







UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil

ESSAIS SISMIQUES HORS-PLAN SUR  
MURS DE CLOISON EN MAÇONNERIE  
NON ARMÉE ET SYSTÈMES DE  
RETENUE LATÉRALE

Mémoire de maîtrise  
Spécialité : génie civil

Pierre-Olivier ASSELIN

Jury : Jean Proulx (Directeur)  
Marie-José Nollet (Correctrice)  
Patrick Paultre (Rapporteur)



# RÉSUMÉ

La maçonnerie non armée est présente dans une grande majorité de constructions du Québec, en particulier comme matériau non structural dans les bâtiments de la catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile* du Code national du bâtiment. Lors du tremblement de terre du Saguenay en 1988, la majorité des dommages rapportés ont été attribués à la défaillance des cloisons construites en maçonnerie non armée. Les dommages survenus ont eu pour effet d'attirer davantage l'attention sur le comportement sismique des murs de cloison en MNA dans la performance globale d'un bâtiment. Les risques pour la sécurité et les pertes de fonction d'un bâtiment peuvent être significativement aggravés par la défaillance des éléments non structuraux, même si le système structural du bâtiment s'est bien comporté lors d'un séisme.

La cause principale des problèmes suscités par les cloisons construites en maçonnerie non armée réside par l'absence d'un système de retenue latérale approprié à la structure. Afin d'assurer une meilleure protection incendie, les cloisons de blocs de béton se prolongent jusqu'au toit, sans toutefois être fixées aux éléments structuraux. Non seulement ces cloisons sont instables, mais également d'autres éléments de construction peuvent s'y heurter, notamment dû au mouvement différentiel entre la structure et les cloisons en maçonnerie. Ce comportement probable en cas de séisme vise à envisager et à considérer des solutions de réhabilitation permettant de sécuriser les lieux face à d'éventuelles catastrophes.

Dans le cadre du projet de recherche, des essais dynamiques hors-plan sur table sismique ont été effectués au laboratoire de l'Université de Sherbrooke sur des murs de cloison en maçonnerie non armée avec et sans système de réhabilitation. La méthode de réhabilitation explorée a été l'ajout d'un système de retenue latérale en-tête des murs. Des accélérogrammes artificiels mis à l'échelle pour la région de La Malbaie ont été utilisés et appliqués aux spécimens afin d'obtenir des résultats représentatifs d'une zone à sismicité moyenne à élevée au Québec. De plus, des essais de caractérisation ont été réalisés pour déterminer les propriétés mécaniques des matériaux utilisés. Les résultats obtenus lors des essais ont démontré que l'ajout d'un système de retenue latérale augmente considérablement la résistance sismique et la stabilité des murs de cloison.

**Mots-clés :** Comportement sismique, maçonnerie non armée, essais hors-plan sur table sismique, mur de cloison, province de Québec



# REMERCIEMENTS

Je tiens à adresser mes plus sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de mes travaux de recherche et la rédaction du présent mémoire. Ce projet de recherche a été rendu possible grâce au soutien financier du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada(CRSNG) et du Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures de l'Université de Sherbrooke (CRGP).

Je tiens particulièrement à remercier M. Jean Proulx, qui, en tant que Directeur de recherche, s'est toujours montré à l'écoute et disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer. Ce projet n'aurait pu être possible sans la collaboration des techniciens de laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Je tiens à remercier MM. Claude Aubé, Jason Desmarais et Raphaël Prévost pour la planification, la construction et la réalisation des essais en laboratoire. Finalement, je tiens à remercier M.Olivier Gauron pour tous les conseils techniques donnés concernant la réalisation des essais dynamiques sur table sismique.

Je n'oublie pas mes parents et ma conjointe pour leur contribution, leur soutien et leur patience. Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers mon père qui a eu la gentillesse de lire et corriger ce travail. Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce projet de recherche.

Merci à tous et à toutes.



