



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

Performance sismique sous charge axiale nulle des murs en maçonnerie
armée entièrement remplis de coulis

Mémoire de Maîtrise ès Sciences Appliquées
Spécialité : génie civil

Composition du jury :
Patrick Paultre (directeur de recherche)
Dominique Lefebvre (rapporteur)
Khaled Galal

Anglade ALFRED

Résumé

Cette juxtaposition de matériaux solides -blocs, pierres ou briques,...- liés ou non entre eux que nous appelons maçonnerie ne se comporte pas très bien vis-à-vis des forces latérales, surtout si elle n'a pas été réalisée suivant les normes parasismiques ou de façon adéquate. Cette vulnérabilité (glissement, cisaillement, déchirure en flexion, ou tout autre) vient souvent du fait même de ce processus d'empilement, des problèmes d'interaction avec le reste de la structure et aussi à cause des caractéristiques mécaniques peu fiables de certains éléments utilisés.

Malgré cette défaillance structurale, la maçonnerie est encore utilisée aujourd'hui grâce à son côté traditionnel, sa facilité de mise en oeuvre et son coût d'utilisation peu élevé.

Depuis quelques années, la maçonnerie s'est enrichie de documents qui ont été publiés par divers chercheurs dans le but d'une meilleure compréhension des caractéristiques mécaniques des éléments et aussi, et surtout, des mécanismes de rupture des murs de maçonnerie pour une meilleure réponse face aux sollicitations sismiques. Beaucoup de programmes expérimentaux ont alors été effectués et tant d'autres sont encore nécessaires.

Et c'est dans ce contexte que cette recherche a été conduite. Elle présentera, entre autres, le comportement sous charges latérales d'un mur en maçonnerie armée entièrement rempli de coulis. Ce projet de recherche fait partie d'un programme plus large visant à une meilleure connaissance du comportement sismique de la maçonnerie pour une amélioration des techniques de construction et de réparation des ouvrages en maçonnerie.

Mots-clé : maçonnerie armée, maçonnerie non armée, performance sismique, essai cyclique, vulnérabilité sismique.

Abstract

This juxtaposition of solid materials -blocks, stones or bricks, ...- linked or not together called masonry does not behave very well towards lateral forces, especially if it has not been carried out according to seismic standards or enough adequate. This vulnerability -sliding, shearing, bending tear, or otherwise- comes often precisely because of this process of stacking, problems of interaction with the rest of the structure and also because of unreliable mechanical characteristics of used items.

Despite this structural failure, masonry is still used today because of its traditional side, ease of implementation and low cost of use. In recent years, masonry was enriched with documents published by various researchers to a better understanding of the mechanical properties elements and also, above all, of the failure mechanisms masonry walls for a better response to seismic loading. Many experiences were then performed and many others are still necessary ; and therefore the Canada has for some time been involved in this adventure.

And it is in this direction that goes this document. It presents, among others, the behavior under lateral loads of a reinforced masonry wall completely filled with grout. This research project is part of a broader program to a better understanding of the seismic behavior of masonry for an improvement of design and repair techniques of masonry.

Key-words : reinforced masonry, unreinforced masonry, seismic performance, cyclic test, seismic vulnerability.

Remerciements

Mes remerciements à l'égard des professeurs Patrick Paultre et Jean Proulx qui ont dirigé ce projet de recherche pour l'encadrement nécessaire à la réalisation du projet.

Je tiens aussi à remercier tous les techniciens qui ont travaillé sur ce projet de recherche pour leur travail remarquable, plus particulièrement : Claude Aubé, Jason Demarais, Eric Beaudouin et Raphael Prevost.

Mes remerciements aux collègues et amis du Centre de Recherche en Génie Parasismique et en Dynamique des Structures (CRGP) : Steeve Ambroise, Olivier Gauron, Wilsonne François, Hassan Fatemi, Marc-Antoine Laplante et tous ceux qui, à leur façon, ont contribué à la réalisation de ce projet de recherche.

Je tiens, pour finir, à remercier tous les membres de ma famille, spécialement ma mère, Mme Mona Alfred, pour leur soutien psychologique et moral.

Table des matières

Table des matières	4
Liste des figures	6
Liste des tableaux	8
1 INTRODUCTION	1
1.1 Mise en contexte	1
1.2 Problématique	2
1.3 Orientation du projet	2
1.4 Hypothèses et objectifs du projet	3
2 REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1 Maçonnerie	5
2.2 Restrictions relatives aux murs de maçonnerie selon la norme CSA S304 . .	12
2.3 Comportement des murs en maçonnerie sous charges sismiques	14
2.4 Comportement des cadres en béton armé avec des murs de remplissage en maçonnerie	18
2.5 Mécanisme de résistance des murs en maçonnerie	23
2.6 Niveaux de performance	29
3 DESCRIPTION DU PROJET	35
3.1 Définition du spécimen	35
3.2 Capacité du spécimen	36
4 CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX	45
4.1 Caractérisation de la maçonnerie	45
4.2 Caractérisation des barres d'armatures	54
5 PRÉDICTION DU COMPORTEMENT	59
5.1 Étude de la section : MNPhi	59
5.2 Prédiction du comportement : OpenSees	61
6 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	63
6.1 Montage expérimental	63
6.2 Système d'acquisition des données	63
6.3 Protocoles de chargement et procédures d'essais	65
7 RÉSULTATS DE L'ESSAI QUASI-STATIQUE	67
7.1 Déroulement de l'essai : Observations	67
7.2 Courbe hystérésis du déplacement total	70

7.3	Capacité de déformation du spécimen	73
7.4	Courbure	75
7.5	Rigidité	78
7.6	Résistance	79
7.7	Capacité de dissipation d'énergie	81
8	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	83
8.1	Conclusions	83
8.2	Recommandations	84
A	Compléments	85
B	Calcul expérimental des déplacements	89
B.1	Déplacements en glissement	89
B.2	Déplacement en flexion	89
B.3	Déplacement en cisaillement	90
	Bibliographie	91

Liste des figures

2.1	Construction typique en maçonnerie armée [58]	6
2.2	Mécanisme de rupture en cisaillement [64] : (a) glissement (b) fissures diagonales	15
2.3	Exemples typiques de rupture en cisaillement après un séisme [64]	16
2.4	Un exemple de rupture en compression [35]	17
2.5	Rupture en flexion [38]	17
2.6	Rupture en cisaillement des murs en maçonnerie. Assemblage de figures extraites de [26]	19
2.7	Écrasement aux coins sur la diagonale comprimée d'un mur en maçonnerie de [26]	19
2.8	Rupture en flexion d'un mur en maçonnerie de [26]	20
2.9	Rupture en flexion [26]	21
2.10	Rupture en tension de la colonne [26]	22
2.11	Rupture d'ancrage d'armatures [26]	22
2.12	Rupture en cisaillement de colonne [26]	23
2.13	Rupture de joint [26]	24
2.14	Résistance à la compression de la maçonnerie [35]	25
2.15	Énergie de dissipation [60]	33
3.1	Définition du spécimen (mm)	35
3.2	Ferraillage du mur	36
3.3	Courbe moment-courbure à charge axiale nulle de la section du mur	40
3.4	Diagramme d'interaction de la section du mur	42
4.1	Cubes de mortier	46
4.2	Échantillons de coulis testés	47
4.3	Courbe contrainte-déformation des coulis testés	48
4.4	Test de compression sur les unités de bloc	48
4.5	Courbes force-déplacement des unités de bloc	49
4.6	Test de compression sur les murets de deux moitiés de bloc	49
4.7	Courbes force-déplacement des murets de deux moitiés de bloc	50
4.8	Courbes force-déplacement des murets de deux unités	51
4.9	Courbes force-déplacement des murets de quatre rangées (600x800 mm)	51
4.10	Test de compression diagonale	52
4.11	Courbes force-déplacement pour la compression diagonale	53
4.12	Test de traction sur les barres d'armatures	54
4.13	Courbes contraintes-déformations des échantillons d'armatures 10M	55
4.14	Courbes contraintes-déformations des échantillons d'armatures 15M	56
4.15	Courbes contraintes-déformations des échantillons d'armatures 25M	56
5.1	Courbe moment-courbure avec MNPhi	60
5.2	Courbe d'interaction avec MNPhi	61
5.3	Courbe hystérésis avec OpenSees	62

6.1	Positionnement des jauges	64
6.2	Positionnement des capteurs	65
7.1	État du mur à $5\Delta_y$	68
7.2	État du mur à $9\Delta_y$	69
7.3	État du mur à $10\Delta_y$	69
7.4	État du mur à $12\Delta_y$	70
7.5	Historique du déplacement	70
7.6	Courbe hystérésis du déplacement total	71
7.7	Comparaison avec les précédents murs [39] [33]	72
7.8	Contribution des déplacements : comparaison entre les murs	74
7.9	Profil du déplacement latéral	75
7.10	Comparaison des profils de déplacement latéral	76
7.11	Courbure	77
7.12	Courbe moment-courbure du mur	78
7.13	Dégradation de la rigidité	79
7.14	Évolution de la résistance	80
7.15	comparaison de la résistance entre les trois murs	81
A.1	Élément de maçonnerie en bloc de béton typique [12]	86
A.2	Courbe contrainte-déformation de l'acier [5]	87
B.1	Profil de la courbure le long du mur [60]	89
B.2	Calcul de la déformation en cisaillement selon Massone et Wallace [43]	90

Liste des tableaux

2.1	Dimensions des éléments normalisés de maçonnerie en bloc de béton	8
2.2	Degré de résistance au feu	8
2.3	Dosage du mortier par rapport au volume; Ciment à mortier et mortiers de ciment à maçonner [6]	11
2.4	Dosage du coulis par rapport au volume [6]	12
2.5	Résistance à la compression f'_m de la maçonnerie en blocs de béton perpendiculaire au joint de lit [8]	26
2.6	Déplacements inter-étages pour chaque niveau de performance [54]	29
2.7	États-limites d'endommagement [46]	30
4.1	Résultats des essais de compression sur les cubes de mortier	47
4.2	Résistance à la compression des unités de bloc	48
4.3	Facteurs de correction [11]	50
4.4	Résistance à la compression des murêts de deux moitiés	50
4.5	Résistance à la compression des murêts de deux unités	50
4.6	Résistance à la compression des murêts de quatre rangées (600x800 mm)	52
4.7	Résistance en cisaillement des spécimens	53
4.8	Résultats de l'essai de traction sur les échantillons de barre 10M	55
4.9	Résultats de l'essai de traction sur les échantillons de barre 15M	55
4.10	Résultats de l'essai de traction sur les échantillons de barre 25M	57
5.1	Propriétés des aciers	59
5.2	Estimation des déplacements à la fissuration et à la plastification	60
6.1	Détails des capteurs	64
7.1	Estimation de Δ_y	67
7.2	Valeur théorique de la longueur de rotule plastique	78
7.3	Évolution de la résistance durant l'essai	80
7.4	Énergie totale dissipée durant l'essai	82
A.1	Caractéristiques physiques des éléments solides [12]	85
A.2	Dimensions des éléments de maçonnerie en bloc de béton normalisés [12]	86
A.3	Épaisseur minimale des parois en fonction de la largeur des éléments de maçonnerie en bloc de béton normalisés [12]	87

Liste des symboles

a	profondeur du bloc de compression rectangulaire équivalent
a_b	profondeur du bloc de compression rectangulaire équivalent pour la condition équilibrée
A	aire aire équivalente en cisaillement
A_e	aire de section efficace de la maçonnerie
A_g	aire de section brute
A_m	aire de la maçonnerie dans le plan horizontal
A_s	section d'armature tendue
A'_s	section d'armature comprimée
A_{smax}	aire maximale d'armature
A_{st}	aire totale de l'armature longitudinale
A_{stotal}	aire totale d'armature
A_v	aire de la section d'armature travaillant en cisaillement
A_{vmin}	aire minimum d'armature verticale
b	hauteur d'un élément de maçonnerie
b_w	largeur hors-tout du mur
c	profondeur d'axe neutre
c_b	profondeur de l'axe neutre pour la condition équilibrée
C	force de compression
C_b	force de compression à la résistance équilibrée
C_m	compression dans la maçonnerie
C_{mb}	compression dans la maçonnerie à la résistance équilibrée
C_s	compression dans l'armature
C_{sb}	compression dans l'armature à la résistance équilibrée
d	hauteur effective de la section, distance d'un lit d'acier tendu à la fibre la plus comprimée longueur d'un élément de maçonnerie déformation (déplacement) distance horizontale
d_b	diamètre de barre d'armature
d_{max}	déformation (déplacement) maximale
d'	distance d'un lit d'acier comprimé à la fibre la plus comprimée
d_v	hauteur efficace du mur
E_d	énergie dissipée par amortissement hystérétique

E_m	module d'élasticité de la maçonnerie
E_s	énergie de déformation élastique
	module élastique de l'acier
F	force
f_{av}	résistance en compression moyenne de résultats d'essai
f'_{bl}	résistance en compression prescrite des éléments de maçonnerie en bloc
f_c	résistance en compression
f'_m	résistance à la compression de la maçonnerie
f_m^*	résistance équivalente fictive à la compression de la bielle
F_{max}	force maximale
f_s	contrainte dans l'acier tendu
f'_s	contrainte dans l'acier comprimé
f_{su}	contrainte ultime de l'acier
f_v	contrainte verticale
f_y	limite d'élasticité de l'armature
G_m	module de cisaillement de la maçonnerie
h	hauteur non supportée du mur
	distance verticale
h_m	hauteur d'un mur de maçonnerie
h_{pot}	distance verticale entre deux potentiomètres
h_w	hauteur d'un mur de maçonnerie
jd	bras de levier interne
k	coefficient de calcul de la longueur de rotule plastique (voir section 2.2.3)
K	rigidité sécante
K_e	rigidité équivalente
L_m	longueur d'un mur de maçonnerie
l_p	longueur de rotule plastique
l_{sp}	paramètre de calcul de longueur de rotule plastique (voir section 2.2.3)
l_w	longueur du mur de maçonnerie armée
M	moment
M_{bn}	moment de flexion à la résistance équilibrée (nominale)
M_{br}	moment de flexion à la résistance équilibrée (pondérée)
M_f	moment de flexion agissant sur la section
M_n	résistance nominale en flexion
M_r	résistance pondérée en flexion
n	nombre d'éléments
P	charge axiale de compression
P_{bn}	charge axiale d'une section à la résistance équilibrée (nominale)
P_{br}	charge axiale d'une section à la résistance équilibrée (pondérée)
P_{cm}	effort de compression dans la maçonnerie qui s'exerce perpendiculairement au plan de glissement

P_d	charge axiale de compression agissant sur la section
P_{DT}	charge permanente combinée à toute charge axiale résultant de la flexion des poutres couplées
P_f	charge axiale de compression agissant sur la section
P_{n0}	résistance nominale en compression simple
$P_{n(max)}$	résistance nominale maximale en compression
P_r	résistance pondérée en compression
P_{r0}	résistance pondérée en compression simple
$P_{r(max)}$	résistance pondérée maximale en compression
P_{tr0}	résistance en traction simple
R	résistance à la compression diagonale
R_b	résistance (force) à la compression de la bielle
R_d	facteur de réduction de la force sismique lié à la ductilité
s	espacement de l'armature travaillant en cisaillement espacement de l'armature distribuée écart-type
S	résistance en cisaillement (compression diagonale)
t	épaisseur du mur
T_s	force de traction dans l'armature
T_{sb}	force de traction dans l'armature à la résistance équilibrée
v	coefficient de variation autour de la moyenne d'un échantillon
V_f	effort tranchant agissant sur la section
v_m	résistance au cisaillement attribuée à la maçonnerie
V_n	résistance nominale au cisaillement
V_r	résistance pondérée au cisaillement
V_{rmax}	résistance maximale pondérée au cisaillement
w	largeur de la bielle
x	résultat d'essai individuel
x_m	moyenne de résultats d'essais individuels
α	paramètre de dégradation de rigidité
β	paramètre de dégradation de rigidité
β_1	paramètre de hauteur pour le diagramme rectangulaire de contraintes équivalent
δ	déplacement en flexion
Δ	déplacement
Δ_C	déplacement enregistré au coté comprimé
Δ_T	déplacement enregistré au coté tendu
Δ_u	déplacement à l'ultime
Δ_y	déplacement à la plastification
γ_g	coefficient qui tient compte du taux de remplissage par coulis
ϵ'_m	déformation à la fibre extrême comprimée
ϵ_{max}	déformation maximale
ϵ'_{mu}	déformation ultime de la fibre extrême comprimée
ϵ_s	déformation d'un lit d'acier tendu

ϵ'_s	déformation d'un lit d'acier comprimé
ϵ_{sh}	déformation de l'acier au début de l'écroutissage
ϵ_{su}	déformation ultime de l'acier
ϵ_y	déformation à la limite élastique
θ	angle
	rotation
	angle formé par la diagonale du panneau de mur (rectangulaire) avec l'horizontale
μ	coefficient de friction
ν	coefficient de Poisson
ξ_{eq}	taux d'amortissement visqueux équivalent
ρ	taux d'armature
ρ_b	taux d'armature déterminant une section équilibrée
ρ_g	taux d'armature par rapport à la section brute
ρ_h	taux d'armature horizontale
ρ_v	taux d'armature verticale
τ_o	résistance en cisaillement du joint
τ_u	résistance au glissement inter-couche
ϕ	courbure
ϕ_m	coefficient de résistance de la maçonnerie
ϕ_s	coefficient de résistance des barres d'armatures
ϕ_u	courbure ultime de la section
ϕ_y	courbure élastique de la section
...	...

Liste des abréviations

ASCE/SEI	American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
CNBC	Code National du Bâtiment - Canada
CRGP	Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures
CSA	Canadian Standards Association
LVDT	Linear Voltage Differential Transducer
MDG	Masonry Designers' Guide
MESRS	Ministère de l'Enseignement supérieur et de la recherche scientifique
MSJC	Masonry Standard Joint Committee
MVLEM	Multiple Vertical Line Element Model
OpenSEES	Open System for Earthquake Engineering Simulation

Chapitre 1

INTRODUCTION

Ce chapitre introduit le projet de recherche par une mise en contexte, la problématique conduisant à cette étude et l'orientation du projet de recherche.

1.1 MISE EN CONTEXTE

Les structures en maçonnerie, même dans leur forme la plus primitive, résistent assez bien aux charges de gravité et aux différentes charges statiques auxquelles elles peuvent faire face durant leur période de vie ; et aussi dans une certaine mesure aux charges latérales avant l'émergence des systèmes actuels de résistance aux forces latérales. La méthode était assez primitive : il s'agissait d'utiliser le poids de la structure pour la reprise des charges latérales.

Aujourd'hui, la maçonnerie est encore utilisée en raison de sa simplicité de mise en oeuvre et de son faible coût d'utilisation, mais principalement pour les sous-bassements, les murs de soutènement et les murs de remplissage. Mais avec l'occurrence des tremblements de terre et autres événements susceptibles de produire de charges latérales extrêmes qui ne cessent d'augmenter, il devient plus que jamais urgent et pressant de comprendre la performance structurale de la maçonnerie sous charges latérales. On a bien vu en Haïti, où l'utilisation de la maçonnerie est très répandue, ce qui s'est passé lors du séisme de janvier 2010. Des recherches sur le comportement dynamique des structures en maçonnerie, plus particulièrement sur les modes de rupture sont alors effectuées et permettent graduellement de considérer le comportement dynamique des murs en maçonnerie sous différentes valeurs de charge axiale appliquée. Selon le mode de rupture et le niveau de performance souhaités, plusieurs types de structures peuvent être considérés. Ce qui amène à ce projet de recherche dont le thème est :

"Performance sismique sous charge axiale nulle des murs en maçonnerie armée
entièrement remplis de coulis"

1.2 PROBLÉMATIQUE

Un élément vertical (mur, poteau,...), soumis à des charges latérales travaille en compression mais aussi en flexion et en cisaillement. À cause de leur nature cyclique et la génération d'importantes forces d'inertie, les charges dynamiques ont toujours été un problème majeur pour l'ingénieur de conception. Le principe est de faire en sorte que la dissipation d'énergie dans le domaine post-élastique se fasse sans rupture fragile de la plupart des liaisons mécaniques, de manière à ce que la capacité portante des éléments de la construction soit préservée. Mais les structures en maçonnerie présentent une assez faible résistance en flexion et en cisaillement. En plus, il arrive souvent que la maçonnerie de remplissage participe à la rigidité latérale de la structure. Cette rigidité supplémentaire, une fois négligée dans la conception structurale, peut alors conduire à une sous-estimation des forces latérales. Une alternative est de considérer la contribution structurale de la maçonnerie dans la conception. On commence alors à utiliser des armatures pour apporter un minimum de ductilité. Les questions suivantes se posent alors : quel est le comportement des murs de maçonnerie armée sous charges sismiques ? Pour un mode de rupture donné et un niveau de performance souhaité, quels types de structure en maçonnerie sont mieux appropriés ? Comment concevoir des murs en maçonnerie pour un meilleur comportement face aux charges sismiques ?

1.3 ORIENTATION DU PROJET

Étant donné le nombre de bâtiments en maçonnerie existant au Canada (écoles, hôpitaux, églises,...) et partout ailleurs, il était nécessaire de porter un intérêt particulier aux structures en maçonnerie. Et c'est dans ce contexte que le centre de recherche en génie parasismique (CRGP) de l'Université de Sherbrooke a mis sur pied un certain nombre de recherches sur le domaine. Elles visent à caractériser le comportement cyclique en plan de murs de maçonnerie armée ou non remplis de coulis sous différentes charges axiales par des études analytiques et expérimentales.

Ces études portent sur l'analyse de certains paramètres de résistance, de rigidité, de capacité de déformation et de capacité de dissipation d'énergie. Elles permettront de caractériser les différents modes de rupture et tous les mécanismes de résistance face à ces modes de rupture.

Ce projet de recherche rentre dans ce programme. Il est question d'étudier le comportement cyclique en plan d'un mur de maçonnerie armée rempli de coulis sous charge axiale nulle. Aucune charge axiale ne sera donc appliquée sur le mur pendant l'expérience.

1.4 HYPOTHÈSES ET OBJECTIFS DU PROJET

Un spécimen de mur en maçonnerie armée, complètement rempli de coulis, a été l'objet d'un essai expérimental cyclique à faible fréquence (quasi statique) sous des charges latérales au laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Le spécimen a été construit avec des blocs de maçonnerie de béton.

En se référant à la littérature sur le sujet (chapitre 2), notre réflexion s'est arrêtée sur les hypothèses suivantes qui ont servi d'idées directives tout au long du travail de recherche :

- la maçonnerie non armée présente un comportement fragile par rapport aux efforts latéraux en plan ;
- la maçonnerie armée comporte un certain niveau de ductilité qui lui confère un minimum de résistance aux efforts latéraux ;
- le caractère cyclique du chargement peut conduire à une dégradation des propriétés intrinsèques du matériau ;

D'une manière générale, les objectifs sont d'étudier et de comprendre le comportement des structures en maçonnerie sous charges sismiques permettant alors d'apporter des éléments de réponse aux principales questions liées à ce projet de recherche. Les objectifs spécifiques sont les suivants :

- analyser les modes de rupture en plan des murs en maçonnerie ;
- analyser les mécanismes de résistance face à ces modes de rupture ;
- évaluer la réponse sismique des murs en maçonnerie ;
- évaluer l'impact de certains paramètres sur la performance sismique des murs en maçonnerie ;
- étudier par des essais expérimentaux le comportement d'un mur en maçonnerie armée sous un chargement cyclique quasi statique.

Chapitre 2

REVUE DE LITTÉRATURE

Dans ce chapitre, sont présentés, en premier lieu, le matériau maçonnerie dans son ensemble, les caractéristiques des différents matériaux constituant la maçonnerie d'éléments en béton. Par la suite, le comportement sismique et les modes de rupture des différents types de maçonnerie (armée et non armée) seront traités. Et finalement, leur performance sismique et les différents facteurs qui l'influencent.

2.1 MAÇONNERIE

2.1.1 Définitions et généralités

Guy Brigaux [24] définit la maçonnerie, comme un type de construction résultant de la juxtaposition de matériaux solides liés ou non entre eux, et formant un ensemble stable, de forme et de dimension quelconque.

Il est assez difficile de situer les premiers usages de la maçonnerie dans le temps. Déjà, l'homme des cavernes amoncelait des pierres devant son abri pour se protéger d'éventuels dangers extérieurs. Il faudra toutefois, attendre l'arrivée des grandes civilisations orientales pour voir utiliser rationnellement des matériaux comme la pierre, la brique à des fins constructives. Depuis et pendant des siècles après, la maçonnerie est restée la principale technique de construction de l'homme. Beaucoup de grandes réalisations ont marqué l'histoire de la maçonnerie ; en témoignent les édifices imposants en pierre des Égyptiens tels les temples et les pyramides, les grands monuments de l'époque romaine et tant d'autres. Selon la norme canadienne CSA A179-04 [6], la maçonnerie est un ouvrage en éléments de maçonnerie posés à l'aide de mortier (mélange de sable et d'un liant hydraulique¹ avec une certaine quantité d'eau) et pouvant contenir du coulis^{2.1.3.3} et une armature.

Qu'ils soient naturels ou artificiels, les matériaux entrant dans la constitution des ouvrages en maçonnerie doivent subir des examens de reconnaissance caractérisés par des essais physiques et mécaniques.

1. Le liant peut être de la chaux ou du ciment faisant prise au contact de l'eau

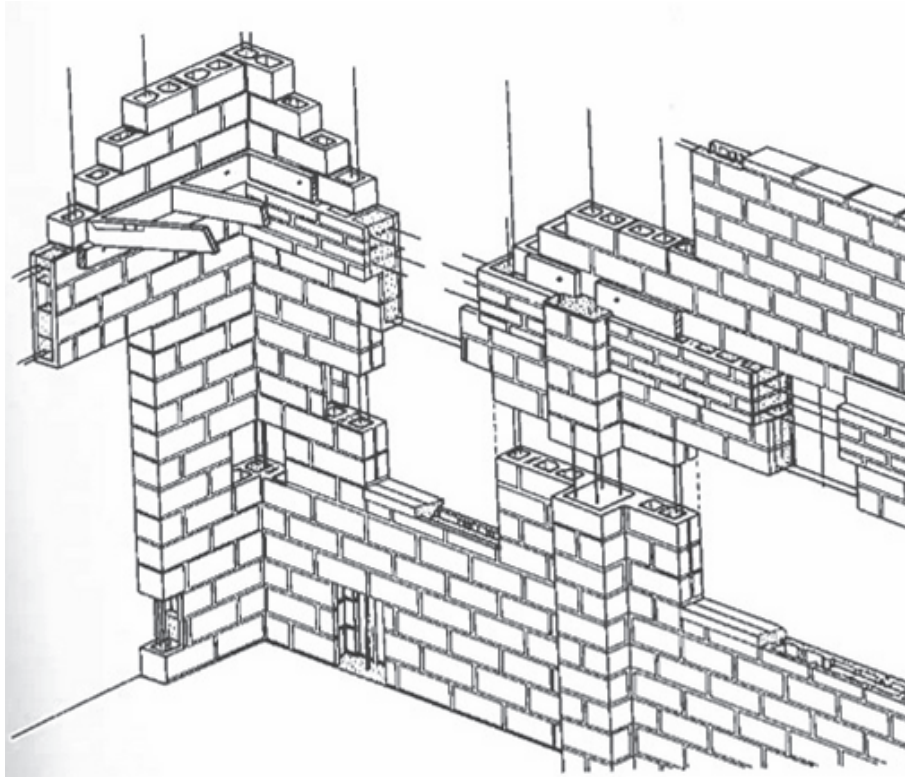


Figure 2.1 – Construction typique en maçonnerie armée [58]

2.1.2 Module d'élasticité

Selon la norme canadienne CSA S304 [11], le module d'élasticité, E_m , de la maçonnerie constituée d'éléments en béton peut être considéré égal à $E_m = 850f'_m$ où f'_m est la résistance en compression de la maçonnerie, sans toutefois être supérieur à 20000 MPa. Le module de cisaillement pourra alors être $G_m = 0.4E_m$ [64].

2.1.3 Caractérisation des différents composants de la maçonnerie en bloc de béton

2.1.3.1 Éléments solides en bloc de béton

Les éléments solides peuvent être soit naturels ou artificiels. Ils peuvent être caractérisés principalement par des éléments physico-mécaniques.

- Résistance en compression

La maçonnerie travaillant toujours en compression, l'essai d'écrasement est l'un des plus importants outils de caractérisation des éléments solides, car il donne une indication sur la résistance que l'on peut attendre de l'élément.

Pour un élément en bloc de béton, la valeur de la résistance en compression prescrite

la plus couramment utilisée est 15 MPa. Les éléments de maçonnerie dont la résistance prescrite est de 15 MPa ou plus sont considérés comme appropriés à un usage à l'extérieur (y compris dans les fondations et les sous-sols).

La résistance en compression prescrite des éléments de maçonnerie en bloc de béton doit être basée sur un minimum de cinq éprouvettes et doit être calculée à l'aide de la formule suivante [11] :

$$f'_{bl} = f_{av}(1 - 1.64v) = f_{av} - 1.64s \quad (2.1)$$

où

f'_{bl}	résistance en compression prescrite, MPa
f_{av}	résistance en compression moyenne des résultats d'essai, MPa
v	coefficient de variation = s/f_{av}
s	écart type = $\sqrt{\frac{\sum(x - x_m)^2}{n - 1}}$

où

x	résultat d'essai individuel
$x_m = f_{av}$	moyenne des résultats d'essais individuels
n	nombre d'éléments de maçonnerie mis à l'essai

Si moins de dix éléments sont mis à l'essai, le coefficient de variation doit être la valeur calculée ou 10%, en retenant la valeur la plus élevée. Si la valeur calculée est supérieure à 15%, un minimum de dix éléments doit être mis à l'essai.

