient de variation (%)
$f'_b$ (MPa)	26,3	4,8	18
$E_b$ (GPa)	3,63	1,1	29

Ainsi on obtient un  $f'_b$  égal  $26,3 \pm 4,8$  MPa. C'est une valeur très proche de celle donnée par la fiche technique (27,5 MPa), de plus les valeurs minimale et maximale obtenues lors des essais, 17,0 MPa et 37,0 MPa, correspondent à celles données par la fiche technique (20,0 MPa et 35,3 MPa). Cela confirme le choix fait à la section 3.2.2.1 de considérer les résultats de Hébert (2015) comme non représentatifs. Par conséquent, les résultats obtenus ici pour  $f'_b$  sont donc utilisés pour déterminer la relation entre la résistance de la MNA et celle de la brique. Le

coefficient de variation est de 18 % mais cela reste satisfaisant pour ce type de matériau car il comporte d'importantes irrégularités internes. Il est cependant intéressant de remarquer qu'il est plus élevé que celui de  $f'_m$  déterminé à la section 3.2.2, soit 14,8 %. En ce qui concerne  $E_b$ , il est égal  $3,63 \pm 1,1$  GPa, c'est une valeur plus élevée que celle du  $E_m$  déterminée au chapitre précédent, sous-entendant ainsi une valeur plus faible pour le module d'élasticité du mortier, ce qui est en accord avec les explications données à la section 3.2.1 concernant le mode de rupture des échantillons de maçonnerie. Le coefficient de variation est là aussi plus important que celui de la MNA, atteignant une valeur de 29 %, ce qui est élevé pour garantir un modèle efficace. La Figure 4.3 présente l'évolution de  $E_b$  en fonction de  $f'_b$  à la manière de celle faite pour les résultats des compressions d'échantillon de MNA, afin de pouvoir comparer leur évolution.

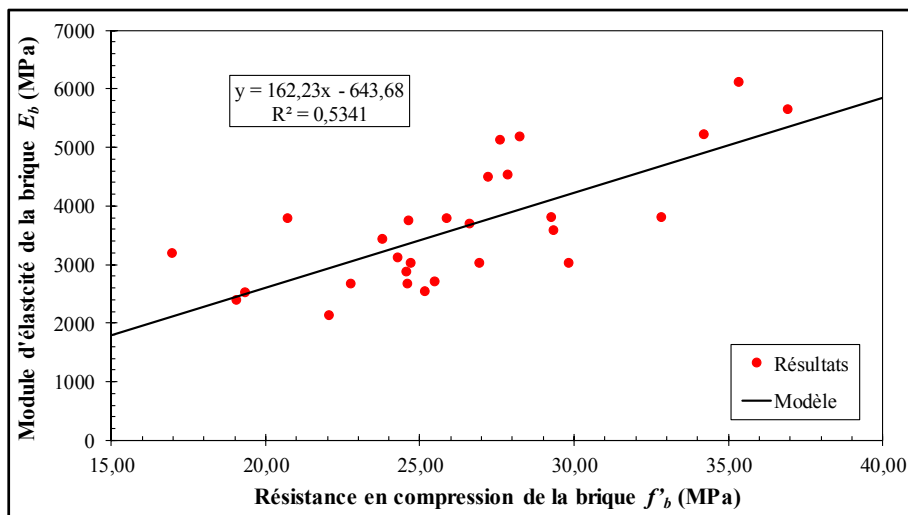


Figure 4.3 Module d'élasticité en fonction de la résistance en compression des briques

Comme pour la compression de MNA, il semble y avoir une corrélation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression. On observe assez nettement une augmentation de  $E_b$  en fonction de  $f'_b$ . Ainsi, plus  $f'_b$  est élevé et  $E_b$  est susceptible de l'être aussi. Afin de déterminer le type de relation reliant  $E_b$  et  $f'_b$  (linéaire ou autre), il faudrait idéalement mettre à l'essai des briques issues de différents lots.

## 4.2 Essais communs à ceux de la phase I

### 4.2.1 Compression de mortier

Le Tableau 4.2 présente les résultats des essais de compression sur les éprouvettes de mortier fabriquées à partir des fournées de la phase II. Il donne la résistance en compression moyenne du mortier pour chacun des murets de MNA de la phase II. La résistance en compression du mortier pour chacune des fournées de la phase II est donnée au Tableau-A VI-3 de l'ANNEXE VI.

Tableau 4.2 Résistances en compression des mortiers des murets de la phase II

<b>Mur correspondant</b>	<b><math>f'_j</math> moyenne par mur (MPa)</b>
C-W1	5,97
C-W2	5,84
C-W3	5,79
Moyenne (MPa)	5,87
Écart type (MPa)	0,74
Coefficient de variation (%)	12,6
Moyenne totale (phases I et II) (MPa)	5,35
Écart type (MPa)	1,04
Coefficient de variation (%)	19,4

La résistance en compression moyenne du mortier pour l'ensemble des fournées de la phase II est de  $5,87 \pm 0,74$  MPa. Elle est plus élevée que celle obtenue à la phase I et le coefficient de variation est plus petit, il passe de 21,6 % à 12,6 %. Étant donné que les protocoles de réalisation sont identiques pour les phases 1 et 2, ce changement est probablement dû à une amélioration des compétences de l'étudiant chargé de la réalisation du mortier et des éprouvettes au cours du projet. Les écarts restent néanmoins minimales et les mortiers réalisés en phase II sont comparables à ceux réalisés en phase I.

## 4.2.2 Compression de maçonnerie

### 4.2.2.1 $E_m$ selon les deux méthodes de mesure

Comme il l'est expliqué en 2.5.3, pour cette deuxième phase, la déformation de l'échantillon de la MNA est aussi mesurée avec des jauges SGTT en plus des capteurs LVDT comme pour la phase I. Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 4.4.

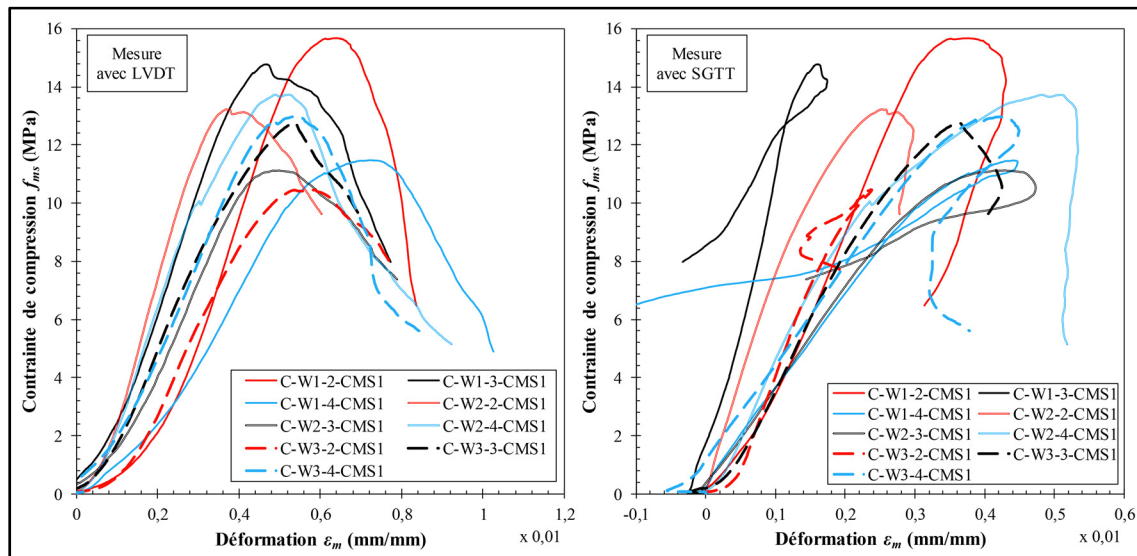


Figure 4.4 Essai de compression sur la MNA; contrainte de compression en fonction de la déformation axiale selon la mesure de la déformation par LVDT ou par SGTT

Il y a plusieurs remarques que l'on peut faire en observant ces courbes. Tout d'abord, pour tous les spécimens testés, pour un même niveau de contrainte les déformations mesurées à l'aide de jauges SGTT (posés directement sur les échantillons) sont plus petites que celles obtenues avec les capteurs LVDT. On constate aussi que les courbes sont beaucoup plus irrégulières avec la deuxième méthode. Le fait que les jauges de déformation soient disposées sur les parois des spécimens les rendent très sensibles à l'apparition de fissures, ce qui fausse complètement les mesures lors de la déformation inélastique du spécimen et empêche donc l'étude du comportement non-linéaire de la MNA. Les mêmes courbes sont représentées à la Figure 4.5 en occultant la phase inélastique.

Le  $E_m$  de chaque spécimen est calculé pour les deux méthodes de mesure de la déformation, les résultats pour chacun des murets de la phase II sont présentés dans le Tableau 4.3. Les résultats des échantillons de MNA sont donnés au Tableau-A VII-4 à l'ANNEXE VII. Le calcul de  $E_m$  suit les mêmes considérations que celles détaillées à la section 3.2.2, le calcul se fait par la méthode des moindres carrés sur l'intervalle délimité par  $0,15f'_m$  et  $0,70f'_m$ .  $E_{mLVDT}$  correspond au  $E_m$  calculé à partir de la déformation mesurée par les capteurs LVDT et  $E_{mSGTT}$  correspond au  $E_m$  calculé à partir de la déformation mesurée par les jauges SGTT sur les parois du spécimen.

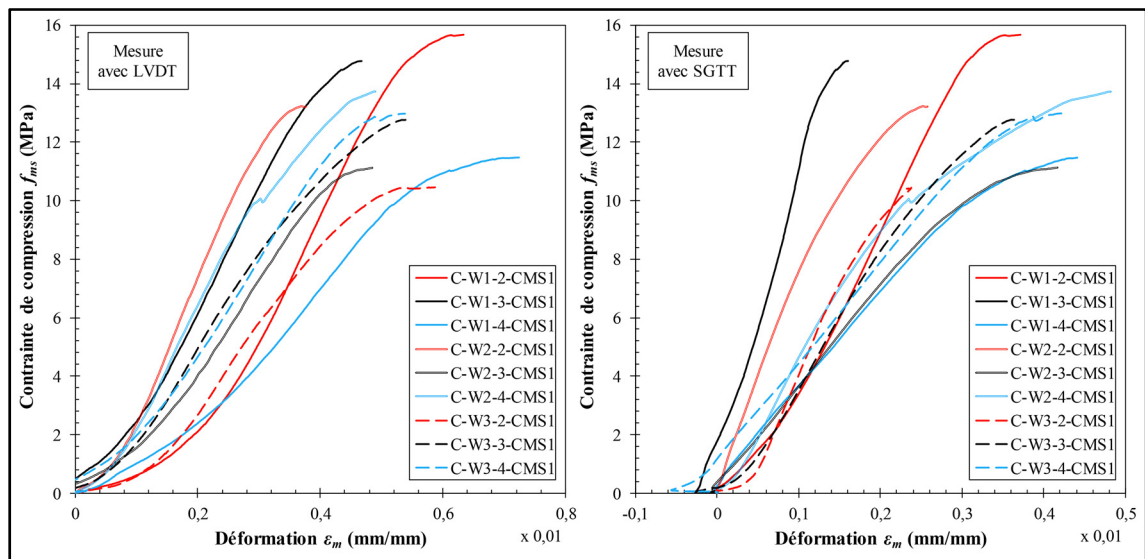


Figure 4.5 Essai de compression de MNA,  $f_{ms}$  en fonction de  $\varepsilon_m$  jusqu'à la valeur maximale de  $f_{ms}$  selon la mesure de la déformation par LVDT ou par SGTT

Tableau 4.3  $E_m$  calculé selon la mesure des déformations avec LVDT ou SGTT pour chaque muret de la phase II

Désignation	Moyennes par muret	
	$E_{m\ SGTT}$ (GPa)	$E_{m\ LVDT}$ (GPa)
C-W1	5,88	3,29
C-W2	5,12	4,00
C-W3	4,90	3,09
Moyenne	5,30	3,46
Écart type	1,95	0,84
Coefficient de variation (%)	36,9	24,4

Là encore, plusieurs observations peuvent être faites. Tout d'abord, pour tous les spécimens  $E_{m\ SGTT}$  est supérieur à  $E_{m\ LVDT}$ . Cela signifie que la zone du spécimen où l'on mesure la déformation a une influence sur le module d'élasticité calculé. Ainsi, il n'y a pas de déformation homogène sur toute la longueur du spécimen. C'est un constat qui est aussi fait par Bosiljkov et al. (2005) pour des essais de compression sur murets de maçonnerie. Ils disposent deux couples de jauges de longueurs différentes sur le spécimen pour mesurer la déformation longitudinale lors de l'application de l'effort de compression. Les jauges sont centrées sur le spécimen, le couple des « grandes » jauges mesure la déformation sur cinq briques et le couple des « petites » jauges mesure la déformation sur les trois briques du milieu. Ils observent que les jauges ne mesurent pas la même déformation, ce que l'on constate aussi. Cependant ils obtiennent un module d'élasticité plus faible avec les « petites » jauges ce qui est donc l'inverse des résultats obtenus ici. Bosiljkov et al. (2005) conservent les résultats issus des « grandes » jauges sans cependant justifier leur décision.

On obtient une moyenne de  $5,30 \pm 1,95$  GPa pour  $E_{m\ SGTT}$  et de  $3,46 \pm 0,84$  GPa pour  $E_{m\ LVDT}$ , la différence est donc très importante. Pour ce qui est des coefficients de variation, la différence est aussi significative, on obtient 36,9 % pour  $E_{m\ SGTT}$  et 24,4 % pour  $E_{m\ LVDT}$ . Le coefficient de variation de  $E_{m\ SGTT}$  est élevé mais pas suffisamment pour contredire le fait que  $E_{m\ SGTT}$  soit

plus élevé que  $E_m LVDT$ . La Figure 4.6 représente les résultats expérimentaux en exprimant  $E_m LVDT$  en fonction de  $E_m SGTT$ , ceci afin de voir s'il y a une corrélation entre les deux résultats.

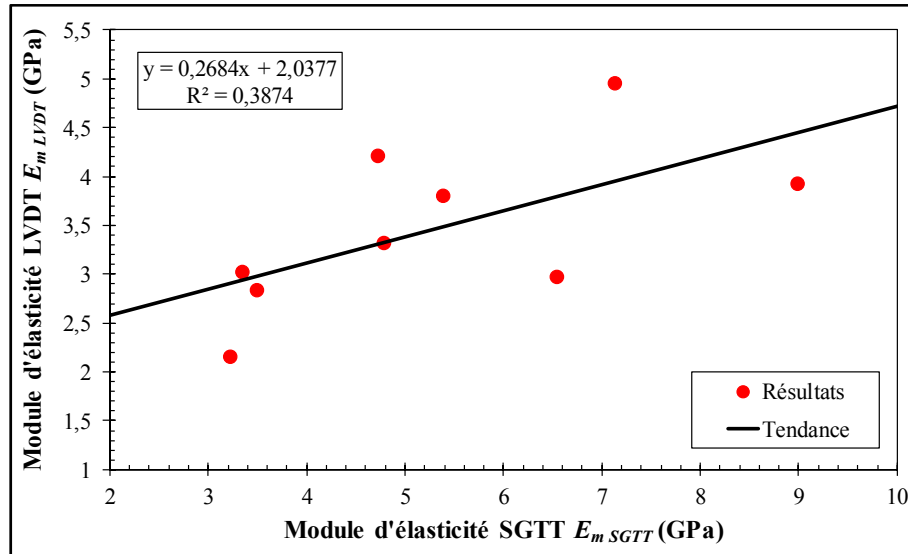


Figure 4.6  $E_m LVDT$  en fonction de  $E_m SGTT$

On observe là encore une importante dispersion des résultats, il n'est donc pas possible d'affirmer une corrélation entre les deux séries. On ne peut donc pas conclure sur ces résultats et déterminer une loi liant  $E_m SGTT$  et  $E_m LVDT$ . Il serait pertinent de pouvoir connaître les causes menant à un module plus élevé et une plus grande variabilité, pour les jauges SGTT. Cependant elles peuvent être multiples. Tout d'abord cela peut être dû à la zone de mesure. Comme il l'a été vu avec l'étude du mode rupture à la section 3.2.1, les fissures apparaissent surtout sur les trois briques du milieu de l'échantillon de MNA. Cela a une influence sur la précision de la mesure dans cette zone lors de la déformation non linéaire. Mais il est aussi probable que cela ait une influence lors de la phase élastique. Une déformation horizontale du spécimen peut aussi être une source d'erreur. Les jauges collées à la paroi sont directement influencées contrairement aux capteurs LVDT. Ainsi, pour la suite de l'étude, il est considéré que la deuxième méthode de mesures de la déformation est soumise à de trop nombreuses sources d'erreur, ce qui rend ses résultats inexploitable.  $E_m LVDT$  est donc gardé comme valeur pour  $E_m$ .

#### 4.2.2.2 Résultats

Les résultats obtenus lors des essais de compression d'échantillons de maçonnerie de la phase II sont présentés dans le Tableau 4.4 et sont calculés selon la méthode détaillée à la section 3.2.2. Il présente les valeurs de  $f'_m$ ,  $E_m$  et  $\varepsilon'_m$  des murets de la phase II, les résultats des échantillons qui leurs sont associés sont donnés au Tableau-A VII-3 de l'ANNEXE VII. La Figure 4.7 permet d'observer les courbes contrainte/déformation obtenues pour les essais de la phase II, brutes à gauche et normalisées à droite. On remarque, comme au chapitre précédent, qu'il y a une importante dispersion des résultats bruts, ce qui est aussi observable avec le Tableau 4.4.

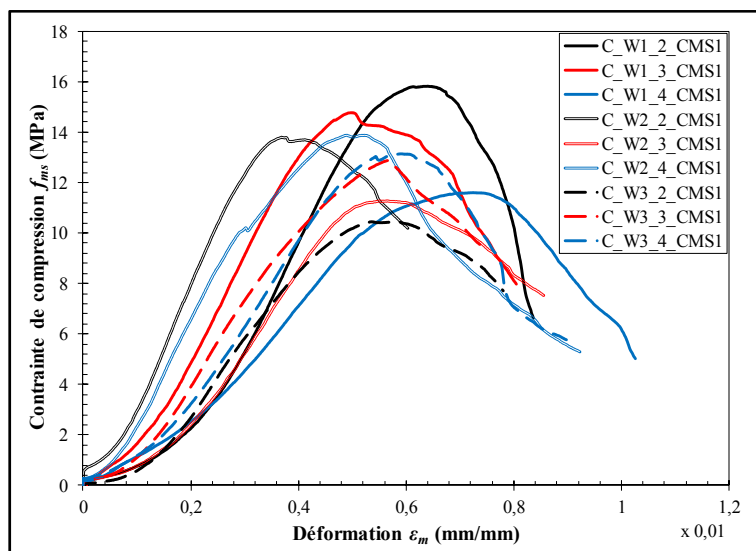


Figure 4.7 Contrainte de compression en fonction de la déformation des échantillons de MNA de la phase II



Tableau 4.4  $f'_m$ ,  $E_m$  et  $\varepsilon'_m$  de la MNA des murets de la phase II

Désignation	Moyennes par muret		
	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )
C-W1	15,7	3,29	6,21.10 <sup>-3</sup>
C-W2	14,3	4,00	4,74.10 <sup>-3</sup>
C-W3	13,7	3,09	5,83.10 <sup>-3</sup>
Moyenne	14,5	3,46	5,59.10 <sup>-3</sup>
Écart type	1,9	0,84	1,00.10 <sup>-3</sup>
Coefficient de variation (%)	13,1	24,4	17,9
Moyenne phases I et II	14,8	3,21	6,15.10 <sup>-3</sup>
Écart type	2,1	0,83	1,04.10 <sup>-3</sup>
Coefficient de variation (%)	14,1	25,8	17,0

On obtient globalement les mêmes résultats que ceux des essais de la phase I, bien qu'il y ait de légères différences. Néanmoins cela reste difficile à comparer étant donné qu'il y a deux fois moins de spécimens testés et qu'une forte variation des résultats avait aussi été observée pour les essais précédents. La résistance moyenne obtenue sur tous les essais est donc  $f'_m$  égale à  $14,8 \pm 2,1$  MPa, le coefficient de variation étant égal à 14,1 %, ce qui reste convenable pour de la maçonnerie.  $E_m$  est considéré égal à  $3,21 \pm 0,83$  GPa, il possède donc un coefficient de variation de 25,8 %, ce qui reste élevé pour de la maçonnerie mais peut toujours s'expliquer par les hypothèses présentées à la section 3.2.2. Enfin,  $\varepsilon'_m$  est considéré égal à  $6,15 \times 10^{-3} \pm 1,04 \times 10^{-3}$  mm.mm<sup>-1</sup>, donc avec un coefficient de variation de 17 %, ce qui est comparable à celui de  $f'_m$ .

Comme au chapitre précédent, les résultats sont analysés en les comparant aux modèles présents dans la littérature. Cela permet à la fois de faire le lien entre les différentes propriétés et de prédire certaines propriétés en fonction des autres.