# TABLE DES MATIÈRES

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1	Mise en contexte . . . . .	1
1.1.1	Le risque sismique au Canada et au Québec . . . . .	1
1.1.2	Les composants fonctionnels et opérationnels d'un bâtiment . . . . .	2
1.1.3	La maçonnerie non armée au Québec . . . . .	4
1.2	Problématique et objectifs du projet de recherche . . . . .	5
1.3	Plan du mémoire . . . . .	7
<b>2</b>	<b>REVUE DE LITTÉRATURE</b>	<b>9</b>
2.1	La maçonnerie . . . . .	9
2.1.1	Le matériau et ses propriétés . . . . .	9
2.1.2	Le mortier et le coulis de ciment . . . . .	12
2.2	Les types de murs en maçonnerie non armée . . . . .	14
2.3	Aperçu des types de constructions au Québec . . . . .	15
2.3.1	Inventaire des constructions du Vieux-Montréal (2004) . . . . .	17
2.3.2	Inventaire des constructions de la ville de Québec (2008) . . . . .	18
2.3.3	Inventaire des constructions de la Commission scolaire des Chênes à Drummondville (2009) . . . . .	20
2.3.4	Inventaire des constructions de la Commission scolaire de la région de Sherbrooke (2012) . . . . .	21
2.3.5	Synthèse des inventaires réalisés pour la Province du Québec . . . . .	22
2.4	Modes de rupture des murs en maçonnerie non armée . . . . .	23
2.4.1	Les modes de rupture en plan . . . . .	23
2.4.2	Les modes de rupture hors-plan . . . . .	26
2.5	Publications et pratiques de conception du Canada . . . . .	28
2.5.1	Code national du bâtiment (1942 à 2010) . . . . .	28
2.5.2	Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique et Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants du CNRC (1993) . . . . .	35
2.5.3	Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants du CNRC (1995) . . . . .	37
2.5.4	Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments du TPSG (1995) et CSA S832-06 . . . . .	39
2.5.5	CSA S304.1-04 <i>Calcul des ouvrages en maçonnerie</i> et CSA A370-04 <i>Connecteurs pour la maçonnerie</i> . . . . .	40
2.6	Documents techniques et pratiques de conception des États-Unis . . . . .	41
2.6.1	IBC et ASCE/SEI7 . . . . .	41
2.6.2	ASCE/SEI31-03 ( <i>Seismic Evaluation of Existing Buildings</i> ) . . . . .	43
2.6.3	ASCE/SEI41-06 ( <i>Seismic Rehabilitation of Existing Buildings</i> ) . . . . .	44
2.7	Recherches antérieures . . . . .	48

2.7.1	Essais réalisés sur des murs en maçonnerie non armée chargés en plan	49
2.7.2	Essais réalisés sur des murs en maçonnerie non armée chargés hors-plan	50
2.8	Méthodes d'analyse sismique et accélérogrammes . . . . .	59
2.8.1	Accélérogrammes réels . . . . .	62
2.8.2	Accélérogrammes artificiels . . . . .	62
<b>3</b>	<b>CONCEPTION DU MONTAGE EXPÉRIMENTAL</b>	<b>65</b>
3.1	Caractéristiques d'une école typique représentative du Québec . . . . .	66
3.2	Modèle de bâtiment typique . . . . .	67
3.3	Calcul des charges . . . . .	68
3.3.1	Charges permanentes . . . . .	71
3.3.2	Surcharges d'utilisation . . . . .	72
3.3.3	Charges de neige . . . . .	72
3.3.4	Charges de vent . . . . .	73
3.3.5	Effets des séismes . . . . .	74
3.4	Conception du bâtiment typique . . . . .	76
3.5	Modélisation d'un mur de remplissage . . . . .	83
3.6	Modélisation dynamique des bâtiments à l'aide d' <i>ETABS</i> . . . . .	87
3.6.1	Calcul des périodes naturelles de vibration . . . . .	87
3.6.2	Sélection des accélérogrammes . . . . .	89
3.6.3	Obtention des déplacements maximums à l'aide d' <i>ETABS</i> . . . . .	95
3.7	Modélisation et conception du montage expérimental . . . . .	96
<b>4</b>	<b>PROGRAMME EXPÉRIMENTAL</b>	<b>101</b>
4.1	Description du montage expérimental . . . . .	101
4.1.1	Table sismique de l'Université de Sherbrooke . . . . .	101
4.1.2	Spécimens expérimentaux . . . . .	103
4.1.3	Systèmes de retenue latérale . . . . .	106
4.2	Caractérisation des matériaux utilisés . . . . .	107
4.2.1	Essais en compression sur cubes de mortier . . . . .	107
4.2.2	Essais de caractérisation sur unités de maçonnerie . . . . .	108
4.2.3	Essais en compression concentrique sur prismes de maçonnerie . . . . .	110
4.2.4	Essais en compression excentrique sur prismes de maçonnerie . . . . .	112
4.3	Essais dynamiques sur table sismique . . . . .	114
4.3.1	Balayage fréquentiel . . . . .	114
4.3.2	Calibration du modèle numérique et choix de l'accélérogramme à appliquer aux spécimens expérimentaux . . . . .	120
4.3.3	Procédure pour les essais dynamiques . . . . .	121
4.4	Instrumentation et systèmes d'acquisition . . . . .	123
4.4.1	Premier et deuxième mur . . . . .	123
4.4.2	Troisième mur . . . . .	128
4.5	Plan d'instrumentation utilisé . . . . .	129
<b>5</b>	<b>RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX</b>	<b>135</b>
5.1	Caractérisation des matériaux . . . . .	135