Outre la résistance en compression, selon la norme CSA A165-14 [12] plusieurs autres outils permettent de caractériser les éléments de maçonnerie en bloc de béton.

– Aspect

Se rapporte aux limites de tolérance dimensionnelles et aux défauts des surfaces ou des arêtes pour les éléments de maçonnerie normalisés. Le tableau 2.1 tiré de [12] présente toute la gamme des valeurs de hauteur, largeur et de longueur disponibles des éléments normalisés de maçonnerie en bloc de béton.

– Résistance au feu

La résistance au feu se réfère généralement à la propriété qu'a un matériau ou un assemblage de résister au feu et/ou de procurer une protection contre le feu ; elle est caractérisée par la faculté de confiner un incendie et/ou de continuer d'assurer une

Tableau 2.1 – Dimensions des éléments normalisés de maçonnerie en bloc de béton

Largeur, mm ($\pm 2,0$)	Hauteur, mm (+2,0-3,0)	Longueur, mm ($\pm 3,0$)
90	90	190
140	190	390
190		
240		
290		

fonction structurale prédéfinie.

La classe de résistance au feu est définie dans le CNBC comme le temps en heures ou une fraction qu'un matériau ou un assemblage de matériaux résistera au passage d'un incendie et à la transmission de la chaleur pendant une exposition à un incendie sous des conditions de test et de critères de performance spécifiées.

Le degré de résistance au feu des murs de maçonnerie en bloc de béton peut être déterminé par des essais ou plus couramment par des valeurs attribuées ou par calcul. Elle peut aussi être déterminé par la méthode de l'épaisseur équivalente décrite aux appendices du CNBC. L'épaisseur équivalente d'un mur en blocs de béton est la quantité de matière contenue dans l'épaisseur du mur à l'exclusion des vides.

Le degré de résistance au feu attribué d'une variété de configurations de blocs en béton est donné dans le tableau 2.2 (extrait de [4])

Tableau 2.2 – Degré de résistance au feu

Épaisseurs équivalentes minimales d'éléments de maçonnerie, mm							
Type de mur	Classe de résistance au feu						
	30 min	45 min	1h	1.5h	2h	3h	4h
Unités de blocs solides (à 80% ou plus), épaisseur totale	63	76	90	108	128	152	178
Unités de blocs creux (moins que 80%), épaisseur équivalente	50	60	72	86	102	122	142
Éléments de maçonnerie en béton, épaisseur équivalente							
Type S ou N	44	59	73	95	113	142	167
Type L_1 20S	42	54	66	87	102	129	152
Type L_1	42	54	64	82	97	122	143
Type L_2 20S	42	54	64	81	94	116	134
Type L_2	42	54	63	79	91	111	127

– Caractéristiques acoustiques

Selon la norme CSA A165-14 [12], les deux principales caractéristiques acoustiques des murs de maçonnerie en blocs de béton sont leur capacité à :

- a) résister à la transmission du son ; et
- b) absorber le son incident.

L'indice de transmission du son est une valeur numérique déterminée par une méthode d'essai normalisée. Il sert à quantifier l'affaïssement acoustique dans l'air à travers un assemblage. Un indice de transmission du son élevé indique que les caractéristiques d'atténuation du son sont bonnes. Dans le CNBC on utilise l'indice de transmission du son pour établir des limites minimales acceptables pour l'affaïssement acoustique et évaluer les assemblages.

Les éléments à texture rugueuse peuvent avoir des coefficients d'absorption acoustique de l'ordre de 0.45. Les éléments à texture lisse ou à texture rugueuse dont les surfaces sont enduites d'une épaisse couche de peinture ont un coefficient d'absorption d'environ 0.2.

– Caractéristiques thermiques

La résistance des blocs de béton à la transmission de chaleur dépend d'un grand nombre de facteurs tels que la composition des granulats, la masse volumique du béton, l'épaisseur des éléments, la géométrie des alvéoles et les matériaux de remplissage des alvéoles.

– Retrait au séchage/ contrôle de l'humidité

La variation dimensionnelle dans un bloc de béton résultant d'une variation de sa teneur en humidité est une caractéristique physique importante d'un élément de maçonnerie. C'est un facteur qui influencera sur la fréquence d'utilisation des joints de dilatation dans la maçonnerie de construction afin de réduire le risque de fissuration. Les éléments en bloc de béton subissent une légère expansion s'ils absorbent de l'humidité et un retrait s'ils en perdent. Le taux de retrait au séchage linéaire subi par les éléments de maçonnerie en bloc de béton dépend de la formulation, du type de granulats et des conditions de cure de l'élément.

Les éléments ne subissent ni expansion ni retrait si leur teneur en humidité est en équilibre avec l'air ambiant. Dans le cas d'éléments à humidité contrôlée, les éléments de maçonnerie en bloc de béton sont séchés jusqu'à atteindre une teneur en humidité approximativement en équilibre avec l'environnement.

2.1.3.2 Le mortier

Un mortier est un mélange de liants hydrauliques (chaux ou ciment), de granulats (sable généralement siliceux) et d'eau utilisé dans la formation d'assises, dans le jointement d'éléments de maçonnerie. Un mortier est principalement caractérisé par :

1. La résistance à l'écrasement ;
2. Le pouvoir adhérent à une maçonnerie ;
3. L'imperméabilité ;
4. Le retrait ou le gonflement.

Ces différentes caractéristiques sont fonction de la nature des éléments qui entrent dans la constitution du mortier (en particulier du liant), du pourcentage de ces éléments, de la granulométrie du sable et de la proportion d'eau de gâchage. C'est ainsi que :

- Le liant doit être d'excellente qualité c'est-à-dire qu'il doit avoir une résistance élevée et ne pas contenir de matière expansive susceptible de provoquer des phénomènes de dilatation ou de gonflement, causes de la détérioration rapide des mortiers ;
- Le sable doit être inerte, bien propre de façon à être adhérent ;
- La proportion de liant influant directement sur la résistance à l'écrasement des mortiers : un mortier sera d'autant plus résistant que la quantité de liant sera plus grande. Toutefois certains pourcentages trop élevés peuvent produire du retrait. Le mortier risque alors de se fissurer et de ne pas présenter le minimum d'imperméabilité qui lui est demandé.
- La quantité d'eau de gâchage est en relation directe avec la compacité, et avec la résistance. Un mortier trop mouillé est poreux et peu résistant parce qu'en s'évaporant l'eau de gâchage laisse des vides capillaires dans la masse.

Les mortiers doivent être classés selon le type S ou le type N. Le tableau 2.3 tiré de [6] donne un descriptif du dosage pour chacun des types de mortiers.

Pour qu'un mortier soit classé de type S (respectivement N), il doit satisfaire aux conditions suivantes :

- a) il doit être conforme aux descriptifs des propriétés du mortier de type S (respectivement N) de l'article 7.2.2 de la norme CSA-A179-14 [13] ;
- b) la résistance à la compression, f'_m , de la maçonnerie liaisonnée avec du mortier, déterminée selon l'article 9.2.3 [13], ne doit pas être inférieure aux valeurs du mortier de type S (respectivement N) en matière de résistance à la compression de la maçonnerie spécifiées au tableau 2.5 relativement au type et à la résistance appropriés de l'élément de maçonnerie ; et

- c) la résistance de l'adhérence en flexion perpendiculaire au joint de lit de la maçonnerie liaisonnée avec du mortier, déterminée selon l'article 9.2.4 [13], ne doit pas être inférieure à 0.20 MPa.

Tableau 2.3 – Dosage du mortier par rapport au volume ; Ciment à mortier et mortiers de ciment à maçonner [6]

Type de mortier	Parties par rapport au volume			Ciment à mortier ou à maçonner		
	Ciment Portland	Portland au calcaire ou ciment composé	ciment ou	N	S	Granulats mesurés à l'état humide et meuble
N	0			1	-	2 1/4 à 3
S	1/2			1	-	3 1/2 à 4 1/2
S	0			-	1	2 1/4 à 3

2.1.3.3 Le coulis

Le coulis est un mélange à affaissement élevé d'un liant, de granulats et d'eau dont la consistance lui permet d'être coulé ou injecté sans ségrégation des constituants. Le coulis doit avoir une fluidité suffisante pour remplir complètement les cavités, sans toutefois présenter de ségrégation ni de ressuage excessif.

Les granulats du coulis doivent être constitués de matériaux granulaires fins formés de particules minérales dures, résistantes et durables, lesquelles sont exemptes de quantités nuisibles de matières salines, alcalines, organiques ou autres. Les granulats à gros grains du coulis doivent être constitués de pierre concassée ou de gravier.

La résistance à la compression, f'_m , de la maçonnerie liée avec du coulis ne doit pas être inférieure à la résistance à la compression de la maçonnerie indiquée au tableau 2.5 tiré de [13] relativement au type et à la résistance de l'élément de maçonnerie.

Le tableau 2.4 tiré de [6] présente un descriptif du dosage de coulis.

Tableau 2.4 – Dosage du coulis par rapport au volume [6]

Type de coulis	Parties par rapport au volume		Granulats mesurés à l'état humide et meuble	
	Ciment Portland, ciment Portland au calcaire ou ciment composé	Chaux hydratées ou en mottes	À grains fins (sable)	À gros grains
Grains fins	1	0 à 1/10	2 1/4 à 3 fois la somme des liants	0
Gros grains	1	0 à 1/10	2 1/4 à 3 fois la somme des liants	1 à 2 fois la somme des liants

2.2 RESTRICTIONS RELATIVES AUX MURS DE MAÇONNERIE SELON LA NORME CSA S304

2.2.1 Restrictions relatives aux dimensions selon la norme CSA S304 [8]

Pour éviter que les murs de maçonnerie soient sujets à l'instabilité due au flambage, il convient de limiter le rapport hauteur/épaisseur (h/t). Ce flambage se produit généralement, dans le cas d'élément fléchi, lorsque la hauteur de l'axe neutre et la longueur de rotule plastique, l_p , à la base sont assez importantes. La norme prescrit certaines limites sur ce rapport pour les murs de contreventement ductiles, modérément ductiles ou à ductilité limitée :

1. Murs de contreventement modérément ductiles

Les murs de contreventement en maçonnerie présentant un rapport hauteur/largeur égal ou supérieur à un, pouvant offrir une ductilité modérée et conçus pour des charges sismiques de $R_d = 2.0$, doivent être classés comme modérément ductiles et doivent être conçus conformément à la norme : $h/(t + 10) < 14$.

2. Murs de contreventement à ductilité limitée

Les murs de contreventement en maçonnerie présentant un rapport hauteur/largeur égal ou supérieur à un et qui dépassent les limites de hauteur visant les murs de contreventement en maçonnerie dans une construction classique, pouvant offrir une ductilité limitée et conçus pour résister à des charges sismiques de $R_d = 1.5$, doivent être conçus conformément à la norme : $h/(t + 10) < 18$.

3. Murets de contreventement modérément ductiles

Les murets de contreventement présentant un rapport hauteur/largeur inférieur à

un, pouvant offrir une ductilité modérée et conçus pour des charges sismiques de $R_d = 2.0$, doivent être classés comme des murets de contreventement modérément ductiles et doivent être conçus conformément à la norme : $h/(t + 10) < 20$.

2.2.2 Restrictions relatives aux taux d'armatures selon la norme CSA S304 [8]

Selon la norme, les murs de contreventement doivent être renforcés horizontalement et verticalement avec un minimum total d'armatures selon : $A_{total} = 0.002A_g$. Cette armature doit être distribuée de façon à avoir au moins dans chacune des deux directions : $A_{vmin} = 0.00067A_g$ (environ un tiers du minimum total).

Le minimum de renforcement vertical pour des murs de contreventement sujets à des charges axiales et de flexion doit être :

$$A_{vmin} = 0.0013A_g \text{ pour } s \leq 4t$$

$$A_{vmin} = 0.0013(4t^2) \text{ pour } s > 4t$$

Les armatures verticales doivent être uniformément réparties sur toute la longueur du mur. L'espacement ne peut pas excéder le minimum de :

- $6(t+10)$ (mm)
- 1200 mm
- $l_w/4$

Le rapport d'armature verticale doit être tel que : $\phi_s \rho_v \geq (V_f - P_f)/b_w l_w f_y$.

Les armatures horizontales doivent être continues entre les supports latéraux. L'espacement ne doit pas excéder :

- 400 mm si seule une armature de joint est utilisée ;
- 1200 mm si seules des poutres maçonnerées sont utilisées ; ou
- 2400 mm dans les cas des poutres maçonnerées et 400 mm dans le cas de l'armature de joint si les deux sont utilisées.

Le rapport d'armature horizontale doit être, tout en étant suffisant pour résister à l'effort tranchant, tel que : $\phi_s \rho_h \geq \phi_s \rho_v + P_f/b_w l_w f_y$.

Le maximum de renforcement vertical ou horizontal est :

$$A_{smax} = 0.02A_g \text{ pour } s \leq 4t$$

$$A_{smax} = 0.02(4t^2) \text{ pour } s > 4t.$$

Le maximum de renforcement vertical pour des murs de flexion sous de faibles charges axiales :

$$\frac{c}{d} \leq \frac{600}{600 + f_y} \text{ ou } \rho \leq \rho_b.$$

2.2.3 Longueur de rotule plastique

Une "rotule plastique" se forme dans une section quand celle-ci atteint son moment de plastification. Contrairement à une rotule idéale sans friction, cette rotule présente une certaine résistance à la rotation. Ce mécanisme s'étend en général sur une zone de l'élément où des courbes de flexion inélastique se produisent. La longueur de cette zone (longueur de rotule plastique) doit être, selon la norme CSA S304 [8] :

- Murs de contreventement à ductilité limitée ($R_d = 1.5$) : $\max(l_w/2, h_w/6)$
- Murs de contreventement à ductilité modérée ($R_d = 2.0$) : $\max(l_w, h_w/6)$

Plusieurs auteurs donnent une estimation de la longueur de rotule plastique faisant intervenir les dimensions du mur et/ou les caractéristiques des matériaux. Selon Bohl et Adebar [23], elle peut être évaluée ainsi :

$$l_p = (0.2l_w + 0.05h_w)\left(1 - 1.5\frac{P_f}{f'_m A_g}\right) \leq 0.8l_w$$

Shedid et El-Dakhakhni [59] pour leur part l'estiment ainsi :

$$l_p = kh_w + 0.1l_w + l_{sp}$$

où

$$k = 0.2\left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right) \leq 0.08$$

et

$$l_{sp} = 0.022f_y d_b$$

Pour Paulay et Prestley [50], on peut la calculer ainsi :

$$l_p = 0.8l_w + 0.022d_b f_y$$

Dans le sens que la charge axiale influe sur le comportement du mur, on peut déjà voir que les méthodes Shedid et Paulay ne peuvent pas être très précises. Dans toute la zone de rotule plastique, on ne peut faire chevaucher l'armature verticale que sur au plus la moitié de son aire.

2.3 COMPORTEMENT DES MURS EN MAÇONNERIE SOUS CHARGES SISMIQUES

Même si l'étude séparée des composantes d'un mur et leur interaction permet une meilleure compréhension des mécanismes de rupture, seule une étude macro d'un panneau de mur permet une description réaliste de son comportement global.

Le comportement d'un mur de maçonnerie soumis à des charges verticales et horizontales

dépend de sa géométrie (c'est-à-dire du rapport de sa hauteur sur sa longueur), des caractéristiques mécaniques de chacun de ses constituants, du mur lui-même et des éventuelles armatures, et aussi des conditions aux limites mais aussi et surtout des conditions de chargement.

Plusieurs mécanismes de rupture sont alors possibles.

2.3.1 Rupture en cisaillement

Si les contraintes de compression verticales dans le mur sont très faibles et le mortier de joint de mauvaise qualité, les charges sismiques peuvent causer un glissement d'une partie du mur le long d'un plan horizontal. Ce mode de rupture arrive plutôt dans les parties supérieures des bâtiments en maçonnerie où les contraintes de compression sont faibles et les forces sismiques élevées. Cependant, ce phénomène est rarement observé dans les parties inférieures des bâtiments où l'on voit en général des fissures diagonales qui se développent dans le mur. Cette orientation des fissures a valu à ce mécanisme l'appellation de rupture par traction diagonale, la bielle entre deux fissures est comprimée pendant que la traction dans la direction orthogonale continue à provoquer l'apparition et l'ouverture des fissures. La figure 2.2 tirée de [64] illustre ces deux modes de rupture.

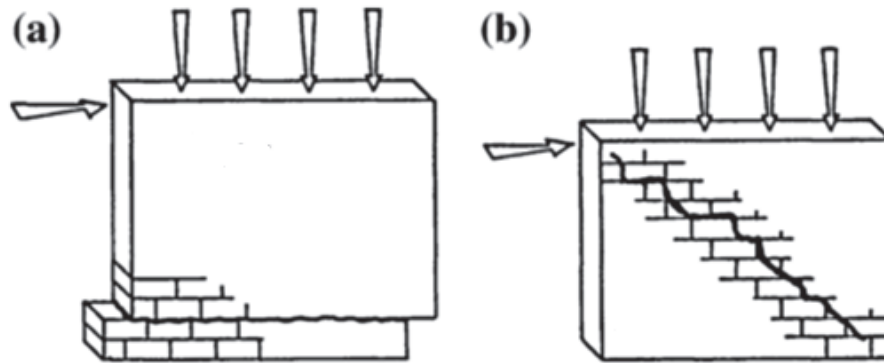


Figure 2.2 – Mécanisme de rupture en cisaillement [64] : (a) glissement (b) fissures diagonales

Dépendamment de la qualité des éléments de maçonnerie et du mortier de joint, les fissures diagonales peuvent suivre les joints (verticaux et horizontaux successivement) ou passer à travers les éléments de maçonnerie ou suivre en partie les joints, en partie les éléments de maçonnerie.

Pour la maçonnerie armée, les modes de rupture restent les mêmes. Le coulis (s'il s'agit d'éléments creux) et les armatures, surtout les armatures de cisaillement (parallèles au lit



Figure 2.3 – Exemples typiques de rupture en cisaillement après un séisme [64]

de joint), vont apporter un surplus de résistance. Mais s'il y a une chute de résistance due à une mauvaise répartition des armatures ou autres, il y a aura les mêmes mécanismes de rupture à savoir les fissures diagonales ou le glissement inter-couche.

2.3.2 Rupture en compression

La maçonnerie (comme d'ailleurs tout élément vertical) se comporte assez bien sous charges de compression. Toutefois, quand les contraintes de compression axiales de chargement excèdent la résistance en compression de la maçonnerie ou créent de contraintes latérales suffisamment grandes, on peut observer plusieurs mécanismes de rupture [35] : l'écrasement des éléments de maçonnerie, la fissuration verticale due à des contraintes transversales et la rupture soudaine due à l'instabilité des parois internes dans le cas d'éléments creux. La figure 2.4 illustre un cas.

2.3.3 Rupture en flexion

Un mur de maçonnerie est avant tout un élément vertical et comme tout élément vertical soumis à des charges sismiques (latérales), il est sujet à une rupture en flexion c'est-à-dire à une possibilité de déchirure de la zone tendue. Le matériau se comportant très mal en traction, l'adhérence mortier-élément de maçonnerie contrôle entièrement le comportement en flexion. On admet donc qu'il y a rupture en flexion quand les contraintes de flexion induites par le séisme excèdent le niveau d'adhérence mortier-élément de maçonnerie. La figure 2.5 tirée de [38] illustre ce mode de rupture.

Dans la maçonnerie armée, le mécanisme de rupture reste le même ; ce qui change c'est la façon qu'a le système d'éviter une rupture par cisaillement. Pour la maçonnerie non armée, ce mécanisme est assuré par la friction entre le mortier et l'élément, l'adhérence mortier-élément ou la résistance à la traction diagonale qui ne sont pas tout à fait excellentes ; c'est d'ailleurs pour ça qu'une rupture par flexion y est rarement observée. Pour la

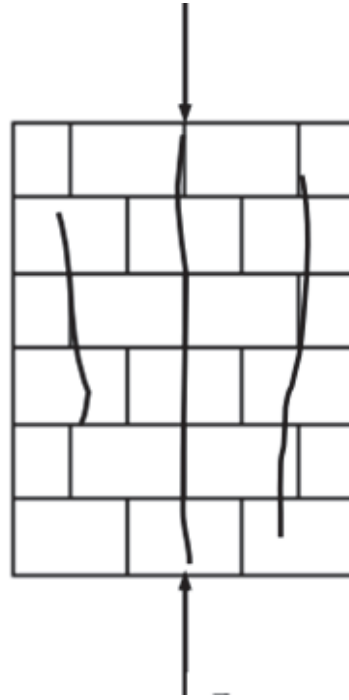


Figure 2.4 – Un exemple de rupture en compression [35]

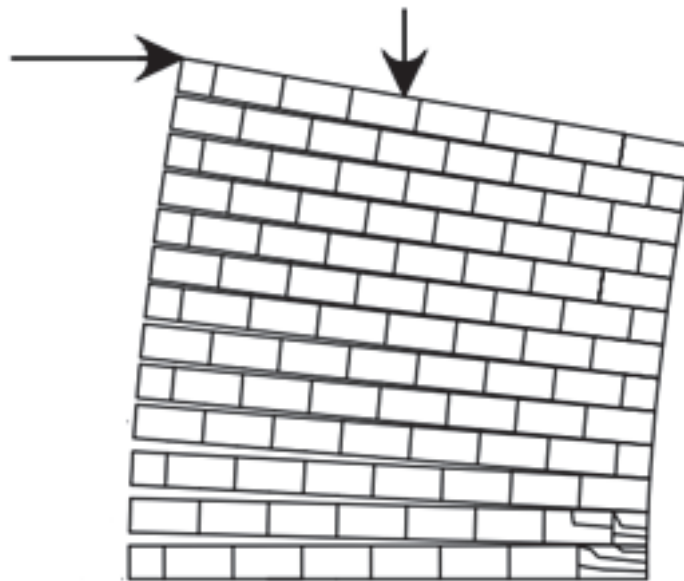


Figure 2.5 – Rupture en flexion [38]

maçonnerie armée, ce mécanisme est assuré par les armatures de flexion (perpendiculaire aux lits de joint) pouvant procurer une ductilité suffisante pour une répartition appropriée des armatures. On peut alors très clairement observer la zone de rotule plastique qui, certaines fois, est assimilée à un point autour duquel la structure tend à tourner dans le plan.

2.4 COMPORTEMENT DES CADRES EN BÉTON ARMÉ AVEC DES MURS DE REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE

2.4.1 Rupture de la maçonnerie

La maçonnerie est un matériau non homogène et chaque élément peut se rompre individuellement et pour des raisons différentes. Il est alors impossible d'attribuer la rupture à une et une seule cause, au contraire, plusieurs types de rupture sont possibles et la plus défavorable sera la décisive. La maçonnerie ne présente pas un comportement isotrope à cause de l'influence du mortier de joints. La rupture peut survenir dans les joints seuls ou elle peut être due à une combinaison de mécanismes faisant intervenir le mortier et les unités de maçonnerie dépendamment de l'état des contraintes dans les éléments.

Selon Crisafulli [26], les murs de maçonnerie avec cadres ont trois principaux modes de rupture dépendant entre autres de la combinaison des contraintes axiales et de cisaillement, des résistances globale du mur et individuelle de chaque élément du mur face aux sollicitations :

- Rupture en cisaillement
- Rupture en compression
- Rupture en flexion

2.4.1.1 Rupture en cisaillement

La rupture en cisaillement peut être de trois types illustrés par la figure 2.6 :

- La rupture progressive le long des joints
Quand les joints sont moins résistants que les éléments de maçonnerie ou quand les contraintes de cisaillement prédominent sur les contraintes axiales, la rupture survient généralement le long des joints de mortier (figure 2.6a)).
- Le glissement horizontal le long d'un joint sur pratiquement toute la longueur
Ce mode de rupture survient quand la longueur de rupture progressive est plus petite que la longueur du mur (figure 2.6b)); ce qui peut se traduire par, selon Crisafulli [26] :

$$\frac{h_m}{L_m} < \frac{2b}{d} \quad (2.2)$$

Où h_m et L_m sont les dimensions du mur sans les encadrements en béton armé; b et d sont respectivement la hauteur et longueur d'un élément de maçonnerie.

- Rupture par traction diagonale
L'état de contrainte induit par les forces latérales peut produire une rupture diagonale si l'état de contrainte normale excède la résistance en traction des éléments de

la maçonnerie. Ce mode survient généralement quand le mortier de joint est plus résistant que les éléments de maçonnerie ou quand la contrainte normale prédomine sur la contrainte de cisaillement (figure 2.6c)).

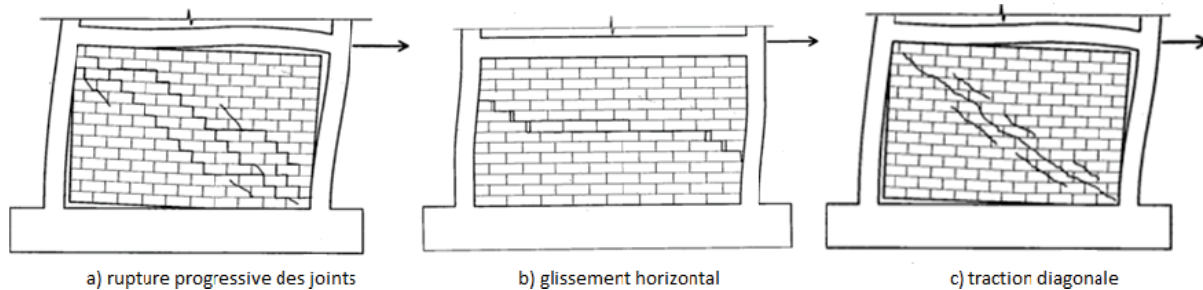


Figure 2.6 – Rupture en cisaillement des murs en maçonnerie. Assemblage de figures extraites de [26]

2.4.1.2 Rupture en compression

La rupture en compression peut se faire suivant deux mécanismes dépendamment des différents états de contrainte dans le mur :

- Écrasement aux coins de la diagonale comprimée

Ce genre de mécanisme survient quand un état de contrainte biaxial en compression se développe dans le matériau dû aux forces latérales (figure 2.7) ; ce qui augmente la résistance de la maçonnerie. Cependant, les contraintes sont très élevées dans ces régions.

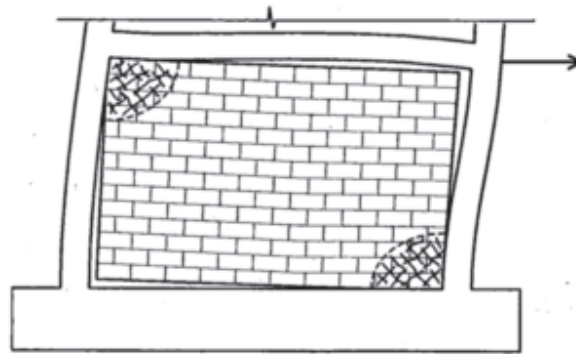


Figure 2.7 – Écrasement aux coins sur la diagonale comprimée d'un mur en maçonnerie de [26]

- Rupture par compression des bielles

Ce mécanisme est associé à la rupture par traction diagonale (figure 2.6 c)). Après

la rupture, les contraintes de traction le long de la diagonale sont soulagées et les prismes de maçonnerie entre deux fissures sont soumis à une contrainte axiale. L'ouverture progressive des fissures va entraîner une rupture du mur par instabilité de la maçonnerie.

2.4.1.3 Rupture en flexion

Dans certains cas quand les effets de la flexion sont prédominants, on peut observer une rupture en flexion dans la zone tendue du mur due à la faible résistance en traction de la maçonnerie (figure 2.8).

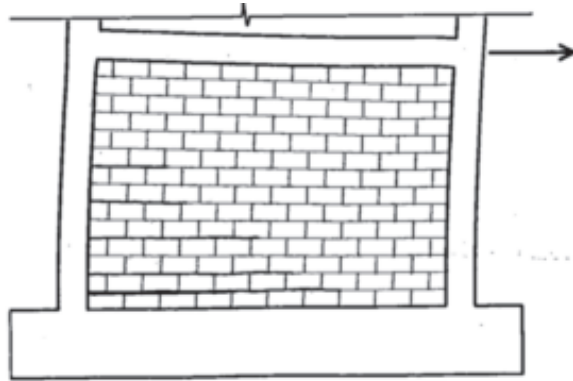


Figure 2.8 – Rupture en flexion d'un mur en maçonnerie de [26]

2.4.2 Rupture des cadres

Dépendamment des caractéristiques des éléments de cadre et des effets résultants des interactions entre le mur de maçonnerie et le cadre, on peut observer plusieurs modes de rupture dans les cadres. Les endommagements peuvent se manifester par l'apparition de rotules plastiques de flexion, d'une rupture en cisaillement, de la plastification sous charges axiales, d'une rupture en compression ou une combinaison de tous ces mécanismes.

2.4.2.1 Mécanisme de rupture en flexion

La rupture en flexion se manifeste habituellement par l'apparition de rotules plastiques aux extrémités des deux colonnes où les moments de flexion sont maximums. Considérant les caractéristiques structurales distinctes des deux composantes, cadre et maçonnerie, le mécanisme se développe habituellement après la rupture de la maçonnerie. La formation de rotules plastiques est rarement observée dans les poutres. La figure 2.9 donne une illustration. Ce mécanisme peut aussi survenir à la suite d'une rupture par glissement de la

maçonnerie.

Pour un comportement ductile adéquat de la structure, les régions de rotule plastique des éléments de cadre doivent offrir une capacité suffisante en rotation. Pour les bâtiments multi-étagés, la demande en ductilité est plus élevée, le déplacement à la plastification arrive principalement au premier niveau. Paulay & Priestley [50] ont montré que la demande en ductilité au premier niveau augmente avec le nombre d'étages. On s'attend alors à de grandes déformations dans les rotules plastiques.