#### 4.2.2.3 Prédiction de la résistance en compression de la MNA, $f'_m$

La même formule et les mêmes modèles que ceux présentés à la section 3.2.2.1 avec l'équation (3.2) et le Tableau 3.4 sont réutilisés ici. Les résultats de la phase II sont ajoutés à ceux de la phase I et ce qui permet d'obtenir le graphique présenté à la Figure 4.8. La valeur de  $f'_b$  utilisée est celle déterminée à la section 4.1.2, soit 26,3 MPa.

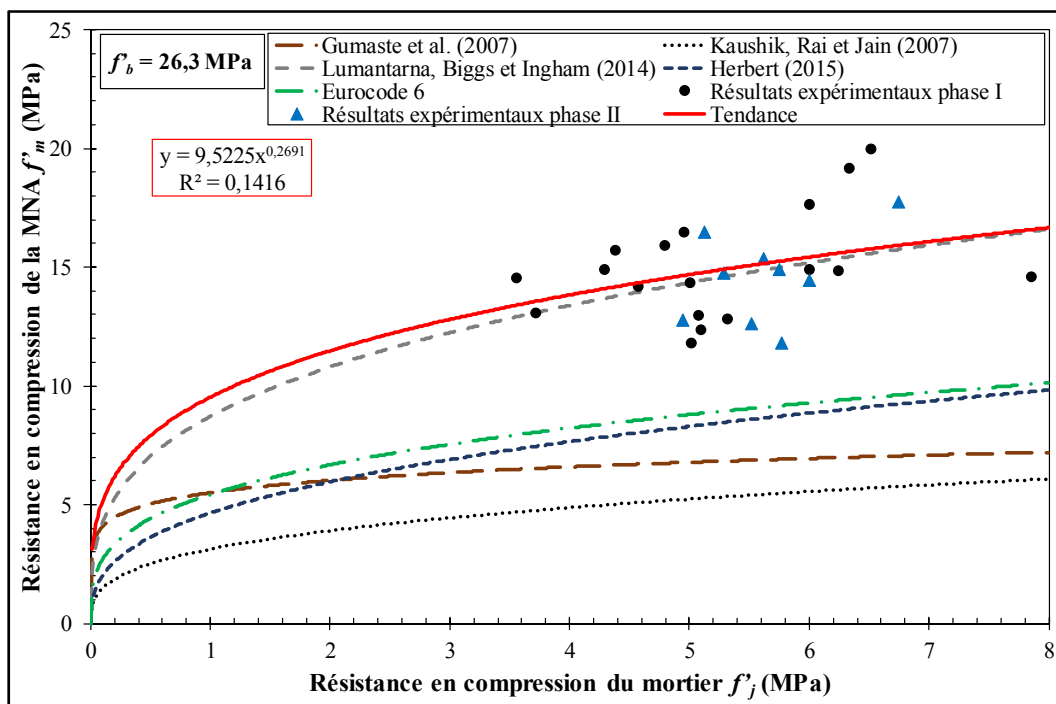


Figure 4.8 Résistance en compression de la MNA en fonction de celles du mortier et de la brique; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles de la littérature

Parmi les modèles de la littérature c'est encore une fois celui de Lumantarna et al. (2014) qui approxime le mieux les résultats expérimentaux. De la même manière qu'à la section 3.2.2.1,  $f'_b$  ayant une plage de variation assez importante pour les briques utilisées, la Figure 4.9 représente les résultats expérimentaux accompagnés du modèle de Lumantarna et al. (2014) exprimé en prenant en compte l'écart type de  $f'_b$ .

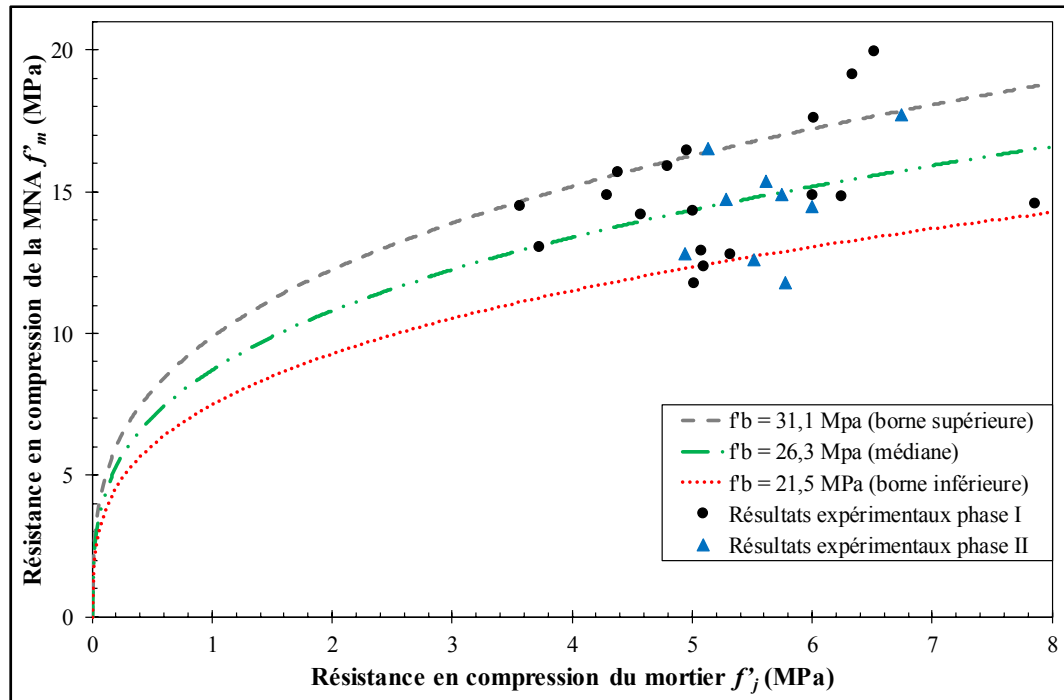


Figure 4.9  $f'_m$  en fonction de  $f'_b$  et  $f'_j$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèle de Lumantarna et al. (2004) pour trois valeurs de  $f'_b$

L'intervalle est plus resserré qu'à la section 3.2.2.1 donc certains points se retrouvent en-dehors. Néanmoins, 68% des points se trouvent à l'intérieur de l'intervalle ce qui est en accord avec le fait que ce dernier corresponde à l'écart type de  $f'_b$ . Ceci contribue encore une fois à montrer que la grande disparité des points est liée à l'importante variation de  $f'_b$  d'une brique à l'autre. Il n'est donc pas possible de prédire avec une plus faible marge d'erreur la valeur du  $f'_m$  d'un échantillon de MNA sans connaître la valeur du  $f'_b$  de chaque brique et la valeur du  $f'_j$  du mortier le composant.

#### 4.2.2.4 Prédiction du module d'élasticité, $E_m$

Avec les modèles détaillés par l'équation (3.3) et le Tableau 3.5, ainsi qu'avec l'ajout des résultats de la phase II, on obtient le graphique présenté à la Figure 4.10 et à la Figure 4.11.

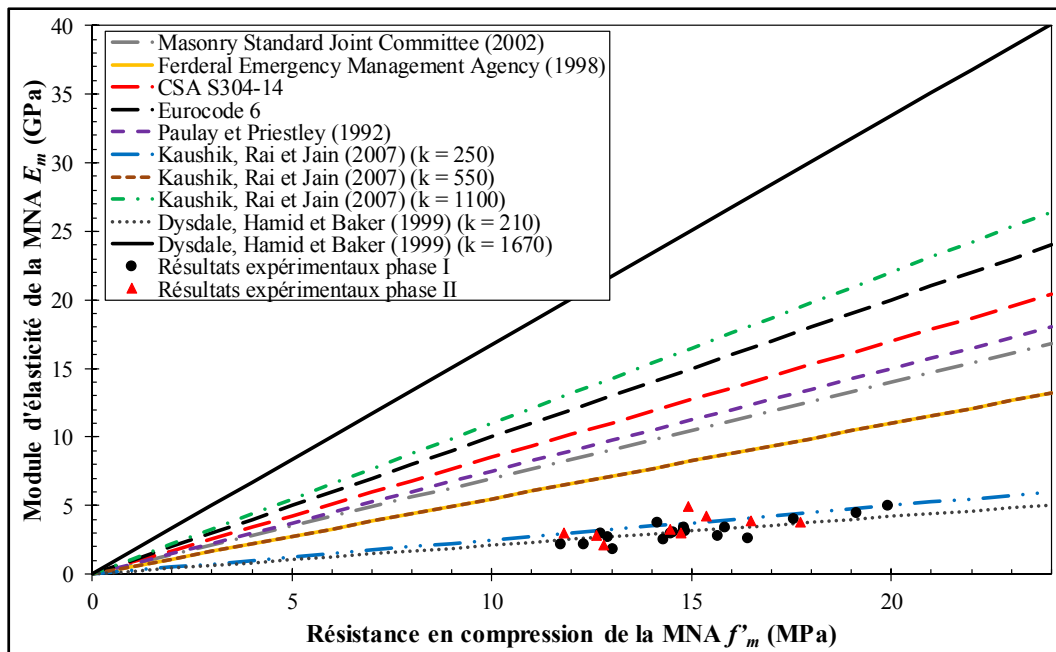


Figure 4.10  $E_m$  en fonction de  $f'_m$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles issus de la littérature

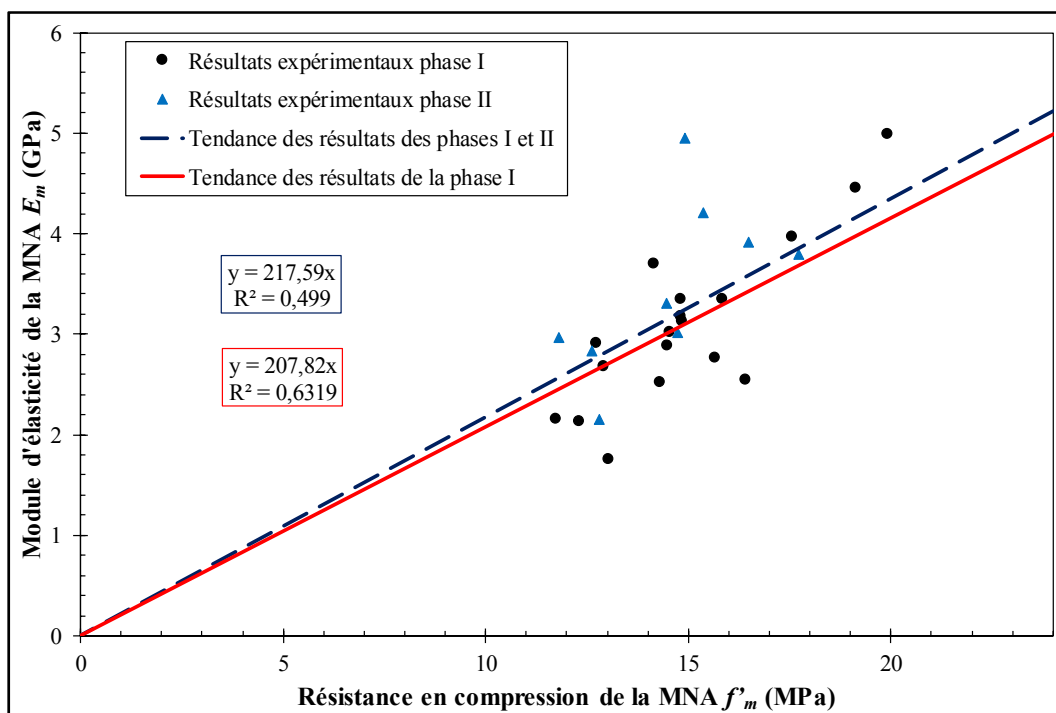


Figure 4.11  $E_m$  en fonction de  $f'_m$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèle proposé

Comme il l'a été vu à la section 4.2.2, il y a eu une légère hausse de  $E_m$  pour la phase II, alors que  $f'_m$  est resté globalement égal à celui de la phase I. Cela conduit donc à une augmentation de la pente du modèle, on passe en effet de 207,8 à 217,6. Mais cela conduit aussi à une baisse du  $R^2$  car il passe de 0,63 à 0,50. Ainsi, comme pour la phase I, il n'est pas possible de conclure sur la validité du modèle, la dispersion est bien trop importante. Cependant, on peut affirmer que les résultats sont proches de la borne inférieure des modèles de la littérature.

#### 4.2.2.5 Prédiction de la déformation au pic de contrainte, $\varepsilon'_m$

Les considérations faites à la section 3.2.2.3 sont reprises ici, auxquelles sont ajoutés les résultats de la phase II. Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 4.12 et à la Figure 4.13, en représentant pour chaque spécimen des deux phases, le  $\varepsilon'_m$  issu des résultats expérimentaux en fonction du  $\varepsilon'_m$  calculé avec les différents modèles théoriques. De la même manière plus la pente de la tendance est proche de l'unité et plus le coefficient de détermination est élevé, alors plus le modèle est juste. Les tendances des modèles de la littérature sont encore une fois trop éloignées de l'équation  $y = x$  pour pouvoir être validés. Cependant on remarque qu'il y a une hausse du  $R^2$ , on passe de 0,48 à 0,62. Pour ce qui est du modèle déterminé à la section 3.2.2.3, il est toujours valable avec l'ajout des nouvelles données. La pente de la tendance est toujours très proche de 1 et le  $R^2$  passe de 0,64 à 0,72. Ce modèle empirique peut être validé pour la MNA étudiée.

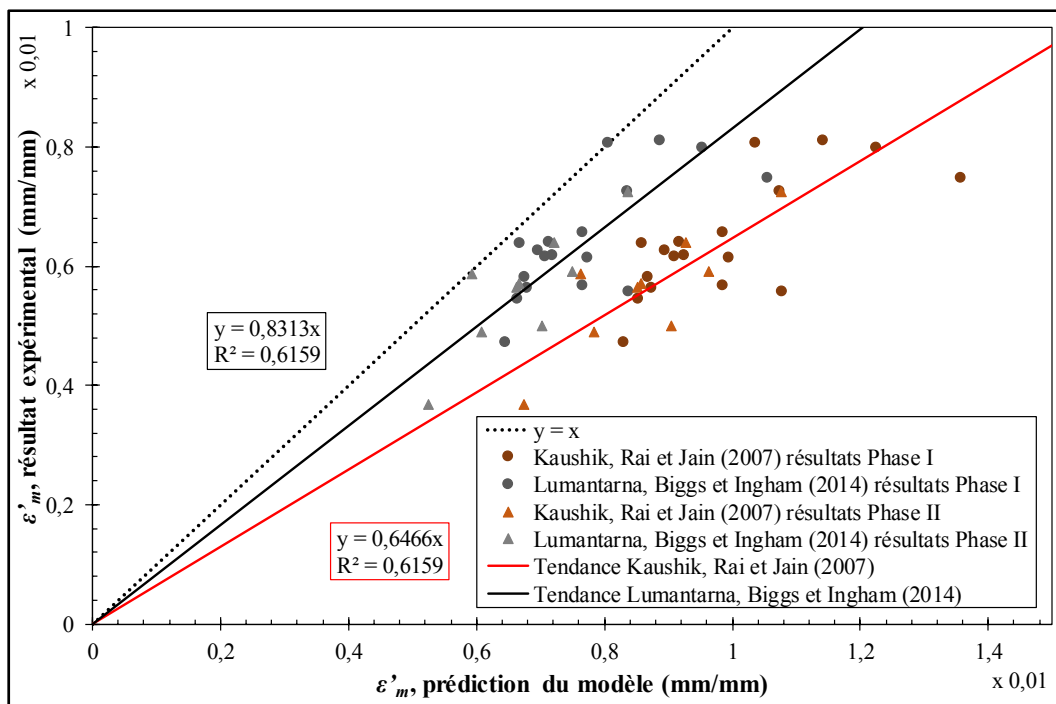


Figure 4.12  $\epsilon'_m$  issus des résultats expérimentaux des phases I et II en fonction des prédictions des modèles de la littérature

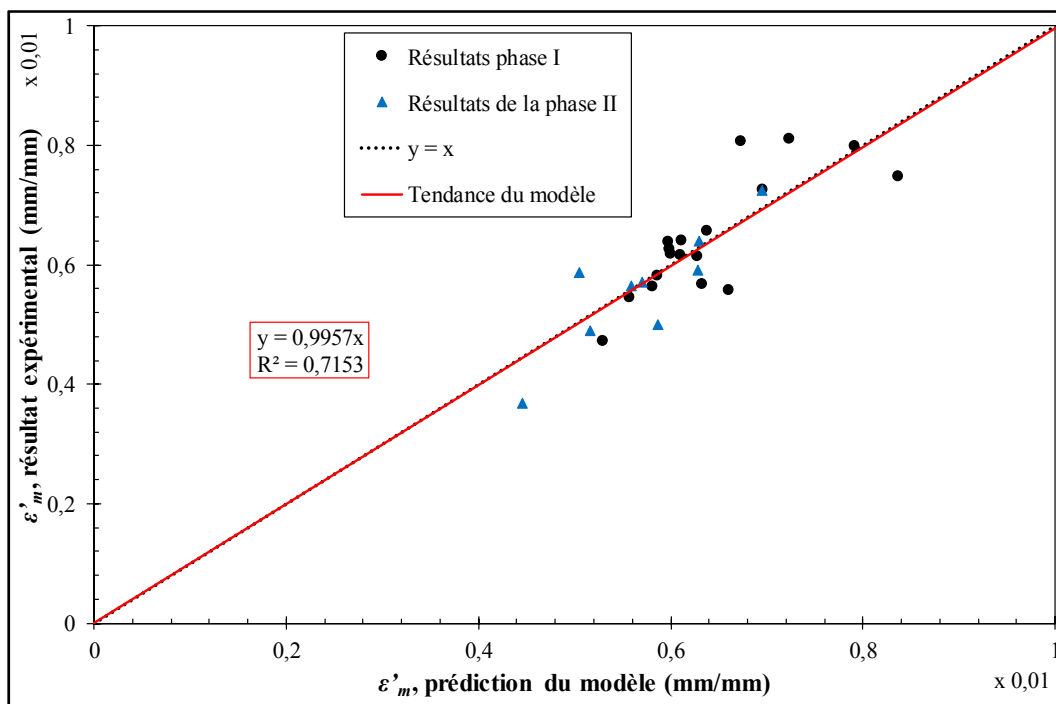


Figure 4.13  $\epsilon'_m$  issus des résultats expérimentaux des phases I et II en fonction des prédictions du modèle proposé

### 4.2.3 Cisaillement de maçonnerie

#### 4.2.3.1 Mode de rupture

On revient ici sur les phénomènes mis en évidence à la section 3.3.1 qui s'appliquaient pour les essais de la phase I. On constate que les mêmes remarques peuvent être faites pour les essais de la phase II. En effet, pour 22 spécimens sur 27, la première rupture se fait sur le joint a et pour sept spécimens sur 27, la première rupture s'effectue avec un effort  $F_{s1}$  supérieurs à  $F_{s2}$  pour un effort  $P_{s1}$  inférieur à  $P_{s2}$ . Au total sur les phases I et II, il y a 67 % des spécimens pour lesquels la première rupture se fait sur le joint a et il y a 26 % des spécimens dont la première rupture s'effectue avec un effort  $F_{s1}$  supérieurs à  $F_{s2}$  pour un effort  $P_{s1}$  inférieur à  $P_{s2}$ . Les résultats de la deuxième rupture de joint sont donc faussés. Ce sont donc uniquement ceux issus de la première rupture qui sont utilisés par la suite.

#### 4.2.3.2 Mohr-Coulomb

De la même manière qu'à la section 3.3.2.1, l'objectif ici est de déterminer les paramètres de l'équation de Mohr-Coulomb tirée du RILEM TC 127-MS, propres à la MNA étudiée. La Figure 4.14 présente les résultats obtenus lors des essais des deux phases du programme expérimental en représentant  $\tau_m$  en fonction de  $\sigma_m$ . Les différentes tendances sont déterminées afin d'obtenir le coefficient de friction  $\mu$  et la cohésion  $c$ , lesquels sont présentés au Tableau 4.5.