---



5.1.1	Essais en compression sur cubes de mortier . . . . .	135
5.1.2	Essais en compression sur unités de maçonnerie . . . . .	137
5.1.3	Essais en compression concentriques sur prismes de maçonnerie . . .	138
5.1.4	Essais en compression excentriques sur prismes de maçonnerie . . .	140
5.2	Essais dynamiques sur les spécimens expérimentaux . . . . .	142
5.2.1	Comparaison entre la réponse obtenue et la commande envoyée . . .	142
5.2.2	Observations et endommagement du mur lors des essais . . . . .	148
5.2.3	Déplacements du mur et du cadre d'acier . . . . .	162
5.2.4	Déformations du système de retenue latérale lors des essais . . . . .	168
5.2.5	Accélérations . . . . .	170
5.3	Exigences la CSA S832-06 et de l'ASCE/SEI41-06 . . . . .	179
5.4	Discussion de la performance des systèmes de retenue latérale . . . . .	181
<b>6</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>183</b>
6.1	Retour sur les objectifs visés . . . . .	183
6.2	Recommandations pour les travaux futurs . . . . .	184
<b>A</b>	<b>Photos de la construction des murs</b>	<b>187</b>
A.1	Premier mur . . . . .	187
A.2	Deuxième mur . . . . .	189
<b>A</b>	<b>Données expérimentales</b>	<b>193</b>
A.1	Premier mur . . . . .	193
A.2	Deuxième mur . . . . .	200
	<b>LISTE DES RÉFÉRENCES</b>	<b>205</b>

---



# LISTE DES FIGURES

1.1	Composants d'un bâtiment typique [CSA, 2006] . . . . .	3
1.2	Composants fonctionnels et opérationnels d'un bâtiment typique [CSA, 2006]	3
1.3	Rupture en porte-à-faux de murs de cloison en maçonnerie non armée lors du tremblement de terre d'Haïti en 2010 (Photo : Patrick Paultre) . . . . .	4
1.4	Effondrement d'un mur de cloison en blocs de béton à la polyvalente Dominique Racine à Chicoutimi lors du tremblement de terre du Saguenay en 1988 [Mitchell <i>et al.</i> , 1990] . . . . .	5
2.1	Briques d'argile pleines et creuses [Jaffe, 2004] . . . . .	9
2.2	Blocs de béton creux [CMMA, 2010] . . . . .	11
2.3	Tuile structurale en argile [Beall, 1993] . . . . .	12
2.4	Types de murs (a) mur plein à deux parois (b) mur plein à une paroi (c) mur plein composite (d) mur plein simple (e) mur creux (f) mur à placage [Beall, 1993] . . . . .	16
2.5	Murs de remplissage (a) cadres de béton avec murs de remplissage en MNA (b) bâtiment avec murs de remplissage en MNA [FEMA, 2002] . . . . .	17
2.6	Distribution temporelle des types de matériaux utilisés à travers le temps pour 106 bâtiments de la ville de Québec [Nollet <i>et al.</i> , 2004] . . . . .	19
2.7	Distribution des types de structures de la ville de Québec (Total de 106 bâtiments) [Karbassi et Nollet, 2008] . . . . .	19
2.8	Distribution des types de structure selon le nombre de bâtiments scolaires [Paquette, 2011] . . . . .	20
2.9	Distribution temporelle des types de structure selon le nombre de bâtiments scolaires [Paquette, 2011] . . . . .	21
2.10	Distribution temporelle des matériaux utilisés pour les murs extérieurs et de cloison selon le nombre de bâtiments scolaires [Paquette, 2011] . . . . .	22
2.11	Distribution temporelle des bâtiments scolaires de la région de Sherbrooke [Boutin, 2013] . . . . .	23
2.12	Modes de rupture en plan d'un mur de maçonnerie non armée (a) tension diagonale (b) glissement des joints (c) balancement et écrasement en compression [Elgawady, 2004] . . . . .	24
2.13	Modes de rupture en hors plan d'un mur de maçonnerie non armée (a) basculement en porte-à-faux (b) balancement des segments [Meisl <i>et al.</i> , 2007] . . . . .	26
2.14	Carte de zonage sismique pour du CNBC-1970 et CNBC-1975 [Mitchell <i>et al.</i> , 2009] . . . . .	30
2.15	Murs non supportés latéralement dans une école de la commission de la région de Sherbrooke (a) mur de cloison prolongé jusqu'en dessous d'une poutre (b) mur de cloison prolongé jusqu'en dessous du tablier métallique	31
2.16	Périodes empiriques du CNBC-2010 comparées aux périodes expérimentales de Paquette et de Boutin [Boutin, 2013] . . . . .	34