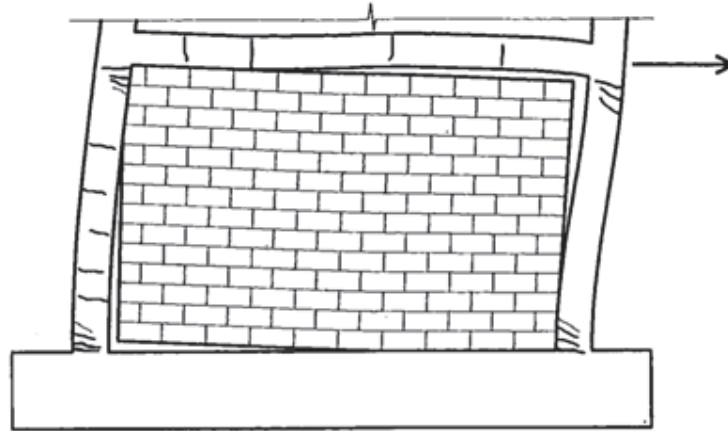


Figure 2.9 – Rupture en flexion [26]

2.4.2.2 Rupture due aux efforts axiaux

Les efforts axiaux sont induits dans les membrures par le mécanisme de treillis. Les charges de gravité produisent aussi bien évidemment des efforts axiaux de compression, mais leur effet importe peu. La rupture en compression est rarement observée dans les colonnes probablement grâce à la bonne résistance en compression que présente le béton comparativement à la résistance en traction. Cependant, le flambage des armatures longitudinales peut survenir sous des charges cycliques assez élevées. Les efforts axiaux causent des fissures dans les membrures et, quand les forces latérales augmentent, la plastification des membrures sujets à une tension peut survenir. Deux modes de rupture aux efforts de traction sont discutés ici :

- Rupture avec plastification des armatures longitudinales

La plastification des armatures longitudinales des colonnes peut survenir dans les cadres avec mur de remplissage dans les bâtiments multi-étagés. Des fissures horizontales se forment le long de la colonne tendue dues aux déformations en tension (voir figure 2.10). Le panneau de maçonnerie a tendance à tourner à l'intérieur du cadre et une large déformation survient à la base. Ce type de rupture survient quand les effets de flexion sont dominants.

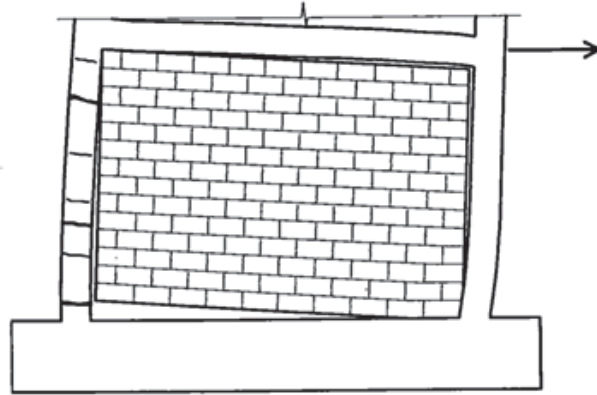


Figure 2.10 – Rupture en tension de la colonne [26]

– Rupture d’ancrage des barres

Ce type de rupture est dû au glissement des armatures longitudinales de la colonne tendue, comme le montre la figure 2.11. On peut éviter la rupture d’ancrage par l’usage d’une longueur de développement adéquat pour les barres longitudinales ; la norme canadienne impose une limite sur cette longueur pour prévenir toute rupture par arrachement [52].

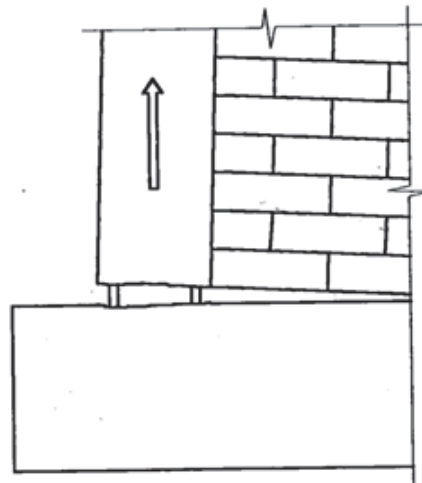


Figure 2.11 – Rupture d’ancrage d’armatures [26]

2.4.2.3 Rupture en cisaillement des colonnes

Cette rupture peut être causée par les efforts de cisaillement résultant de l’interaction du cadre avec le mur de maçonnerie. La valeur maximale des efforts de cisaillement survient le long du contact, près des coins chargés. Dans ce cas, des fissures diagonales se forment à travers la section de la colonne comme le montre la figure 2.12. La résistance en cisaillement

de la colonne est principalement contrôlée par le confinement induit par les armatures transversales et la résistance en cisaillement du béton. Les efforts axiaux influent sur la résistance en cisaillement des colonnes ; les efforts de compression augmentent la résistance en cisaillement, les efforts de traction la rendent plus faible.

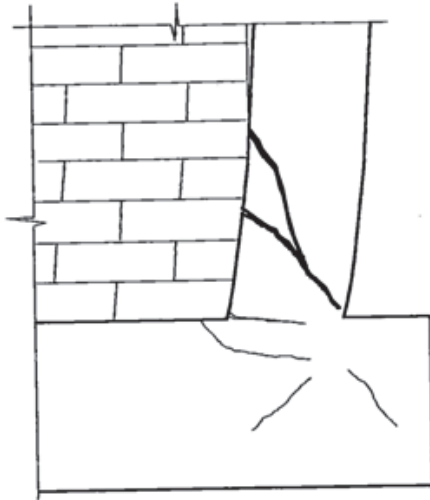


Figure 2.12 – Rupture en cisaillement de colonne [26]

2.4.2.4 Rupture de joint poutre-colonne

De grandes contraintes normales et tangentielles se développent dans les joints très sollicités résultant d'importants efforts de cisaillement et de moment de flexion. Cet état de contrainte dans le joint peut causer la formation de larges fissures diagonales à travers le joint de l'intérieur vers l'extérieur. Cette situation est illustrée par la figure 2.13.

2.5 MÉCANISME DE RÉSISTANCE DES MURS EN MAÇONNERIE

2.5.1 Dans la littérature

On présente dans cette section différentes méthodes [26] de résistance des murs en maçonnerie face à toutes les sollicitations et correspondant aux mécanismes de ruine précités.

– Résistance au cisaillement

Le mécanisme de résistance au glissement de la maçonnerie est fortement contrôlé par la déformation dans les joints et il est convenablement défini par la propriété de Mohr-Coulomb qui lie la résistance au glissement inter-couche τ_u à la résistance

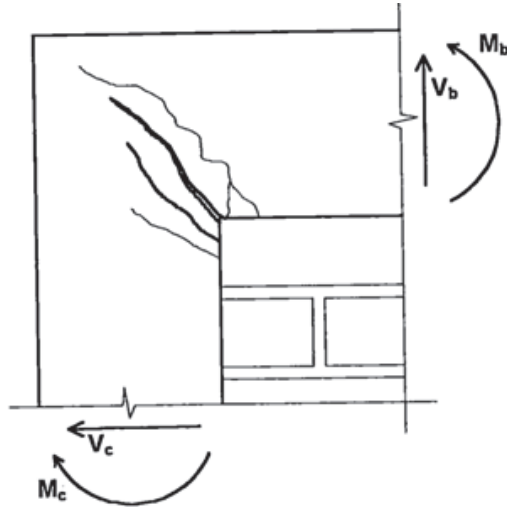


Figure 2.13 – Rupture de joint [26]

au cisaillement du joint τ_o , au coefficient de friction μ et à la contrainte verticale f_v dans le joint comme le montre l'équation 2.3 [26] :

$$\tau_u = \tau_o + \mu f_v \quad (2.3)$$

La résistance va en grande partie être assurée par la friction et la résistance du joint va être généralement négligée dans les calculs.

Paulay et Presley [50] ont proposé la formule suivante pour la résistance au glissement :

$$V_{glissement} = \tau_o A_m + \mu R \sin \theta \quad (2.4)$$

Sachant que $V_{glissement} = R \cos \theta$ et $\tan \theta = h_m / L_m$, on a :

$$V_{glissement} = \frac{\tau_o A_m}{1 - \mu \frac{h_m}{L_m}} \quad (2.5)$$

- $A_m = tL_m$ aire de la maçonnerie dans le plan horizontal.
- R résistance à la compression diagonale.
- θ angle formé par la diagonale du panneau de mur (rectangulaire) avec le lit de joint.
- μ coefficient de friction entre le joint et la maçonnerie.

Si le système a pu éviter une rupture par glissement, on peut alors observer une rupture par traction diagonale. Le mécanisme de résistance peut être assuré par la maçonnerie qui peut apporter une certaine résistance à la compression des bielles et

aussi par les armatures qui non seulement apportent une résistance à la compression des bielles mais aussi et surtout à la traction diagonale en agissant comme une couture des fissures.

Pour la résistance à la compression des bielles, Decanini et Fantin [27] [28] ont proposé la formule suivante :

$$R_b = f_m^* t w \quad (2.6)$$

où,

R_b	résistance (force) à la compression de la bielle
f_m^*	résistance équivalente fictive (contrainte) à la compression de la bielle
t	épaisseur du mur
w	largeur de la bielle

– Résistance à la compression

Le mortier étant plus flexible que les éléments de maçonnerie, il présente une plus large déformation plastique que ces derniers cependant pour une plus faible résistance à la compression. Les expériences ont montré que le matériau maçonnerie présente un comportement entre les deux comme le montre la figure 2.14 tirée de [35]. Au cours de l'application des efforts de compression, les éléments de maçonnerie vont être sollicités latéralement affaiblissant ainsi la résistance globale du système.

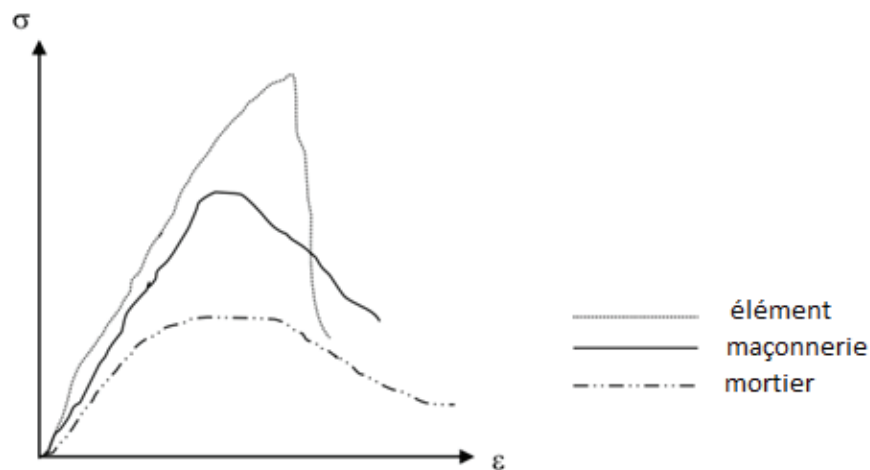


Figure 2.14 – Résistance à la compression de la maçonnerie [35]

Une partie de la résistance va bien évidemment être supportée par les armatures.

– Résistance à la flexion

Pour la maçonnerie non armée, la résistance en flexion est assurée par l'adhérence mortier-élément ; une résistance alors très faible. Comme une section en béton armé,

la résistance d'une section de mur en maçonnerie armée soumise à la flexion est assurée par l'équilibre compression-tension délimitée par l'axe neutre.

2.5.2 Dans la norme canadienne (CSA S304)

2.5.2.1 Résistance en compression

Si les armatures de compression sont assemblées selon la norme (conformément à l'article 12.2 de [8]), la résistance pondérée aux charges axiales, P_r , des éléments en compression ne doit pas être considérée supérieure à :

$$P_{r(max)} = 0.8[0.85\phi_m f'_m (A_e - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}] \quad (2.7)$$

Sinon,

$$P_{r(max)} = 0.8(0.85\phi_m f'_m A_e) \quad (2.8)$$

$P_{r(max)}$	résistance pondérée maximale en compression
ϕ_m	coefficient de résistance de la maçonnerie, prise égale à 0.6 [8]
A_e	aire de section efficace de la maçonnerie
A_{st}	aire totale de l'armature longitudinale
ϕ_s	coefficient de résistance des barres d'armatures, prise égale à 0.85 [4]

Le tableau 2.5 présente selon la norme CSA S304 [8], la résistance en compression de la maçonnerie de blocs en béton perpendiculaire au lit de joint.

Tableau 2.5 – Résistance à la compression f'_m de la maçonnerie en blocs de béton perpendiculaire au joint de lit [8]

Résistance à la compression des blocs, en MPa, aire nette moyenne	f'_m , MPa			
	Mortier de type N		Mortier de type S	
	Creux	Pleins et remplis de coulis	Creux	Pleins et remplis de coulis
40 ou plus	14	10.5	22	17
30	12	9	17.5	13.5
20	10	7.5	13	10
15	8	6	9.8	7.5
10	6	4.5	6.5	5

2.5.2.2 Résistance en cisaillement

L'effort tranchant pondéré est donné par :

$$V_r = \phi_m(v_m b_w d_v + 0.25 P_d) \gamma_g + (0.6 \phi_s A_v f_y \frac{d_v}{s}) \not\geq 0.4 \phi_m \sqrt{f'_m} b_w d_v \gamma_g \quad (2.9)$$

v_m	résistance au cisaillement attribuée à la maçonnerie
b_w	largeur hors-tout du mur
d_v	hauteur efficace du mur ($0.8h$)
P_d	charge axiale de compression agissant sur la section
γ_g	coefficient qui tient compte du taux de remplissage par coulis
A_v	aire de la section d'armature travaillant en cisaillement
s	espacement de l'armature travaillant en cisaillement

La résistance au cisaillement assurée par la maçonnerie, v_m , doit être considérée comme :

$$v_m = 0.16(2 - \frac{M_f}{V_f d_v}) \sqrt{f'_m} \quad (2.10)$$

M_f	moment de flexion agissant sur la section
V_f	effort tranchant agissant sur la section

$$1 \not\leq \frac{M_f}{V_f d_v} \not\leq 0.25$$

La hauteur efficace, d_v , doit être considérée égale à $0.8l_w$ pour les murs dont l'armature en flexion est répartie sur toute la longueur.

La charge axiale de compression, P_d , doit être considérée égale à $0.9P_{DT}$. P_{DT} étant la charge permanente combinée à toute charge axiale résultant de la flexion des poutres couplées.

Le coefficient qui tient compte du remplissage par le coulis, γ_g , doit être considéré comme égal à :

1 pour la maçonnerie constituée d'éléments entièrement remplis de coulis, de blocs de béton pleins ou de briques pleines ; si non A_e/A_g , mais non supérieur à 0.5, A_g étant l'aire de la section brute.

2.5.2.3 Résistance au glissement

L'effort tranchant pondéré de glissement dans le plan, V_r , doit être considérée égale à :

$$V_r = \phi_m \mu P_{cm} \quad (2.11)$$

μ	= 1 pour un plan de glissement maçonnerie-maçonnerie ou pour un plan de glissement maçonnerie-béton rugueux. = 0.7 pour un plan de glissement maçonnerie-béton lisse ou un plan de glissement acier nu.
P_{cm}	effort de compression dans la maçonnerie qui s'exerce perpendiculairement au plan de glissement, habituellement P_d combiné à la résistance pondérée à la limite d'élasticité de l'armature verticale plus 90% de l'effort de compression pondéré du composant vertical résultant de l'action de l'entretoise diagonale qui se trouve dans les murs de remplissage.

2.5.2.4 Résistance en flexion

Pour le calcul de la résistance en flexion, on doit prendre pour hypothèse que les déformations de l'armature et de la maçonnerie sont directement proportionnelles à la distance mesurée à partir de l'axe neutre, sauf dans le cas des pièces fléchies de grande hauteur. La résistance en traction de la maçonnerie doit être omise dans le calcul de la résistance de flexion pondérée des murs en maçonnerie armée.

La norme permet d'utiliser une section rectangulaire équivalente au diagramme des contraintes de la maçonnerie définie en vertu d'une contrainte dans la maçonnerie considérée comme uniforme et calculée comme étant $0.85\phi_m f'_m$ répartie sur une zone de compression comprise entre les rives de la section et une ligne droite située parallèlement à l'axe neutre à une distance $a = \beta_1 c$ de la fibre de la déformation maximale en compression.

β_1	= 0.8 pour les résistances de la maçonnerie f'_m jusqu'à concurrence de 20 MPa. = 0.8 moins 0.1 pour chaque tranche de 10 MPa de résistance supérieure à 20 MPa.
c	distance entre la fibre de la déformation maximale en compression et l'axe neutre mesurée perpendiculairement à cet axe.

La résistance pondérée en flexion, M_r , calculée au centre de gravité de la section est donnée par :

$$M_r = \phi_s \left[\sum_i A_{si} f_{si} \left(d_i - \frac{l_w}{2} \right) + \sum_j A'_{sj} f'_{sj} \left(\frac{l_w}{2} - d'_j \right) \right] + 0.85 \phi_m f'_m a b_w \frac{l_w - a}{2} \quad (2.12)$$

A_s	section d'armature tendue.
f_s	contrainte dans l'acier tendu.
d	distance d'un lit d'acier tendu à la fibre la plus comprimée.
A'_s	section d'armature comprimée.
f'_s	contrainte dans l'acier comprimé.
d'	distance d'un lit d'acier comprimé à la fibre la plus comprimée.

i et j définissent respectivement le $i^{\text{ième}}$ lit d'acier tendu et le $j^{\text{ième}}$ lit d'acier comprimé.

La déformation maximale utile à la fibre extrême comprimée de la maçonnerie est $\epsilon'_m = 0.003$.

La contrainte dans un lit d'acier tendu, f_s , est prise égale à :

- $E_s \epsilon_s$ si sa déformation ϵ_s est inférieure à l'allongement élastique, f_y/E_s
- f_y sinon

De même pour un lit d'acier comprimé, elle est soit égale à $E_s \epsilon'_s$ soit à f_y .

2.6 NIVEAUX DE PERFORMANCE

2.6.1 État-limite d'endommagement

Les niveaux de performance généralement utilisés dans la littérature sont au nombre de trois : occupation immédiate (IO), sûreté humaine (LS) et prévention d'effondrement (CP). La norme ASCE/SEI 41-13 [54] propose des valeurs de déplacement inter-étage en fonction du ratio d'élanement, de la charge axiale appliquée et du pourcentage d'armatures. Le tableau 2.6 présente les valeurs des déplacements inter-étages en fonction de ces paramètres pour une charge axiale nulle et le tableau 2.7 présente les états-limites d'endommagement.

Tableau 2.6 – Déplacements inter-étages pour chaque niveau de performance [54]

l_w/h_w	$\rho_g \cdot f_y / f'_m$	Performance(%)		
		IO	LS	CP
≤ 0.5	0.01	1	3.9	5.3
	0.05	0.4	1.6	2.2
	0.2	0.2	0.7	1
1	0.01	0.8	3.1	4.1
	0.05	0.3	1.2	1.6
	0.2	0.1	0.5	0.6
≥ 2.0	0.01	0.6	2.5	3.3
	0.05	0.2	0.9	1.3
	0.2	0.1	0.3	0.4

Tableau 2.7 – États-limites d’endommagement [46]

État de dommage	Description	Critère d’identification pour calibrer les fonctions de fragilité
Léger dommage en flexion (DS1)	-quelques fissures de flexion et de cisaillement avec des ouvertures de fissures à peine perceptibles -légère plastification des armatures extrêmes -pas d’éclatement -pas de rupture ou flambement des armatures verticales -pas de dommage structurel significatif	Atteinte de 80% de la résistance maximale du mur contrôlé par la flexion
Dompage modéré en flexion (DS2)	-nombreuses fissures diagonales et de flexion -léger écrasement avec fissures verticales ou léger éclatement à la base -pas de rupture ou flambement des armatures verticales -légère déformation résiduelle	Atteinte de la résistance maximale du mur contrôlé par la flexion
Sévère dommage en flexion (DS3)	-sévères fissures en flexion -sévères écrasement ou éclatement à la base -rupture ou flambement des barres verticales -déformation résiduelle significative	Perte de 20% de la résistance maximale du mur contrôlé par la flexion
Dompage modéré en cisaillement diagonal (DS4)	-première apparition de fissures diagonales majeures -fissures encore fermées avec des ouvertures à peine perceptibles	Apparition de fissures diagonales traversant presque la totalité de la longueur du mur
Sévère dommage en cisaillement diagonal (DS5)	-fissures diagonales majeures ou-vertes avec une ou plusieurs fissures dans chaque direction -écrasement ou éclatement à la base	Atteinte de la résistance maximale du mur contrôlé par le cisaillement
Sévère dommage en glissement (DS6)	-grand décalage résiduel du mur -écrasement ou éclatement à la base -déformation en cisaillement des barres verticales	Dérivation du mur

2.6.2 Les facteurs influençant la performance sismique

2.6.2.1 La résistance

Il est évident que la variation de la résistance de la maçonnerie contre un certain mode de rupture affectera la réponse du mur si ce mode de rupture en question est impliqué

d'une façon ou d'une autre dans la rupture finale du mur.

Plusieurs facteurs peuvent entraîner une variation de la résistance de la maçonnerie.

- la variation des conditions d'humidité à l'interface mortier-élément peut faire varier considérablement la résistance du joint au cisaillement ;
- des expériences ont montré que l'utilisation de mortier de faible qualité réduit considérablement l'effort à la déformation initiale et la résistance aux efforts latéraux.
- le type de maçonnerie : la maçonnerie avec unité pleine montre généralement une plus grande résistance en compression que la maçonnerie avec corps creux.

2.6.2.2 La rigidité

À la suite d'une dégradation de la rigidité, on a généralement observé des diminutions significatives de la force résistante pour les mêmes amplitudes de déplacement pour des chargements cycliques. Cette dégradation arrive généralement quand les murs sont sollicités latéralement de façon cyclique. Tomazevic, Lutman et Petkovic [65] ont trouvé, en analysant plusieurs murs, que le modèle de fonction de dégradation de rigidité c'est-à-dire la relation entre le ratio de rigidité et des déplacements latéraux des murs est le même dans tous les cas. Ils ont proposé l'équation suivante pour corrélérer la rigidité et la déformation des murs :

$$\frac{K}{K_e} = \alpha \left(\frac{d}{d_{max}} \right)^\beta \quad (2.13)$$

K	rigidité sécante calculée à la déformation d .
K_e	rigidité équivalente calculée à la déformation maximale, d_{max} .
α et β	paramètres de dégradation de rigidité.
α	= 0.2 pour les charges non cycliques. peut varier de 0.3 pour une très faible charge axiale à 0.6 pour une charge axiale assez élevée, pour les chargements cycliques.
β	= -0.85 pour une très faible charge axiale. = -1 pour une charge axiale assez élevée et un chargement non cyclique. = -0.72 pour une charge axiale assez élevée et un chargement cyclique.

Par ailleurs, le MDG-7 [63] propose, compte tenu des conditions d'appui, une série de formule pour évaluer la rigidité latérale d'un mur de maçonnerie. On a, si on suppose que $G_m = 0.4E_m$, pour un mur :

- fixé à la base et libre en tête
- $$K = E_m t \left(\frac{1}{4 \left(\frac{h}{l_w} \right)^3 + 3 \frac{h}{l_w}} \right)$$

– fixé à la base et en tête

$$K = E_m t \left(\frac{1}{\left(\frac{h}{l_w}\right)^3 + 3\frac{h}{l_w}} \right)$$

Pour des murs placés en parallèle, on a : $K = \sum K_i$, et en série : $\frac{1}{K} = \sum \frac{1}{K_i}$

2.6.2.3 Armatures verticales

Les expériences ont montré que les murs de maçonnerie doivent avoir un minimum d'armatures verticales pour permettre une performance sismique acceptable. Ce pourcentage est arbitrairement fixé à 0.2% de la section brute du mur et pas moins d'un tiers de la quantité requise dans la direction verticale ou horizontale. La norme canadienne CSA-S304 [8] fixe cette quantité minimale à 0.13% et l'espacement maximal à 2.4 m. On comprend très bien que l'armature verticale permet une résistance à la flexion induite par les charges latérales. Toutefois, il faut limiter avec munitie le pourcentage pour permettre une ductilité suffisante du mur afin d'éviter une rupture trop fragile.

Pour une épaisseur minimum de 30 cm, il est recommandé de diviser l'armature verticale en deux lits.

2.6.2.4 Armatures horizontales

La présence d'armatures horizontales dans les lits de joint d'un mur de maçonnerie améliore sa réponse sismique. Très peu de recherches ont été conduites en ce sens et il y a des fois des contradictions mais on sait que pour avoir une bonne réponse, il faut contrôler le taux d'armatures, les caractéristiques de l'acier et l'ancrage des barres.

Le comportement cyclique des murs est largement amélioré si les barres sont correctement ancrées. Dans ce cas, les fissures diagonales sont mieux distribuées dans le mur et leur largeur est moindre comparé au cas où il n'y aurait pas d'armatures horizontales.

Des expériences ont montré que la présence en même temps d'armatures verticales et horizontales améliore la résistance et la ductilité de la structure.

Les armatures horizontales doivent être continues le long du mur, placées au sommet des fondations, au voisinage des ouvertures, au sommet du mur à l'approche d'un plancher, au sommet des murs de parapet.

2.6.2.5 Dissipation d'énergie

L'énergie dissipée par amortissement hystérétique, E_d , est un aspect important dans le dimensionnement parasismique puisqu'elle réduit l'amplitude de la réponse sismique et, ainsi, réduit la ductilité et la résistance de la structure.

L'énergie de dissipation sera représentée par l'aire délimitée par la courbe force-déplacement pour chaque niveau de déplacement (l'aire de la surface hachurée horizontale) comme le montre la figure 2.15. La région des hachures verticales dans la même image représente l'énergie de déformation élastique stockée dans un système linéaire élastique équivalent, E_s .

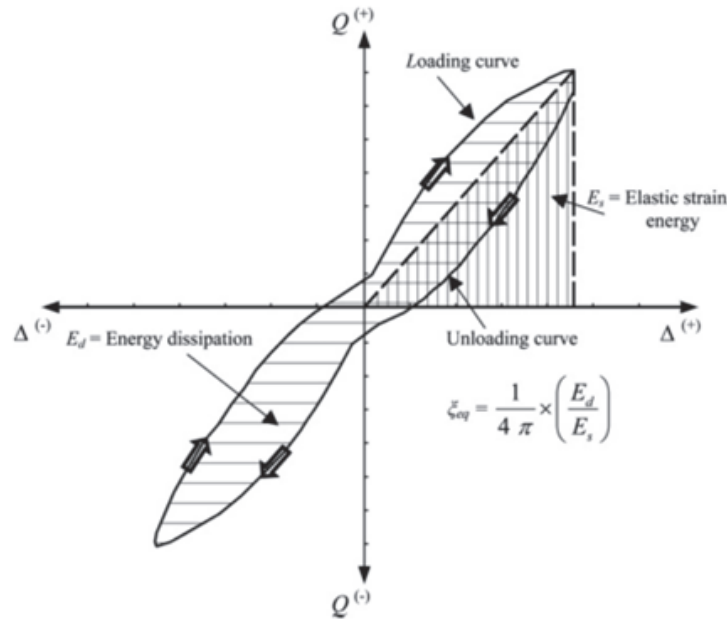


Figure 2.15 – Énergie de dissipation [60]

L'amortissement hystérétique peut être décrit par un taux d'amortissement visqueux équivalent, ξ_{eq} , lequel est basé sur une approche d'égalité d'énergie qui représente la même quantité d'énergie perdue par cycle. La relation entre l'énergie dissipée, E_d , l'énergie de déformation stockée, E_s , et le taux d'amortissement visqueux équivalent est [60] :

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \times \left(\frac{E_d}{E_s} \right) \quad (2.14)$$

L'accroissement avec l'augmentation des déplacements du taux d'amortissement visqueux équivalent en termes d'égalité énergétique indique que les différentes valeurs pour le taux d'amortissement peuvent être attribuées à une structure dépendant de leur état-limite de dimensionnement. Pour prévenir l'effondrement, on peut attribuer à une structure un taux d'amortissement plus élevé et on s'attend alors à avoir un niveau élevé de déformations inélastiques tandis que pour un niveau de performance de sûreté humaine ou d'occupation immédiate, on peut attribuer à la structure un plus faible amortissement puisque de faibles niveaux de déformations sont permis.

2.6.2.6 Les charges de gravité

La présence des charges de gravité modifie l'état de contrainte dans le panneau de maçonnerie. L'augmentation des contraintes axiales dans le lit de joint mène généralement à un comportement plus favorable de la maçonnerie dans toute la gamme de contraintes induites par les charges axiales. On observe une augmentation de la force de rupture quand la charge de gravité augmente. L'influence des charges de gravité sur la ductilité n'est pas très claire.

Ces observations sont valides en assumant que les charges latérales sont les cas de chargement dominants. En d'autres cas, l'effet des charges de gravité pourrait contrôler le comportement de la structure.

Chapitre 3

DESCRIPTION DU PROJET

3.1 DÉFINITION DU SPÉCIMEN

Un spécimen de mur en maçonnerie armée (figure 3.1), complètement rempli de coulis, a fait l'objet d'un essai expérimental cyclique quasi statique sous des charges latérales dans le laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Le spécimen est construit avec des blocs de béton standard (8 x 8 x 16 pouces) sur une hauteur de 2.59 m surmonté d'une poutre de dimensions transversales 250 mm x 425 mm ; le tout sur une assise en béton armé de 1.2 m x 3.3 m x 425 mm de dimensions. Le mur fait 3 m de long et 190 mm d'épaisseur).