Tableau 4.5 Valeur des paramètres de l'équation de Mohr-Coulomb des phases I et II

Paramètre	$\mu$	$c$ (MPa)	$R^2$
Phase I	0,94	0,37	0,81
Phase II	0,93	0,16	0,92
Phase I et II	0,94	0,29	0,78

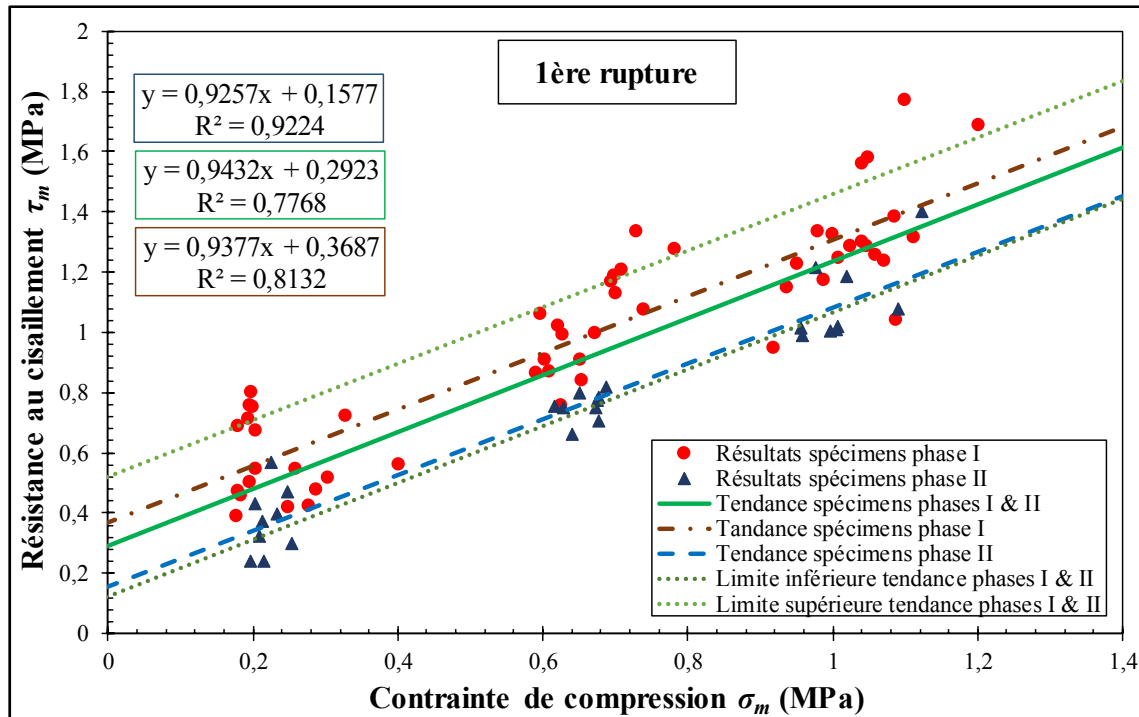


Figure 4.14  $\tau_m$  en fonction de  $\sigma_m$ ; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles associés

Ainsi, les résultats obtenus présentent des différences notables d'une phase à l'autre. On remarque que les résultats de la phase II présentent une dispersion plus faible, ce que l'on peut aussi constater avec la valeur du  $R^2$  de la tendance en comparaison avec celles des  $R^2$  des autres tendances. Il est probable que cela soit dû au gain d'expérience lors de la réalisation des spécimens. On observe aussi que les  $\tau_m$  des spécimens de la phase II sont en moyenne inférieurs à ceux des spécimens de la phase I pour des  $\sigma_m$  équivalents, ce que l'on peut aussi constater en regardant les tendances. Les pentes des tendances sont très proches, mais il y a une variation de l'ordonnée à l'origine, donc de la cohésion  $c$ . Les techniques et méthodes utilisées étant les mêmes que celles de la phase I, la principale raison de cette différence est possiblement le fait qu'un nouveau lot de briques soit utilisé pour la réalisation des spécimens de la phase II. Les briques sont brossées et humidifiées de la même manière que pour la phase I. Cependant étant donné qu'elles sont issues d'un lot de brique différent de celui de la phase précédente, il est possible qu'elles aient été entreposées suivant des conditions et des durées différentes. Cela peut jouer sur l'état de surface des parois des briques. On note que l'influence se porte



uniquement sur la cohésion  $c$  et non sur le coefficient de friction  $\mu$  qui reste quasiment le même pour les trois séries de spécimens. Pour cette deuxième phase on obtient donc un  $\mu$  de 0,93 et un  $c$  de 0,16 MPa. Pour l'ensemble des deux phases on obtient un  $\mu$  de 0,94 et un  $c$  de 0,29 MPa. La Figure 4.14 représente, avec l'utilisation des limites inférieure et supérieure, l'intervalle correspondant à l'écart type des résidus des données expérimentales des phase I et II par rapport au modèle. Un intervalle de confiance peut être donné pour la cohésion grâce à l'écart type des résidus. En effet, cela a plus de sens de donner un intervalle étant donnée la dispersion observée. De plus, ce dernier étant basé sur l'écart type, il regroupe alors 68 % des valeurs possibles. On peut donc dire que  $c$  vaut  $0,29 \pm 0,17$  MPa.

Le phénomène de hausse de la contrainte de compression lors de la première rupture de joint par rapport à sa valeur initiale observé lors de la phase I, se reproduit pour les essais de la phase II (voir Figure 4.15). On peut ainsi comparer les résultats des deux phases. On observe que les modèles sont quasiment identiques pour les deux séries de résultats obtenus. Le changement de brique n'a donc pas eu d'influence significative sur les résultats.

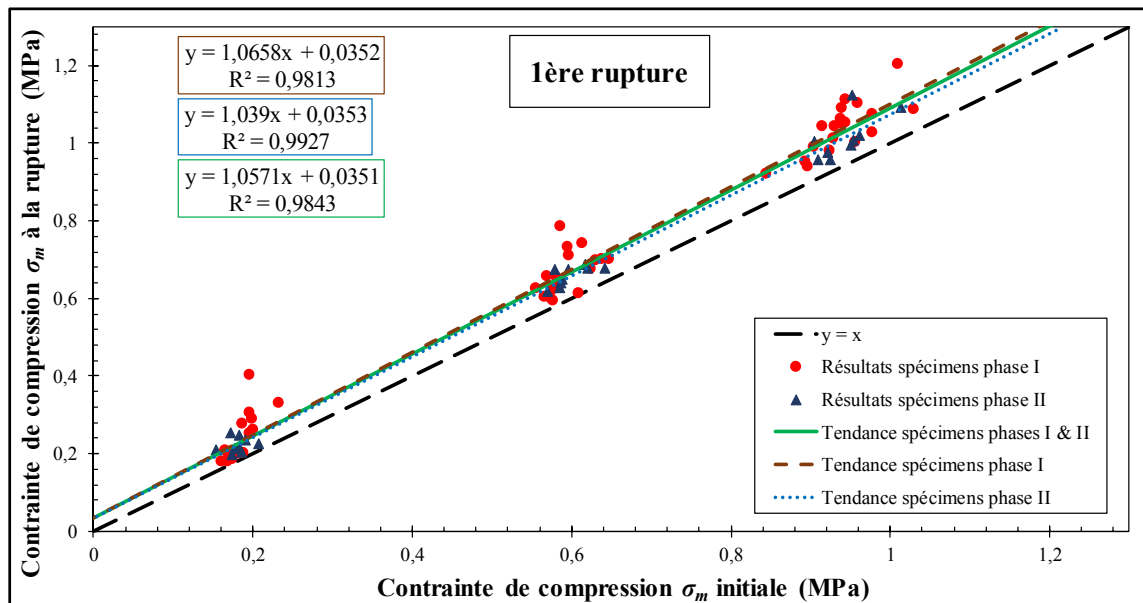


Figure 4.15  $\sigma_m$  à la rupture en fonction de  $\sigma_m$  initial; résultats expérimentaux des phases I et II et modèles associés

#### 4.2.3.3 Cisaillement résiduel

De la même manière qu'à la section 3.3.2.2, le comportement des spécimens après la rupture des joints est analysé afin d'observer le cisaillement résiduel, ce qui permet alors de déterminer le coefficient de friction résiduel. La Figure 4.16 représente les résultats obtenus au cours des deux phases d'essais. Il est à remarquer que pour les différentes séries d'essais, les résultats sont sensiblement les mêmes et ne présentent pas de différences comparables à celles des résultats obtenus au cours de la première rupture. Le changement de lot de brique n'aurait donc pas d'influence significative sur le cisaillement résiduel. On obtient ainsi pour l'ensemble des résultats, un coefficient de friction résiduel  $\mu_r$  de 0,77, avec un  $R^2$  de 0,94. C'est très satisfaisant pour un modèle portant sur un comportement de la maçonnerie avec un nombre aussi élevé de points.

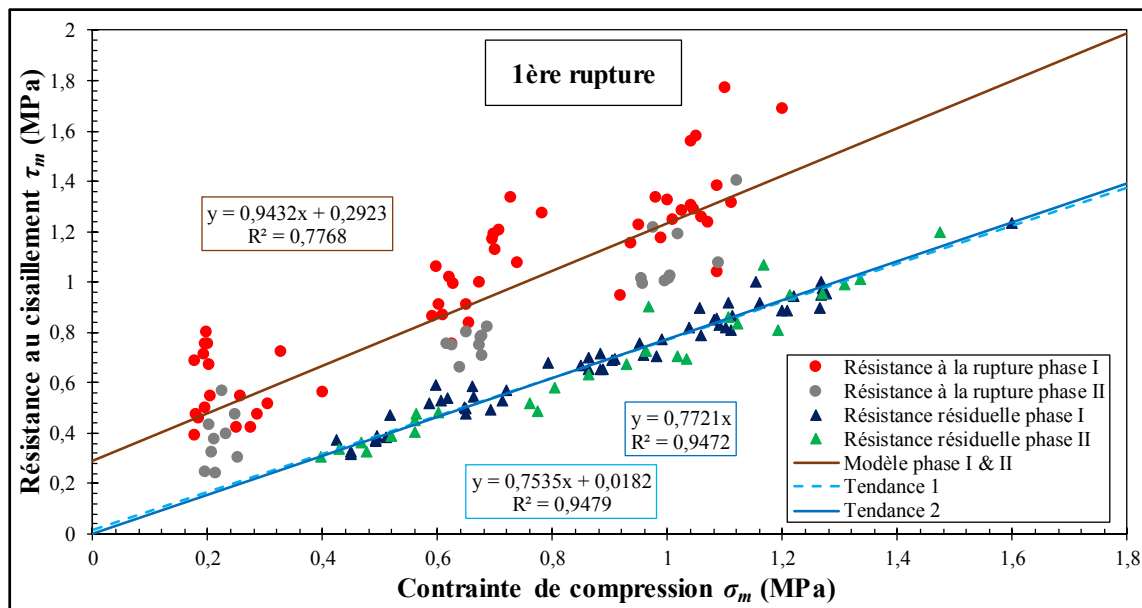


Figure 4.16  $\tau_m$  à la rupture et  $\tau_m$  résiduel en fonction de  $\sigma_m$  pour les phases I et II

### 4.3 Sollicitation cyclique

Les résultats présentés ici sont issus des essais quasi-statiques de sollicitation cyclique menés sur les trois murets de taille C (861 mm x 660 mm x 204 mm). Une analyse des modes de

rupture est d'abord effectuée, puis les résultats des mesures sont traités afin d'obtenir les résistances latérales et les courbes de capacité bilinéaires. Les murets C-W1, C-W2 et C-W3 sont soumis à une charge verticale respective de 70 kN, 140 kN et 300 kN.

#### 4.3.1 Mode de rupture

L'étude des modes de rupture pour cet essai permet une meilleure compréhension de ceux des murs et trumeaux présents dans des bâtiments soumis à des charges latérales. Mais elle permet aussi d'effectuer une comparaison avec les prédictions des modèles théoriques. La Figure 4.17 présente des schémas de la répartition des fissures et des fournées de mortier à travers les trois murets.

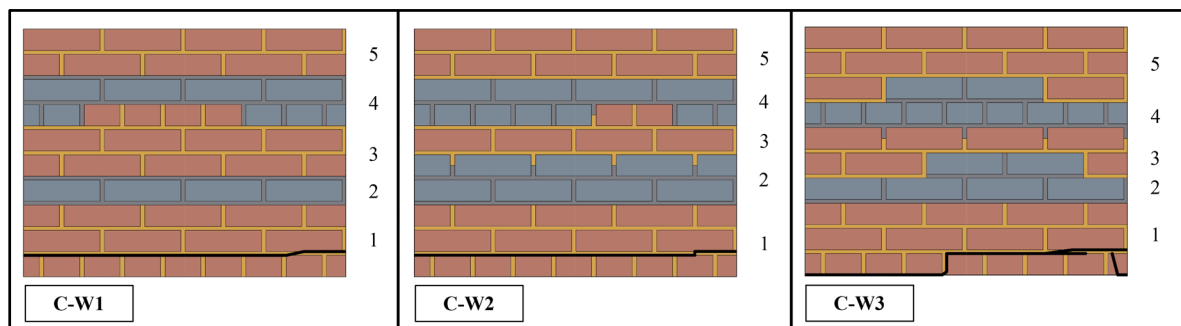


Figure 4.17 Répartition des fissures et des couches des fournées de mortier dans les murets testés lors de l'essai de sollicitation cyclique

On remarque que malgré le changement de chargement vertical d'un muret à l'autre, on obtient le même mode de rupture. Il s'agit dans les trois cas d'une rupture par balancement. Cependant, le muret C-W3 est particulier car il présente aussi le début d'un mode rupture par écrasement au pied. En effet, on observe aussi l'apparition de fissures verticales dans une brique au pied du mur, mais il y a néanmoins prédominance du balancement. On remarque aussi sur le côté gauche du muret C-W3 que la fissure se propage sous la première assise de brique, donc au niveau de la résine époxydique. C'est problématique car c'est une fissure qui se propage en dehors des limites du muret, cela ne met plus en jeu la résistance du la MNA, mais celle de la résine époxydique et cela fausse donc les résultats dans la direction de l'effort associé à cette

rupture. Néanmoins la fissure par balancement sur le pied droit du muret permet de connaître le mode de rupture et la résistance à l'effort latéral du muret.



Figure 4.18 Exemples de fissures obtenues pour les essais de sollicitation cyclique

En ce qui concerne la raison de la rupture de la résine époxydique, l'hypothèse suivante est formulée. On constate que la fissure se propage à l'interface entre l'époxydique et l'acier du socle. Il ne peut s'agir d'une rupture en cisaillement car elle se serait propagée sur la totalité de l'interface. Le décollement causé par de la traction n'est pas envisagée car l'adhérence entre la résine époxydique et l'acier est bien plus élevée que celle entre le mortier et la brique. L'hypothèse de cette rupture est formulée à la suite du démontage de la configuration utilisé pour l'essai. Lorsqu'il fallait enlever le restant de briques collées sur le socle à cause la résine époxydique, il suffisait de frapper à la verticale à l'aide d'une masse, l'adhérence entre la résine et l'acier cessait instantanément. Il est probable que cela soit dû à l'effort de compression exercé par le choc créé par la masse sur la résine lorsqu'elle vient heurter les briques. L'effort de compression conduirait à une légère déformation de la résine époxydique dans le plan horizontal ce qui romprait l'adhérence avec l'acier. Il se peut que cela soit aussi l'effet en cause pour l'essai du mur C-W3. Néanmoins il est étonnant que cela ne se soit pas aussi produit sur

le pied droit du mur, les efforts étant appliqués successivement de manière symétrique. Les hypothèses les plus probables jusque-là sont que la résine époxydique aurait été fragilisée dans la zone du décollement ou que la disposition du vérin latéral sur le côté droit serait la source d'une répartition asymétrique des contraintes dans le muret testé.

### 4.3.2 Résultats

Les mesures effectuées durant les essais permettent obtenir les résistances au chargement latéral des murets et les courbes d'hystérésis, desquelles on déduit les enveloppes puis les courbes biliaires équivalentes. La Figure 4.19 présente les courbes d'hystérésis obtenues.

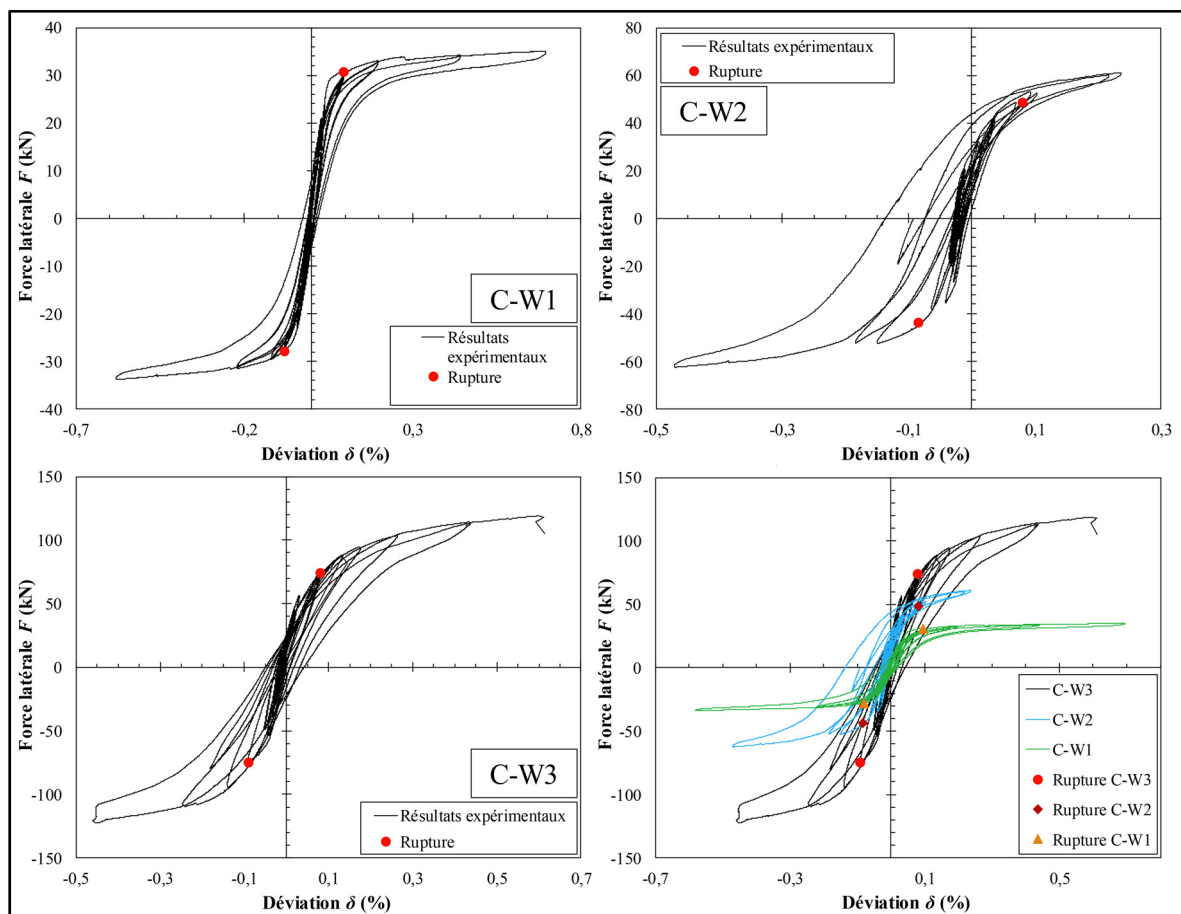


Figure 4.19 Courbes d'hystérésis obtenues pour les essais de sollicitation cyclique  
Les points de rupture de chacun des murets sont aussi représentés sur la Figure 4.19. Ceux-ci sont déterminés à l'aide des observations faites au court des essais. Le point de rupture est

défini comme étant l'instant où l'on observe l'apparition des premières fissures. Dans les trois cas il s'agit de rupture par balancement avec des fissures apparaissant au pied du mur à l'interface entre le mortier et la brique. Les déplacements très faibles et les lieux d'apparition des fissures rendent très difficile la détection visuelle de ces fissures, il se peut alors qu'il y ait une légère surestimation de la résistance des murets. Les valeurs de la résistance latérales et des déviations de chacun de murets sont répertoriées dans le Tableau 4.6, elles sont calculées en faisant la moyenne des valeurs obtenues dans les deux sens de déplacement.

Ainsi, les résultats obtenus sont révélateurs des comportements et modes de rupture observés au cours des essais. Pour le muret C-W1, on observe une hystérésis présentant une faible surface ce qui est caractéristique d'une faible dissipation d'énergie par déformation. Elle présente aussi deux plateaux aux alentours de 35 kN et -35 kN à partir de  $\pm 0,1$  % de déviation. On note aussi qu'il n'y a pas de perte de résistance sur les intervalles de déviation au-delà de 0,1 % et -0,1 %. C'est ce que Magenes et Calvi (1997) décrit comme une réponse typique d'un cas de mode de rupture par balancement. La rupture se fait avant que le plateau ne soit atteint. Une fois qu'elle est dépassée le mur prend appui sur le pied opposé et la force latérale appliquée représente l'effort à fournir pour faire basculer le mur dans le plan. C'est pour cela que l'on observe un plateau qui s'étend. Aucun autre mode de rupture ne se produisant par la suite, il est décidé d'interrompre l'essai afin d'éviter tout dommage sur le vérin vertical. De plus il ne sert à rien de chercher l'effort maximal de basculement du muret car dans un cas réel cela n'arriverait pas, d'autres mécanismes de rupture se produiraient avant, comme la rupture hors plan par exemple (Therrien-Truchon, 2012). Ainsi on ne peut pas définir de déviation ultime correspondant à une diminution de 20% de  $V_{max}$ , on peut se référer uniquement aux valeurs obtenues pour les ruptures par balancement et pour les plateaux (Magenes et Calvi, 1997; Vanin et al., 2017).

Pour le muret C-W2 on obtient des résultats nettement différents par rapport à ceux de son prédécesseur. Avant qu'il y ait rupture par balancement on observe un comportement similaire au muret C-W1, les cycles délimitent des surfaces étroites. Une fois les ruptures par balancement survenues aux deux pieds, on observe une augmentation de l'aire délimitée par

les cycles et un basculement de ces cycles, mais seulement d'un seul côté de l'hystérésis. Aucune autre fissure n'est constatée sur le muret C-W2. Il se peut donc que ce soit dû à un glissement de la partie supérieure du muret sur la partie inférieure. L'asymétrie du dispositif d'application de l'effort latéral pourrait aussi jouer sur les résultats obtenus. Elle pourrait amener une asymétrie de la répartition des contraintes selon le sens dans lequel l'effort est appliqué.