Ces dimensions vérifient la relation $h/(t + 10) = 3015/(190 + 10) = 15.075 < 20$ telle qu'il est prévu dans la norme CSA S304 [8].

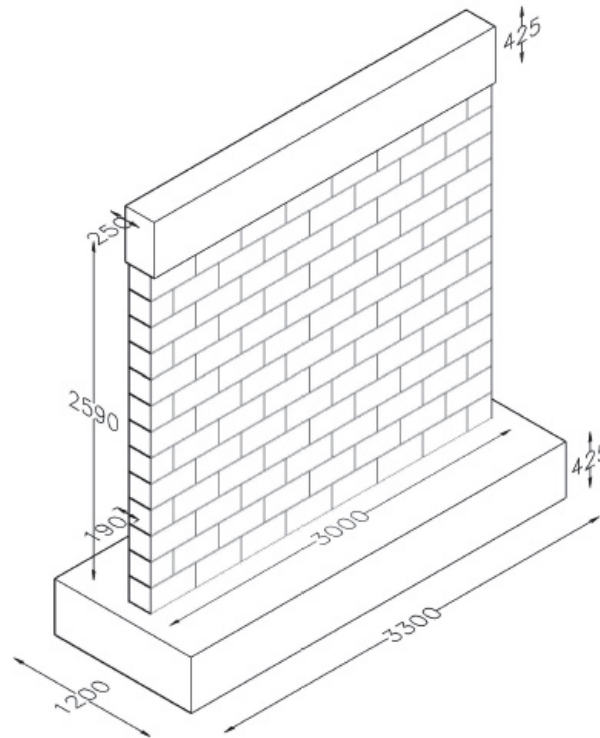


Figure 3.1 – Définition du spécimen (mm)

Le mur est armé verticalement de 6 barres 10M encadrés de deux barres 15M avec un

espacement régulier de 400 mm, et horizontalement avec 7 barres 10M espacées aussi à 400 mm (3.2).

Cette distribution d'armatures vérifie les restrictions relatives aux taux d'armatures relatives à la section 2.2.2

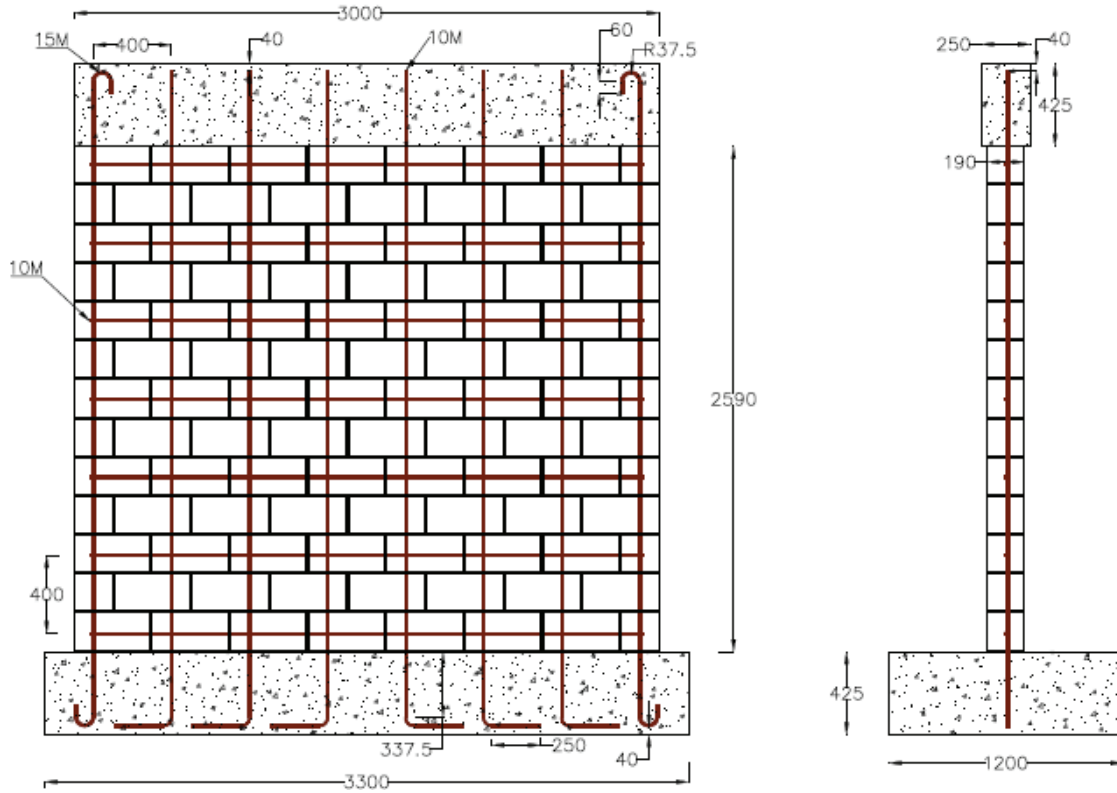


Figure 3.2 – Ferrailage du mur

3.2 CAPACITÉ DU SPÉCIMEN

Dans cette section, seront utilisés certains paramètres pour la plupart définis dans le chapitre 2 et dans le chapitre 4 :

- Les coefficients partiels de sécurité : $\phi_m = 0.6$, $\phi_s = 0.85$ 2.5.2
- La résistance en compression de la maçonnerie : $f'_m = 17.94$ MPa 4.1.6
- La limite élastique des barres d'armatures : $f_{y10M} = 460$ MPa, $f_{y15M} = 435$ MPa 4.2
- Les sections des barres : $A_{10M} = 100$ mm², $A_{15M} = 200$ mm²

On rappelle que la section du mur contient six (6) barres 10M et deux (2) barres 15M et de dimension brute 190x3000 (mm).

3.2.1 Capacité en compression

La résistance pondérée en compression simple est donnée par l'équation 2.7 (sans le facteur 0.8) reprise ici sous une forme plus détaillée :

$$P_{r0} = 0.85\phi_m f'_m (A_e - A_{st}) + \phi_s \sum_{i=1}^6 f_{yi} A_{sti}$$

$$P_{r0} = 0.85 \times 0.60 \times 17.94 (190 \times 3000 - (2 \times 200 + 6 \times 100)) + 0.85 (435 \times 2 \times 200 + 460 \times 6 \times 100)$$

$$P_{r0} = 5588.51 \text{ kN}$$

La résistance pondérée maximale aux charges axiales est :

$$P_{r(max)} = 0.80 P_{r0} = 4470.81 \text{ kN}$$

Les valeurs nominales sont ($\phi_s = \phi_m = 1$) :

$$P_{n0} = 9126.68 \text{ kN et } P_{n(max)} = 7301.34 \text{ kN}$$

3.2.2 Capacité en flexion

La résistance pondérée en flexion, définie par l'équation 2.12, est explicitée dans la section 2.5.2.4. La valeur du paramètre a de l'équation fait intervenir la position de l'axe neutre (c) qui équilibre les forces de traction et les forces de compression agissant sur la section. On va démontrer dans les lignes qui suivent que l'axe neutre se positionne à une distance de 187.61 mm de la fibre la plus comprimée ($c = 187.61 \text{ mm}$). Cette valeur correspond à une déformation de 0.003 de la fibre la plus comprimée. La hauteur de la section rectangulaire équivalente ($\beta_1 = 0.8$ 2.5.2.4) permise par la norme CSA S304 [11] est alors :

$$a = 0.8 \times c = 0.8 \times 187.61 = 150.1 \text{ mm}$$

3.2.2.1 Résultante des forces en traction

Toutes les armatures en zone tendue sont plastifiées. On a alors :

$$T_s = \phi_s (6 f_{y,10} A_{s,10} + f_{y,15} A_{s,15}) = 0.85 (6 \times 460 \times 100 + 435 \times 200) = 308.55 \text{ kN}$$

3.2.2.2 Résultante des forces de compression

Dans la maçonnerie, nous avons :

$$C_m = 0.85 \phi_m f'_m a b_w = 0.85 \times 0.6 \times 17.94 \times 174.31 \times 190 = 260.92 \text{ kN}$$

La contrainte de compression dans la barre 15M, non plastifiée, est de 280.19 MPa, et donc la force de compression est :

$$C_s = \phi_s A_s f_s = 0.85 \times 200 \times 280.19 = 47.63 \text{ kN}$$

La résultante des forces de compression est alors :

$$C = 260.92 + 47.63 = 308.55 \text{ kN}$$

Cette valeur de la résistance des forces de compression est la même qu'on a trouvé pour la résultante des forces en traction. Cela justifie la position de l'axe neutre utilisée.

3.2.2.3 Le moment résultant

La résistance pondérée, M_r , calculée au centre de gravité de la section est donnée par, selon l'équation 2.12 :

$$M_r = \phi_s \left[\sum_i A_{si} f_{si} \left(d_i - \frac{l_w}{2} \right) + \sum_j A'_{sj} f'_{sj} \left(\frac{l_w}{2} - d'_j \right) \right] + 0.85 \phi_m f'_m a b_w \frac{l_w - a}{2} \quad (3.1)$$

Tous les paramètres étant déjà définis, on peut calculer chacun des trois termes du second membre et trouver le moment résultant :

$$M_r = 103.53 + 66.69 + 371.79 = 542.01 \text{ kNm}$$

La résistance nominale en flexion est pour sa part :

$$M_n = 644.24 \text{ kNm}$$

3.2.3 Résistance équilibrée

La résistance équilibrée est réalisée en supposant :

- une déformation de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{mu} = 0.003$
- une déformation de l'armature la plus éloignée de la fibre la plus comprimée $\epsilon_s = \epsilon_y$

Cette condition pour la résistance pondérée est réalisée pour une charge axiale donnée, P_{br} et un moment résultant donné, M_{br} .

La déformation à la limite élastique de l'armature en question, située à 2900 mm de la fibre la plus comprimée, est $\epsilon_y = f_y / E_s = 0.002175$.

La position de l'axe neutre est alors donnée par :

$$c_b = \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + \epsilon_y} d = \frac{0.003}{0.003 + 0.002175} \times 2900 = 1681.16 \text{ mm}$$

Et donc, on a :

$$a_b = 0.8 \times 1681.16 = 1344.93 \text{ mm}$$

3.2.3.1 Résultante des forces en traction

Suivant cette position de l'axe neutre, les conditions de compatibilité permettent de trouver les contraintes suivantes dans les aciers en traction :

$$f_{s5} = 6.72 \text{ MPa}, f_{s6} = 149.48 \text{ MPa}, f_{s7} = 292.24 \text{ MPa} \text{ et } f_{s8} = 435 \text{ MPa}$$

D'où nous avons :

$$T_{sb} = \phi_s \sum_i A_{si} f_{si} = 0.85(100 \times (6.72 + 149.48 + 292.24) + 200 \times 435) = 112.07 \text{ kN}$$

3.2.3.2 Résultante des forces de compression

Dans la maçonnerie, nous avons :

$$C_{mb} = 0.85 \phi_m f'_m a b_w = 0.85 \times 0.6 \times 17.94 \times 1344.93 \times 190 = 2338.01 \text{ kN}$$

Les contraintes dans les aciers en compression sont :

$$f'_{s1} = 435 \text{ MPa}, f'_{s2} = 421.55 \text{ MPa}, f'_{s3} = 278.79 \text{ MPa} \text{ et } f'_{s4} = 136.03 \text{ MPa}$$

D'où l'on a :

$$C_{sb} = \phi_s \sum_i A'_{si} f'_{si} = 0.85(200 \times 435 + 100(421.55 + 278.79 + 136.03)) = 145.04 \text{ MPa}$$

La résultante des forces de compression est alors :

$$C_b = 2338.01 + 145.04 = 2483.05 \text{ kN}$$

La charge axiale correspondant est alors :

$$P_{br} = C_b - T_{sb} = 2483.05 - 112.07 = 2370.98 \text{ kN}$$

3.2.3.3 Le moment résultant

Le moment résultant est trouvé de la même façon que dans la section précédente (la charge P_{br} ne provoquant aucun moment au centre) :

$$M_{br} = 136.11 + 155.89 + 1934.78 = 2226.78 \text{ kNm}$$

Le couple nominal est pour sa part :

$$(P_{bn}, M_{bn}) = (3935.47 \text{ kN}, 3568.17 \text{ kNm})$$

3.2.3.4 Courbe moment-courbure

En faisant varier la valeur de la déformation de la fibre la plus comprimée de 0 à sa valeur maximale (0.003 m/m). On peut, pour chaque valeur de cette déformation, par itération entre autres, trouver la position de l'axe neutre qui conduirait à l'équilibre des forces sous charge axiale nulle. Il s'agit donc, pour chaque valeur de déformation, de répéter les étapes de la section 3.2.2.

À chaque valeur de c (position de l'axe neutre) correspond une courbure (ϵ'_m/c) et un moment. Et en procédant ainsi, on arrive à tracer la courbe moment-courbure de la section du mur sous charge axiale nulle (figure 3.3).

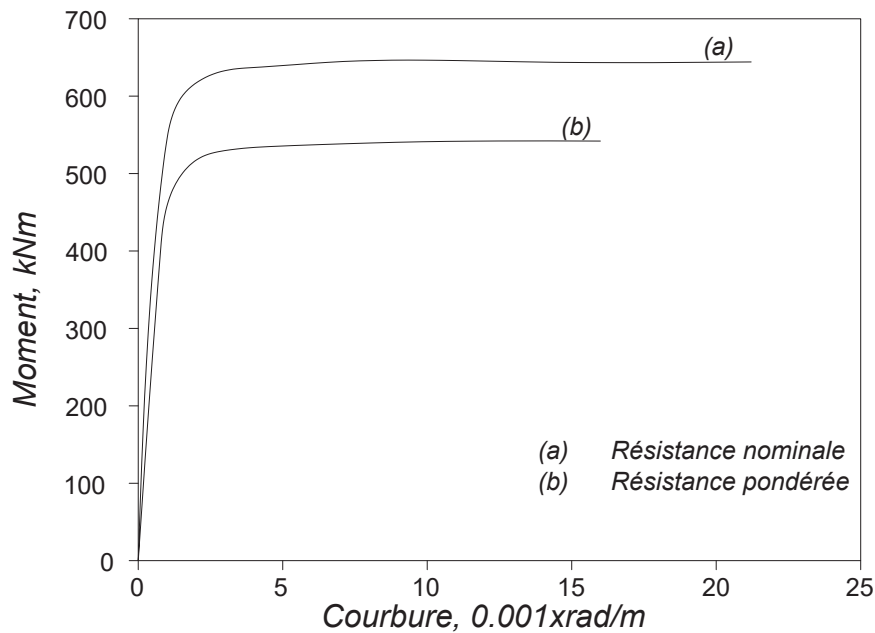


Figure 3.3 – Courbe moment-courbure à charge axiale nulle de la section du mur

3.2.4 Diagramme d'interaction

Les capacités en compression et en flexion calculées plus haut permettent de placer des points sur le diagramme. Trois autres points seront nécessaires pour avoir la forme du diagramme.

- Résistance en traction simple

$$P_{tr0} = \phi_s \sum_i A_{sti} f_{yi} = 0.85(2 \times 200 \times 435 + 6 \times 100 \times 460) = 382.5 \text{ kN}$$

- Un point entre M_{r0} et le point équilibré

Pour $c = 1000 \text{ mm}$, on a $a = 800 \text{ mm}$. À ce niveau, les contraintes (forces) de

compression dans la maçonnerie sont alors :

$$C_m = 0.85\phi_m f'_m ab_w = 0.85 \times 0.6 \times 17.94 \times 800 \times 190 = 1390.71 \text{ kN}$$

Les contraintes de compression dans les trois premières barres d'armature (celles en zone comprimée) sont :

$$f'_{s1} = 435 \text{ MPa}, f'_{s2} = 300 \text{ MPa} \text{ et } f'_{s3} = 60 \text{ MPa}.$$

La force de compression dans ces armatures est :

$$C_s = \phi_s \sum_i A'_{sti} f'_{yi} = 0.85(200 \times 435 + 100(300 + 60)) = 104.55 \text{ kN}$$

La force totale de compression est donc :

$$C = 1390.71 + 104.55 = 1495.26 \text{ kN}$$

Les contraintes de traction dans les cinq autres barres d'armature sont :

$$f_{s4} = 180 \text{ MPa}, f_{s5} = 420 \text{ MPa}, f_{s6} = 460 \text{ MPa}, f_{s7} = 460 \text{ MPa} \text{ et } f_{s8} = 435 \text{ MPa}.$$

La force de traction est donc donnée par :

$$T_s = \phi_s \sum_i A_{sti} f_{yi} = 0.85(100 \times (180 + 420 + 460 + 460) + 200 \times 435) = 203.15 \text{ kN}$$

La charge axiale correspondant :

$$P_r = 1495.26 - 203.15 = 1292.11 \text{ kN}$$

Le moment résultant calculé au centre de la section :

$$M_r = 132.09 + 170.17 + 1529.78 = 1832.04 \text{ kNm}$$

– Un autre point entre P_{r0} et le point équilibré

Pour $c = 2400 \text{ mm}$, on a $a = 1920 \text{ mm}$. À ce niveau, les contraintes (forces) de compression dans la maçonnerie sont alors :

$$C_m = 0.85 \times 0.6 \times 17.94 \times 1920 \times 190 = 3337.7 \text{ kN}$$

Les contraintes de compression dans les six premières barres d'armature (celles en zone comprimée) sont :

$$f'_{s1} = 435 \text{ MPa}, f'_{s2} = 460 \text{ MPa} \text{ et } f'_{s3} = 375 \text{ MPa}, f_{s4} = 275 \text{ MPa}, f_{s5} = 175 \text{ MPa} \text{ et } f_{s6} = 75 \text{ MPa}.$$

La force de compression dans ces armatures est :

$$C_s = 0.85(200 \times 435 + 100(460 + 375 + 275 + 175 + 75)) = 189.55 \text{ kN}$$

La force totale de compression est donc :

$$C = 3337.7 + 189.55 = 3527.25 \text{ kN}$$

Les contraintes de traction dans les deux autres barres d'armature sont :

$$f_{s7} = 25 \text{ MPa et } f_{s8} = 125 \text{ MPa.}$$

La force de traction est donc donnée par :

$$T_s = 0.85(100 \times 25 + 200 \times 125) = 23.38 \text{ kN}$$

La charge axiale correspondant :

$$P_r = 3527.25 - 23.38 = 3503.88 \text{ kN}$$

Le moment résultant :

$$M_r = 159.63 + 31.88 + 1802.36 = 1993.86 \text{ kNm}$$

La figure suivante (figure 3.4) illustre le diagramme.

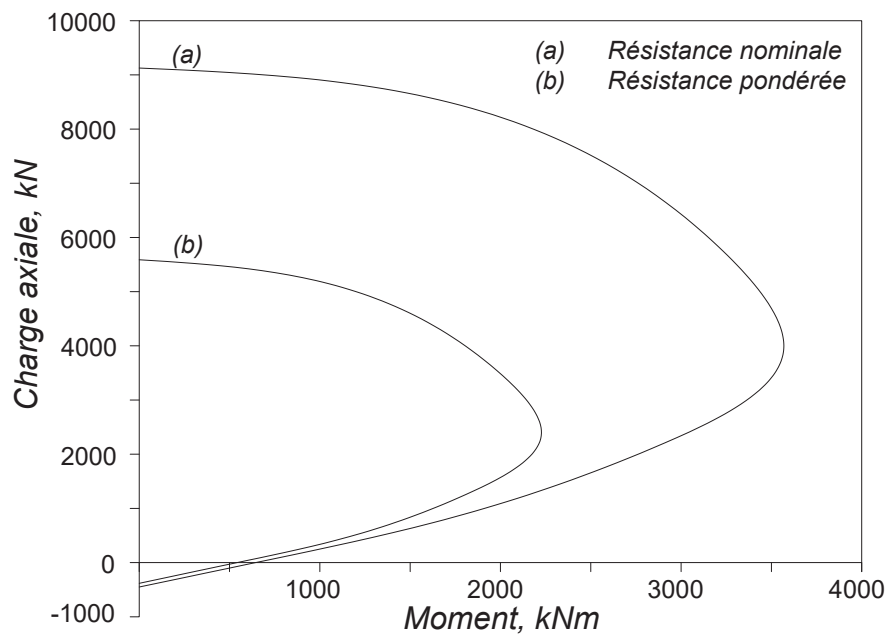


Figure 3.4 – Diagramme d'interaction de la section du mur

3.2.5 Capacité en cisaillement

L'effort tranchant pondéré maximal est :

$$V_{rmax} = 0.4\phi_m\sqrt{f'_m}b_wd_v\gamma_g = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{17.94} \times 190 \times 2400 \times 1 = 463.54 \text{ kN}$$

Si on considère que $M_f = V_f h$, on trouve :

$$\frac{M_f}{V_f d_v} = 1.17 > 1$$

La résistance au cisaillement assurée par la maçonnerie est donnée par :

$$v_m = 0.16\left(2 - \frac{M_f}{V_f d_v}\right)\sqrt{f'_m} = 0.16(2 - 1)\sqrt{17.94} = 0.68 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant pondéré est donc (équation 2.9) :

$$V_r = \phi_m(v_m b_w d_v + 0.25 P_d)\gamma_g + (0.6\phi_s A_v f_y \frac{d_v}{s})$$

$$V_r = 0.6(0.68 \times 190 \times 2400 + 0.25 \times 37000^1) \times 1 + (0.6 \times 0.85 \times 100 \times 460 \times \frac{2400}{400}) = 332.36 \text{ kN}$$

L'effort tranchant nominal est pour sa part :

$$V_n = 484.93 \text{ kN}$$

3.2.6 Résistance au glissement

L'effort de compression total qui s'exerce perpendiculairement au plan de glissement est :

$$P_{cm}^2 = 37000 + 0.85 \times (400 \times 435 + 600 \times 460) = 419.5 \text{ kN}$$

L'effort tranchant pondéré de glissement dans le plan :

$$V_r = 0.6 \times 0.7 \times 419.5 = 176.19 \text{ kN}$$

L'effort tranchant nominal de glissement est : 340.9 kN

1. Le mur pèse 37 kN
2. voir la section 2.5.2.3

Chapitre 4

CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

Ce chapitre présente une caractérisation des matériaux utilisés dans la conception du spécimen. Il comprend dans un premier temps la caractérisation de la maçonnerie constituée par le mortier, les blocs de béton et le coulis, et dans un second temps la caractérisation des barres d'armatures.

La caractérisation des matériaux est une partie essentielle du projet. Elle permet dans un premier temps d'estimer les résistances caractéristiques des matériaux utilisées dans le calcul de la capacité du spécimen en compression, en flexion, en cisaillement, ... : la résistance spécifique en compression de la maçonnerie, la résistance spécifiée et ultime de l'acier, ... Dans un second temps, ces données vont être utilisées dans le modèle numérique pour une meilleure comparaison entre les modèles expérimental et numérique.

4.1 CARACTÉRISATION DE LA MAÇONNERIE

La résistance à la compression spécifiée de la maçonnerie, f'_m utilisée pour le calcul de la résistance des éléments doit être déterminée selon les résultats des essais effectués conformément à la norme CSA S304 [11]. Elle fait intervenir la résistance à la compression basée sur les essais effectués sur les éléments, le mortier, le coulis et aussi sur les prismes de maçonnerie.

4.1.1 Le mortier

Deux (2) groupes de neuf (9) échantillons de mortier standard de type N à base de ciment Portland de forme cubique de 5 cm de côté selon la norme ASTM C270 [17], ont fait l'objet d'un essai de compression à 28 jours afin de déterminer la résistance en compression du mortier utilisé dans les prismes de maçonnerie et dans le spécimen. La moyenne arithmétique des résistances du total des 18 prismes de mortier est de 6.33 MPa pour un écart-type de 0.59 MPa (un coefficient de variation de 9.29%)

Le tableau suivant (tableau 4.1) présente les résultats des essais de compression sur les cubes de mortier. Ce tableau est partagé en deux groupes. Le premier groupe représente

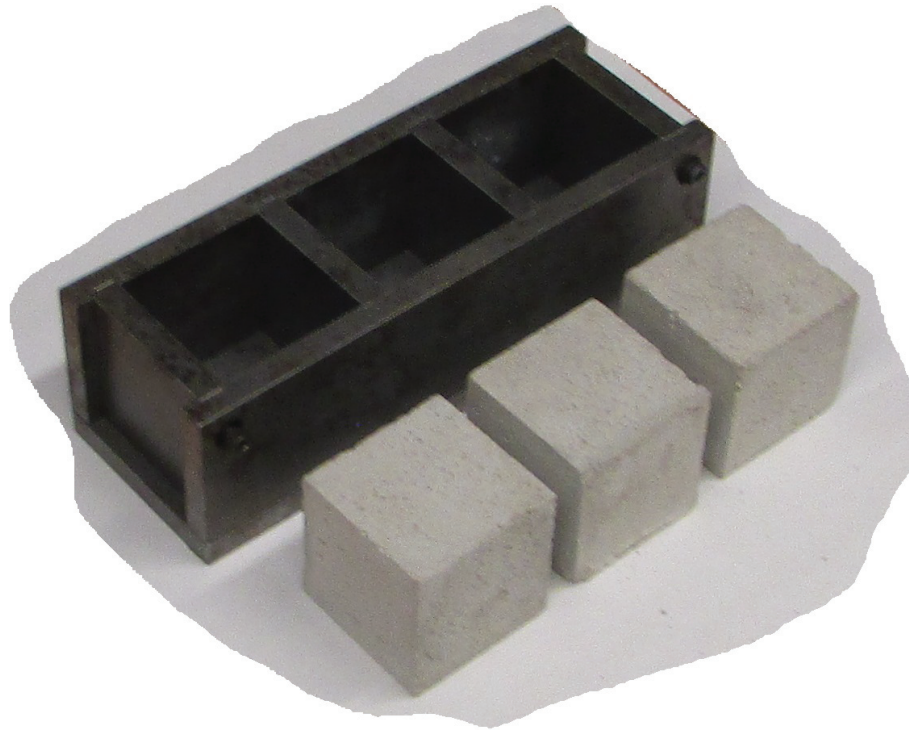


Figure 4.1 – Cubes de mortier

le mortier utilisé dans les prismes de maçonnerie et le second groupe celui utilisé dans le spécimen. Les valeurs de résistance moyenne et de coefficient de variation (v) répondent aux exigences de la norme ASTM C270 [17].

4.1.2 Le coulis

Après 28 jours de mûrissement à l'air libre, trois échantillons prismatiques de coulis (95 x 95 x 190 mm) ont été testés selon les normes ASTM C1019 et ASTM C39 [14] [18] afin de déterminer la contrainte de compression du coulis.

La figure (figure 4.3) illustre le résultat des tests pour une valeur moyenne de 15.3 MPa supérieure à la valeur exigée par la norme (14 MPa).

4.1.3 Les unités de bloc

Trois échantillons d'unité de blocs remplie de coulis a été l'objet d'un essai de compression centrée avec les cellules parallèles à la direction du chargement.

Suivant les recommandations de la norme ASTM C140 [21], la vitesse de réalisation de l'essai a été ajustée pour que la deuxième moitié de la totalité de la charge soit appliquée dans un intervalle de 1 à 2 minutes. Ainsi, un taux de 0,625mm/min a été utilisé pour la rupture des blocs en compression.

Tableau 4.1 – Résultats des essais de compression sur les cubes de mortier

Groupe	Échantillons	Forces (lb)	Résistances (MPa)	Moyennes (MPa)	v (%)
1 Prismes	1	3750	6.67	6.37	3.77
	2	3500	6.23		
	3	3700	6.58		
	4	3400	6.05		
	5	3500	6.23		
	6	3250	5.78		
	7	3500	6.23		
	8	3750	6.67		
	9	3850	6.85		
2 Mur	1	3700	6.58	6.29	8.54
	2	4100	7.30		
	3	4270	7.60		
	4	3500	6.23		
	5	3250	5.78		
	6	3500	6.23		
	7	3000	5.34		
	8	3000	5.34		
	9	3500	6.23		



Figure 4.2 – Échantillons de coulis testés

La valeur moyenne des résistances pour les trois échantillons est de 31.69 MPa (tableau 4.2); ce qui donne, après interpolation des valeurs du tableau 2.5 pour un mortier de type N, une valeur de 12.34 MPa. Les valeurs de déplacement correspondent à une moyenne arithmétique des valeurs enregistrées (correspondant à la charge maximale) par les potentiomètres (au nombre de 4).

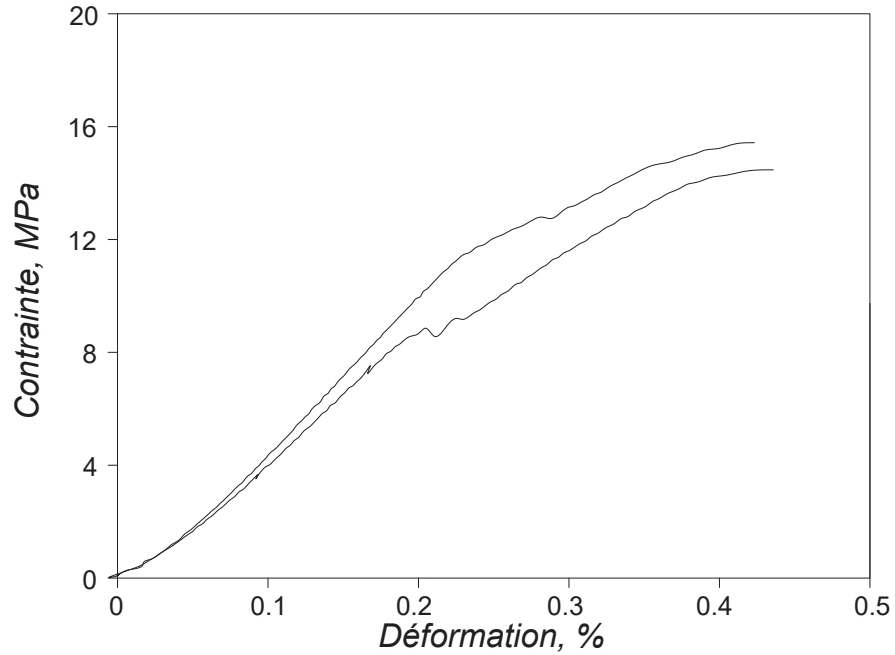


Figure 4.3 – Courbe contrainte-déformation des coulis testés



Figure 4.4 – Test de compression sur les unités de bloc

Tableau 4.2 – Résistance à la compression des unités de bloc

Échantillons	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)	f'_m (MPa)
1	2381.46	1.09	32.14		
2	2215.42	1.24	29.90	31.69	12.34
3	2448.06	1.12	33.04		

4.1.4 Murets

Avec la même vitesse de chargement que les unités de bloc (0.625 mm/min), trois échantillons de murets de deux moitiés de bloc ont été testés au laboratoire.