Enfin pour le muret C-W3, il n'y a pas de surprise. Les courbes obtenues traduisent bien le mode rupture subit par le muret. L'hystérésis est comparable à celle du muret C-W1. Elle présente une symétrie par rapport à l'origine et pas d'élargissement de la surface délimitée par les cycles comparables à celui du C-W2. La rupture par balancement se fait encore une fois avant que le plateau soit atteint. L'essai pour le muret C-W3 a pu être poursuivi pour des déviations supérieures à celles du muret C-W2 car un autre jeu de rouleaux a été ajouté. Néanmoins, les deux essais n'ont tout de même pas pu atteindre les déviations maximales utilisées pour le premier essai car cela aurait été néfaste pour le vérin vertical.

Tableau 4.6 Résistance à l'effort latéral et déviation à la rupture des murets

<b>Muret</b>	<b><math>V_R</math> (kN)</b>	<b><math>\delta_R</math> (%)</b>	<b><math>P</math> (kN)</b>
C-W1	29,3	0,089	70
C-W2	46,1	0,083	140
C-W3	71,8	0,085	300

En ce qui concerne les résistance latérale  $V_R$  et la déviation à la rupture  $\delta_R$ , le Tableau 4.6 présente les résultats obtenus. La comparaison avec les valeurs théoriques prévues sera faite au chapitre suivant. On constate une augmentation de la résistance latérale avec l'effort vertical, mais on remarque que le  $\delta_R$  reste globalement le même pour les trois essais.

Les courbes d'hystérésis permettent d'obtenir les courbes enveloppes. Elles sont déterminées selon les recommandations de Vanin et al. (2017) et sont représentée à la Figure 4.20.

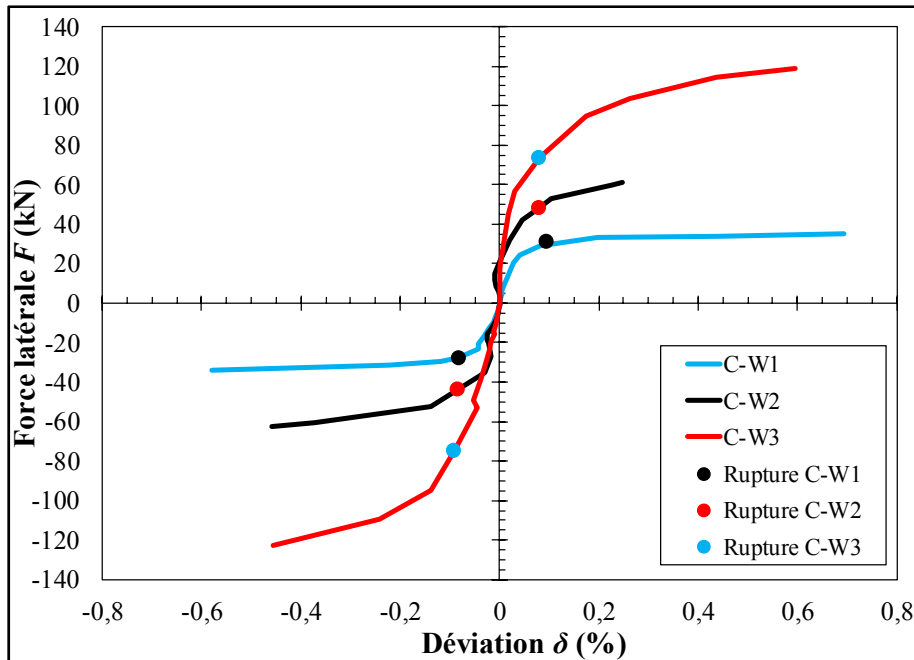


Figure 4.20 Courbes enveloppes des spécimens

On remarque que plus l'effort vertical est important et plus il faut une déviation élevée pour atteindre le palier. Le muret C-W1 atteint son palier avant C-W2 qui lui-même atteint le sien avant C-W3. Ainsi plus le chargement est important et plus la rupture par balancement survient avant l'atteinte du palier et plus le ratio  $V_R$  sur la force maximale au palier  $V_{lim}$  devient petit. On constate des perturbations sur la phase élastique de la courbe de C-W2, cela se produit avant qu'il y ait rupture par balancement. C'est un phénomène qui reste pour l'instant inexpliqué car il peut s'agir de plusieurs choses, d'un défaut de mesure lié au comportement d'une brique sur laquelle est faite la mesure du déplacement, d'un défaut du capteur lui-même.

Encore une fois grâce aux recommandations de Magenes et Calvi (1997) et de Vanin et al. (2017), les courbes bilinéaires sont déduites des courbes enveloppes et sont représentées sur la Figure 4.21. La courbe bilinéaire représente un modèle simplifié de la courbe enveloppe, elle possède la même aire sous la courbe et se détermine grâce à l'effort latéral maximal et le déplacement ultime. Mais comme l'affirme Magenes et Calvi (1997), ces derniers ne peuvent être déterminés dans le cas d'un mode de rupture par balancement car ils ne sont jamais atteints. Les recommandations de Bosiljkov et al. (2005) sont donc aussi utilisées. D'abord on



détermine la raideur équivalente  $K_{eq}$  à l'aide de  $V_R$  et  $\delta_R$ . Puis on calcule l'aire moyen sous la courbe enveloppe, il s'agit de la moyenne entre les valeurs absolues des aires pour les déviations dans les deux directions. Ensuite, la déviation ultime  $\delta_u$  est calculée comme étant la moyenne des déviations maximales enregistrées. Enfin on détermine la résistance équivalente  $V_e$  et la déviation à la rupture équivalente  $\delta_e$  afin que l'aire sous la courbe bilinéaire soit égale à la moyenne calculée. Le schéma à la Figure 4.21 présente aussi les différentes propriétés calculées.

Tableau 4.7 Paramètres des courbes bilinéaires

Muret	$V_e$ (kN)	$\delta_e$ (%)	$K_{eq}$ (kN.mm <sup>-1</sup> )
C-W1	33,9	0,103	46,9
C-W2	60,6	0,109	79,3
C-W3	110,4	0,127	123,9

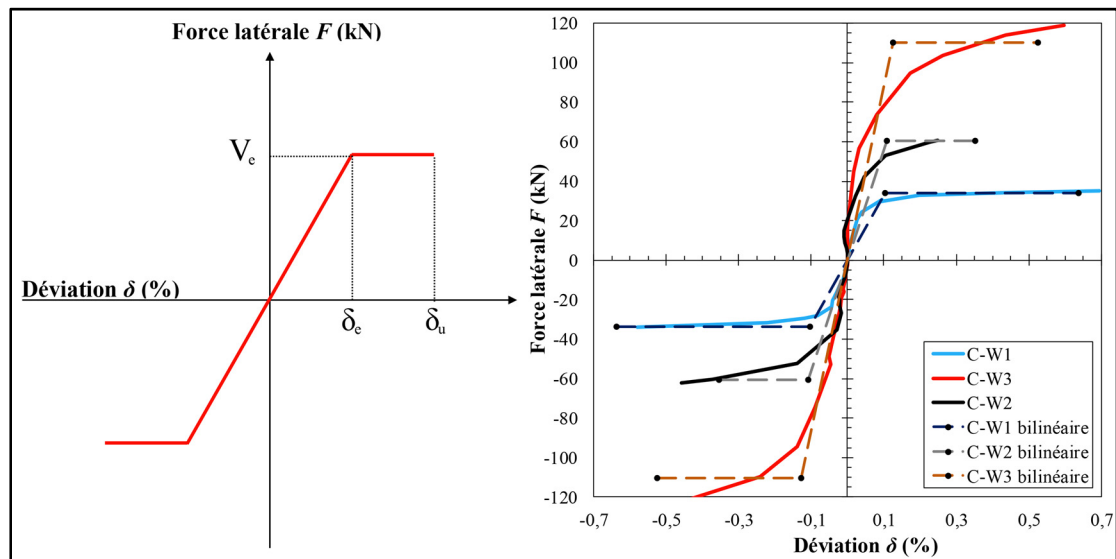


Figure 4.21 Courbes bilinéaires; schéma et résultats expérimentaux

Le Tableau 4.7 répertorie les propriétés calculées pour chaque courbe bilinéaire. On constate ainsi que les modèles bilinéaires prédisent des  $V_e$  bien supérieurs aux  $V_R$  constatés. Dans le cas d'une rupture par balancement, la valeur de  $V_e$  est dépendante du  $\delta_u$  considéré. En effet, dans le cas de chargement important, le plateau idéal n'est jamais réellement atteint, l'effort latéral

continue d'augmenter légèrement. La courbe bilinéaire est donc dépendante de la déviation atteinte durant l'essai lors de chargements importants. Cela est problématique car c'est aussi pour des chargements importants qu'il y a des restrictions sur la déviation pour ne pas endommager le système. Il conviendrait de définir une déviation maximale standard dans le cas de rupture par balancement. De plus, plus le chargement est important et plus la différence entre  $V_e$  et  $V_R$  est importante elle aussi, donc moins la courbe bilinéaire rend compte de la résistance réelle du mur pour le mode de rupture par balancement. En ce qui concerne  $\delta_e$  et  $K_e$ , il s'agit de propriétés importantes pour l'évaluation de la demande sismique via le modèle équivalent à un degrés de liberté (1DDL). Il est donc important de les considérer ici. Comme pour  $\delta_R$  on observe que  $\delta_e$  est quasiment indépendant du chargement vertical pour la plage de valeur considérée. On obtient globalement un  $\delta_e$  de 0,11 %.  $K_e$  est quant à lui dépendant du chargement vertical étant donné qu'il est défini comme étant le rapport entre  $V_e$  et  $\delta_e$ . Il augmente donc avec le chargement vertical.

## **CHAPITRE 5**

### **INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DE LA PHASE II ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE**

Le dernier chapitre de ce projet de recherche est abordé ici. Il s'agit d'un chapitre servant d'analyse finale de toutes les données obtenues dans les chapitres précédents. Il se compose de deux parties principales. La première partie effectue une analyse comparative des résultats de l'essai statique de sollicitation cyclique obtenus au CHAPITRE 4, avec les prédictions des modèles issus de la littérature présentés au CHAPITRE 1 et au CHAPITRE 3. Puis, la deuxième partie présente la modélisation numérique des murets de taille C soumis à des efforts comparables à ceux de l'essai cyclique, réalisé à l'aide logiciel 3-Muri©. Cette modélisation permet d'obtenir des prédictions du comportement des murets, bien plus détaillées et bien plus abouties que celles des modèles de la littérature, qui sont ensuite comparées aux résultats expérimentaux.

#### **5.1 Confrontation des résultats aux modèles théoriques**

##### **5.1.1 Mise à jour des paramètres**

Le Tableau 5.1 met à jour les paramètres issus des essais parallèles en leur associant les résultats obtenus lors de la phase II. Ce sont ces nouvelles valeurs que seront ensuite implémentées aux différents modèles. Il est choisi d'utiliser les propriétés issues des murets C plutôt que les propriétés moyennes des murets A, B et C car on souhaite comparer les résultats issus des murets C aux résultats théoriques obtenus par la modélisation des murets C. Les propriétés présentées dans le Tableau 5.1 sont plus représentatives des murets C que celles issues des moyennes sur la globalité des essais. Elles n'auront que peu d'influence, elles ne changeront pas les modes de rupture prévus au CHAPITRE 3, mais il y aura une légère différence sur le  $V_R$  prédit.

Tableau 5.1 Paramètres issus des résultats de la phase II

Paramètre	Valeur
$f'_b$ (MPa)	26,3
$f'_{bt}$ (MPa)	3,1
$f'_m$ (MPa)	14,5
$c$ (MPa)	0,16
$\mu$	0,93

5.1.2 Comparaison résultats/prédiction

La Figure 5.1 et le Tableau 5.2 présentent une analyse comparative entre les résultats des essais et les prédictions des modèles de la littérature. Il s'agit ici uniquement de  $V_R$ ,  $V_e$  et du mode de rupture associé.

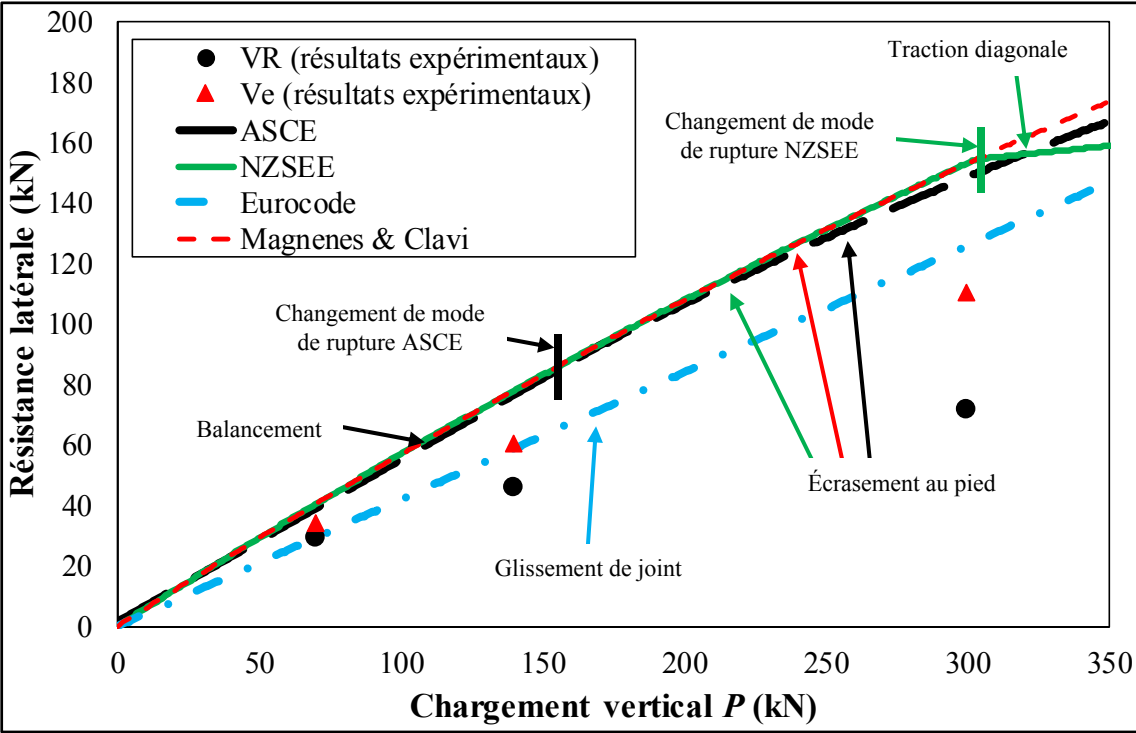


Figure 5.1  $V_R$  et  $V_e$  en fonction de  $P$ ; résultats expérimentaux et prédictions des modèles de la littérature

Tableau 5.2 Comparaison entre les prédictions des modèles de la littérature et les résultats obtenus

Muret		C-W1	C-W2	C-W3
Chargement vertical (kN)		70	140	300
Réal	$V_R$ (kN)	29,3	46,1	71,8
	$V_e$ (kN)	33,9	60,6	110,4
	Mode de rupture	Balancement	Balancement	Balancement
ASCE-41	$V_R$ prédit (kN)	38,8	76,4	148,5
	Mode de rupture	Balancement	Balancement	Écrasement au pied
Eurocode 8	$V_R$ prédit (kN)	29,4	58,7	125,8
	Mode de rupture	Glissement au joint	Glissement au joint	Glissement au joint
Magenes et Calvi (1997)	$V_R$ prédit (kN)	40,4	77,9	153,0
	Mode de rupture	Écrasement au pied	Écrasement au pied	Écrasement au pied
NZSEE	$V_R$ prédit (kN)	40,4	77,9	153,0
	Mode de rupture	Écrasement au pied	Écrasement au pied	Écrasement au pied

Au premier abord on remarque que la plupart des modèles livrent des prédictions qui s'avèrent erronées. Pour ce qui est du mode de rupture, il n'y a que l'ASCE-41 qui prédit le bon mode mais uniquement pour les deux premiers chargements. Néanmoins cela n'est pas surprenant car aucun des autres modèles ne considèrent le mode de rupture par balancement dans leurs prédictions. Ils ne considèrent que l'écrasement au pied car celui-ci soit très souvent couplé avec du balancement dans la réalité. La plupart des modèles, excepté l'Eurocode 8, prédisent ici de la flexion, ce qui est en accord avec les résultats expérimentaux.

En ce qui concerne les prédictions de  $V_R$ , les marges d'erreur sont très importantes entre les résultats théoriques et le réel. C'est l'Eurocode 8 qui prédit les valeurs les plus proches pour les trois chargements. Néanmoins les modes de rupture associés sont erronés car on a observé un balancement et non le glissement au joint prédit. Puisque le comportement physique de ces deux modes de rupture est différent, cisaillement dans le plan horizontal à l'interface brique/mortier dans le cas du glissement de joint, et rupture par traction à l'interface brique/mortier dans le cas du balancement, il faut traiter ces résultats avec prudence. Seuls les résultats de l'ASCE-41 correspondent strictement aux observations pour le premier et le deuxième essai. Pour le troisième essai le modèle prédisant la résistance latérale propre au balancement prédit un  $V_R$  égal à 162,3 kN ce qui correspond à plus du double de ce que l'on obtient dans la réalité. Ainsi on peut dire que, dans notre cas, le meilleur modèle est celui de l'ASCE-41 bien qu'il surestime très largement les résistances. On remarque néanmoins que les prédictions des modèles sont assez proches de  $V_e$  pour les trois chargements. C'est cohérent car les modèles de la littérature utilisent des modélisations simplifiées du cas réel, ce qui est aussi le cas pour le modèle bilinéaire dont est issu  $V_e$ . Cela expliquerait aussi la grande différence avec  $V_R$ . Celui-ci correspond à l'effort latéral réel qu'il faut fournir au mur pour qu'il y ait l'apparition des premières fissures.

### 5.1.3 Obtenir d'autres modes de rupture

Les modèles utilisés surestiment le balancement ou ne le considèrent pas comme un mode de rupture potentiel, mais qu'en est-il des autres modes de rupture. Il serait intéressant, dans un travail de recherche succédant à celui-ci, de refaire des essais cycliques et d'obtenir des modes de rupture autre que le balancement afin de vérifier la validité des équations. D'après les modèles de la littérature, les modes de rupture et la résistance à l'effort latéral  $V_R$  dépendent aussi de paramètres autres que les propriétés intrinsèques à la MNA de brique et le chargement appliqué. Il s'agit des dimensions du muret et des conditions aux limites. À partir de ces modèles, on détermine les configurations géométriques et les conditions aux limites nécessaires afin d'obtenir un mode rupture particulier. On considère une longueur de mur de 1 m et le même chargement vertical, en termes de contrainte, que pour le muret C-W1, soit 0,275

MPa. On suppose 200 mm comme valeur minimale pour la hauteur et 2000 mm comme valeur maximale. Le Tableau 5.3 présente un bilan des résultats obtenus après l'analyse numérique. Plus de détails sont donnés à l'ANNEXE VIII.

Tableau 5.3 Hauteurs et conditions aux limites nécessaires selon les modes de rupture désirés

Modèle	Mode de rupture	Plage de hauteur exploitable	
		fixe - fixe	fixe - libre
ASCE-41	Traction diagonale	Impossible	Impossible
	Glissement de joint	$h < 1300 \text{ mm}$	$h < 650 \text{ mm}$
	Écrasement au pied	$h$ maximal	$h$ maximal
NZSEE	Traction diagonale (rupture mortier)	$h < 1150 \text{ mm}$	$h < 575 \text{ mm}$
	Glissement de joint	Impossible	Impossible
	Écrasement au pied	$1200 \text{ mm} < h$	$600 \text{ mm} < h$
Eurocode 8	Glissement de joint	$200 \text{ mm} < h < 2000 \text{ mm}$	$200 \text{ mm} < h < 1150 \text{ mm}$
	Écrasement au pied	Impossible	$1170 \text{ mm} < h$
Magenes et Calvi (1997)	Avec flexion du muret		
	Traction diagonale	Impossible	Impossible
	Glissement de joint	$h < 1000 \text{ mm}$	$h < 500 \text{ mm}$
	Écrasement au pied	$1100 \text{ mm} < h$	$550 \text{ mm} < h$
	Sans flexion du muret		
	Traction diagonale	Impossible	Impossible
	Glissement de joint	$h < 740 \text{ mm}$	$h < 360 \text{ mm}$
	Écrasement au pied	$750 \text{ mm} < h$	$380 \text{ mm} < h$

Ainsi on remarque que l'utilisation d'un muret fixé à ses deux extrémités offre plus de possibilités en termes de plage de valeurs possibles. On peut supposer que le sommet libre a tendance à favoriser la flexion du muret ce qui conduirait à la rupture par balancement. On

remarque aussi que la traction diagonale est le mode de rupture le plus difficile à obtenir d'après les modèles présentés, alors qu'il fait partie des modes de rupture les plus fréquemment rencontrés sur le terrain. C'est ce que constate aussi Therrien-Truchon (2012) avec son analyse numérique. On observe aussi que l'écrasement au pied et le balancement sont favorisés pour des muret élancés, ce qui est encore validé par Therrien-Truchon (2012).

## **5.2 Modélisation numérique avec 3-Muri©**

La dernière partie de ce travail de recherche est désormais abordée ici. Il s'agit de la modélisation numérique avec le logiciel de calcul de structure de maçonnerie, 3-Muri©.

### **5.2.1 Généralités sur le logiciel**

3-Muri© est un logiciel de calcul de structure spécialisé dans la maçonnerie, il permet de faire des études statiques et des études dynamiques sur des modèles de bâtiment de maçonnerie. La modélisation numérique des structures se base sur l'utilisation de macro-éléments selon la méthode du cadre équivalent. Chaque macro-élément représente une partie de la structure dont la géométrie est simple, il peut s'agir d'un mur, d'un trumeau ou d'un poteau. Il présente un certain nombre de degrés de liberté afin de simuler les modes de rupture par flexion / balancement / écrasement au pied et par cisaillement. Dans le cas de mur ou trumeau, les macro-éléments se présentent comme celui de la Figure 5.2. Ils se composent de trois sous parties, une couche inférieure, une partie centrale et une couche supérieure. Les couches concentrent les effets de la flexion et des effort axiaux tandis que la partie centrale concentre les effets du cisaillement (Lagomarsino et al., 2008). Les macro-éléments permettent de simuler des mécanismes de déformation et de rupture par des analyses statiques ou dynamiques non linéaires, de bâtiments plus ou moins complexes. La modélisation par cadre équivalent à l'aide de macro-éléments requiert moins de puissance de calcul que la méthode par éléments finis, ce qui lui confère un avantage non négligeable.



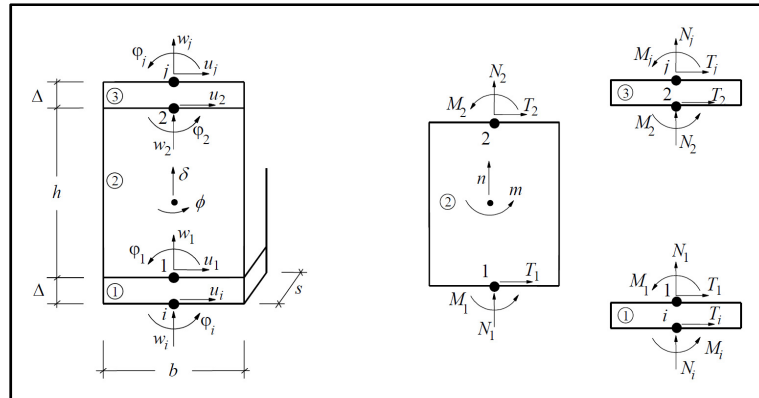


Figure 5.2 Schéma de macro-éléments  
Tirée de Lagomarsino et al. (2008)

Les modes de rupture sont calculés à partir de formules déjà utilisées dans les modèles précédents. La résistance au balancement est déduite de l'équation (5.1) et la résistance au cisaillement est déduite du modèle de Mohr-Coulomb ou du modèle de Turnsek et Cacovic (1971) détaillés par les équations (5.2) et (5.3). Ces deux derniers modèles, bien que tous deux utilisés pour le mode de rupture par cisaillement, sont liés à deux modes de rupture différents. Mohr-Coulomb est évidemment lié au glissement de joint tandis que Turnsek et Cacovic (1971) traduit la rupture par traction diagonale.

Résistance à la flexion par le calcul du moment ultime  $M_u$  :

$$M_u = \frac{PL}{2} \left( 1 - \frac{P}{0,85 f'_m L e} \right) \quad (5.1)$$

Avec  $P$  la charge verticale appliqué (kN). Il s'agit ici de la même formule que celle utilisée par les modèles de la littérature pour prédire l'écrasement au pied. On note l'utilisation du même coefficient 0,85 que l'Eurocode 8, Magenes et Calvi (1997) et le NZSEE, il y a donc la même considération vis-à-vis de la répartition des contraintes au pied du mur.

Résistance au cisaillement par le calcul de la force de cisaillement ultime  $V_u$  via le modèle de Mohr-Coulomb :

$$V_u = L_c e c + \mu P \leq f_{vlim} L_c e \quad (5.2)$$

Résistance au cisaillement par le calcul de la force de cisaillement ultime  $V_u$  via le modèle de Turnsek et Cacovic (1971) :

$$V_u = f'_{td} Le \beta \sqrt{1 + \frac{P}{Le f'_{td}}} = 1,5 \tau_0 Le \beta \sqrt{1 + \frac{P}{1,5 \tau_0 Le}} \quad (5.3)$$

Avec  $\tau_0$  le cisaillement lors de la rupture par traction diagonale (MPa).

Sur 3-Muri© on peut choisir d'appliquer uniquement l'un des deux modèles de cisaillements lors de la définition des propriétés du matériau. Il considère que Mohr-Coulomb est plus adapté dans le cas de nouvelles structures tandis que Turnsek et Cacovic (1971) est plutôt recommandé pour les structures déjà existantes. Néanmoins les deux méthodes de calcul sont tout de même effectuées par la suite afin de savoir laquelle se rapproche le plus des résultats expérimentaux obtenus.

### 5.2.2 Modèle utilisé

Il est question ici de pouvoir modéliser numériquement un muret de taille C soumis à des efforts latéraux et verticaux, afin de pouvoir comparer les résultats de la simulation aux résultats expérimentaux issus des essais cycliques. Un paramétrage du modèle est nécessaire car il faut définir les propriétés géométriques et mécaniques. Pour les propriétés mécaniques, on utilise les résultats des essais de ce travail de recherche et qui sont représentés dans le Tableau 5.4. En ce qui concerne les propriétés géométriques il y a certaines particularités, il est impossible de représenter sur 3-Muri© un mur seul avec un effort vertical s'appliquant dessus. On ne peut représenter que des bâtiments, ou des contours fermés. Cependant, le logiciel permet d'isoler un élément de la structure réalisée avec l'effort vertical s'appliquant dessus et d'observer les déplacements et efforts s'appliquant sur l'élément et sur ses différents nœuds. Il faut donc réaliser une structure admissible par le logiciel, présentant une partie que l'on peut comparer à un muret de taille C et qui aurait les mêmes conditions aux limites et mêmes chargement verticaux. L'idéal serait de représenter le muret de taille C sous la forme

d'un seul macro-élément qui serait relié à la structure sans que ces liens n'influencent son comportement lors de l'application de l'effort latéral.

Tableau 5.4 Paramètres utilisés pour la modélisation sous 3Muri©

Paramètre	Valeur
$E'_m$	3,46 GPa
$G_m$ selon l'ASTM	2,08 GPa
$G_m$ selon Russell	3,09 GPa
$f'_m$	14,5 MPa
$f'_j$	5,87 MPa
$f'_b$	26,3 MPa
$c$	0,16 MPa
$\mu$	0,93
$f'_{td}$ selon l'ASTM	0,79 MPa
$f'_{td}$ selon l'Russell	0,56 MPa
$\rho_m$	1900
$L$	844 mm
$h$	707 mm
$b$	200 mm

On décide de réaliser le modèle présenté à la Figure 5.3. Il s'agit d'un contour rectangulaire formé de trois murs parallèles de même longueur et de deux murs parallèles les reliant. Le détail des dimensions et des appellations des différentes parties du modèle sont faites sur la Figure 5.3. La structure est recouverte d'une dalle car c'est obligatoire pour que le calcul puisse être effectué, cependant le poids de la dalle est réduit au minimum afin qu'il n'ait pas d'influence. Pour simuler les chargements verticaux appliqués lors des essais expérimentaux, trois chargements linéaires sont imposés sur les murs P1, du nœud N2 au nœud N4, P3, du nœud N6 au nœud N8, et P5, du nœud N10 au nœud N12. On obtient ainsi 82,9 kN.m<sup>-1</sup> sur le mur P1, 165,9 kN.m<sup>-1</sup> sur le mur P3 et 355,5 kN.m<sup>-1</sup> sur le mur P5.

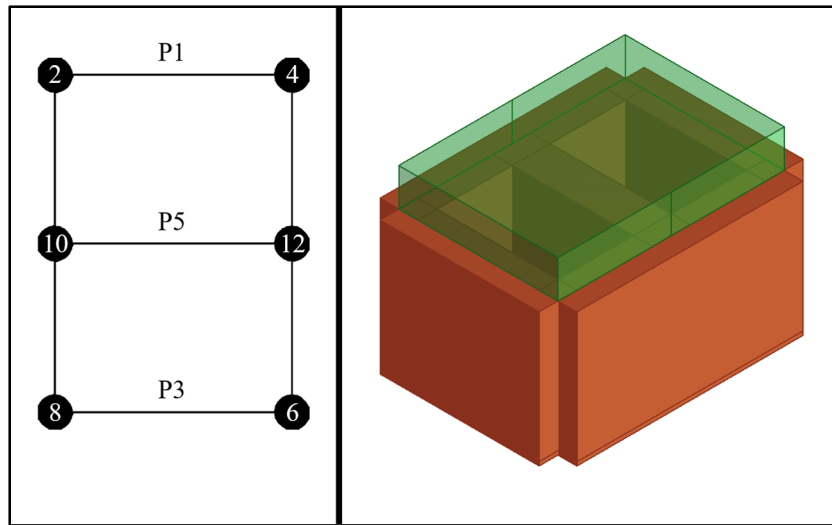


Figure 5.3 Modèle numérique des murets de type C; Contour vu du dessus (à gauche) et Modèle 3D (à droite)

Pour le calcul chacun des murs de la structure peuvent être isolés en gardant uniquement les chargements verticaux s'appliquant dessus. Ainsi le calcul est effectué uniquement sur les murs P1, P3 et P5, mais avant de pouvoir lancer le calcul il reste à définir les propriétés du matériau des murs. Certaines propriétés à implémenter sont déjà pleinement définies au Tableau 5.4, tels que  $E_m$ ,  $G_m$ ,  $\rho_m$ ,  $f'_j$  et  $f'_m$ , mais d'autres sont définies selon l'Eurocode 6 et l'Eurocode 8 de la manière suivante :

- $f_{vm0}$  : La résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie à compression nulle, elle est donc égale à  $c$  et intervient pour le modèle de Mohr-Coulomb;
- $f_{vlim}$  est égal à  $0,065f'_b$  et intervient pour le modèle de Mohr-Coulomb;
- $\tau_0$  est défini précédemment comme étant égal à  $f'_{td}/1,5$ , mais Lagomarsino et al. (2008) le définit aussi comme étant équivalent à  $f_{vm0}$ , donc à  $c$ , il intervient dans le modèle de Turnsek et Cacovic (1971);
- $\delta_s$  est considéré égal à 0,4 %;
- $\delta_f$  est considéré égal à 0,8 %.

Tableau 5.5 Paramètres des modèles de cisaillement de 3Muri©

Paramètre	Valeur
$f_{vm0}$	0,16 MPa
$f_{vlim}$	1,71 MPa
$\tau_0 = c$ (Mohr-Coulomb)	0,16 MPa
$\tau_0 = f'_{td}/1,5$ (ASTM, 2015; Turnsek et Cacovic, 1971)	0,53 MPa
$\tau_0 = f'_{td}/1,5$ (Russell, 2010; Turnsek et Cacovic, 1971)	0,37 MPa
$\delta_s$	0,4 %
$\delta_f$	0,8 %

Ainsi plusieurs séries de calcul sont réalisées pour les trois chargements verticaux. On commence l'analyse numérique en considérant le modèle de Mohr-Coulomb comme modèle de cisaillement. Puis on considère le modèle de Turnsek et Cacovic (1971) et les différentes valeurs possibles pour  $\tau_0$ . Les résultats intéressants sont les suivants :

- Le mode de rupture;
- La charge verticale appliquée sur l'élément de mur;
- La résistance latérale;
- Les moments appliqués aux nœuds i et j<sup>5</sup>.

### 5.2.3 Résultats obtenus et comparaison au réel

Les résultats sont présentés au Tableau 5.6 et à la Figure 5.4. On remarque tout d'abord, que les chargements verticaux sont légèrement supérieurs à ce qu'ils devraient être, mais ils restent comparables à ceux appliqués lors des essais. Dans les différents cas, on observe que les moments appliqués aux nœuds j sont négligeables en comparaison de ceux appliqués aux nœuds i, ce qui est donc en accord avec les conditions aux limites appliquées lors des essais. En ce qui concerne le mode de rupture, il n'y a que le cas utilisant le modèle de Turnsek et

---

<sup>5</sup> Le nœud i désigne le nœud au pied du mur tandis que le nœud j désigne celui au sommet.

Cacovic (1971) avec  $\tau_0 = 0,37$  MPa ou  $0,53$  MPa, qui prédit de la flexion pour les trois chargements. Cependant on a vu précédemment que le modèle utilisé pour la flexion ne tient compte que de l'écrasement au pied, ce qui n'est donc pas exactement représentatif des modes de rupture obtenus expérimentalement.

Tableau 5.6 Résultats issus des analyses numériques

Chargement vertical (kN)	P1	P3	P5
	71,6	142,1	303,2
Modèle de Mohr-Coulomb avec $\tau_0 = f_{vm0} = 0,16$ MPa			
Mode de rupture	Cisaillement	Cisaillement	Flexion
Résistance latérale (kN)	34,4	67,2	125,1
Moment au nœud i (kN.m)	25,9	44,7	81,9
Moment au nœud j (kN.m)	-1,6	2,8	6,6
Modèle de Turnsek et Cacovic (1971) avec $\tau_0 = f_{vm0} = 0,16$ MPa			
Mode de rupture	Flexion	Flexion	Cisaillement
Résistance latérale (kN)	36,9	74,8	118,0
Moment au nœud i (kN.m)	27,7	49,9	77,6
Moment au nœud j (kN.m)	-1,6	3,0	5,8
Modèle de Turnsek et Cacovic (1971) $\tau_0 = 0,37$ MPa ou $0,53$ MPa			
Mode de rupture	Flexion	Flexion	Flexion
Résistance latérale (kN)	36,9	74,8	125,1
Moment au nœud i (kN.m)	27,7	49,9	81,9
Moment au nœud j (kN.m)	-1,6	3,1	6,6
Résultats expérimentaux			
Mode de rupture	Flexion (balancement)	Flexion (balancement)	Flexion (balancement)
Résistance latérale (kN)	29,3	46,1	71,8
$V_e$ (kN)	33,9	60,6	110,4

En ce qui concerne la résistance latérale, les résultats sont comparables à ceux obtenus pour les précédents modèles, ils restent donc très différents des résultats expérimentaux. Il est néanmoins intéressant de voir qu'il y a tout de même une proximité entre les résultats de 3-Muri© et les  $V_e$  obtenus à partir des courbes bilinéaires expérimentales, bien que ces derniers ne soient pas représentatifs de la résistance réelle des murets de MNA face aux charges latérales. 3-Muri© base ses prédictions sur des modèles bilinéaires du comportement des murets, tout comme les modèles bilinéaires dont est issu  $V_e$ , ce qui pourrait donc expliquer cette proximité des valeurs.

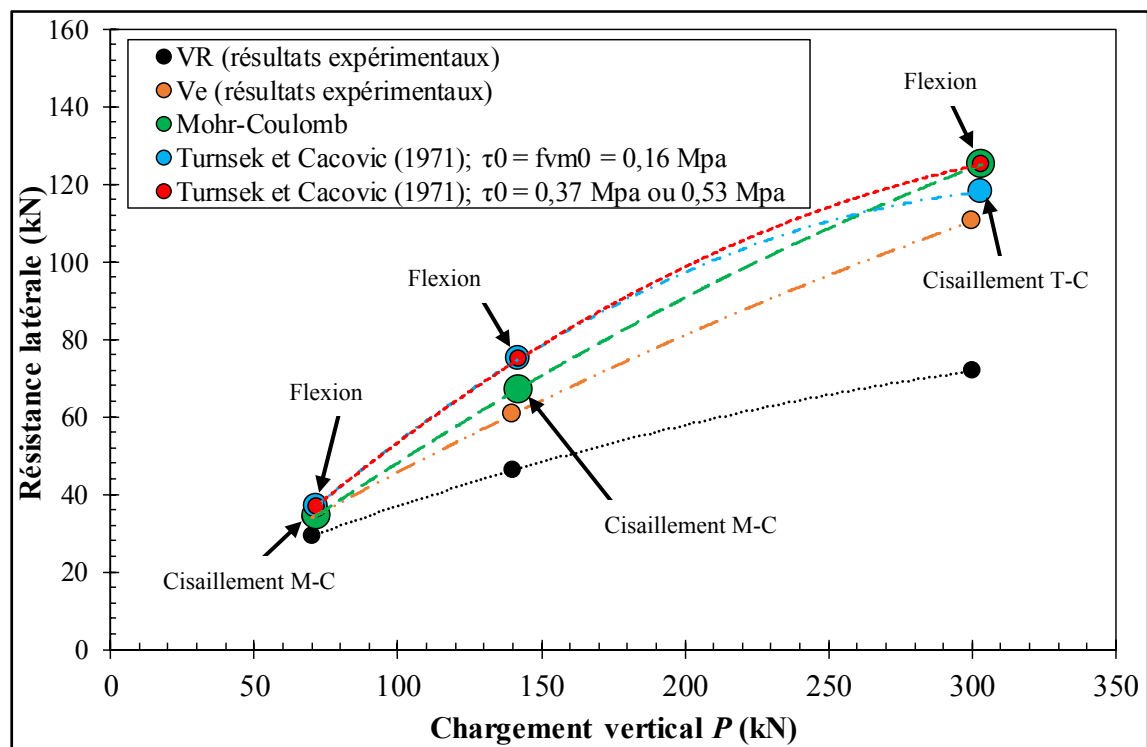


Figure 5.4  $V_R$  et  $V_e$  en fonction de  $P$ ; résultats expérimentaux et résultats issus de 3-Muri©

Ainsi, comme la plupart des modèles de la littérature, 3-Muri© ne peut pas donner de prédiction satisfaisante de la résistance réelle des murets de MNA de taille C lorsqu'ils sont soumis aux essais de sollicitation cyclique latérale. Ceci est en partie dû au fait qu'il n'intègre pas de modèle prenant en considération la rupture par balancement. Il arrive néanmoins à prédire de la flexion qui se produit lors des essais, si il utilise le modèle de Turnsek et Cacovic

(1971) avec  $\tau_0 = 0,37$  MPa ou 0,53 MPa. On ne peut rien dire sur la validité des modèles liés aux modes de rupture autres que le balancement. Il faut avant cela que de nouveaux essais soient effectués selon des conditions particulières afin de solliciter des murets de MNA selon d'autres modes de rupture.



## CONCLUSION

Le travail de recherche présenté ici avait pour objectif principal de caractériser mécaniquement le comportement des murs et trumeaux de MNA de brique traditionnelle lorsqu'ils sont soumis à un chargement cyclique latéral dans le but d'évaluer leur résistance sismique.

Le CHAPITRE 1 présente une revue de la littérature afin, dans un premier temps, d'introduire les connaissances requises pour l'étude, à savoir l'activité sismique et la MNA de brique traditionnelle dans l'Est du Canada; puis l'identification et la caractérisation des modes de rupture de la MNA sous chargement sismique. Dans un deuxième temps on y détermine les propriétés de la MNA requises pour sa caractérisation. Pour cela, différents modèles, permettant de déterminer la résistance latérale de murs et trumeaux de MNA face aux charges sismiques, sont détaillés avec leurs paramètres. Les propriétés physiques liées à la MNA sont identifiées et associées à des essais permettant de les identifier. Il y a notamment les propriétés suivantes :

- La résistance en compression du mortier,  $f'_j$ ;
- La résistance en compression de la brique,  $f'_b$ ;
- La résistance en compression de la MNA,  $f'_m$ ;
- La résistance à la traction diagonale,  $f'_{td}$ ;
- Le module d'élasticité de la MNA,  $E_m$ ;
- Le module d'élasticité en cisaillement de la MNA,  $G_m$ ;
- La cohésion  $c$  et le coefficient de friction,  $\mu$ ;
- Les déviations,  $\delta_s$  et  $\delta_f$ ;
- La résistance latérale d'un mur ou trumeau de MNA,  $V_R$ ;

Le CHAPITRE 2 présente le processus expérimental en deux phases établi pour déterminer les différentes propriétés mécaniques de la MNA sélectionnées au CHAPITRE 1. Chaque phase inclut un essai principal sur des murets de MNA avec en parallèle des essais sur des échantillons de MNA fabriqués avec le même mortier utilisé pour les murets. La phase I consiste à réaliser un essai de traction diagonale sur trois murets de 459 mm x 459 mm x 204

mm et trois murets de 861 mm x 861 mm x 204 mm. La phase II consiste à réaliser un essai quasi-statique de sollicitation cyclique latérale sur trois murets de 861 mm x 660 mm x 204 mm. Les essais parallèles comprennent les essais de compression sur éprouvettes de mortier (133 spécimens), de brique (28 spécimens) ou sur des échantillons de MNA (27 spécimens) et des essais de cisaillement sur des échantillons de MNA (81 spécimens). La réalisation des différents spécimens et les procédures des essais correspondent aux recommandations des normes et de la littérature.