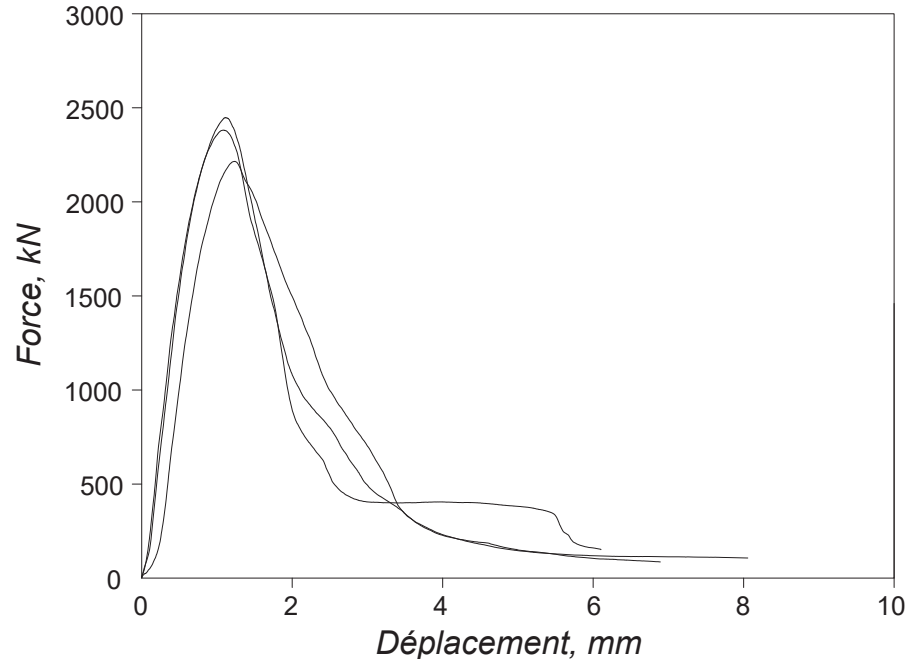


Figure 4.5 – Courbes force-déplacement des unités de bloc



Figure 4.6 – Test de compression sur les murets de deux moitiés de bloc

La valeur moyenne des résistances pour les trois échantillons est de 23.61 MPa (tableau 4.2).

Pour corriger la résistance accrue des petits prismes ($h/t < 5$), la norme CSA S304 [11] recommande d'utiliser des facteurs de correction en fonction du rapport hauteur/épaisseur.

Après l'application du facteur de correction (85% de la valeur, tableau 4.3), on trouve une valeur de 20.07 MPa.

Les mêmes considérations ont été faites pour les murêts de deux unités et ceux de quatre rangées mais le facteur de correction est de 96% pour les murêts de quatre rangées

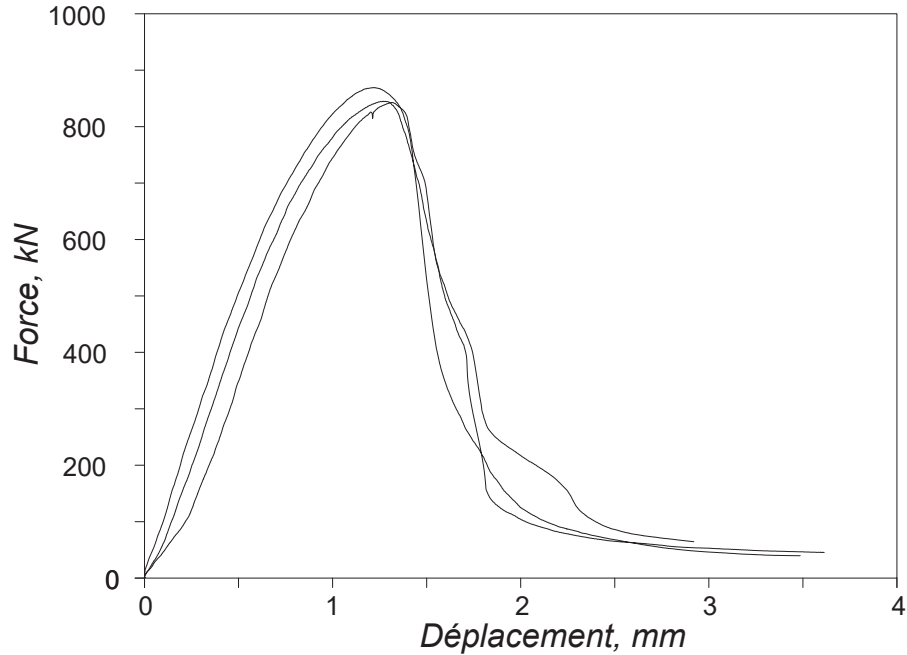


Figure 4.7 – Courbes force-déplacement des murets de deux moitiés de bloc

Tableau 4.3 – Facteurs de correction [11]

Rapport hauteur/épaisseur	Facteur de correction
2	0.85
3	0.90
4	0.95
5 à 10	1.00

Tableau 4.4 – Résistance à la compression des murêts de deux moitiés

Échantillons	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)	valeur corrigée (MPa)
1	842.81	1.31	23.35		
2	845.04	1.27	23.41	23.61	20.07
3	869.19	1.22	24.08		

étant donné ses dimensions.

Tableau 4.5 – Résistance à la compression des murêts de deux unités

Échantillons	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)	valeur corrigée (MPa)
1	1812.54	1.45	24.46		
2	1739.93	1.3	23.48	23.83	20.26
3	1745.74	1.27	23.56		

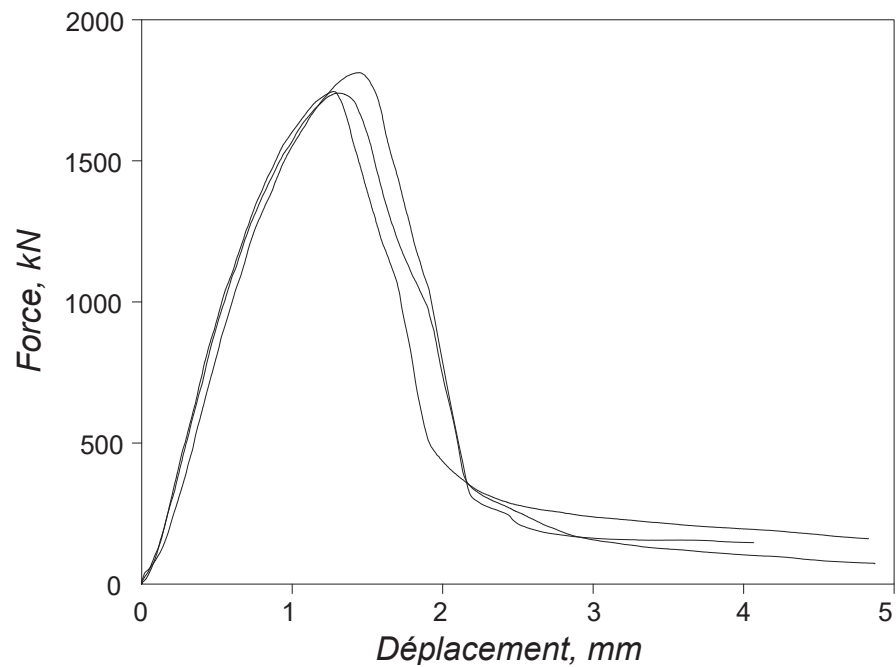


Figure 4.8 – Courbes force-déplacement des murets de deux unités

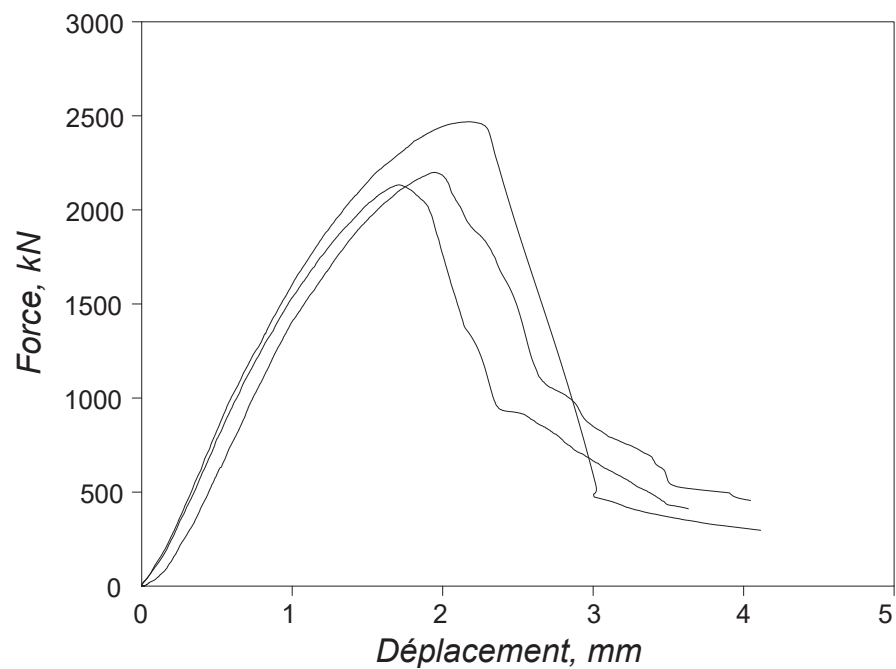


Figure 4.9 – Courbes force-déplacement des murets de quatre rangées (600x800 mm)

Tableau 4.6 – Résistance à la compression des murêts de quatre rangées (600x800 mm)

Échantillons	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)	valeur corrigée (MPa)
1	2199.85	1.95	19.3		
2	2132.94	1.71	18.71	19.89	19.1
3	2468.63	2.17	21.65		

4.1.5 Murêts pour la compression diagonale

La composition des contraintes verticales et latérales peut amener à une rupture par traction diagonale. Pour caractériser le comportement de la maçonnerie en cisaillement ou en traction diagonale, des murêts de dimensions 1.20m x 1.20 m ont subi un test de compression diagonale conformément à la norme ASTM E519 [20] visant à déterminer la résistance en cisaillement de la maçonnerie (Fig. 4.10).

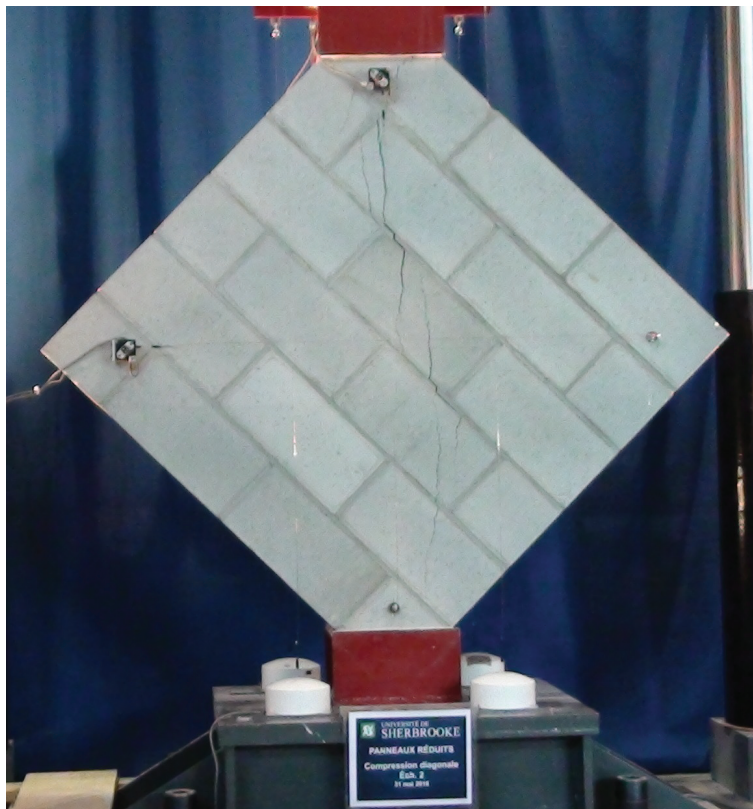


Figure 4.10 – Test de compression diagonale

Comme on peut le voir sur la figure, le mur carré est orienté à 45 degrés pour permettre l'application de la charge de compression diagonale. Les deux extrémités ont été traitées pour une application adéquate de la charge. Les deux capteurs permettent de lire la déformation en compression verticale (diagonale) et en traction dans la direction orthogonale

(diagonale).

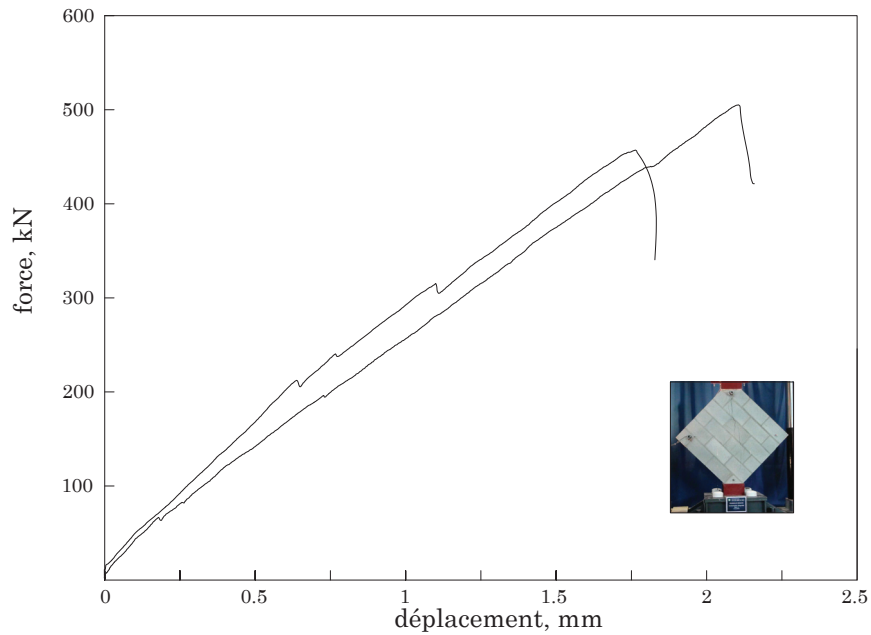


Figure 4.11 – Courbes force-déplacement pour la compression diagonale

La norme ASTM E519 [20] propose une formule pour évaluer la résistance en cisaillement pour la compression diagonale :

$$S = 0.707 \frac{P}{A} \quad (4.1)$$

Avec

$$A = \left(\frac{w + h}{2}\right)t$$

S résistance en cisaillement
 P charge maximale
 A aire équivalente en cisaillement
 w, h, t dimensions du spécimen

On peut lire dans le tableau 4.7 la valeur moyenne de 1.5 MPa obtenue pour la résistance en cisaillement.

Tableau 4.7 – Résistance en cisaillement des spécimens

charge P, kN	déplacement d, mm	résistance S, MPa	moyenne MPa
457.06	1.83	1.42	
505.12	2.16	1.75	1.5

4.1.6 Estimation finale de f'_m

Après interpolation des valeurs de résistance en compression des unités de bloc suivant le tableau 2.5, on a trouvé une valeur moyenne de résistance spécifique en compression de 12.34 MPa selon la norme CSA S304 [8]. Les résistances à la compression des murêts de deux moitiés, deux unités et quatre rangées sont respectivement 20.07 MPa, 20.26 MPa et 19.1 MPa

La moyenne des résistances à la compression des prismes est de 17.94 MPa qui sera finalement la valeur de la résistance en compression pour la maçonnerie.

4.2 CARACTÉRISATION DES BARRES D'ARMATURES

Toutes les armatures utilisées dans la construction du spécimen (y compris la base et la poutre de transfert) ont subi un essai de traction uniaxiale visant à définir les lois de comportement de ces armatures et ainsi en sortir en autres, leurs limites élastique et de rupture.

Des échantillons de 350 mm de longueur des trois catégories d'armatures utilisées dans le spécimen (10M, 15M et 25M) sont testées à cet effet. Le test est réalisé sur les 100 mm centraux de l'échantillon sur toute la section de la barre pour les 10M et 15M et sur une section de diamètre d'environ 20 mm pour les 25M.



Figure 4.12 – Test de traction sur les barres d'armatures

Les courbes contraintes-déformations sont définies dans les figures ci-après.

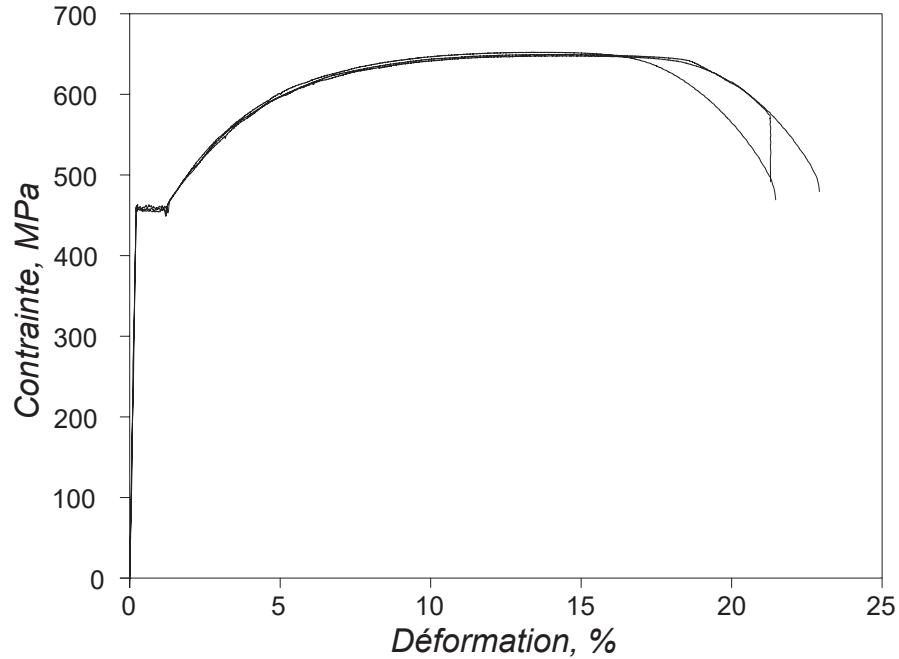


Figure 4.13 – Courbes contraintes-déformations des échantillons d'armatures 10M

Tableau 4.8 – Résultats de l'essai de traction sur les échantillons de barre 10M

Échantillon	Déformation (limite élastique)	Contrainte (limite élastique, MPa)	Déformation (ultime)	Contrainte (ultime, MPa)	Module d'Young (MPa)
1	0.002207	460.64	0.2675	649.84	208748
2	0.002409	457.51	0.2665	648.02	189909
3	0.002347	460.12	0.2541	652.46	196017
Valeur finale	0.0023	460	0.26	650	200000

Tableau 4.9 – Résultats de l'essai de traction sur les échantillons de barre 15M

Échantillon	Déformation (limite élastique)	Contrainte (limite élastique, MPa)	Déformation (ultime)	Contrainte (ultime, MPa)	Module d'Young (MPa)
1	0.001921	432.37	0.3318	563.89	225131
2	0.002403	436.09	0.3353	564.34	181511
3	0.002043	436.91	0.3066	564.07	213839
Valeur finale	0.002175	435	0.32	564	200000

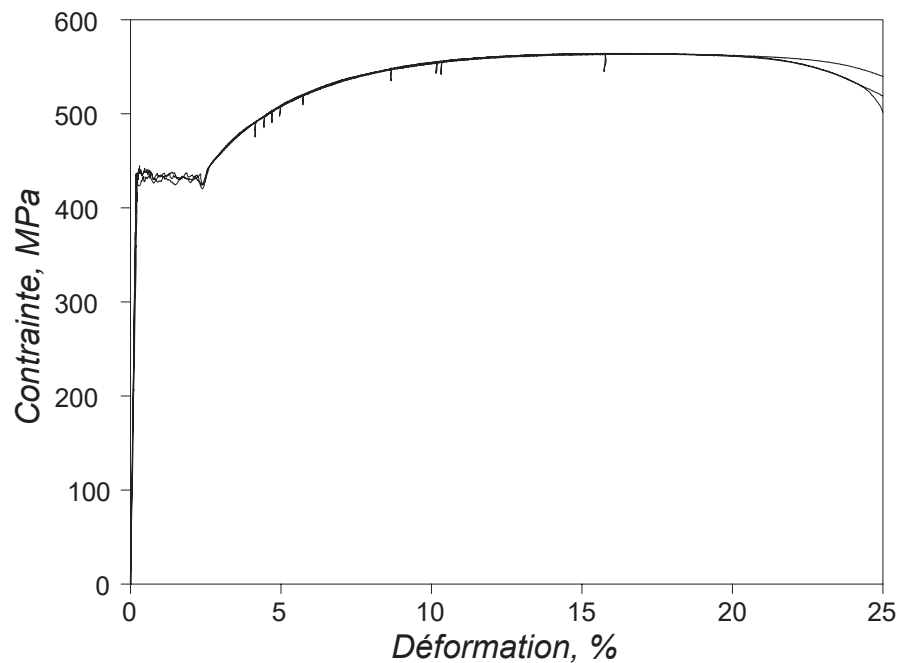


Figure 4.14 – Courbes contraintes-déformations des échantillons d'armatures 15M

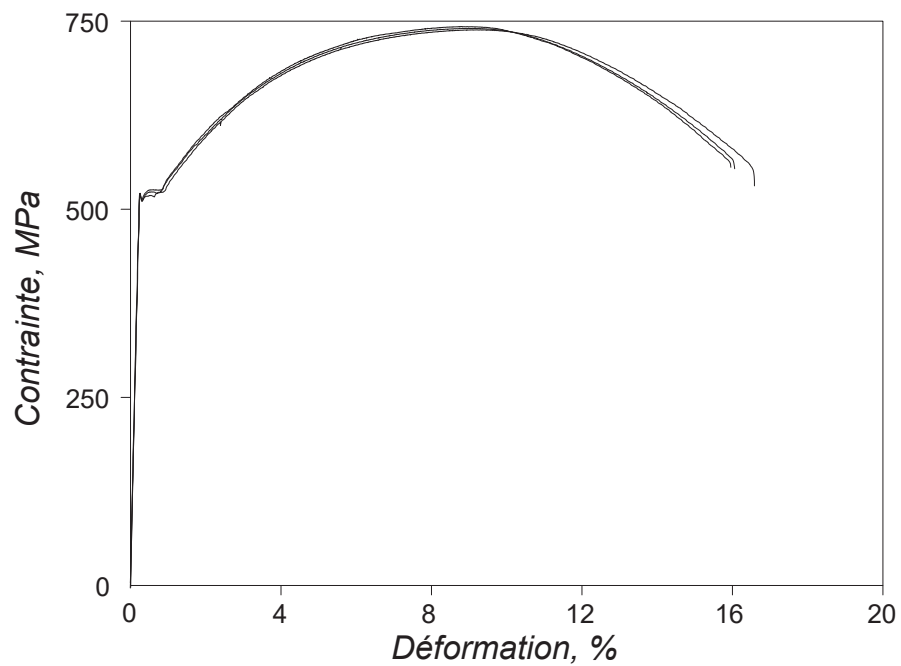


Figure 4.15 – Courbes contraintes-déformations des échantillons d'armatures 25M

Tableau 4.10 – Résultats de l'essai de traction sur les échantillons de barre 25M

Échantillon	Déformation (limite élas- tique)	Contrainte (li- mite élastique, MPa)	Déformation (ultime)	Contrainte (ul- time, MPa)	Module d'Young (MPa)
1	0.002136	519.07	0.1244	742.87	243040
2	0.002443	519.31	0.1254	740.54	212567
3	0.002183	519.43	0.126	738.5	237894
Valeur finale	0.0026	519	0.125	741	200000

Chapitre 5

PRÉDICTION DU COMPORTEMENT

Ce chapitre permet une estimation ou une prédiction du comportement du mur par le biais de modèles numériques. L'étude de la section du mur est faite avec le logiciel MNPhi [53] où l'on profite pour évaluer certaines données nécessaires à l'amorcement de l'essai quasi-statique. La prédiction du comportement a surtout été effectuée avec le programme OpenSees [48].

5.1 ÉTUDE DE LA SECTION : MNPHI

Le logiciel MNPhi a été conçu pour l'analyse des sections en béton armé. On peut donc l'utiliser pour une section en maçonnerie armée puisque son analyse se fait de la même façon.

Pour la maçonnerie, un diagramme de type parabole a été utilisé ($f_c = -17.94$ MPa voir section 4.1.6, $\epsilon_{max} = -0.003$ [11]) avec une traction de type "Vecchio & Collins".

Les aciers sont de type "écrouissage" dont les propriétés (voir section 4.2) sont présentées dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 – Propriétés des aciers

type	f_y MPa	ϵ_y	ϵ_{sh}	f_{su} MPa	ϵ_{su}
10M	460	0.0023	0.013	650	0.141
15M	435	0.00218	0.025	564	0.163

La figure 5.1 nous donne une illustration de la courbe moment-courbure obtenue (résistance nominale). On comprendra ici qu'il s'agit de prédire le comportement de la section et qu'il n'y a pas lieu de comparer la figure 5.1 à la figure 3.3 qui a été calculée manuellement sans prendre en considération l'effet de l'écrouissage des barres d'armature.

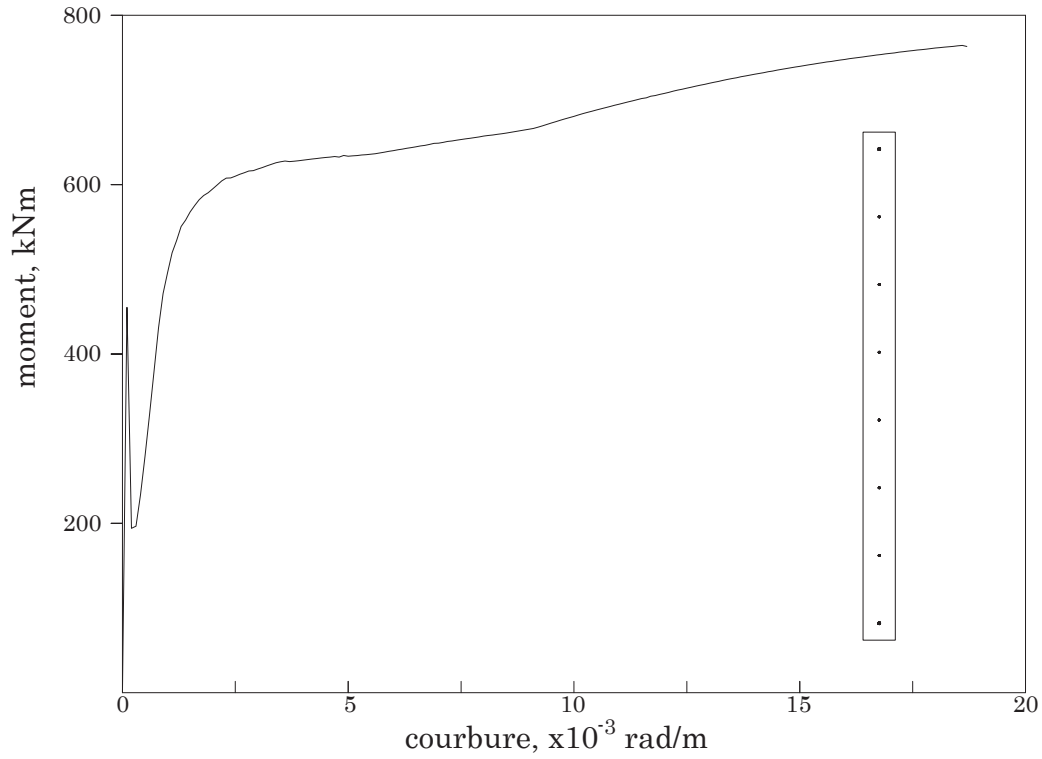


Figure 5.1 – Courbe moment-courbure avec MNPhi

On peut aussi tracer la courbe d'interaction (figure 5.2).