Le CHAPITRE 3 expose les résultats obtenus lors de la phase I du processus expérimental. Deux groupes de trois murets de MNA furent testés en traction diagonale, chaque groupe correspondant à une taille de murets particulière, ceci afin d'évaluer aussi l'influence de la taille des spécimens sur les propriétés obtenues. Les modes de rupture varient selon la taille des murets, la fissure diagonale présentant des chemins plus variés pour les murets de grande taille. Cependant, tous les spécimens présentent des modes de rupture en accord avec le fait que le mortier soit moins résistant que la brique, car les fissures se propagent principalement dans le mortier. La déformation est différente selon la taille de muret considérée, les murets de taille A présentent tous un plateau avant la rupture, ce qui n'est pas présent pour les murets B.  $f'_{td}$  est déterminée comme étant égale à  $7,9 \times 10^{-1} \pm 0,03$  MPa ou à  $5,6 \times 10^{-1} \pm 0,02$  MPa selon que l'on considère l'état de contrainte au centre du mur exprimé d'après l'ASTM E519/E519M ou d'après Russell (2010). De même pour  $G_m$ , on obtient  $2,08 \pm 0,17$  GPa pour l'ASTM E519/E519M et  $3,09 \pm 0,25$  GPa pour Russell (2010). Le muret A-W2 n'est pas pris en compte pour la détermination du  $G_m$  global car il présente un  $G_m$  trop faible comparé aux autres. Il n'a pu être déterminé si cela est dû à une forte variation des résultats pour les murets A, ou s'il s'avère uniquement d'un cas isolé.

Le CHAPITRE 4 expose les résultats obtenus pour la phase II du processus expérimental. Les trois murets testés ici le furent chacun sous un chargement vertical différent afin d'induire plusieurs modes de rupture et de comparer les résultats expérimentaux aux modèles. Cet essai a permis d'obtenir les courbes d'hystérésis et bilinéaires de capacité des murets. De ces courbes sont déduites la résistance latérale  $V_R$ , la résistance latérale équivalente  $V_e$ , la déviation à la

rupture  $\delta_R$  et la déviation à la rupture équivalente  $\delta_e$  pour chacun des chargements appliqués. On remarque que  $V_R$  et  $V_e$  croissent avec le chargement vertical alors que  $\delta_R$  et  $\delta_e$  sont constant pour les trois chargements. Le mode de rupture est le même pour les trois murets, il s'agit d'une rupture par balancement.

Concernant les résultats des essais parallèles, le CHAPITRE 3 et le CHAPITRE 4 dressent le bilan suivant. Pour  $f'_j, f'_b$  et  $f'_m$ , on obtient respectivement une moyenne de  $5,35 \pm 1,0$  MPa,  $26,3 \pm 4,8$  MPa et  $14,8 \pm 2,1$  MPa sur les deux phases. Les modules d'élasticité de la brique,  $E_b$ , et de la MNA,  $E_m$ , sont respectivement égaux à  $3,6 \pm 1,1$  GPa et  $3,18 \pm 0,82$  GPa. La déformation au pic de contrainte de la MNA,  $\varepsilon'_m$ , est quant à elle estimée à  $6,15 \times 10^{-3} \pm 1,04 \times 10^{-3}$  mm.mm<sup>-1</sup>. Les résultats obtenus pour les spécimens testés en compression sont comparés avec des modèles issus de la littérature, des corrélations sont ainsi déterminées entre les différentes propriétés physiques mesurées. En effet, on détermine une relation entre  $E_b$  et  $f'_b$ , entre  $f'_m, f'_j$  et  $f'_b$ , entre  $E_m$  et  $f'_m$  puis entre  $\varepsilon'_m, f'_m, f'_j$  et  $E_m$ . Les essais de cisaillement permettent d'obtenir le modèle de Mohr-Coulomb propre à la MNA étudiée, avec un  $\mu$  et un  $c$  respectivement de 0,94 et 0,29 MPa et un coefficient de détermination de 0,78. Les modes de rupture des spécimens des essais parallèles sont comparables avec ce que l'on trouve dans la littérature.

Toutes les propriétés ayant été déterminées expérimentalement, le CHAPITRE 5 confronte ces dernières aux résultats obtenus à partir de modèles de la littérature et du logiciel de modélisation par macro-élément 3-Muri©. Ce chapitre a pu mettre en évidence le manque de considération des différents modèles vis-à-vis du mode de rupture par balancement. En effet, que ce soit pour les modèles de la littérature ou la modélisation numérique faite avec 3-Muri©, aucun ne réussit à prédire exactement les résistances aux efforts latéraux et les modes de rupture des murets pour les trois chargements verticaux. Il ne pouvait en être autrement étant donné que les trois murets ont cédé par balancement et que le modèle de l'ASCE-41 est le seul sur les cinq à prendre en considération ce mode de rupture. Cependant, tous les modèles de la littérature, sauf celui de l'Eurocode 8, et uniquement le modèle de Turnsek-Cacovic (1971) prenant en compte  $f'_{td}$ , pour 3-Muri©, arrivent à prédire la flexion des murets. Il y a tout de

même une surévaluation de la résistance latérale. Les prédictions se rapprochent plutôt de  $V_e$ , ce qui peut sembler cohérent dans le cas de 3-Muri© car il utilise un modèle bilinéaire, comme le modèle simplifié dont est issu  $V_e$ . Il serait donc intéressant par la suite, de pouvoir vérifier ce qu'il en est pour les autres modes de rupture. Pour cela, le CHAPITRE 5 détermine à partir des modèles de la littérature, les dimensions et conditions aux limites nécessaires pour solliciter des murets de maçonnerie selon des modes de rupture autre que le balancement.

Ainsi, la méthodologie suivie au cours de ce travail de recherche a permis d'atteindre l'objectif fixé en caractérisant mécaniquement des murs et trumeaux de MNA de brique traditionnelle lorsqu'ils sont soumis à un chargement cyclique quasi-statique. Ces résultats ont permis d'évaluer la résistance latérale face aux sollicitations sismiques ainsi que le mode de rupture favorisé. Cependant il est important de faire remarquer que le travail réalisé ici concerne une MNA particulière, composée de briques et d'un mortier bien particulier. L'utilisation d'un mortier ayant une résistance inférieure entraînerait une modification de l'ensemble des résultats. Par conséquent, la MNA de brique traditionnelle présentant d'importantes variabilités, les résultats qualitatifs présentés ici sont donc à considérer avec précaution.

## RECOMMANDATIONS

Afin de pouvoir approfondir la caractérisation de la MNA et d'acquérir une meilleure compréhension du comportement des murs et trumeaux de MNA de brique traditionnelle, plusieurs recommandations sont faites ici pour faire suite à ce travail.

La première recommandation concerne les échantillons de maçonnerie. Au CHAPITRE 4, un modèle permettant de trouver une corrélation entre  $f'_m$ ,  $f'_j$  et  $f'_b$ , a pu être déterminé. Cependant il n'y a qu'une seule valeur de  $f'_b$  qui est utilisée alors qu'il a été vu que les briques d'un même lot peuvent avoir des résistances en compression différentes. Tout comme on connaît le  $f'_j$  de chaque échantillon de MNA via les essais de compression d'éprouvette de mortier, il serait intéressant de pouvoir déterminer le  $f'_b$  de chaque brique utilisée pour les échantillons de MNA. Ainsi des échantillons de MNA peuvent être réalisés à partir de demi-briques au lieu de briques complètes, afin que les demi-briques restantes puissent être testées en compression. Cela qui permettrait alors de connaître le  $f'_b$  de la moitié de brique leur correspondant, présente dans l'échantillon.

Il a été choisi de ne pas déterminer la résistance à la traction des briques dans ce projet de recherche, car jugée inutile étant donné que le mortier était beaucoup plus faible que la brique en tout point. Cependant cette propriété peut être intéressante vis-à-vis de l'étude des modes de rupture de la traction diagonale, où l'on a pu voir que la fissure pouvait se propager à travers quelques briques. Elle est aussi intéressante pour la compression d'échantillons de MNA, où l'on a pu observer que les fissures verticales dans les briques étaient dues à une rupture par traction. Cela permettrait ainsi d'avoir une meilleure compréhension de l'état de contrainte interne des spécimens.

Une troisième recommandation concerne l'essai quasi-statique de sollicitation latérale. La configuration utilisée pour l'essai présenté dans ce travail de recherche n'était pas idéale pour un contrôle optimal de l'essai. En effet, il est possible que celui-ci soit à l'origine d'une asymétrie de la répartition des contraintes lors de la sollicitation dans les deux directions. De

plus, il n'y a pas eu de réel contrôle des conditions aux limites imposées au sommet de chacun des murets, du fait de l'appui ponctuel du vérin verticale et du système de roulement sur la poutre de chargement. Il est donc recommandé d'envisager une nouvelle configuration pour ce type d'essai en se basant sur le montage réalisé par Petry (2015). Une poutre serait toujours fixée au sommet du muret afin d'y appliquer les différents efforts, mais cette fois-ci un vérin horizontal serait appliqué de chaque côté de la poutre afin d'appliquer un effort latérale symétrique dans les deux sens de chargement. Un vérin vertical serait aussi disposé aux deux extrémités de la poutre afin d'imposer l'effort vertical et les conditions aux limites par l'application d'un moment. L'essai devrait aussi être réalisé pour des efforts verticaux plus petits que ceux imposés ici.

Une quatrième recommandation concerne les essais sur table vibrante. Comme il l'a été expliqué au CHAPITRE 2, l'essai quasi-statique de sollicitation cyclique ne permet pas de prendre en considération les effets dynamiques que peut avoir un séisme sur une structure de MNA. Il est donc important qu'une structure de MNA puisse être mise à l'essai sur une table vibrante. Le problème étant de simuler la descente de charge d'un bâtiment pour ce type d'essai, il serait donc intéressant de pouvoir travailler sur les facteurs d'échelle liés à la maçonnerie. Cela permettrait de réaliser des modèle « réduits » de structure de MNA dont les résultats seraient transposables à ceux de bâtiments de taille réelle.

Une cinquième recommandation concerne la modélisation du balancement. Il a été remarqué que le modèle de l'ASCE-41 fait des prédictions erronées sur la valeur de la résistance latérale associée à une rupture par balancement et qu'il ne prend pas en compte la résistance en traction de la MNA bien que celle-ci ait une influence face à ce mode de rupture. Il serait donc intéressant soit de trouver dans la littérature d'autres modèles de balancement (il y a notamment le SIA (2011) qui présente un modèle de balancement), soit de pouvoir établir un nouveau modèle de balancement intégrant mieux le comportement de la MNA et calibré sur les résultats des essais qui ont été présentés ici.

Une sixième recommandation concerne les essais de cisaillement d'échantillons de MNA. Il serait intéressant de pouvoir en faire de nouveaux avec un système mieux adapté. Il s'agirait d'abord d'installer des cellules de charge permettant de connaître avec exactitude l'effort de cisaillement s'appliquant sur chaque joint. Puis il serait aussi intéressant de pouvoir contrôler en force, et non en déplacement, l'effort de compression appliqué aux joints.

Une septième recommandation concerne l'influence de l'épaisseur du joint de mortier sur sa résistance en compression. Il serait intéressant de faire des essais de compression sur des éprouvettes de mortier en faisant varier le rapport surface de la section de l'éprouvette / hauteur de l'éprouvette.

Une huitième recommandation concerne l'état de contrainte au centre d'un muret soumis à de la traction diagonale. Il s'agirait de pouvoir développer un essai permettant de rendre compte de l'état de contrainte exacte au centre du muret, ce qui permettrait de valider ou non les modèles de l'ASTM E519/E519M et de Russell (2010). Il serait intéressant de développer cet essai en utilisant la photogrammétrie, l'utilisation de jauges de déformation s'avérant compliquée dans le cas de la MNA.

Enfin, une huitième recommandation concerne l'étude de l'influence des différentes propriétés des éléments de base de la MNA de brique (le mortier et la brique) sur les propriétés globales de cette dernière. La MNA de brique traditionnelle étant prédisposée à la variabilité, il serait intéressant de refaire l'ensemble des essais présentés ici, pour lesquels on utiliserait des briques et du mortier ayant des propriétés différentes.





## ANNEXE I

### CARTES DES ZONES SISMIQUES DU QUÉBEC

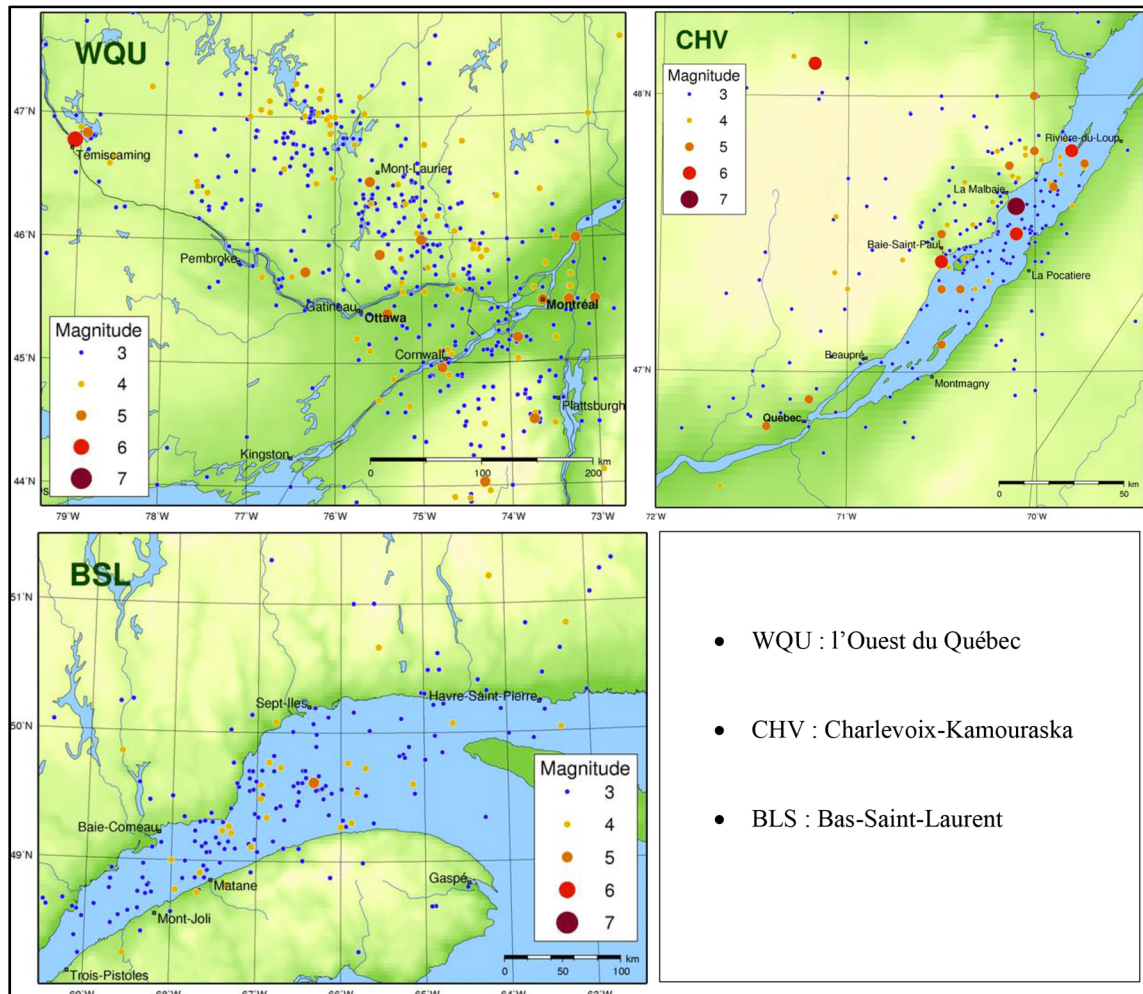


Figure-A I-1 Cartes d'occurrence des différents séismes survenus au Québec  
Tirée de RNC (2016b)



## ANNEXE II

### FICHE TECHNIQUE DE LA BRIQUE 52-DD DE GLEN-GERY ET DU MORTIER BÉTOMIX PLUS TYPE O

General

Glen-Gery manufactures molded bricks in a multitude of shades to accommodate the visual requirements of most projects. Glen-Gery molded bricks have a nominal four inch bed depth.

Unit Specifications

Glen-Gery molded bricks are typically manufactured to conform to the requirements of American Society for Testing and Materials (ASTM) Standard Specification C 216, Grade SW, Type FBS and all grades of ASTM C 62. These products also conform to the requirements of ASTM C 216, Grade MW. Certain products meet the requirements of ASTM C 216, Type FBA, ASTM C 902, or ASTM C 32. Inquiries should be made for specific applications or conformance to standards other than ASTM C 216 or C 62. When specifying this product, the specifications should cite:

1) The product name and state “as manufactured by Glen-Gery Corporation.”

2) Conformance to the requirements of the appropriate standard, (typically, ASTM C 216).

3) The actual unit dimensions listed as thickness x height x length.

Physical Properties of Units

Compressive Strength:

Average gross compressive strength of machine molded brick exceeds 3,000 psi when tested with the loads applied normal to the bedding surface. Typically, the average compressive strength exceeds 4,000 psi and may be as high as 5,000 psi for brick manufactured to meet ASTM C216. The actual compressive strength depends upon the specific product and size selected.

A 3D perspective line drawing of a standard rectangular brick unit, showing its top, front, and side faces.

**Standard**  
3-5/8 x 2-1/4 x 8  
6.55 units/sq. ft.

Wetting:

As deemed necessary(see IRA), wet units prior to laying. Wetting typically consists of saturating the units three to twenty four hours before laying the units. Units should be saturated but surface dry when laid.

TABLE 1  
Brick Size, Coverage and Weight

Brick Size	Specified Dimension						Brick per square foot	Average Weight per unit (kg)	
	Thickness (inches) (mm)		Height (inches) (mm)		Length (inches) (mm)				
Modular Frogged	3-5/8	92	2-1/4	57	7-5/8	194	6.75	4.1	1.9
Modular Unfrogged	3-5/8	92	2-1/4	57	7-5/8	194	6.75	4.7	2.1
Standard Unfrogged	3-5/8	92	2-1/4	57	8	203	6.55	4.9	2.2
Engineer Modular Frogged	3-5/8	92	2-3/4	70	7-5/8	194	5.63	5.2	2.4
Engineer Standard Frogged	3-5/8	92	2-3/4	70	8	203	5.39	5.5	2.5

Figure-A II-1 Extraits de la fiche technique de la brique 52-DD de Glen-Gery  
Tirée de Glen-Gery ([s.d.])

Caractéristique		Résultats
Résistance en compression <sup>1</sup> , ASTM C-109	7 jours 28 jours 28 jours	min. 1,5 MPa (217 psi) min. 2,5 MPa (362 psi) valeur moyenne <sup>2</sup> 3,5 MPa (508 psi)
Transmission de vapeur, ASTM E-96 <sup>3</sup>		20 perms
Absorption d'eau, ASTM C-1403 <sup>3</sup>	24 heures	116 g/100 cm <sup>2</sup>
Adhésion en traction sur brique d'argile, CSA 23.2-6B <sup>3</sup>	28 jours	0,32 MPa (46 psi)
Retrait, ASTM C-596 <sup>3</sup>	91 jours	0,13 %
Résistance au gel/dégel, ASTM C-666M <sup>4</sup>		25 cycles
Résistance en flexion, ASTM C-348 <sup>3</sup>	7 jours 28 jours	1,0 MPa (145 psi) 1,3 MPa (189 psi)
Rétention d'eau, ASTM C-1506 <sup>1</sup>		min. 70% de l'étalement initial
Pourcentage d'air, CSA A3004-C4 <sup>1</sup>		maximum 18% valeur moyenne <sup>2</sup> 10 à 12 %
Masse volumique <sup>3</sup>		1900 kg/m <sup>3</sup> 120 lb/pi <sup>3</sup>
Rendement d'un sac de 30 kg (66 lb)		0,016 m <sup>3</sup> 0,6 pi <sup>3</sup>
Nombre approximatif de briques posées par sac de 30 kg		45 à 50 briques de 6,5 briques/pi <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Bétomix Plus préparé en laboratoire et mélangé pour donner un étalement de 100 à 115 % rencontre les propriétés requises par la norme CSA A179-04 pour un mortier de type O prescrit par le descriptif des propriétés.

<sup>2</sup> Valeur moyenne obtenue lors des analyses de contrôle de qualité, les résultats peuvent différer de cette valeur mais respectent toujours la norme CSA A179-04 tel que stipulé en <sup>1</sup>.

<sup>3</sup> Résultats obtenus en laboratoire dans des conditions contrôlées pour un échantillon standard mélangé pour obtenir un étalement de 100 à 115 %. Ces résultats peuvent varier légèrement d'un échantillon à l'autre et constituent un indicatif des performances du mortier. Ils ne peuvent être utilisés pour l'acceptation ou le rejet d'un sac de mortier.

<sup>4</sup> Test exécuté selon la Procédure A de la norme ASTM C-666M.

Note: Tel que décrit au Tableau A.3 de la norme CSA A179-04, la valeur de la résistance en compression d'un mortier préparé en chantier correspond à environ deux-tiers de la résistance en compression obtenue pour un même mortier préparé en laboratoire.

Figure-A II-2 Fiche technique du mortier Bétomix Plus type O  
Tirée de Daubois ([s.d.])