L'évaluation préliminaire des forces et des déplacements à la fissuration et à la plastification a été faite sur MNPhi et les résultats sont présentés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 – Estimation des déplacements à la fissuration et à la plastification

	φ $\times 10^{-3}$ rad/m	M kNm	Δ mm	F kN
fissuration	0.3	196.62	0.676	75.623
plastification	0.79	425.55	1.779	163.673

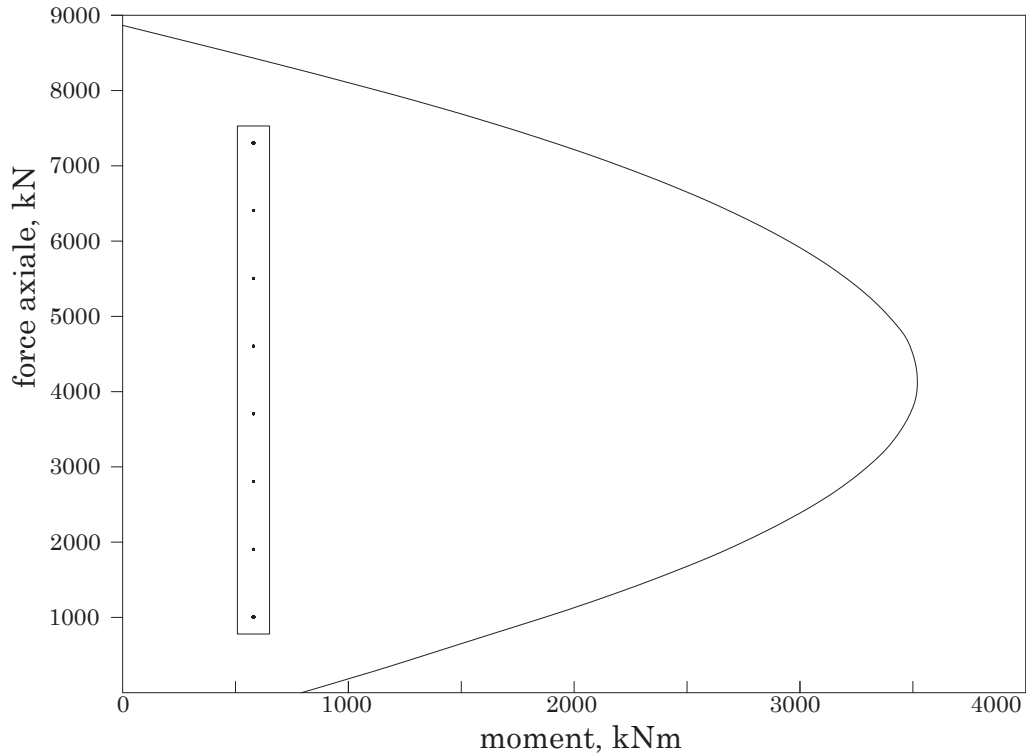


Figure 5.2 – Courbe d'interaction avec MNPhi

5.2 PRÉDICTION DU COMPORTEMENT : OPENSEES

Le modèle utilisé pour prédire le comportement du mur est un modèle avec des éléments MVLEM (Multiple Vertical Line Element Model).

Il permet de simuler le comportement d'un mur en béton armé contrôlé par la flexion. La réponse de ce système fait intervenir une série d'éléments (macro-fibres). Le calcul des rotations et des déplacements latéraux sont basés sur la courbure du mur découlant des propriétés du mur.

Le modèle comprend sept (7) noeuds sur toute sa hauteur depuis l'encastrement à la base jusqu'au niveau de l'application du chargement approximativement à la même position des capteurs pour l'essai cyclique. La section est faite de huit macrofibres rectangulaires de 375 mm x 190 mm.

Pour la maçonnerie, le matériau "Concrete02" a été utilisé avec les mêmes propriétés que sur MNPhi. Le modèle "ReinforcingSteel" avec écrouissage tout comme sur MNPhi a aussi été utilisé pour les aciers 10M et 15M.

Le même chargement cyclique de l'essai est implémenté dans le programme et la courbe hystérésis est présentée à la figure 5.3.

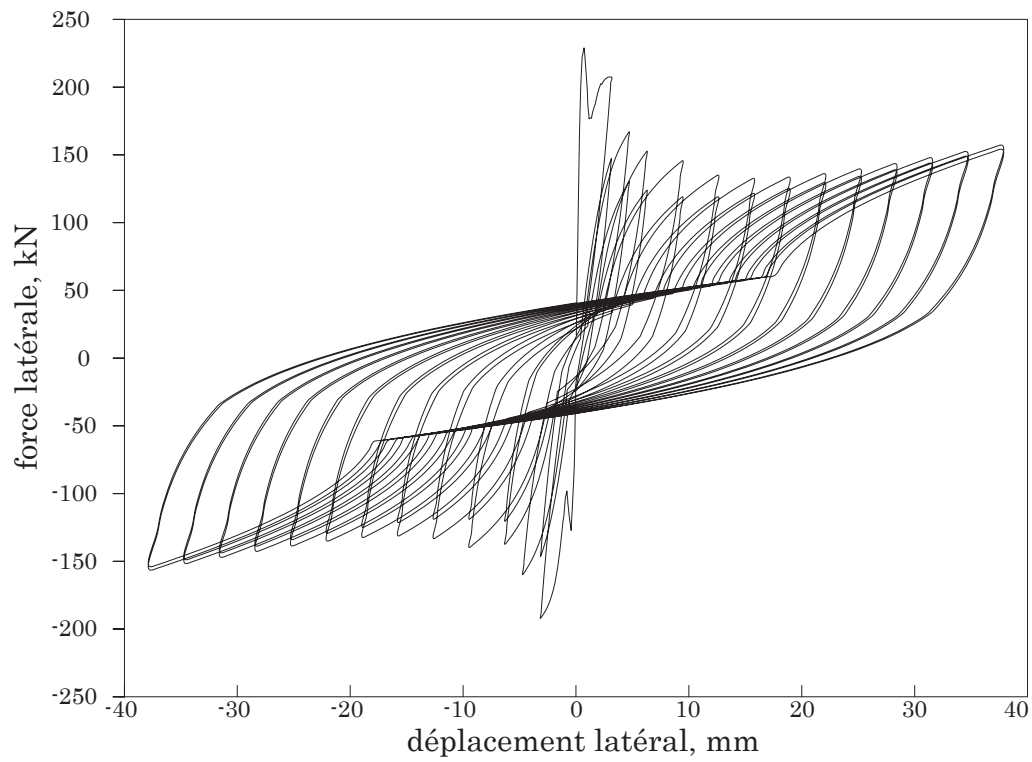


Figure 5.3 – Courbe hystérésis avec OpenSees

Chapitre 6

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Dans ce chapitre est présenté le programme expérimental du projet qui comprend le montage expérimental, le système d'acquisition des données, les procédures relatives à la réalisation de l'essai cyclique quasi-statique et des éléments de comparaison avec le montage de deux précédents projets : deux étudiants (Yvener Gertin [33] et Marc-Antoine Laplante [39] ont chacun testé un mur ($M_{YG} - 10$, $M_{MAL} - 5$) de mêmes dimensions que celui qui est présenté à la section 3.1 mais de charges verticales différentes, on rappelle qu'aucune charge axiale n'est appliquée sur le mur présenté à la section 3.1 ($M_{AA} - 0$) pendant l'essai).

6.1 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Le montage est constitué du système d'application des charges et du spécimen de mur en maçonnerie armée, complètement rempli de coulis. Le spécimen est surmonté d'une poutre en béton armé permettant l'application de la charge latérale. Le mur de 190 mm d'épaisseur fait 2.60 m de hauteur (3.025 m avec la poutre) pour une longueur de 3 m. Contrairement à ceux d'Yvener et de Marc-Antoine ce montage ne fait pas intervenir un système d'application de charges verticales.

6.2 SYSTÈME D'ACQUISITION DES DONNÉES

Le système d'acquisition des données est constitué d'une série de jauges de déformation et de capteurs de déplacement. Les jauges sont appliquées sur les barres d'armatures permettant ainsi d'étudier l'évolution des déformations dans les armatures durant l'essai, principalement en zone de rotule plastique. Les capteurs de déplacement sont associés à tous les types de déplacement que peut subir le spécimen et positionnés à des endroits précis selon la nature du déplacement à étudier. Ce système, comme celui du spécimen de Marc-Antoine, compte 29 jauges de déformation et 27 capteurs de déplacement dont 24 potentiomètres et 3 LVDT, contrairement à celui d'Yvener qui comptait 24 jauges et 15 capteurs. Ces modifications ont été réalisées dans le souci d'une meilleure analyse du comportement du mur surtout dans la région de la rotule plastique. Les figures 6.1 et 6.2

donnent une indication sur le positionnement des jauges et des capteurs utilisés dans le montage.

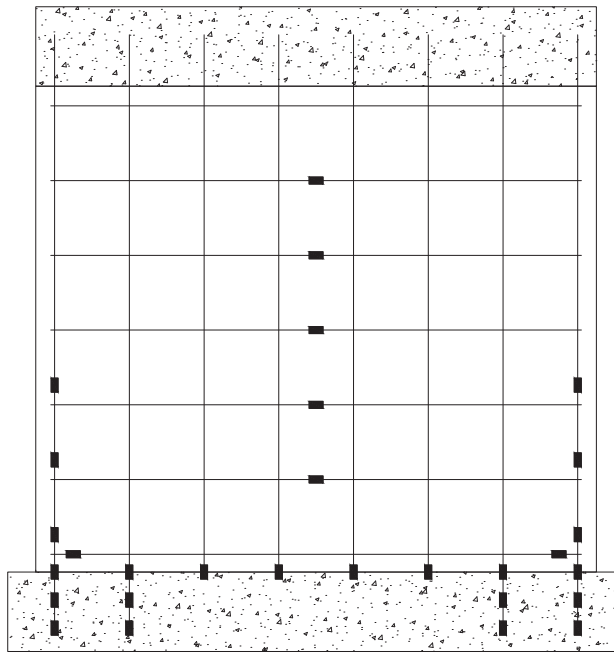


Figure 6.1 – Positionnement des jauges

Le tableau 6.1 présente une description des capteurs utilisés dans le montage. On pourra se référer à la figure 6.2 pour la position de chacun de ces capteurs.

Tableau 6.1 – Détails des capteurs

Capteur	Type	Course, mm	Description
1-2	LVDT	12.7	déplacement en glissement
3-4	potentiomètre	25.4	soulèvement du mur
5-6	potentiomètre	127	déplacement en cisaillement
7	potentiomètre	50.8	déplacement latéral
8-10	potentiomètre	127	déplacement latéral
11-12	potentiomètre	254	déplacement latéral
13	LVDT	2.54	déplacement de la fondation
14-23	potentiomètre	50.8	déplacement vertical
24-27	potentiomètre	127	déplacement vertical

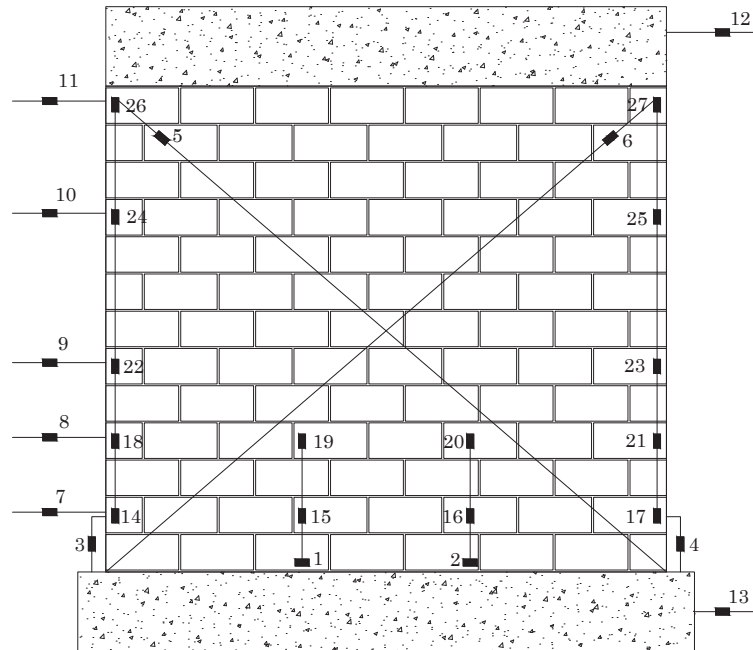


Figure 6.2 – Positionnement des capteurs

6.3 PROTOCOLES DE CHARGEMENT ET PROCÉDURES D'ESSAIS

6.3.1 Système de chargement

Le système de chargement est constitué du système d'application des charges latérales et d'un dispositif de contreventement hors plan. Le système d'application des charges latérales est constitué de deux vérins hydrauliques supportés par un mur de réaction. Le mur de réaction (7 m de haut) a une résistance en cisaillement de 8000 kN et en soulèvement de 25000 kNm.

Chaque vérin a une capacité de 500 kN pour une course maximum de ± 375 mm et muni de deux instruments de mesure interne, une cellule pour la force appliquée et un capteur pour le déplacement relatif du vérin.

6.3.2 Procédures d'essais

La procédure adoptée pour stimuler l'effet sismique consiste en l'application d'une série de déplacements contrôlés multiples d'un déplacement de référence préalablement fixé. La séquence de chargement comprend deux parties : la première partie ou pré-test permet entre autres de vérifier le bon fonctionnement du montage, d'estimer le déplacement à la plastification, Δ_y , habituellement choisi comme déplacement de référence. Elle consiste en l'application de cycles de déplacement (5 cycles par seconde) par incrément jusqu'au

changement de pente de la courbe enveloppe. La deuxième partie qui est le test proprement dit consiste en l'application d'une série de multiple de Δ_y jusqu'à l'arrêt, le critère d'arrêt étant une perte significative de la résistance habituellement fixée à 20% de la résistance maximale du spécimen, à une rupture d'armature verticale ou à tout autre forme de dégradation assez grande pour que le mur ne reprenne plus de charge significative.

Chapitre 7

RÉSULTATS DE L'ESSAI QUASI-STATIQUE

Dans les lignes qui suivent seront présentés le déroulement, les résultats de l'essai et les différentes analyses relatives à l'essai.

7.1 DÉROULEMENT DE L'ESSAI : OBSERVATIONS

L'essai comprend deux parties : le prétest et le test comme indiqué au chapitre 6. Pour le prétest, la vitesse de chargement était de 0.01 mm/s (contre 0.02 mm/s pour les deux autres murs). Le prétest a permis, couplé avec les calculs théoriques, d'estimer Δ_y à 1.0 mm pour une force $F \leq 50kN$ sécuritaire, (la fissuration est théoriquement estimée à 75 kN (voir tableau 5.2)), on a tout de même pas réussi à éviter toute forme de fissuration. En considérant le changement de pente sur la courbe (Force-Déplacement) qu'on pouvait voir sur le moniteur pendant le prétest, les déformations dans les barres aux extrémités avoisinant ϵ_y à ce même moment, on a pu estimer Δ_y à 3.1 mm comme on peut le lire dans le tableau 7.1. On constate que les forces sont en accord avec les valeurs théoriques estimées.

Tableau 7.1 – Estimation de Δ_y

cycle	force, kN	Δ_y , mm
poussée	200.6	3.25
tirée	167	2.97
moyenne	183.8	3.1

Le test (deuxième partie) s'est déroulé à la vitesse de 0.2 mm/s (la même que les autres murs) avec un déplacement de référence de 3.1 mm correspondant à la dernière estimation de Δ_y .

À $1.5\Delta_y$ ($F^+ = 235$ kN, $F^- = 196$ kN) on a déjà constaté du glissement à l'interface.

La première fissure de compression est survenue à $3\Delta_y$ ($F^+ = 188$ kN, $F^- = 159$ kN), elle est arrivée au coin ouest.

À $5\Delta_y$ ($F^+ = 248$ kN, $F^- = 172$ kN), on a atteint la résistance maximale en poussée. On a aussi constaté que le phénomène de glissement continue d'augmenter et que les LVDT correspondants approchaient leur limite (± 0.5 pouce). Il a fallu apporter des modifications avant de passer à $6\Delta_y$: les LVDT 1 et 2 (voir tableau 6.1 et figure 6.2) responsables du glissement ont été modifiés de façon à pouvoir continuer de mesurer le glissement du mur. Ils ont été modifiés de façon à ce que chacun puisse supporter 25.4 mm au lieu d'avoir une course centrée (± 12.7 mm) comme ils étaient avant. Après la modification, un d'entre eux a du travailler uniquement en poussée¹, tandis que l'autre uniquement en tirée².

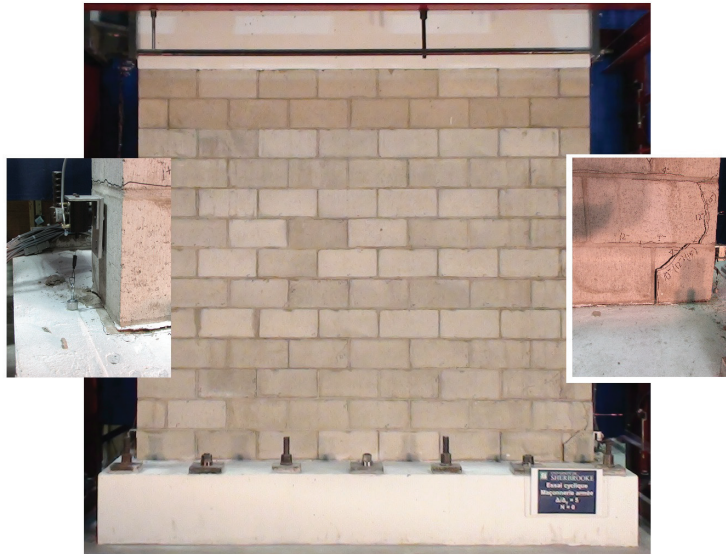


Figure 7.1 – État du mur à $5\Delta_y$

À $6\Delta_y$ ($F^+ = 243$ kN, $F^- = 184$ kN), on a perdu le coin inférieur ouest (gauche), les potentiomètres 3 et 7 (figure 6.2) (mesure respectivement de déplacement latéral et de renversement) ont été retirés.

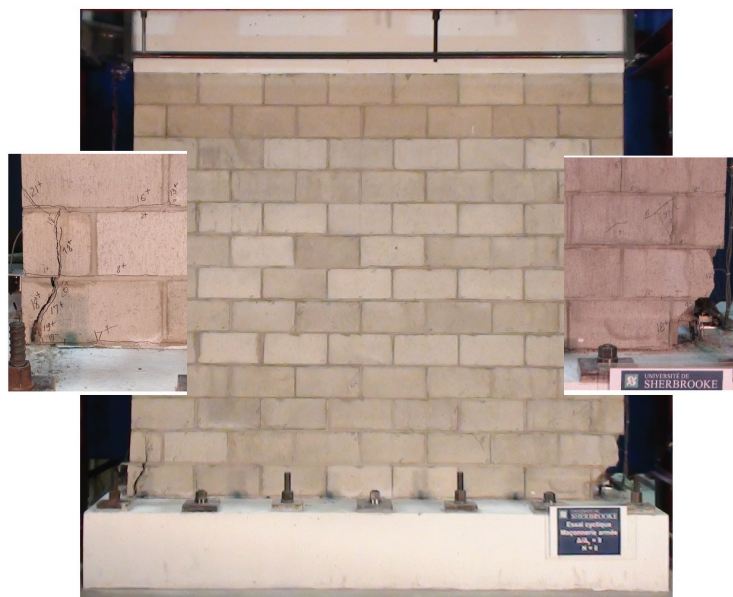
À $7\Delta_y$ ($F^+ = 163$ kN, $F^- = 196$ kN), on a pu remarquer une lente mais certaine diminution du glissement et aussi la première apparition de fissures de compression au côté est (droit).

À $8\Delta_y$ ($F^+ = 204$ kN, $F^- = 218$ kN), on a constaté un net flambement de la barre 15M au coin ouest.

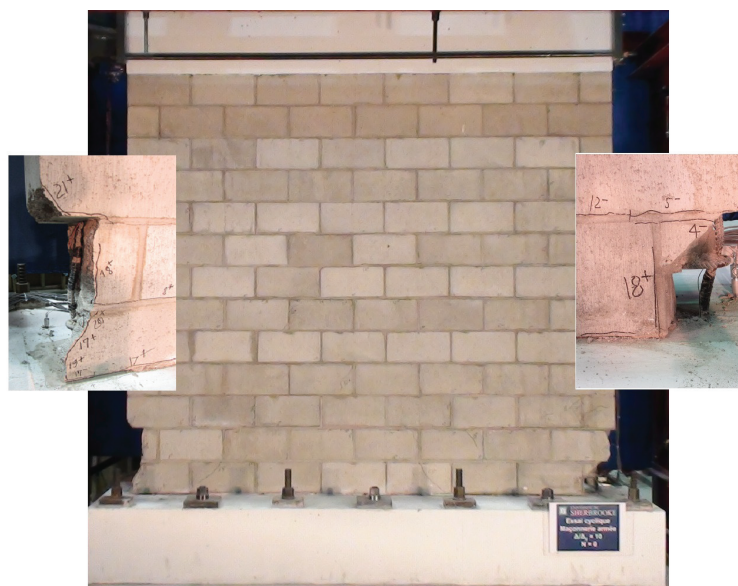
À $9\Delta_y$ ($F^+ = 206$ kN, $F^- = 222$ kN), on a atteint la résistance maximale en tirée.

À $10\Delta_y$ ($F^+ = 190.1$ kN, $F^- = 220$ kN), on a une perte de plus de 20% de la résistance maximale en poussée, on a perdu le coin inférieur est. Les potentiomètres 4, 17 et 21 ont

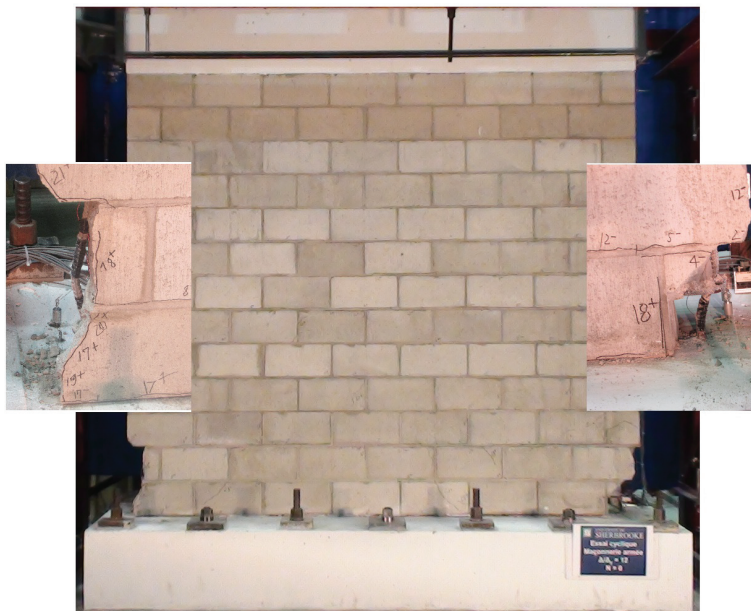
-
1. de gauche vers la droite
 2. de droite vers la gauche

Figure 7.2 – État du mur à $9\Delta_y$

été enlevés (mesure de déplacement vertical et de renversement). On a aussi constaté un flambement de la barre 15M au coin est.

Figure 7.3 – État du mur à $10\Delta_y$

L'essai s'est arrêté à $12\Delta_y$ ($F^+ = 138$ kN, $F^- = 160$ kN). À ce stade, on a un endommagement important des deux cotés du mur. On s'est arrêté à 33% de perte en résistance en poussée contre 14% de perte en tirée.

Figure 7.4 – État du mur à $12\Delta_y$

La figure 7.5 donne une illustration en fonction du temps de l'excitation cyclique appliquée.

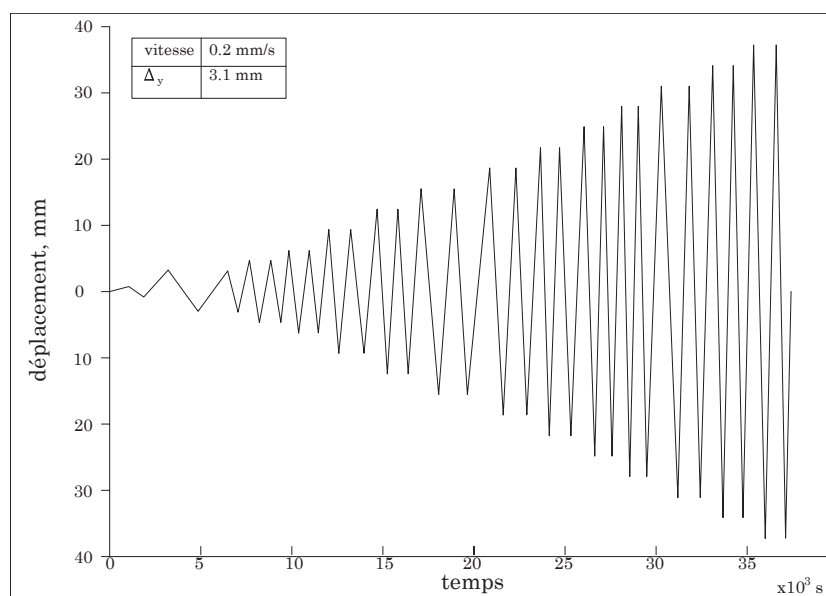


Figure 7.5 – Historique du déplacement

7.2 COURBE HYSTÉRÉSIS DU DÉPLACEMENT TOTAL

La figure 7.6 présente la courbe hystérésis du déplacement total assez semblable avec la prédiction sur OpenSees. À première vue, on voit déjà que la courbe est asymétrique,

même si elle tend à avoir une certaine symétrie en approchant la fin de l'essai. Cette asymétrie a été observée durant l'essai : les déformations ont été plus significatives au coté ouest du mur. La forme étalée de la courbe vient des forts déplacements en glissement enregistrés au cours de l'essai. Par souci de comparaison, on en profite pour présenter la courbe force-déplacement des précédents murs [39] [33] (figure 7.7).

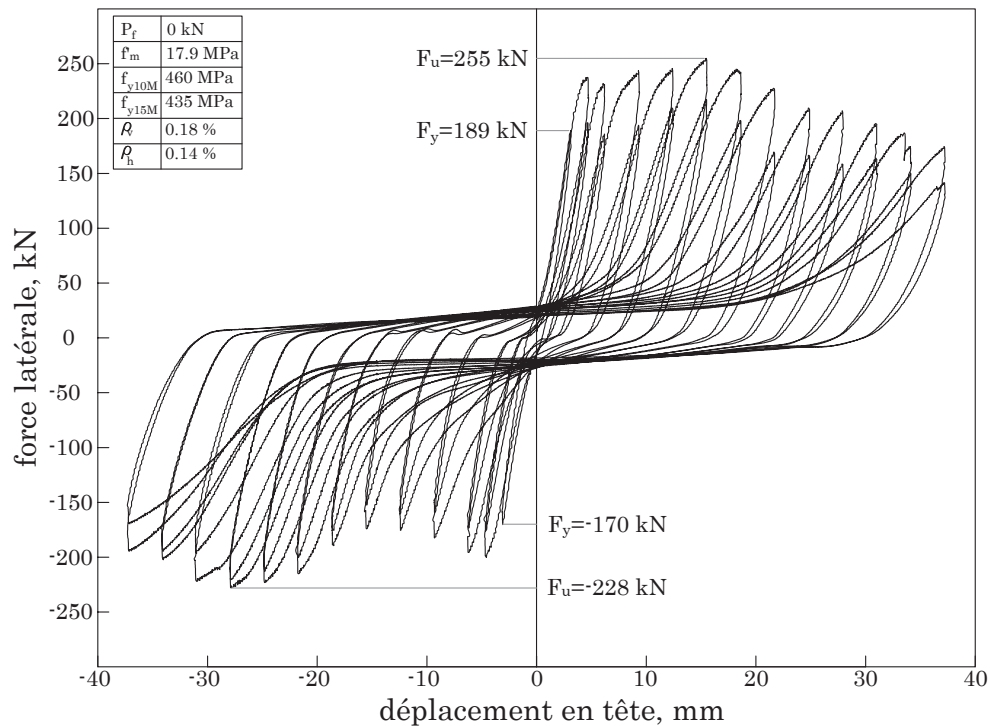


Figure 7.6 – Courbe hystérésis du déplacement total

Le mur a surtout subi de forts déplacements en glissement. On a eu aussi des déplacements significatifs en cisaillement et en soulèvement mais très peu en flexion. Il aura fallu attendre à très tard durant le déroulement de l'essai pour enregistrer des déplacements significatifs en flexion toutefois très faibles par rapport au glissement quand on a commencé à observer l'écrasement des blocs, la plastification (jusqu'au flambage) des barres d'aciers verticaux aux coins inférieurs, etc. La figure 7.8 donne une idée de la comparaison de la contribution de chaque type de déplacement dans le déplacement total avec les murs $M_{YG} - 10$ et $M_{MAL} - 5$. On peut remarquer que la contribution en flexion est peu élevée pour le mur $M_{AA} - 0$ et cette contribution s'augmente à mesure que la charge axiale augmente. Par contre, la contribution en glissement est plus élevée pour le mur $M_{AA} - 0$;

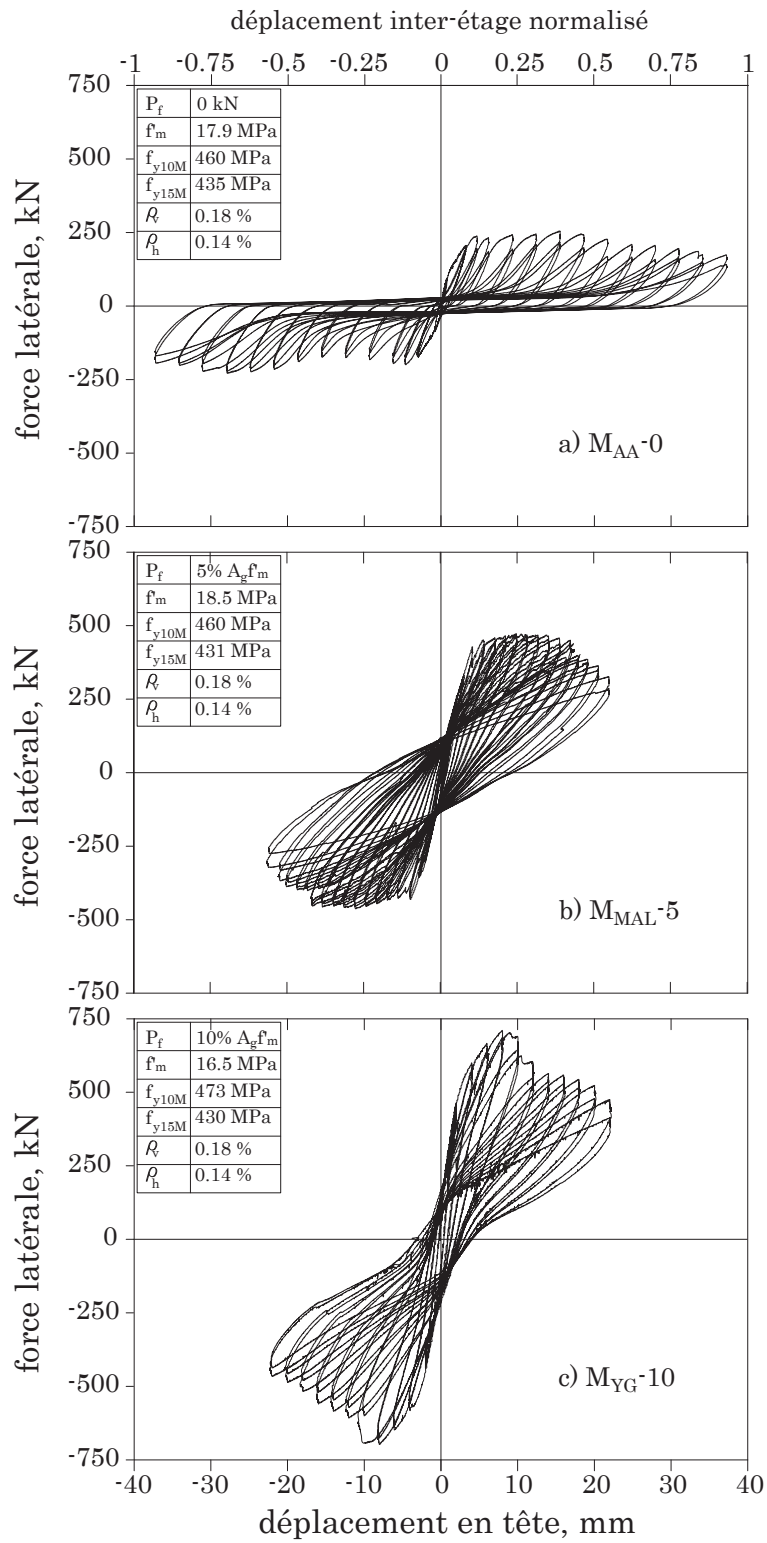


Figure 7.7 – Comparaison avec les précédents murs [39] [33]

elle l'est moins pour les deux autres, surtout pour celui avec la plus grande charge axiale, $M_{YG} - 10$. Il ne semble pas avoir trop de variations autour de la contribution en cisaillement ; on remarque toutefois un apport en cisaillement moins élevé pour le premier mur $M_{YG} - 10$ que les deux suivants. Ça s'explique certainement par le type de mortier utilisé (S, pour $M_{YG} - 10$ et N pour les deux autres).