### ANNEXE III

#### RÉPARTITION DES FOURNÉES DE MORTIER DANS LES MURETS DE MNA RÉALISÉS

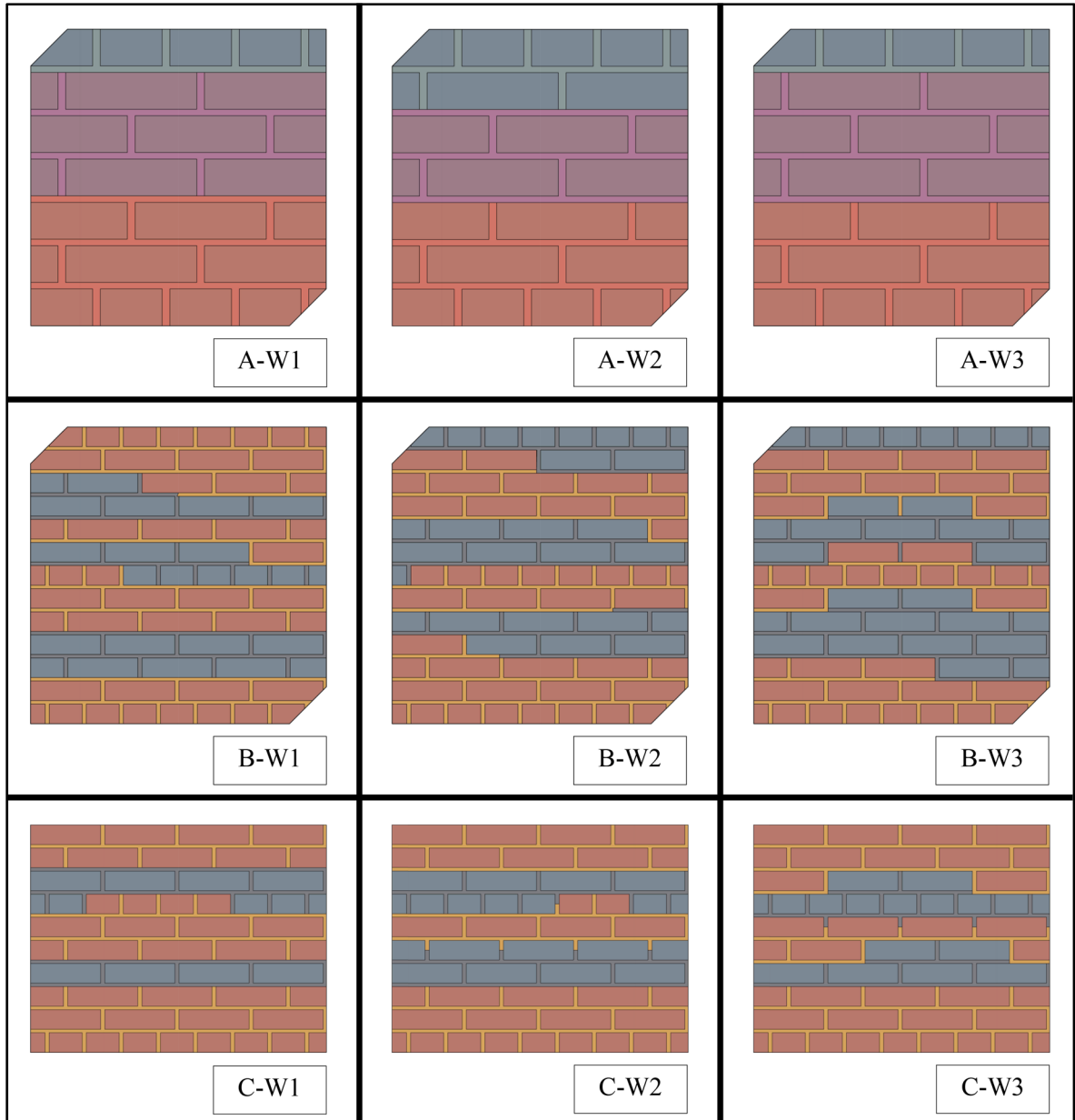


Figure-A III-1 Répartition des fournées de mortier dans les murets réalisés



## ANNEXE IV

### CARACTÉRISTIQUES DES ÉPROUVETTES DE BRIQUE TESTÉES EN COMPRESSION

Tableau-A IV-1 Propriétés des spécimens de brique testés en compression

Désignation	Masse (g)	Force (kN)	Contrainte (MPa)	Module d'élasticité (GPa)
B1	1068	216	22,8	2,66
B2	1033	257	27,9	4,51
B3	1069	262	27,3	4,48
B4	1074	271	29,3	3,79
B5	1019	176	19,1	2,38
B6	1051	313	34,2	5,22
B7	1057	233	24,6	2,66
B8	1077	314	32,9	3,80
B9	1051	247	26,6	3,68
B10	1069	230	24,7	3,01
B11	1062	234	25,5	2,69
B12	1067	234	24,7	3,75
B13	1058	238	25,9	3,78
B14	1076	270	29,4	3,58
B15	1048	260	28,3	5,17
B16	1071	344	36,9	5,63
B17	1039	247	27,6	5,12
B18	1063	159	17,0	3,18
B19	1063	193	20,8	3,77
B20	1099	240	24,6	2,87
B21	1067	234	25,2	2,52
B22	1037	202	22,1	2,11

<b>Désignation</b>	<b>Masse (g)</b>	<b>Force (kN)</b>	<b>Contrainte (MPa)</b>	<b>Module d'élasticité (Gpa)</b>
B23	1071	223	24,3	3,11
B24	1042	221	23,8	3,42
B25	1049	183	19,4	2,52
B26	1041	269	29,8	3,01
B27	1059	322	35,4	6,10
B28	1069	255	27,0	3,02
<b>Moyenne</b>	1059	244	26,3	3,63
<b>Écart type</b>	17	43	4,8	1,06
<b>Coefficient de variation</b>	0,016	0,18	0,18	0,29



## ANNEXE V

### FICHE TECHNIQUE DES DIFFÉRENTS PRODUIT UTILISÉ POUR LA RÉALISATION DE COIFFES SUR LES SPÉCIMENS


	<ul style="list-style-type: none"> <li>– No drying required—cast, paint, package, and ship in one day.</li> <li>– Excellent duplication of fine detail.</li> <li>– Can be painted or decorated within 2-4 hours of demolding.</li> <li>– Highest compressive strength of any product offered.</li> <li>– Highest early "green strength" of any product offered.</li> <li>– Excellent alternative to polyester resin.</li> <li>– Use for solid cast pieces.</li> </ul>	
	<b>DrySTONE™ Casting Media Typical Physical Properties (at use consistency)</b>	
	Use Consistency (per 100g)	18-20 cc
	Working Time (after mix)	5-10 minutes
	Demolding Time (after set)	15-25 minutes
	Maximum Temperature (during hydration)	<190 °F
	3 Hour Expansion (max.)	0.275%
	Surface Hardness (kg) load for 0.01" penetration of 10 mm steel ball	226 kg
	<b>Compressive Strength</b>	
	1 Hour (ambient)	8,000 psi
	2 Day (ambient)	10,000 psi
	Dry (oven-dried)	16,000 psi
	<b>Cast Density</b>	
	Wet	130 lb./ft. <sup>3</sup>
	Dry	128 lb./ft. <sup>3</sup>
	Dry Modulus of Elasticity	1.78x10 <sup>6</sup>
	Dry Modulus of Rapture	2,500 psi
	% Absorption 24-Hour Immersed	2.5%

Figure-A V-1 Fiche technique du coulis Drystone™ Casting Media  
Tirée de USG ([s.d.] )

Données techniques		
Conditionnement	Cartouche UVL de 250 mL (8,4 oz liq. US), 12 par boîte Cartouche jumelée de 600 mL (20,2 oz liq. US), 12 par boîte Cartouche jumelée de 1500 mL (50,7 oz liq. US), 5 par boîte	
Couleur	Bronze	
Conservation	24 mois dans son conditionnement d'origine, non-ouvert. Entreposer au sec, à l'abri du soleil, entre 10 et 25 °C (50 et 77 °F). Préconditionner le produit à une température supérieure à 10 °C (50 °F) afin de faciliter l'application au pistolet à basses températures.	
Rapport de malaxage	A:B = 1:1 par volume	
Propriétés à 23 °C (73 °F) et 50 % H.R. (à moins d'avis contraire)		
Densité ASTM D1875	1,7 kg/L	
Application		
Températures résine & substrat	Temps d'utilisation	Temps de durcissement
* 0 → 5 °C (32 → 41 °F)		72 h
* 5 → 10 °C (41 → 50 °F)	30 min	30 h
10 → 15 °C (50 → 59 °F)	20 min	12 h
15 → 20 °C (59 → 68 °F)	15 min	8 h
20 → 25 °C (68 → 77 °F)	11 min	7 h
25 → 30 °C (77 → 86 °F)	8 min	6 h
30 → 35 °C (86 → 95 °F)	6 min	5 h
35 → 40 °C (95 → 104 °F)	4 min	4 h
40 °C (104 °F)	3 min	3 h
*Adhésif maintenu à 5 °C minimum.		
Résistance à la compression ASTM D695		
24 heures	59 MPa (8500 lb/po²)	
7 jours	85 MPa (12 300 lb/po²)	
Module d'élasticité en compression ASTM D695		
7 jours	5 GPa	
Résistance à la traction ASTM D638		
1 jour	18 MPa (2610 lb/po²)	
7 jours	23,5 MPa (3400 lb/po²)	
Résistance à la traction ASTM D638		
(Allongement à la rupture)		
1 jour	6,6 %	
7 jours	5,9 %	
Module d'élasticité en traction ASTM D638		
1 jour	5,7 GPa	
7 jours	5,5 GPa	
Résistance à la flexion ASTM D790		
24 heures	45 MPa (6525 lb/po²)	
Température de déflexion ASTM D790		
7 jours	49 °C (1207 °F)	
Conductivité électrique/Dissipation		
	5,1E+09 Ωcm @ 500 V	
	5,4E+09 Ωcm @ 1000 V	
	5,3E+09 Ωcm @ 2000 V	
	5,0E+09 Ωcm @ 4000 V	
VOC (SCAQMD Rule116 8)		
	4,5 g/L	
Les propriétés des produits reflètent généralement des moyennes obtenues en laboratoire. Certaines variations peuvent se produire au chantier sous l'influence de conditions environnementales locales et de facteurs tels que la préparation, l'application, le mûrissement et les méthodes de tests des produits.		

Figure-A V-2 Fiche technique Sika AnchorFix®-3001  
Tirée de Sika ([s.d.] )

Données techniques		
Conditionnement	Unité de 10 kg (6 L)	
Couleur	Composant A	Blanc
	Composant B	Noir
	Composants A+B	Gris pâle
Consommation		
Type de lamelle	Sikadur®-30	
	kg/mètre linéaire	(lb/pi)
S512	0,30	(0,20)
M614	0,36	(0,24)
S812	0,48	(0,32)
M914	0,54	(0,36)
S1012/S1014/M1014	0,60	(0,40)
S1214/M1214	0,72	(0,48)
S1512	0,90	(0,60)
Le rendement est basé sur une épaisseur théorique de 3 mm (1/8 po) et ne tient pas compte de nivelage, la rugosité du substrat ainsi que des croisements de lamelles. La consommation réelle de l'adhésif sera alors supérieure.		
Conservation	2 ans dans son conditionnement d'origine, non-ouvert. Entreposer au sec entre 5 et 32 °C (41 et 89 °F). Conditionner le produit entre 15 et 24 °C (59 et 75 °F) avant de l'utiliser.	
Rapport de malaxage	A:B = 3:1 par poids et par volume	
Propriétés à 23 °C (73 °F) et 50 % R.H.		
Densité relative (A+B)	1,65 kg/L (14,0 lb/gal US)	
Vie en pot [20 °C (68 °F)]	Environ 1 h 30 min	
Temps ouvert [20 °C (68 °F)]	Environ 1 h 50 min	
Propriétés en traction ASTM D638		
7 jours	Résistance à la traction	24,8 MPa (3598 lb/po²)
	Allongement à la rupture	1 %
	Module d'élasticité	4,5 GPa (65,3 x 10⁴ lb/po²)
Propriétés en flexion ASTM D790		
14 jours	Module de rupture	46,8 MPa (6790 lb/po²)
	Module d'élasticité tangent en flexion	11,7 GPa (17,0 x 10⁵ lb/po²)
Résistance au cisaillement ASTM D732		
14 jours, mûrissement à 15 °C (59 °F)	15 MPa (2175 lb/po²)	
14 jours, mûrissement à 35 °C (95 °F)	17 MPa (2465 lb/po²)	
Résistance d'adhérence ASTM C882		
Béton durci à béton durci		
2 jours	Mûrissement humide	18,6 MPa (2699 lb/po²)
2 jours	Mûrissement sec	22 MPa (3192 lb/po²)
14 jours	Mûrissement humide	21,3 MPa (3091 lb/po²)
Béton durci à l'acier		
2 jours	Mûrissement humide	17,9 MPa (2597 lb/po²)
2 jours	Mûrissement sec	20,6 MPa (2989 lb/po²)
14 jours	Mûrissement humide	17,9 MPa (2597 lb/po²)
Températures de déflexion ASTM D648		
7 jours, mûrissement à 10 °C (50 °F)	Effort fibre extrême =	30 °C (86 °F)
7 jours, mûrissement à 35 °C (95 °F)	1,8 MPa (264 lb/po²)	53 °C (127 °F)
Absorption d'eau ASTM D570		
24 h	0,03 %	
Résistance à la compression ASTM D695, MPa (lb/po²)		
	5 °C (41 °F)*	23 °C (73 °F)*
4 h	-	-
8 h	-	24,1 (3497)
16 h	-	46,2 (6703)
1 jour	5,1 (740)	53,7 (7792)
3 jours	46,8 (6790)	57,2 (8300)
7 jours	55,1 (7995)	59,3 (8604)
14 jours	58,6 (8503)	59,3 (8604)
28 jours	58,6 (8503)	59,3 (8604)
		62 (8996)
*Produit mûri et mis à l'essai aux températures indiquées		
Module d'élasticité ASTM D695		
7 jours	2,69 GPa (39,0 x10⁴ lb/po²)	
Coefficient de dilatation thermique		
	9 x 10⁻⁵/°C [Variation des températures : -10 à 40 °C (14 à 104 °F)]	
Les propriétés des produits reflètent généralement des moyennes obtenues en laboratoire. Certaines variations peuvent se produire au chantier sous l'influence de conditions environnementales locales et de facteurs tels que la préparation, l'application, le mûrissement et les méthodes de tests des produits.		

Figure-A V-3 Fiche technique du Sikadur®-30  
Tirée de Sika ([s.d.])

## ANNEXE VI

## RÉSISTANCE EN COMPRESSION DU MORTIER

Tableau-A VI-1 Résistance en compression du mortier des fournées des murets A

Mur correspondant	Fournée	$f'_j$ moyen par fournée (MPa)	$f'_j$ moyenne par mur (MPa)
A-W1	1	3,57	4,18
	2	4,58	
	3	4,39	
A-W2	1	5,10	4,98
	2	5,03	
	3	4,80	
A-W3	1	6,25	5,45
	2	5,09	
	3	5,01	

Tableau-A VI-2 Résistance en compression du mortier des fournées des murets B

Mur correspondant	Fournée	$f'_j$ moyen par fournée (MPa)	$f'_j$ moyenne par mur (MPa)
B-W1	1	4,06	4,43
	2	3,73	
	3	3,32	
	4	3,63	
	5	6,01	
	6	5,33	
	7	4,91	
B-W2	1	4,19	4,92
	2	4,30	
	3	6,02	
	4	4,96	
	5	5,19	
	6	4,84	
B-W3	1	7,86	6,31
	2	7,15	
	3	6,34	
	4	6,52	
	5	5,02	
	6	4,98	

Tableau-A VI-3 Résistance en compression du mortier des fournées des murets C

<b>Mur correspondant</b>	<b>Fournée</b>	<b><math>f_j</math> moyen par fournée (MPa)</b>	<b><math>f_j</math> moyenne par mur (MPa)</b>
<b>C-W1</b>	1	7,79	5,97
	2	6,75	
	3	5,13	
	4	4,95	
	5	5,24	
<b>C-W2</b>	1	6,45	5,84
	2	5,75	
	3	5,52	
	4	5,62	
	5	5,88	
<b>C-W3</b>	1	6,40	5,79
	2	5,77	
	3	6,00	
	4	5,29	
	5	5,47	



## ANNEXE VII

### RÉSULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION D'ÉCHANTILLONS DE MNA

Tableau-A VII-1 Résultats des essais de compression sur les échantillons de maçonnerie A

	Échantillons			Murets		
Désignation	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )
A-W1-1-CMS1	14,5	2,88	$5,56.10^{-3}$	14,8	3,11	$6,12.10^{-3}$
A-W1-2-CMS1	14,2	3,70	$4,71.10^{-3}$			
A-W1-3-CMS1	15,7	2,76	$8,10.10^{-3}$			
A-W2-1-CMS1	12,3	2,13	$8,06.10^{-3}$	13,3	2,54	$6,76.10^{-3}$
A-W2-2-CMS1	11,8	2,15	$6,56.10^{-3}$			
A-W2-3-CMS1	15,9	3,35	$5,67.10^{-3}$			
A-W3-1-CMS1	14,8	3,18	$6,26.10^{-3}$	14,0	2,79	$6,56.10^{-3}$
A-W3-2-CMS1	12,9	2,68	$6,18.10^{-3}$			
A-W3-3-CMS1	14,3	2,52	$7,25.10^{-3}$			

Tableau-A VII-2 Résultats des essais de compression sur les échantillons de maçonnerie B

	Échantillons			Murets		
Désignation	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )
B-W1-2-CMS1	13,0	1,76	$7,48.10^{-3}$	13,5	2,67	$6,18.10^{-3}$
B-W1-5-CMS1	14,8	3,34	$5,63.10^{-3}$			
B-W1-6-CMS1	12,8	2,90	$5,44.10^{-3}$			
B-W2-2-CMS1	14,8	3,16	$6,14.10^{-3}$	16,3	3,21	$6,84.10^{-3}$
B-W2-3-CMS1	17,6	3,97	$6,40.10^{-3}$			
B-W2-4-CMS1	14,4	2,55	$7,97.10^{-3}$			
B-W3-1-CMS1	14,5	3,02	$6,37.10^{-3}$	17,9	4,15	$6,11.10^{-3}$
B-W3-3-CMS1	19,1	4,45	$6,15.10^{-3}$			
B-W3-4-CMS1	19,9	4,98	$5,82.10^{-3}$			

Tableau-A VII-3 Résultats des essais de compression sur les échantillons de maçonnerie C

	Échantillons			Murets		
Désignation	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (GPa)	$\varepsilon'_m$ (mm.mm <sup>-1</sup> )
C-W1-2-CMS1	17,7	3,80	$6,40.10^{-3}$	15,7	3,29	$6,21.10^{-3}$
C-W1-3-CMS1	16,5	3,92	$4,99.10^{-3}$			
C-W1-4-CMS1	12,8	2,15	$7,24.10^{-3}$			
C-W2-2-CMS1	14,9	4,95	$3,68.10^{-3}$	14,3	4,00	$4,74.10^{-3}$
C-W2-3-CMS1	12,6	2,83	$5,65.10^{-3}$			
C-W2-4-CMS1	15,4	4,21	$4,90.10^{-3}$			
C-W3-2-CMS1	11,8	2,96	$5,87.10^{-3}$	13,7	3,09	$5,83.10^{-3}$
C-W3-3-CMS1	14,5	3,31	$5,71.10^{-3}$			
C-W3-4-CMS1	14,7	3,01	$5,90.10^{-3}$			



Tableau-A VII-4  $E_m$  calculé selon la mesure des déformations avec LVDT ou SGTT

Désignation	Échantillons		Murets	
	$E_m$ SGTT (GPa)	$E_m$ LVDT (GPa)	$E_m$ SGTT (GPa)	$E_m$ LVDT (GPa)
C-W1-2-CMS1	5,40	3,80	5,88	3,29
C-W1-3-CMS1	9,00	3,92		
C-W1-4-CMS1	3,23	2,15		
C-W2-2-CMS1	7,14	4,95	5,12	4,00
C-W2-3-CMS1	3,50	2,83		
C-W2-4-CMS1	4,73	4,21		
C-W3-2-CMS1	6,55	2,96	4,90	3,09
C-W3-3-CMS1	4,79	3,31		
C-W3-4-CMS1	3,35	3,01		



## ANNEXE VIII

### OBTENTION D'AUTRES MODES DE RUPTURE

#### L'ASCE-41

La Figure-A VIII-1 représente la variation des prédictions des différents modèles de l'ASCE-41 en fonction de la hauteur du muret et des conditions aux limites appliquées. Les deux modèles de prédiction de l'effort latéral nécessaire pour obtenir de la traction diagonale y sont représentés, le premier utilisant le  $f'_{td}$  exprimé selon l'ASTM E519/E519M et le deuxième utilisant le  $f'_{td}$  exprimé selon Russell (2010).

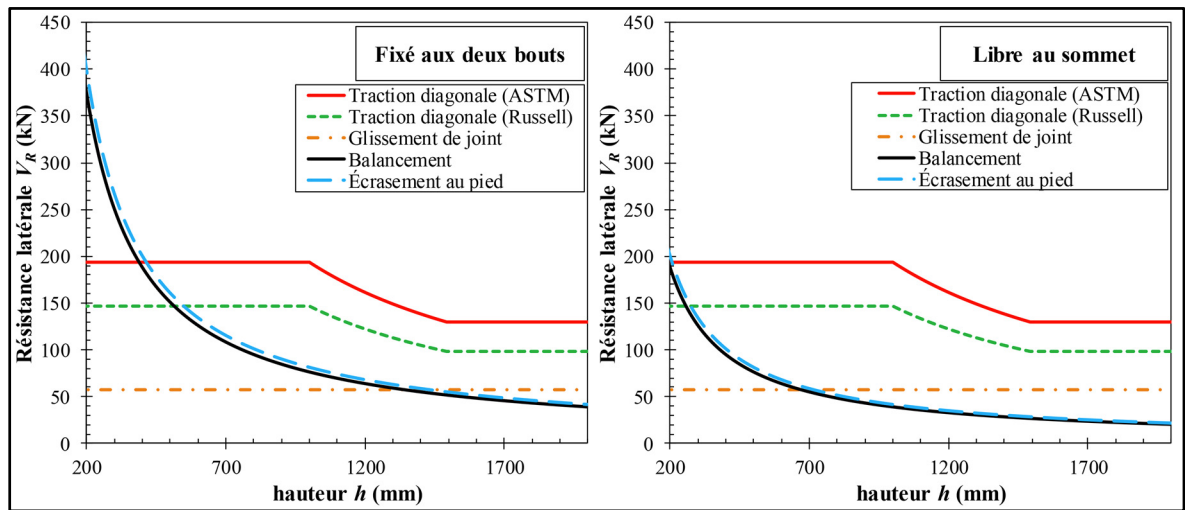


Figure-A VIII-1  $V_R$  prédit par l'ASCE-41 en fonction de  $h$  et des conditions aux limites

Dans le cas de l'ASCE-41, la configuration permettant d'avoir plus de possibilité d'obtenir un mode de rupture autre que le balancement est celle où l'on a un muret avec  $h$  inférieur à 1300 mm et des conditions aux limites telles que le muret est fixé aux deux bouts. Dans le cas où le muret est libre au sommet il faut  $h$  inférieur à 650 mm. Néanmoins ce modèle considère qu'il n'est pas possible d'avoir la rupture par traction diagonale comme premier mode de rupture, car la rupture par glissement de joint se produirait pour un effort latéral inférieur à celui de la

traction diagonale. En ce qui concerne l'écrasement au pied, plus  $h$  est élevé et plus il est supposé se produire simultanément avec le balancement.

### Le NZSEE

La Figure-A VIII-2 représente la variation des prédictions des modèles du NZSEE en fonction de la hauteur du muret et des conditions aux limites appliquées. De même que pour l'ASCE-41, le modèle de prédiction de l'effort latéral associé à la traction diagonale est représenté selon les deux expressions de  $f'_{td}$ .

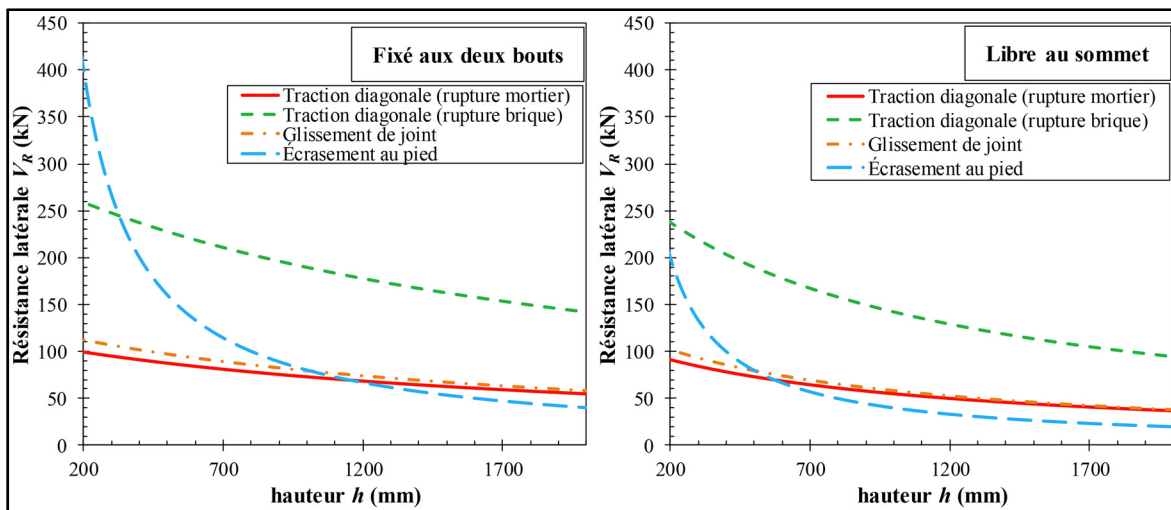


Figure-A VIII-2  $V_R$  prédit par le NZSEE en fonction de  $h$  et des conditions aux limites

Le modèle du NZSEE prévoit uniquement deux modes de rupture possibles sur la plage de hauteur utilisée. Une rupture par écrasement au pied pour  $h$  supérieur à 1200 mm si le muret est fixé aux deux bouts et pour  $h$  supérieur à 600 mm si le muret est libre de rotation au sommet. Une rupture par traction diagonale par rupture du mortier pour  $h$  inférieur à 1150 mm si le muret est fixé aux deux bouts et pour  $h$  inférieur à 575 mm si le muret est libre de rotation au sommet.

### L'Eurocode 8

La Figure-A VIII-3 représente la variation des prédictions des modèles de l'Eurocode 8 en fonction de la hauteur du muret et des conditions aux limites appliquées.

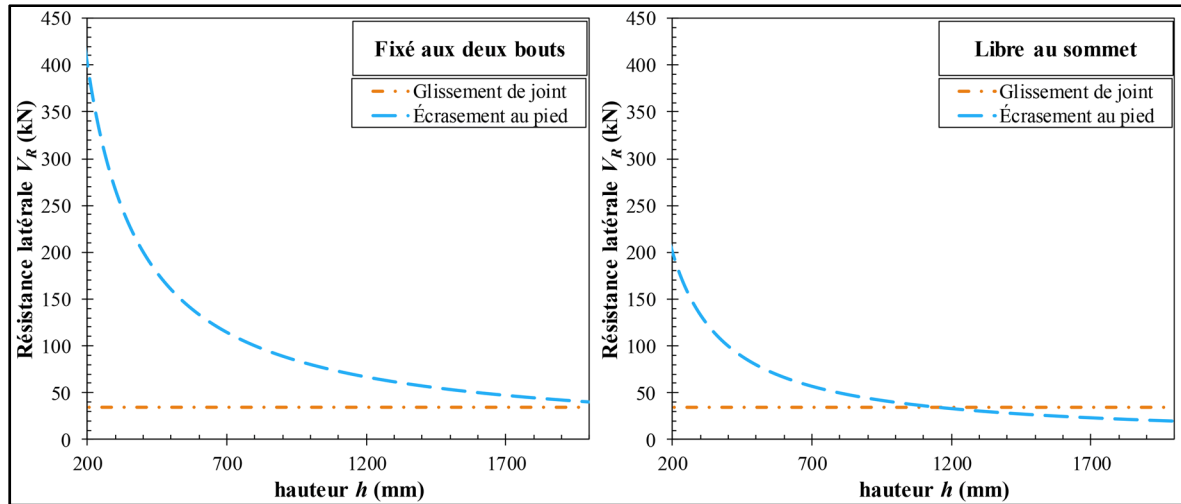


Figure-A VIII-3  $V_R$  prédit par l'Eurocode 8 en fonction de  $h$  et des conditions aux limites

Pour un muret fixé au deux bouts l'Eurocode 8 prévoit une rupture par glissement de joint pour tout  $h$  compris entre 200 mm et 2000 mm. Cependant pour le cas d'un muret libre à son sommet, il prévoit une rupture par glissement de joint pour  $h$  compris en 200 mm et 1150 mm et une rupture par écrasement au pied pour un  $h$  supérieur à 1170 mm.

### Magenes et Calvi

La Figure-A VIII-4 représente la variation des prédictions des modèles de Magenes et Calvi (1997) en fonction de la hauteur du muret et des conditions aux limites appliquées. Comme pour l'ASCE-41, le modèle de prédiction de l'effort latéral associé à la traction diagonale est représenté selon les deux expressions de  $f'_{id}$ . Comme il l'est déjà expliqué à la section 1.4.3, Magenes et Calvi (1997) considère aussi deux modèles basés sur des considérations différentes pour la prédiction du mode rupture par glissement. Ils sont donc eux aussi considéré ici.

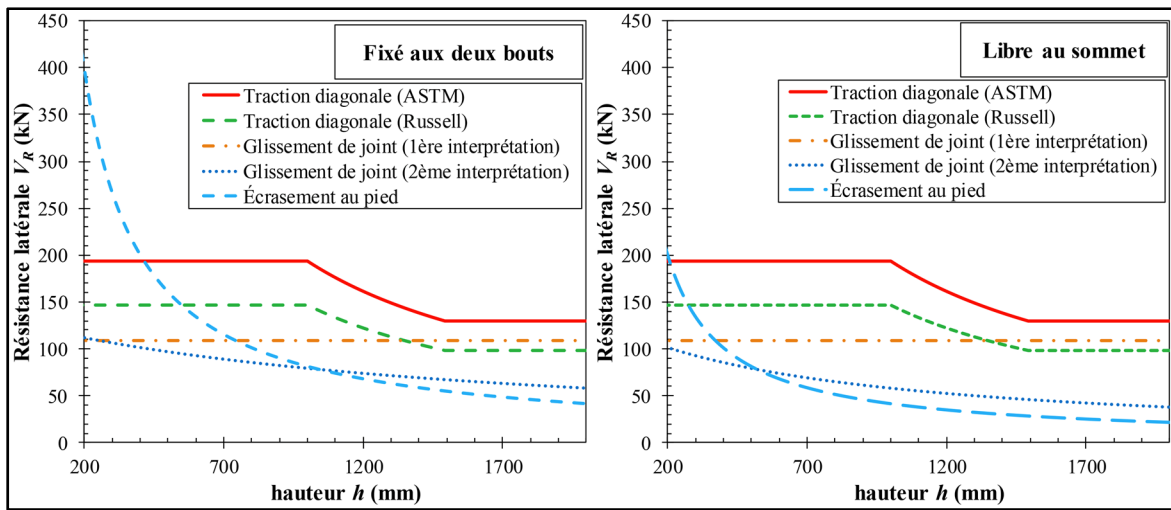


Figure-A VIII-4  $V_R$  prédit par Magenes et Calvi (1997) en fonction de  $h$  et des conditions aux limites

Selon Magenes et Calvi (1997) il est impossible d'obtenir une rupture par traction diagonale, quel que soit le modèle considéré. Si l'on ne considère pas le modèle de glissement prenant en compte une flexion du muret, l'écrasement au pied peut être obtenu pour un muret fixé aux deux bouts avec  $h$  supérieur à 750 mm et pour un muret avec le sommet libre avec  $h$  supérieur à 380 mm. Si l'on considère le modèle de glissement prenant en compte la flexion du muret, l'écrasement au pied peut être obtenu pour un muret fixé aux deux bouts avec  $h$  supérieur à 1100 mm et pour un muret avec le sommet libre avec  $h$  supérieur à 550 mm. La rupture par glissement se fait donc dans le premier cas pour  $h$  inférieur à 740 mm si le muret est fixé aux deux bouts et pour  $h$  inférieur à 360 mm si le muret est libre au sommet. Dans le deuxième cas elle se fait pour  $h$  inférieur à 1000 mm si le muret est fixé aux deux bouts et pour  $h$  inférieur à 500 mm si le muret est libre au sommet.

## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abo El Ezz, Ahmad. (2013). *Probabilistic seismic vulnerability and risk assessment of stone masonry structures* (École de Technologie Supérieure, Montreal).
- Abo El Ezz, Ahmad et Marie-Jose Nollet. (2015). *Characterization of existing unreinforced masonry walls to optimize strengthening strategies*. Montréal.
- Abo El Ezz, Ahmad, Marie-José Nollet et Miroslav Nastev. (2015). Assessment of earthquake-induced damage in Quebec city, Canada. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 12, 16-24. doi: 10.1016/j.ijdr.2014.11.004
- Alecci, Valerio, Mario Fagone, Tommaso Rotunno et Mario De Stefano. (2013). Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar. *Construction and Building Materials*, 40, 1038-1045.
- ASCE/SEI. (2013). *ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- ASTM. (2011). *E2126-11 Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*. ASTM International.
- ASTM. (2013). *C1006-07 (Reapproved 2013) Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units*. ASTM International.
- ASTM. (2014a). *C270-14a Standard Specification for Mortar for Unit Masonry*. ASTM International.
- ASTM. (2014b). *C1314-14 Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. ASTM International.
- ASTM. (2015). *E519/E519M-15 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*. ASTM International.
- ASTM. (2016a). *C67-16 Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile*. ASTM International.
- ASTM. (2016b). *C109/C109M-16a Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*. ASTM International.
- ASTM. (2016c). *C1531-16 Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index*. ASTM International.

- ASTM. (2017). *E111-17 Standard Test Method for Young's Modulus, Tangent Modulus, and Chord Modulus*. ASTM International.
- Beckmann, Poul. (1994). *Structural Aspects of Building Conservation*. McGraw-Hill.
- Bonnette, Michel et Odile Roy. (1989). La maçonnerie de brique. *Guide technique*, 24.
- Bosiljkov, Vlatko, Y. Z. Totoev et John Nichols. (2005). *Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: An experimental perspective* (Vol. 20).
- Bruneau, Michel et Maurice Lamontagne. (1994). Damage from 20th century earthquakes in eastern Canada and seismic vulnerability of unreinforced masonry buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(4), 643-662.
- Bruneau, Michel et Koji Yoshimura. (1996). Damage to masonry buildings caused by the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japan) earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(3), 797-807.
- Ching, Francis D.K. (2009). *Guide technique et pratique de la construction*. Canada: Modulo.
- CSA. (2006). *CAN/CSA-A82-F14 Brique de maçonnerie cuite en argile ou en schiste*. Mississauga, Ont.: Groupe CSA, Association canadienne de normalisation.
- CSA. (2014). *CAN/CSA-A179-F04 (C2014) Mortier et coulis pour la maçonnerie d'éléments*. 9781771397544. Toronto, Ontario: Groupe CSA, Association canadienne de normalisation.
- CSA. (2015). *S304-14 Calcul des ouvrages en maçonnerie*. Mississauga, Ontario: Groupe CSA.
- Daubois. ([s.d.]). Daubois. Repéré à <https://www.daubois.com/fr/index.php>
- Davison, J. I. (1975). Mortier pour maçonnerie. *Digeste de la construction au Canada; n° CBD-163F*.
- Dizhur, Dmytro et Jason Ingham. (2013). Diagonal tension strength of vintage unreinforced clay brick masonry wall panels. 43, 418–427.
- Drysdale, R., A. Hamid et L. Baker. (1999). *Masonry structures: Behaviour and design*. Boulder, CO: The Masonry Society.
- ElGawady, Mohamed A., Pierino Lestuzzi et Marc Badoux. (2007). Static Cyclic Response of Masonry Walls Retrofitted with Fiber-Reinforced Polymers. *Journal of Composites for Construction*, 11(1), 50-61.



- Eurocode. (2005a). *Eurocode 6 - Design of Masonry Structures*. Brussels: European committee for standardization.
- Eurocode. (2005b). *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance*. Brussels: European committee for standardization.
- Federal Emergency Management Agency. (1998). *FEMA 306 Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, basic procedures* Redwood City, California: Applied Technology Council (ATC-43 Project).
- Glen-Gery. ([s.d.]). Glen-Gery. Repéré à <http://www.glengery.com/>
- Gumaste, K. S., K. S. Nanjunda Rao, B. V. Venkatarama Reddy et K. S. Jagadish. (2007). Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression. *Materials and Structures*, 40(2), 241-253.
- Hébert, Maxence. (2015). *Étude et caractérisation de la maçonnerie traditionnelle en briques*. Montréal.
- Houalard, Clémentine. (2015). *Étude du risque sismique considérant la rupture hors-plan des éléments en maçonnerie non-armée* (Mémoire, École de technologie supérieure, École de technologie supérieure).
- Kaushik, Hemant B., Durgesh C. Rai et Sudhir K. Jain. (2007). Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), 728-739.
- Lagomarsino, Sergio, Andrea Penna, Alessandro Galasco et Serena Cattari. (2008). *Tremuri user Guide, Seismic Analysis Programme for 3D Masonry Buildings*. Italy.
- Lefebvre, Karine. (2004). *Caractérisation structurale et évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en maçonnerie du Vieux-Montréal* (M.Ing., Ecole de Technologie Supérieure (Canada), Ann Arbor).
- Lestuzzi, Pierino, Marc Badoux et Souad Sellami. (2011). *Génie parasismique : conception et dimensionnement des bâtiments*. Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes.
- Lumantarna, Ronald, David T. Biggs et Jason M. Ingham. (2014). Uniaxial Compressive Strength and Stiffness of Field-Extracted and Laboratory-Constructed Masonry Prisms. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(4), 567-575.
- Magenes, Guido et Gian Michele Calvi. (1997). *In-plane seismic response of brick masonry walls* (Vol. 26).

- Mahmoud, A. D. S., A. A. Hamid et S. A. El Magd. (1995). Lateral response of unreinforced solid masonry shear walls : an experimental study. *Seventh Canadian Masonry Symposium*, 110-125.
- Masonry Standard Joint Committee. (2002). *Building code requirements for masonry structures*. Detroit: America Concrete Institute, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, The Masonry Society.
- Maurenbrecher, A. H. P., K. Trischuk, M. Z. Rousseau et M. I. Subercaseaux. (2008). Les mortiers de rejointoiement pour les bâtiments de maçonnerie ancienne : considérations pour la conception. *Solution constructive*; n° 67.
- Mazzon, Nicola. (2010). *Influence of Grout Injection on the Dynamic Behaviour of Stone Masonry Buildings*.
- Moretti, Pascal. (2017). *Caractérisation des propriétés mécaniques des bâtiments en maçonnerie non armée pour l'évaluation du risque sismique* (Mémoire, École de Technologie Supérieure, Montréal).
- Naeim, Farzad. (2001). *The Seismic Design Handbook*.
- Nollet, Marie-Jose. (2016). *MGC-830: Réhabilitation des bâtiments; notes de cours MGC-830*. École de Technologie Supérieure.
- Nollet, Marie-Jose et Suze Youance. (2010). *Inventaire typologique des églises de l'île de Montréal* (Rapport technique). Montréal: École de Technologie Supérieure.
- NZSEE. (2006). *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes*. New Zealand.
- Paulay, T. et M. J. N. Priestley. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York.
- Petry, Sarah. (2015). *Force-displacement response of unreinforced masonry walls for seismic design* (EPFL).
- Rahgozar, Arash et Abdollah Hosseini. (2017). Experimental and numerical assessment of in-plane monotonic response of ancient mortar brick masonry. *Construction and Building Materials*, 155, 892-909.
- RILEM. (1996). *TC 127-MS: Tests for masonry materials and structures*.
- Ritchie, T. (1975). Les briques. *Digeste de la construction au Canada*; n° CBD-169F.

- RNC, Ressources Naturelles Canada. (2016a). Le séisme de Saguenay de 1988 de magnitude 5,9. Repéré à <http://www.seismescanada.nrcan.gc.ca/historic-historique/events/19881125-fr.php>
- RNC, Ressources Naturelles Canada. (2016b). Les zones sismiques dans l'Est du Canada. Repéré à <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/zones/eastcan-fr.php>
- RNC, Ressources Naturelles Canada. (2017). Population. Repéré à <http://www.nrcan.gc.ca/sciences-terre/geographie/atlas-canada/cartes-thematiques-selectionnees/16881>
- RNC, Ressources Naturelles Canada. (2018). Séismes Canada. Repéré à <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/index-fr.php>
- Russell, Alistair Peter. (2010). *Characterisation and seismic assessment of unreinforced masonry buildings* (The University of Auckland, New Zealand).
- Russell, Alistair Peter, K. J. Elwood et J. M. Ingham. (2014). Lateral Force-Displacement Response of Unreinforced Masonry Walls with Flanges. *Journal of Structural Engineering*, 140(4).
- SIA. (2011). *Évaluation de la sécurité parasismique des bâtiments de maçonnerie*. D 0237. SGEB.
- Sika. ([s.d.]). Sika®. Repéré à <https://can.sika.com/>
- Therrien-Truchon, Julie. (2012). *Comportement sismique des murs de remplissage en maçonnerie de tuiles structurales d'argile* (Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec) Canada).
- Turnsek, V. et F. Cacovic. (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *2nd International Brick Masonry Conference*, 149-156.
- USG. ([s.d.]). USG. Repéré à <https://www.usg.com/content/usgcom/en.html>
- Vanin, Francesco, Dario Zaganelli, Andrea Penna et Katrin Beyer. (2017). Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(12), 5435-5479.
- Vermeltfoort, A.T., D.R.W. Martens et G.P.A.G. Van Zijl. (2007). Brick–mortar interface effects on masonry under compression. This article is one of a selection of papers published in this Special Issue on Masonry. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(11), 1475-1485.

Zarnic, R. et V. Bosiljkov. (2000). Diagonal tests of unreinforced clay brick masonry.