7.3 CAPACITÉ DE DÉFORMATION DU SPÉCIMEN

La performance du mur peut être évaluée par sa capacité à se déformer durant l'essai : chaque niveau de performance est liée à un état d'endommagement donné (chapitre 2, section 2.6). Ces différents états d'endommagement sont observés au cours de l'essai : la progression de l'ouverture des fissures, l'écrasement des lits de mortier, l'écrasement des blocs aux coins, l'apparition des fissures diagonales, le flambage des barres d'armatures, etc.

7.3.1 État d'endommagement durant l'essai

Jusqu'à $3\Delta_y$, on a eu des déformations principalement dans les lits de mortier, l'ouverture des fissures ne dépassant pas 0.5 mm. C'est à ce niveau qu'on a observé l'apparition des fissures de compression dans les blocs et un peu de fissures verticales (très peu perceptibles). À partir de ce point l'ouverture des fissures dans les lits de mortier ne cesse d'augmenter et atteint environ 1 mm à $8\Delta_y$, l'ouverture des fissures de compression dans les unités de bloc ayant déjà atteint 1.5 mm dès $5\Delta_y$ quand on a atteint la résistance maximale du mur. À $6\Delta_y$, on a perdu le bloc au coin inférieur coté ouest (les vérins étant appliqués au coté est), ce qui a permis d'observer à $8\Delta_y$ le flambage de la barre 15M du coté ouest. Le bloc du coin inférieur est (droit) s'est écrasé à $10\Delta_y$ et on a en même temps observé le flambage de la barre 15M : à ce niveau, on est déjà à plus de 20% de perte sur la résistance maximale en poussée.

7.3.2 Profil des déplacements latéraux

Le profil du déplacement latéral à chaque cycle peut aussi donner une idée de la capacité de déformation du spécimen. Les potentiomètres 7, 8, 9, 10, 11 et 12 présentés au tableau 6.1 et à la figure 6.2 permettant d'enregistrer les déplacements latéraux sont positionnés sur toute la hauteur du mur respectivement à environ : 300 mm, 700 mm, 1100 mm, 1900 mm, 2500 mm et enfin à 2887.5 mm et au centre de la poutre de transfert, 75 mm plus haut. Les informations enregistrées par ces potentiomètres permettent de tracer le profil des déplacements latéraux, ce qui est illustré à la figure 7.9. Quand on compare les données

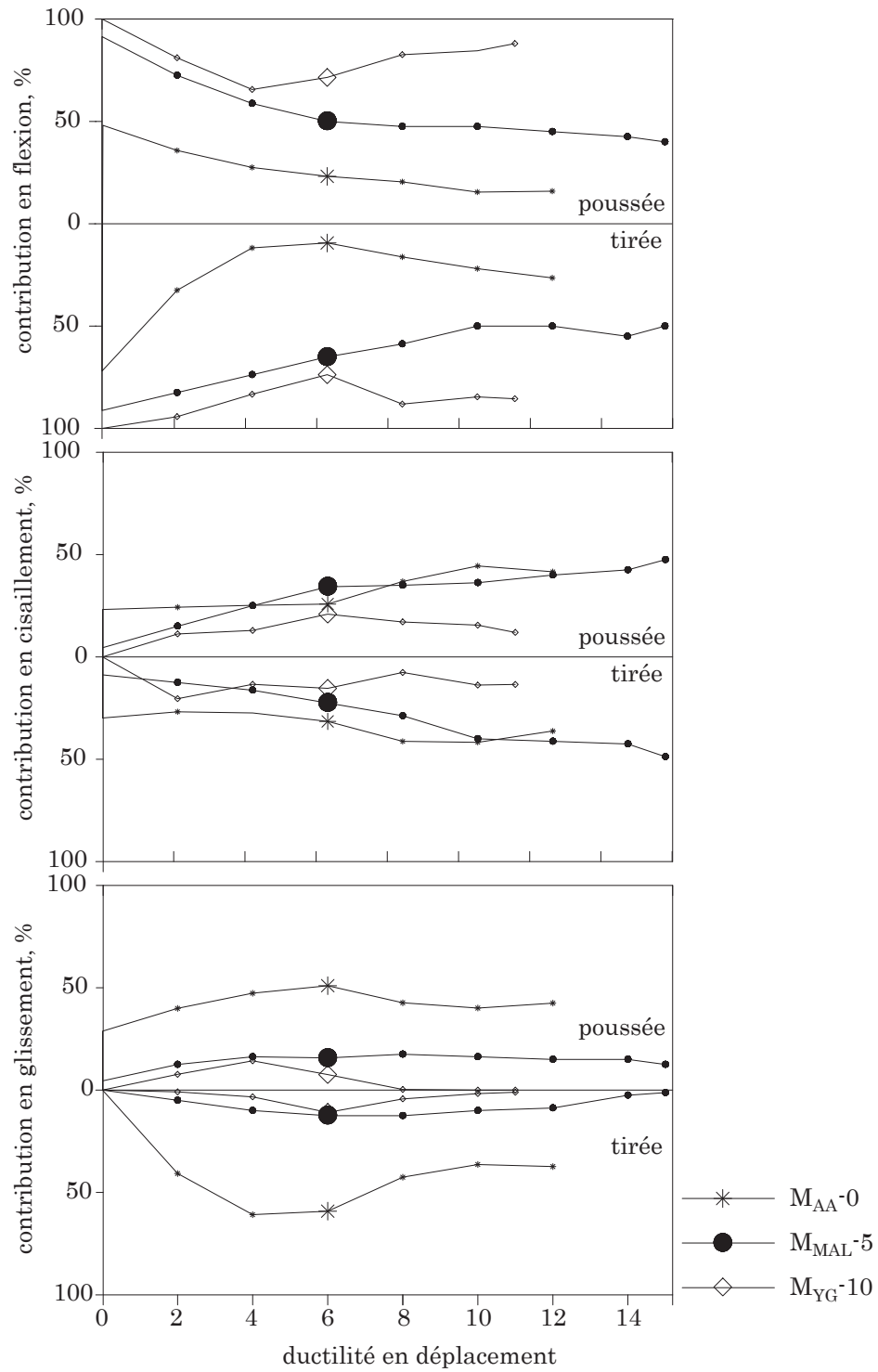


Figure 7.8 – Contribution des déplacements : comparaison entre les murs

à 1100 mm de hauteur avec celles enregistrées à la tête du mur, on a pu constater qu'à partir de la plastification l'essentiel des déplacements a été réalisé dans la première moitié du mur.

La charge axiale augmente la résistance au glissement, et ces murs ne font pas exception. En comparant le profil des déplacements avec celui des autres murs (figure 7.10), on remarque une base très élargie pour le mur M_{AA-0} et le rétrécissement du profil à la base vient avec l'augmentation de la charge axiale. On remarque de plus que le profil des déplacements latéraux semble de plus en plus linéaire à force qu'on augmente la charge axiale.

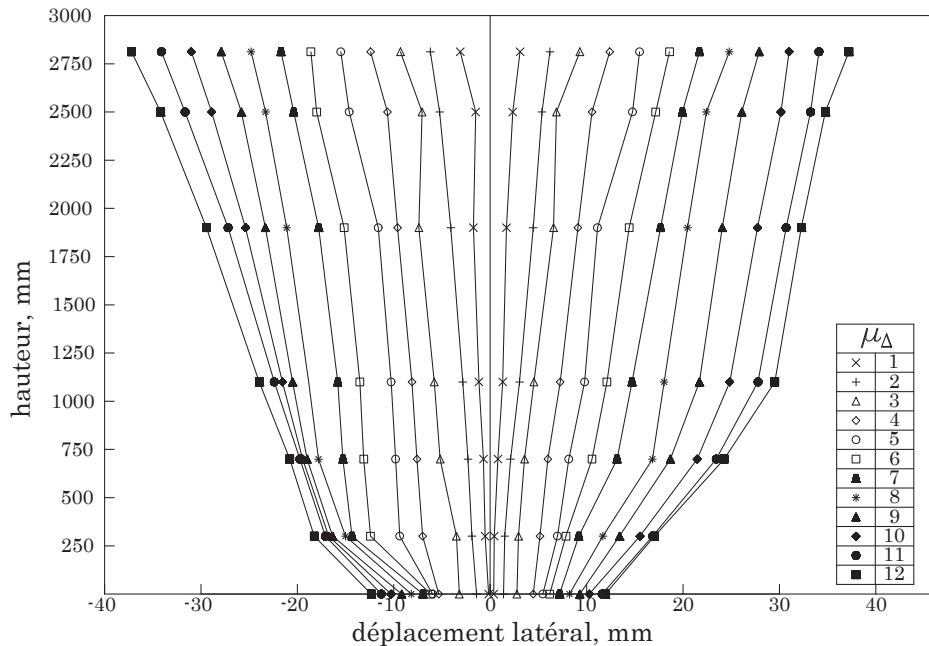


Figure 7.9 – Profil du déplacement latéral

7.4 COURBURE

Une courbure constante peut être calculée pour chaque groupe de deux potentiomètres placés de chaque côté du mur sur toute sa hauteur. La courbure moyenne pour une section donnée (liée au couple de potentiomètres i) est donnée par la formule suivante [60] (équation 7.1) :

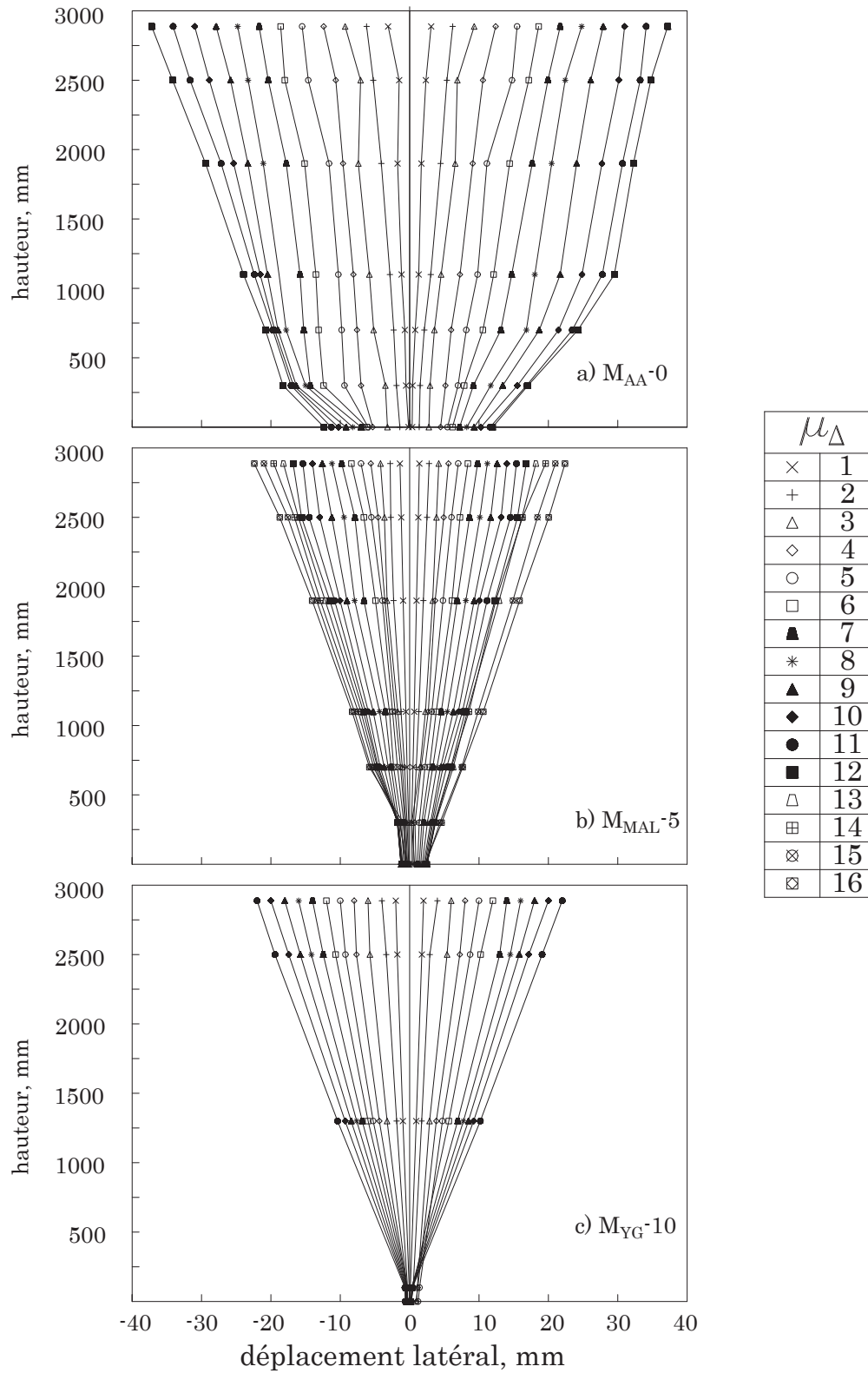


Figure 7.10 – Comparaison des profils de déplacement latéral

$$\phi_i = \frac{\Delta_{Ti} - \Delta_{Ci}}{h_i d_i} \quad (7.1)$$

Δ_{Ti} et Δ_{Ci} déplacements enregistrés par le potentiomètre du côté tendu respectivement comprimé du groupe i ;

h_i la distance (verticale) entre les points de mesure des potentiomètres du groupe i (la même pour les deux); et

d_i la distance (horizontale) entre les deux potentiomètres du groupe i .

La figure 7.11 présente le profil de la courbure à certaines étapes de l'essai jusqu'à la fin.

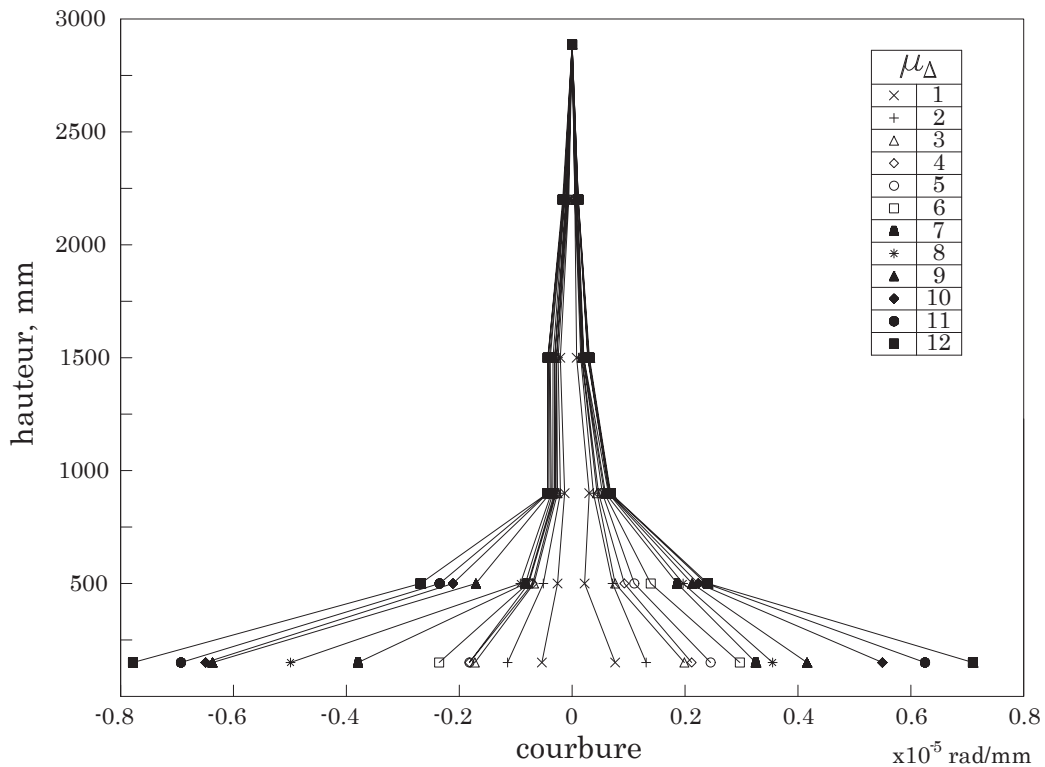


Figure 7.11 – Courbure

De ces valeurs, on peut déduire la longueur équivalente de la zone de rotule plastique par l'équation proposée par Paulay et Prestley [50] pour la détermination de Δ_u :

$$\Delta_u = \frac{\phi_y h^2}{3} + (\phi_u - \phi_y)(l_p)\left(h - \frac{l_p}{2}\right) \quad (7.2)$$

On en profite pour tracer la courbe moment-courbure du mur (figure 7.12).

La longueur est estimée à 735 mm. Le tableau 7.2 présente une comparaison avec des valeurs théoriques calculées à partir des méthodes présentées au chapitre 2.

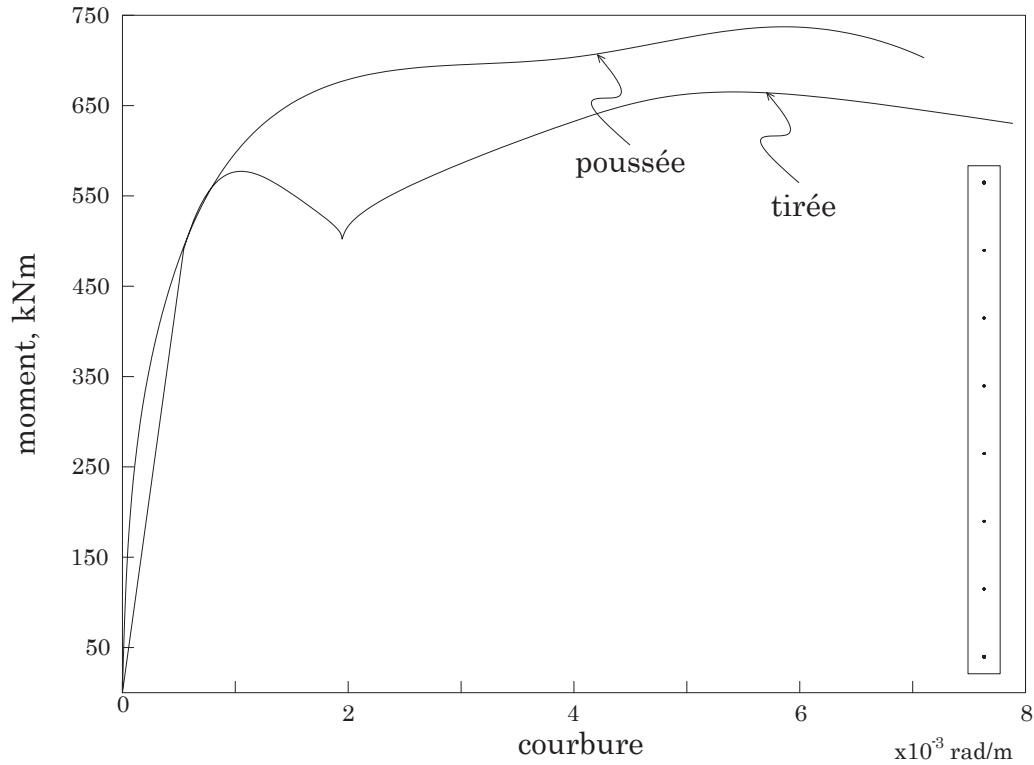


Figure 7.12 – Courbe moment-courbure du mur

Tableau 7.2 – Valeur théorique de la longueur de rotule plastique

Méthode	Valeur, mm
Shedid [59]	620
Bohl et Adebar [23]	740

7.5 RIGIDITÉ

La dégradation de la rigidité peut être évaluée par rapport à l'évolution du rapport $(Force/Déplacement)_{max}$ dans le temps au cours de l'essai. La figure 7.13 donne une illustration de cette dégradation, la rigidité étant normalisée par rapport à la rigidité initiale en poussée (avant plastification). La dégradation de la rigidité a aussi été estimée par Tomazevic, Lutman et Petkovic [65] définie par l'équation 2.13 explicitée dans la section 2.6, on peut aussi lire cette estimation sur la figure.

On peut déjà constater une chute brutale de la rigidité après la plastification : on a déjà perdu plus de 50% de la rigidité avant $3\Delta_y$ caractérisé par le début de l'apparition des fissures de compression. Il faut attendre après $4\Delta_y$ où on a atteint plus de 77% de perte pour voir une diminution moyenne de la rigidité. Elle est devenue encore plus lente

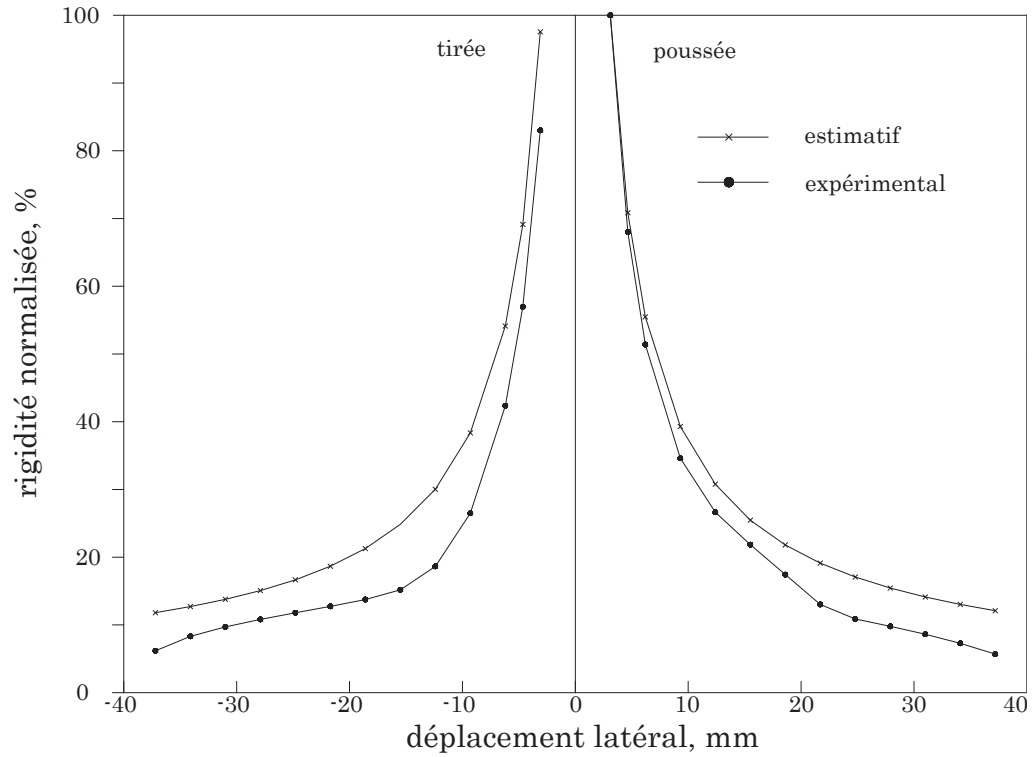


Figure 7.13 – Dégradation de la rigidité

à partir de $7\Delta_y$ à 85% de perte. La perte était à environ 94% à la fin de l'essai.

7.6 RÉSISTANCE

La résistance peut être assimilée à la valeur de la force enregistrée au cours de l'essai et donc, la courbe enveloppe force-déplacement donne une idée de l'évolution de la résistance dans le temps, cette courbe peut être lue sur la figure 7.14 où l'on profite pour présenter la courbe idéalisée élastoplastique. La raideur de la courbe idéalisée est à la raideur sécante correspondant à la première plastification des barres d'armature et le palier plastique est calculé par égalité d'aire sous la courbe).

Le résultat est donné sous forme de tableau où à chaque étape est présenté le pourcentage de la résistance par rapport à la résistance maximale en tirée et en poussée (tableau 7.3).

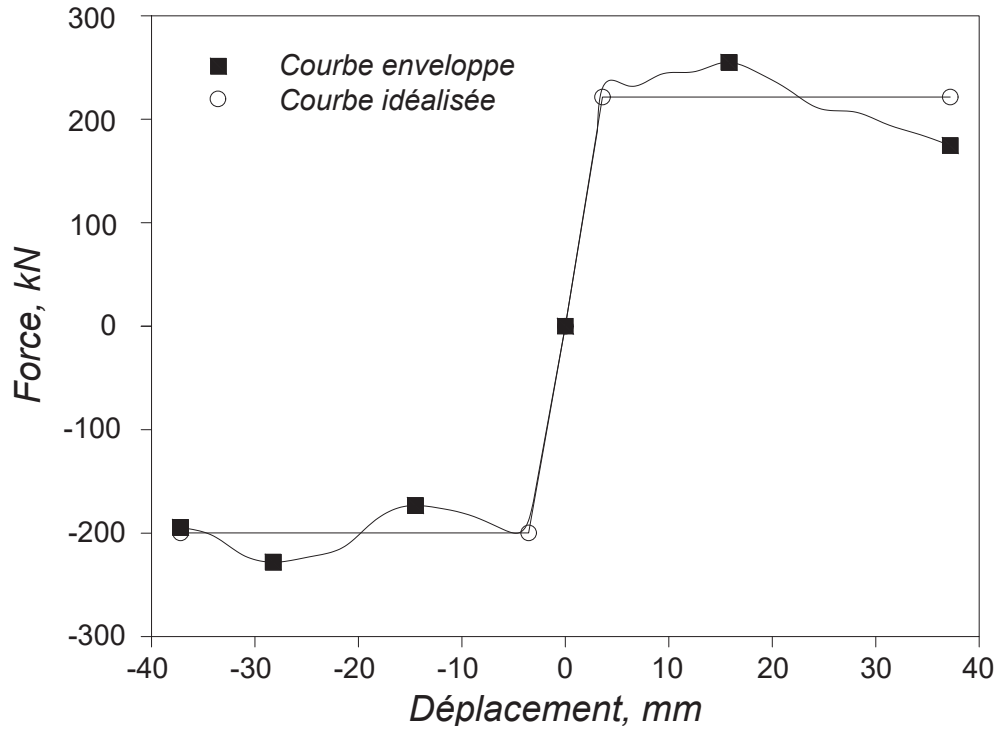


Figure 7.14 – Évolution de la résistance

Tableau 7.3 – Évolution de la résistance durant l'essai

Dépl.	Résistance tirée, %	Résistance poussée, %	Observations
Δ_y	74.66	74.16	-première plastification
$1.5\Delta_y$	87.75	93.18	
$2\Delta_y$	85.76	90.99	
$3\Delta_y$	80.00	95.55	-fissure de compression dans le coin ouest
$4\Delta_y$	76.94	96.42	
$5\Delta_y$	76.34	100.00	-résistance maximale en poussée -sévères fissures de compression au coin ouest
$6\Delta_y$	83.00	96.12	-perte totale du bloc au coin inférieur ouest
$7\Delta_y$	94.25	89.29	-fissure de compression dans le coin est
$8\Delta_y$	97.82	82.24	-flambement de la barre 15M, coté ouest -sévères fissures de compression, coin est
$9\Delta_y$	100.00	81.25	-résistance maximale en tirée
$10\Delta_y$	97.38	76.64	-perte de plus de 20% de la résistance maximale en poussée -écrasement du coin inférieur est -flambement de la barre 15M, coté est
$11\Delta_y$	88.73	72.83	
$12\Delta_y$	85.29	68.47	-33% de perte en poussée pour 15% de perte en tirée

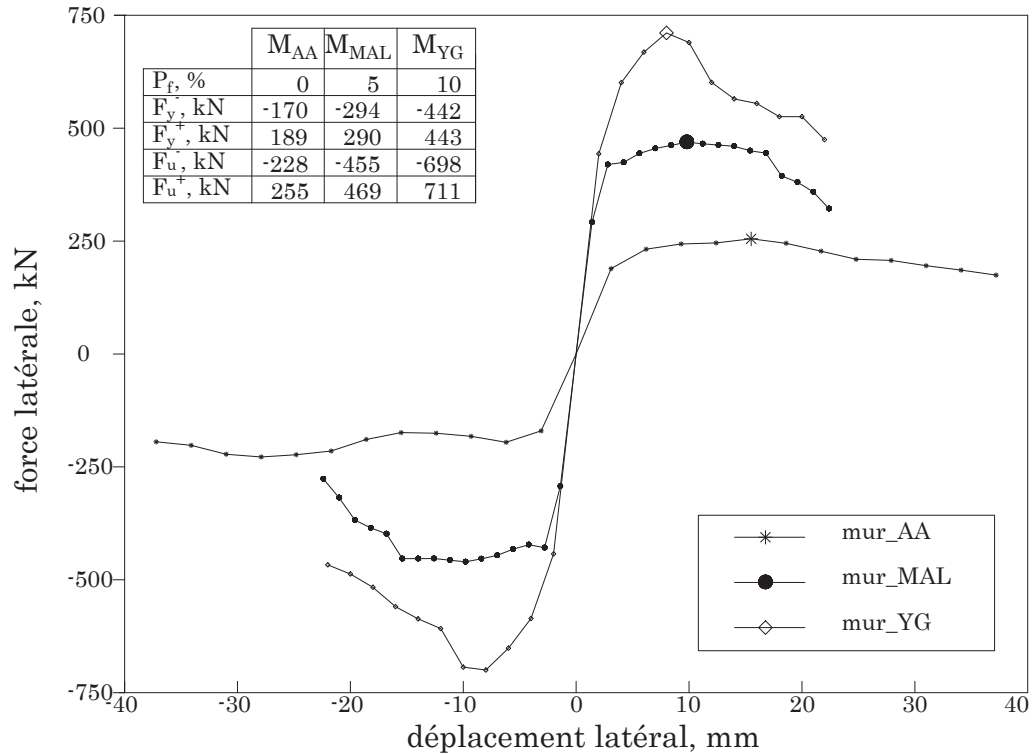


Figure 7.15 – comparaison de la résistance entre les trois murs

7.7 CAPACITÉ DE DISSIPATION D'ÉNERGIE

L'énergie dissipée par le spécimen à chaque cycle correspond à l'aire délimitée par une boucle complète (hachures horizontales, figure 2.15). L'approximation trapézoïdale a été utilisée pour estimer l'aire sous la courbe. Le tableau 7.4 présente l'énergie totale dissipée et emmagasinée à chaque cycle, d'où l'on estime le taux d'amortissement visqueux équivalent correspondant.

On peut constater que le taux d'amortissement visqueux équivalent est très variable au début de l'essai. On peut cependant remarquer, à partir de $5\Delta_y$, une certaine stabilité dans la valeur de ξ_{eq} , ce qui tend finalement à corroborer l'hypothèse de l'amortissement visqueux. La valeur du taux d'amortissement visqueux équivalent est estimée à 0.125 ± 0.0016 à partir de ce point pour un déplacement inter-étage de 1.43%, ce qui est qualifié d'un niveau de performance de sûreté humaine pour la norme ASCE/SEI 41-13 [54] : la

Tableau 7.4 – Énergie totale dissipée durant l'essai

Déplacement	E_D kN.mm	E_s kN.mm	$\xi_{éq}$
Δ_y	211.48	254.90	0.066
$1.5\Delta_y$	1063.56	853.19	0.099
$2\Delta_y$	2163.62	1871.30	0.092
$3\Delta_y$	4425.05	3316.41	0.106
$4\Delta_y$	7525.17	5269.55	0.114
$5\Delta_y$	11706.70	7685.69	0.121
$6\Delta_y$	16603.75	10578.19	0.125
$7\Delta_y$	22108.16	13917.19	0.126
$8\Delta_y$	28200.01	17797.48	0.126
$9\Delta_y$	35010.87	22207.54	0.125
$10\Delta_y$	42301.03	26903.57	0.125
$11\Delta_y$	49741.24	31808.10	0.124
$12\Delta_y$	58140.51	36843.15	0.126

limite de la norme étant environ 1.49% pour le niveau de performance de sûreté humaine qu'on trouve en interpolant entre les valeurs du tableau 2.6.

Chapitre 8

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Étant donné son faible coût et sa facilité de mise en oeuvre, la maçonnerie est l'un des matériaux les plus utilisés, surtout pour les bâtiments de faible hauteur : il est très vulnérable aux charges sismiques, un comportement très fragile et pas très bien défini. Pour pallier à cette situation, le CRGP a mis en place une série d'études sur la maçonnerie afin de mieux comprendre son comportement. Cette étude, d'une part, a permis de caractériser un mur en maçonnerie armée sous aucune charge axiale et, d'autre part, fait partie d'une série de trois études permettant de caractériser l'évolution du comportement du mur quand la charge axiale varie.

8.1 CONCLUSIONS

Les tests de compression sur les murêts révèlent que le murêt de deux moitiés présentent une meilleure stabilité dans la courbe de comportement et dans la résistance à la compression mais la résistance à la compression moyenne des murêts de quatre rangées est celle qui se rapproche le plus de la valeur finale choisie. Il faut donc faire un peu plus d'analyse pour avoir un échantillon de données de plus grande taille pour se fixer sur la meilleure méthode pour évaluer la résistance en compression de la maçonnerie.

Le mur présente un comportement en flexion accompagné de forts déplacements en glissement jusqu'à plus de 50% à un moment donné. Il a donc fallu un peu de temps pour que la flexion s'installe. À cause de cette fragilité, due certainement à l'absence des charges de gravité, la courbe hystérésis présente une forme étalée, asymétrique avec des cycles concaves à l'entrée. Le mur présente cependant un comportement très similaire aux prédictions en termes de résistance, ductilité, courbure, amortissement et aussi en terme de rigidité.

On remarque, en comparant les trois murs que la résistance varie dans le même sens que la charge verticale comme à quoi on s'attendait mais cette variation semble être linéaire. Toutefois, il faudra analyser plus de spécimens pour mieux le caractériser. Pour le mur $M_{AA} = 0$, les différentes courbes de déformée présentent une base élargie à force d'aug-

menter en ductilité contrairement aux deux autres qui présentent une base plus ou moins rétrécie ; elle est d'autant plus rétrécie que la charge de gravité est plus élevée. Le mur $M_{AA} - 0$ présente une bonne tendance à l'amortissement visqueux avec une valeur de coefficient d'amortissement un peu plus élevée que les deux autres

. Les murs $M_{YG} - 10$ et $M_{MAL} - 5$ présentent donc une performance structurale plus intéressante. Toutefois, outre ce fort comportement en glissement et le comportement hystérétique asymétrique, $M_{AA} - 0$ présente des résultats très satisfaisants.

8.2 RECOMMANDATIONS

Les résultats obtenus suite à ce travail de recherche de concert avec les objectifs et les problématiques préalablement fixés permettent de fixer quelques recommandations pour les travaux futurs.

- réaliser beaucoup plus d'essais pour avoir une plus large gamme de données afin de mieux caractériser la résistance des spécimens en compression.
- réaliser d'autres études avec d'autres valeurs de charges axiales pour avoir une idée plus fine de l'évolution du comportement.
- étendre ces études aux autres types de maçonnerie.
- élaborer des modèles numériques pour la caractérisation des murs en maçonnerie.
- étudier le comportement des murs avec ouvertures.
- étudier le comportement de plusieurs murs combinés.

Annexe A

Compléments

CLASSIFICATION DES ÉLÉMENTS DE MAÇONNERIE EN BÉTON

Les blocs de béton sont classés selon leurs caractéristiques physiques et, dans la norme CSA A165 [12], la classification comprend un système à quatre symboles défini par le tableau A.1.

Tableau A.1 – Caractéristiques physiques des éléments solides [12]

Symbole	Lettre/ nombre	Caractéristique		
Premier		Teneur en matière solide		
	H	Élément creux		
	SS	Élément demi-plein		
	SF	Élément plein		
Deuxième		Résistance en compression minimale prescrite calculée d'après l'aire de la section nette moyenne de l'élément, MPa		
	10	10		
	15	15		
	20	20		
	30	30		
Troisième		Type de béton		
		Masse volumique, kg/m^3	Absorption (maximale), kg/m^3	
	A	Plus de 2000	175	
	B	1800 à 2000	200	
	C	1700 à 1800	225	
	D	Moins de 1700	300	
N	Pas de limite	Pas de limite		
Quatrième		Teneur en humidité maximale, % de l'absorption totale - moyenne de 5 éprouvettes		
			Teneur en humidité	
		Retrait linéaire, %	HR supérieure à 75%	HR inférieure à 75%
	M	Moins de 0.03	45	40
		0.03 à 0.045	40	35
		Plus de 0.045	35	30
	O	Pas de limite	Pas de limite	

Exemple : H/15/D/O désigne un élément creux dont la résistance en compression prescrite

est de 15 MPa, dont la masse volumique est inférieure à 1700 kg/m^3 , avec une absorption maximale d'eau de 300 kg/m^3 et une teneur en humidité sans limite au moment et sur les lieux du transport.

DÉFINITION D'UN ÉLÉMENT DE MAÇONNERIE EN BLOC DE BÉTON

La figure A.1 définit un élément de maçonnerie en bloc de béton.

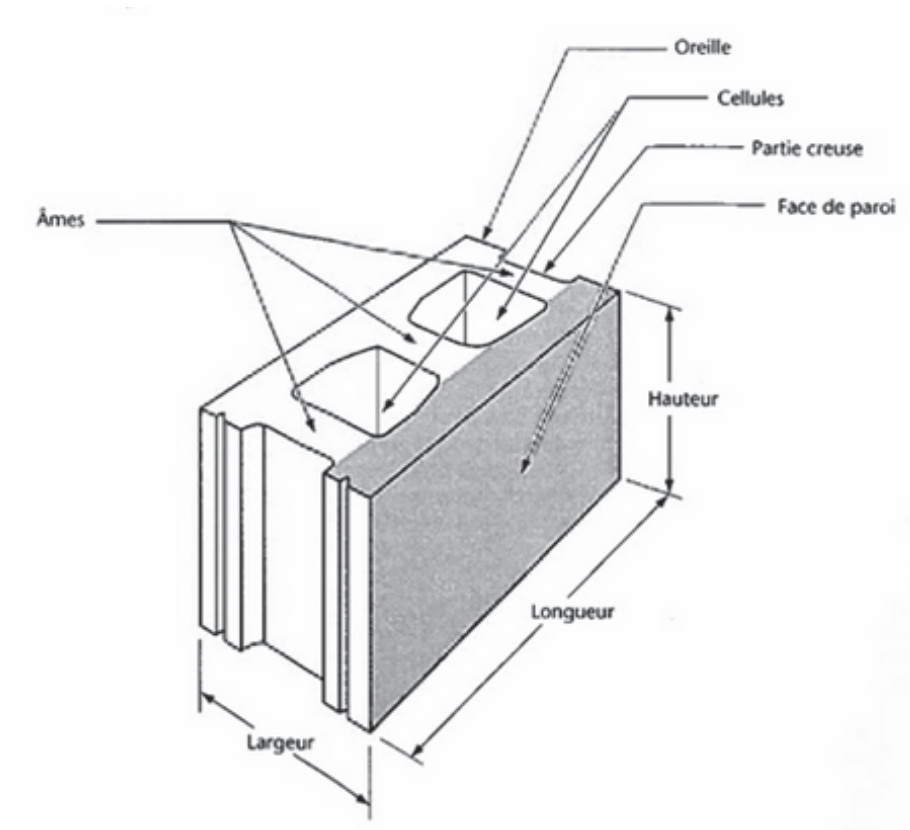


Figure A.1 – Élément de maçonnerie en bloc de béton typique [12]

Tableau A.2 – Dimensions des éléments de maçonnerie en bloc de béton normalisés [12]

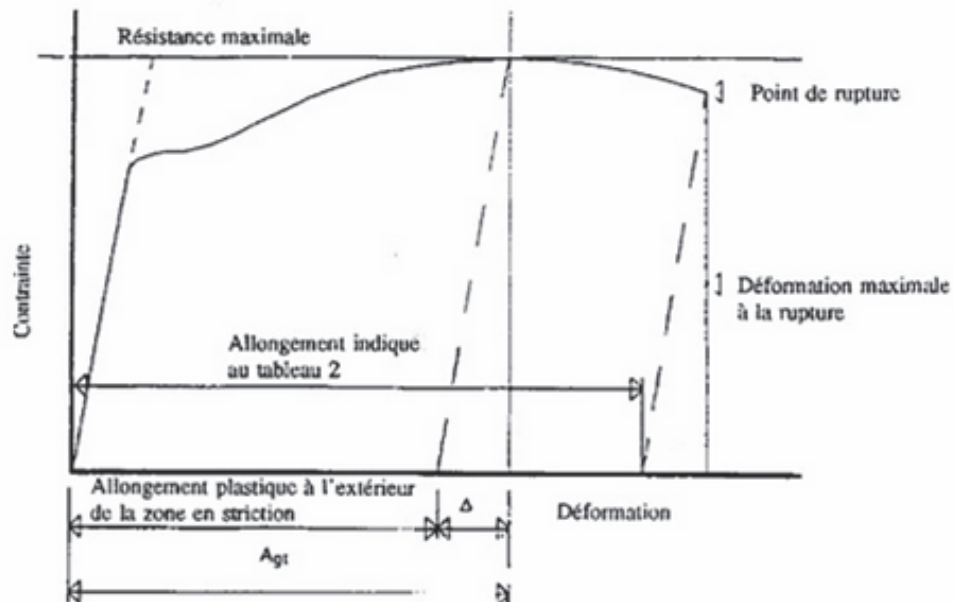
Largeur, mm ($\pm 2,0$)	Hauteur, mm (+2,0-3,0)	Longueur, mm ($\pm 3,0$)
90	90	190
140	190	390
190		
240		
290		

Tableau A.3 – Épaisseur minimale des parois en fonction de la largeur des éléments de maçonnerie en bloc de béton normalisés [12]

Largeur, mm	Épaisseur minimale de la paroi de la face, mm	Épaisseur minimale de l'âme, mm	Épaisseur minimale de l'âme, pourcentage (%) de la longueur de l'élément
90	20	20	15
140	25	25	19
190	30	25	19
240	35	28	21
290	35	30	21

COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION DE L'ACIER

La figure A.2 présente une courbe contrainte-déformation de l'acier.



- A_{gt} Allongement à la charge maximale ;
- Δ Résistance-maximale/module de Young.

Figure A.2 – Courbe contrainte-déformation de l'acier [5]

Annexe B

Calcul expérimental des déplacements

B.1 DÉPLACEMENTS EN GLISSEMENT

Deux capteurs LVDT de glissements sont placés à la base du mur. Le déplacement en glissement est la moyenne des valeurs des deux capteurs.

B.2 DÉPLACEMENT EN FLEXION

Étant donné la courbure dont le calcul est explicité par l'équation 7.1, on peut déterminer les déplacements en flexion par la formule suivante explicité par Shedid, El-Dakhakhni et Drysdale [60] :

$$\delta = \sum_{i=1}^n \theta_i h_i$$

Où,

$$\theta_i = \varphi_i h_{pot(i)}$$

Tous ces paramètres sont définis sur la figure B.1, n étant le nombre d'éléments délimités par les capteurs.

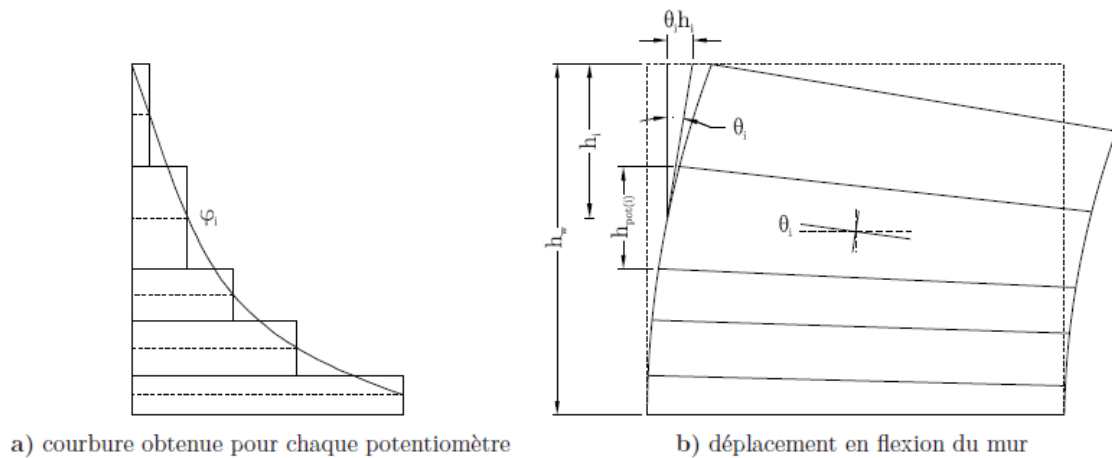


Figure B.1 – Profil de la courbure le long du mur [60]

B.3 DÉPLACEMENT EN CISAILLEMENT

Massone et Wallace [43] proposent la méthode expérimentale suivante pour calculer le déplacement en cisaillement :

$$\Delta = \frac{\sqrt{(D_1^{exp})^2 - h_w^2} - \sqrt{(D_2^{exp})^2 - h_w^2}}{2} + 0.17\left(\frac{V_1 - V_2}{l_w}\right)h_w$$

Tous ces paramètres sont définis sur la figure B.2.

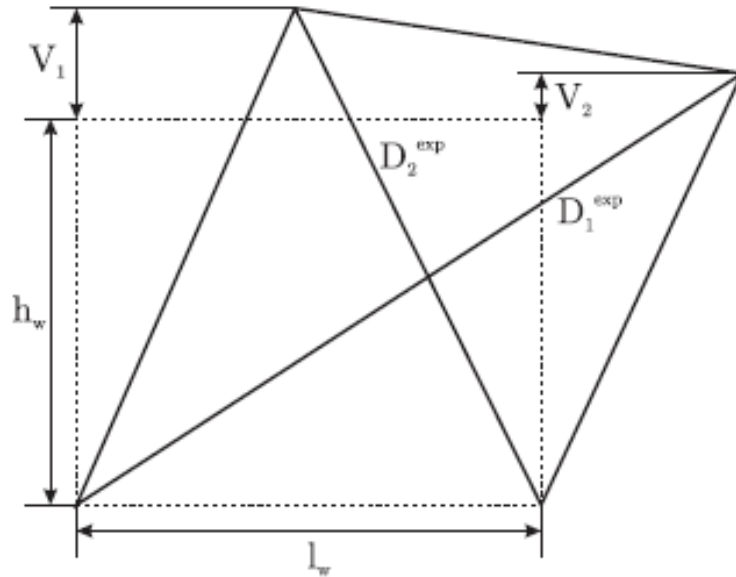


Figure B.2 – Calcul de la déformation en cisaillement selon Massone et Wallace [43]

Bibliographie

- [1] D. ANDERSON et S. BRZEV, *Seismic design guide for masonry building*. Canadian Concrete Masonry Producers Association, Toronto, ON, 2009.
- [2] U. ANDREAUS, Failure Criteria for Masonry Panels under In-Plane Loading. *Journal of Structural Engineering*, 122(1):37–46, 1996.
- [3] ASCE/SEI, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, 7-10 édn, 2010.
- [4] ASSOCIATION CANADIENNE DE CIMENT ET ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Concrete Design Handbook*. Association canadienne du ciment, Ottawa, 3e édn, 2006.
- [5] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Barres d'acier en billettes pour l'armature du béton, CAN/CSA-G30.18-M92*. Association canadienne de normalisation, Rexdale, Ont., 1re édn, 2000.
- [6] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Mortier et coulis pour la maçonnerie en éléments, CAN/CSA-A179-04*. Association canadienne de normalisation, Ontario, 3e édn, 2004.
- [7] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Normes CSA sur les éléments de maçonnerie en béton, CAN/CSA-A165-04*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 4e édn, 2004.
- [8] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Calcul des ouvrages en maçonnerie, CAN/CSA S304.1-04*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 2e édn, 2005.
- [9] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Compendium des matériaux liants, CAN/CSA A3000-08*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 3e édn, 2009.
- [10] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Barres d'acier au carbone pour l'armature du béton, CAN/CSA-G30.18-09*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 2e édn, 2010.
- [11] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Calcul des ouvrages en maçonnerie, CAN/CSA S304-14*. Groupe CSA, Mississauga, Ont., 3e édn, 2014.
- [12] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Normes CSA sur les éléments de maçonnerie en béton, CAN/CSA-A165-14*. Groupe CSA, Mississauga, Ont., 5e édn, 2014.
- [13] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION, *Mortier et coulis pour la maçonnerie d'éléments, CAN/CSA-A179-14*. Groupe CSA, Mississauga, Ont., 4e édn, 2015.
- [14] ASTM C1019-14, Standard Test Method for Sampling and Testing Grout. *In ASTM International*, p. 3–6. 2013.
- [15] ASTM C1019-16, Standard Test Method for Sampling and Testing Grout 1. *ASTM International*, p. 1–5, 2014.
- [16] ASTM C109/C109M-16A, Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in . or [50-mm] Cube Specimens) 1. *ASTM International*, i(C):1–9, 2010.

- [17] ASTM C270-14A, Standard Specification for Extended Life Mortar for Unit Masonry 1. *ASTM International*, p. 2–5, 1995.
- [18] ASTM C39, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. *ASTM International*, p. 1–7, 2012.
- [19] ASTM C780, Standard Test Method for Preconstruction and Construction Evaluation of Mortars for Plain and Reinforced Unit Masonry. *Annual Book of ASTM Standards*, p. 1–18, 2012.
- [20] ASTM E519M-15, Standard test method for diagonal tension (Shear) in masonry assemblages. *ASTM International*, 5, 2015.
- [21] ASTM :C140/C140M, Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Unit. *ASTM International*, 04:1–10, 2013.
- [22] M. BETTI, G. A. DROSOPOULOS et G. E. STAVROULAKIS, Two non-linear finite element models developed for the assessment of failure of masonry arches. *Comptes Rendus Mécanique*, 336(1-2), 2008.
- [23] A. BOHL et P. ADEBAR, Plastic hinge lengths in high-rise concrete shear walls. *ACI Structural Journal*, 109(1):125–, 2012.
- [24] G. BRIGAUX, *La maçonnerie*. Eyrolles, Paris, 9e éd., 1973.
- [25] M. BRUNEAU, State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, 120(1):230–251, 1994.
- [26] F. J. CRISTAFULLI, *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Thèse de doctorat, University of Canterbury, 1997.
- [27] L. D. DECANINI et G. E. FANTIN, Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Característica de rigidez y resistencia lateral en estado límite. *Jornadas argentinas de ingeniería estructural*, 2:817–836, 1986.
- [28] L. D. DECANINI et G. E. FANTIN, Comprobación del estado tensional último de la mampostería incluida en porticos. Procedimiento de las tensiones ficticias. *Jornadas argentinas de ingeniería estructural*, 1:35–52, 1987.
- [29] M. DHANASEKAR, Shear in reinforced and unreinforced masonry : Response, design and construction. *Procedia Engineering*, 14:2069–2076, 2011.
- [30] R. G. DRYSDALE et A. A. HAMID, *Masonry Structures Behavior and Design*. The Masonry Society, Boulder, Co., 3e éd., 2008.
- [31] M. EZZELDIN, L. WIEBE et W. EL-DAKHAKHNI, Numerical modelling of reinforced concrete block structural walls with boundary elements under seismic loading. *Canadian Association for Earthquake Engineering*, 11:10, 2015.
- [32] M. N. FARDIS et T. B. PANAGIOTAKOS, Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part I : Bare structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1):219–256, 1997.
- [33] Y. GERTIN et P. PAULTRE, *Comportement sismique d'un mur en maçonnerie armée entièrement remplis de coulis*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, 2014.
- [34] B. GHIASSI, M. SOLTANI et A. A. TASNIMI, A simplified model for analysis of unreinforced masonry shear walls under combined axial, shear and flexural loading. *Engineering Structures*, 42:396–409, 2012.
- [35] F. B. HOUTI, *Comportement des structures en maçonnerie sous sollicitation uniaxiale*. Mémoire de maîtrise, Université Algérienne Démocratique et Populaire, 2002.

- [36] J. INGHAM et M. GRIFFITH, Performance of unreinforced masonry buildings during the 2010 darfi eld (Christchurch, NZ) earthquake. *Australian Journal of Structural Engineering*, 11(3):207–224, 2011.
- [37] S. KOSMATKA, B. KERKHOFF, D. HOOTON et R. MCGRATH, *Dosage et contrôle des mélanges de béton : Manuel d'applications, méthodes et matériaux, EB101*. Association canadienne du ciment, Ottawa, Ont., 8e éd., 2011.
- [38] M.-A. LAPLANTE, *Idéalisation du comportement sismique en plan de murs en maçonnerie armée et non armée*. Rapport technique, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 2015.
- [39] M.-A. LAPLANTE, *Courbes de fragilité pour la détermination de la vulnérabilité sismique de bâtiments en maçonnerie armée à partir du spectre conditionnel*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 2016.
- [40] V. I. LISHAK, V. I. YAGUST et D. Z. YANKELEVSKY, 2-D Orthotropic failure criteria for masonry. *Engineering Structures*, 36:360–371, 2012.
- [41] P. B. LOURENÇO et J. G. ROTS, Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7):660–668, 1997.
- [42] MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE (MSJC), *Building code requirements and specification for masonry structures*. Masonry Standards Joint Committee, Boulder Co. ; Farmington Hills, MI ; Reston, VA, 2011.
- [43] L. M. MASSONE et J. W. WALLACE, Load-Deformation Responses of slender Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 101(1):103–113, 2004.
- [44] J. H. MATTHYS, *Masonry : Components to Assemblages*. ASTM International, Philadelphia, Pa, 1990.
- [45] S. A. MIRZA et J. G. MACGREGOR, Variability of mechanical properties of reinforcing bars. *Journal of the Structural Division*, 105(5):921–937, 1979.
- [46] J. MURCIA-DELISO et P. B. SHING, Fragility analysis of reinforced masonry shear walls. *Earthquake Spectra*, 28(4):1523–1547, 2012.
- [47] W. I. NAGUIB, M. TALAAT et A. CITIPITIOGLU, FRP Retrofit for Collapse Mitigation of RC Frames with URM Infills : 3-D Computational Modeling of an As-Built and Retrofitted One Story Building. p. 1086–1092, 2009.
- [48] PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, OpenSees, v2.4.6, 2013.
- [49] R. PARK et T. PAULAY, *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, New York, 1975.
- [50] T. PAULAY et M. J. N. PRIESTLEY, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 1992.
- [51] P. PAULTRE, *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*. Hermès Science, Paris, lavoisier éd., 2005.
- [52] P. PAULTRE, *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*. Presse Internationale Polytechnique, Montréal, Qc, 2011.
- [53] P. PAULTRE, MNPhi, v2.4.1.0, 2013.
- [54] R. PEKELNICKY, *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, ASCE/SEI 41-13 éd., 2014.
- [55] S. PETROVIC et V. KILAR, Seismic failure mode interaction for the equivalent frame modeling of unreinforced masonry structures. *Engineering Structures*, 54:9–22, 2013.

- [56] N. PSILLA et T. P. TASSIOS, Design models of reinforced masonry walls under monotonic and cyclic loading. *Engineering Structures*, 31(4):935–945, 2009.
- [57] S. SAHLIN, *structural masonry*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1971.
- [58] R. R. SCHNEIDER et W. L. DICKEY, *Reinforced masonry design*. Library of Congress Cataloging in Publication Data, Englewood Cliffs, N.J., 1980.
- [59] M. T. SHEDID et W. W. EL-DAKHAKHNI, Plastic Hinge Model and Displacement-Based Seismic Design Parameter Quantifications for Reinforced Concrete Block Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(4):15, 2014.
- [60] M. T. SHEDID, W. W. EL-DAKHAKHNI et R. G. DRYSDALE, Behavior of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls failing in flexure : Analysis. *Engineering Structures*, 31(9):2032–2044, 2009.
- [61] P. B. SHING, M. SCHULLER et V. S. HOSKERE, In-Plane resistance of reinforced masonry shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 116(3):619–640, 1990.
- [62] C. A. SYRMAKEZIS et P. G. ASTERIS, Masonry Failure Criterion under Biaxial Stress State. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13(1):58–64, 2001.
- [63] THE MASONRY SOCIETY et AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, *Masonry Designers' Guide : based on Building Code requirements and specification for masonry structures (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11 and TMS 602-11/ACI 530.1-11/ASCE 6-11)*. The Masonry Society, Boulder, Co., 7e édn, 2013.
- [64] M. TOMAZEVIC, Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6 : shear versus tensile strength of masonry. *Materials and Structures*, 42(7):889–907, 2009.
- [65] M. TOMAZEVIC, M. LUTMAN et L. PETKOVIC, Seismic Behavior of Masonry Walls : Experimental Simulation. *Journal of Structural Engineering*, 122(9):1040–1047, 1996.
- [66] J. C. WALRAVEN, Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. *Journal of the Structural Division*, 107(11):2245–2270, 1981.