2.17	Systèmes de retenue latérale proposés par le CNRC pour les (a) cloisons en maçonnerie non armée (b) parapets en maçonnerie non armée [CNRC, 1995]	39
2.18	Systèmes de retenue latérale [Beall, 1993]	40
2.19	Définition du rapport $\Delta_{eff}/h_{eff}$ proposé par l'ASCE/SEI41-06 [ASCE/SEI41, 2006]	46
2.20	Réserve de capacité d'un mur de maçonnerie non armée [Meisl, 2006]	52
2.21	Effet d'arche après fissuration d'un mur de maçonnerie non armée (a) diagramme des corps libre complet (b) diagramme des corps libre de la partie supérieure [Priestley, 1985]	53
2.22	Critères d'acceptation $h/t$ pour Vancouver pour un sol C et D [Meisl, 2006]	54
2.23	Rigidité avant et après la fissuration du mur [Meisl <i>et al.</i> , 2007]	55
2.24	Relation $F - \Delta$ trilineaire pour un système à un degré de liberté [Doherty <i>et al.</i> , 2002]	56
2.25	Modèles proposés par Sismir (a) modèle à un degré de liberté (SDOF) (b) modèle à deux degrés de liberté (2DOF)	57
2.26	Modèle à plusieurs degrés de liberté (MDOF) proposé par Sismir [Sismir <i>et al.</i> , 2004]	57
2.27	Comparaison entre le modèle d'oscillateur à un degré de liberté et le modèle d'un corps rigide [Meisl, 2006]	59
2.28	Accélérogrammes artificiels d'Atkinson pour l'Est du Canada [Atkinson, 2009]	60
2.29	Mise à l'échelle d'un spectre pour Montréal [Atkinson, 2009]	61
3.1	Configuration du bâtiment typique	69
3.2	Vue architecturale du bâtiment typique	70
3.3	Coupe d'un toit typique	71
3.4	Coupe d'un plancher typique	71
3.5	Plan du toit - La Malbaie	79
3.6	Plan du plancher - La Malbaie	80
3.7	Plan du toit - Montréal	81
3.8	Plan du plancher - Montréal	82
3.9	Modélisation d'un mur de remplissage par une bielle équivalente en compression [Stafford Smith, 1962]	83
3.10	Théorie de la bielle équivalente proposée par l'ASCE/SEI41-06	84
3.11	Modèle 3D ETABS	88
3.12	Vue en élévation - Axe A	88
3.13	Vue en élévation - Axe 1	88
3.14	Trois premiers modes de vibration obtenus pour les deux bâtiments typiques (a) mode 1 - translation nord-sud (b) mode 2 - translation est-ouest (c) mode 3 - torsion	90
3.15	Spectres de dimensionnement $UHS$ pour La Malbaie et Montréal (CNBC-2010)	91
3.16	Spectres sélectionnés mis à l'échelle et spectre $UHS$ pour La Malbaie	93
3.17	Spectres sélectionnés mis à l'échelle et spectre $UHS$ pour Montréal (suite)	94
3.18	Modélisation du cadre dans SAP2000	98

3.19	Trois premiers modes du cadre en acier (a) mode 1 - translation en plan (b) mode 2 - translation hors-plan (c) mode 3 - torsion . . . . .	99
4.1	Table sismique du laboratoire de génie civil l'Université de Sherbrooke [Gauron, 2010] . . . . .	101
4.2	Revêtement de protection en contre-plaqué pour la table sismique (a) première couche de contre-plaqué (b) deuxième couche de contre-plaqué . . .	103
4.3	Schéma du montage expérimental (a) vue isométrique 3D (b) vue en élévation de la façade du mur . . . . .	104
4.4	Bloc de béton utilisé (a) vue en plan (b) vue isométrique 3D . . . . .	104
4.5	Montage expérimental (a) vue en plan (b) coupe A-A : assemblage poutre-colonne . . . . .	105
4.6	Système de retenue latérale proposé par (a) CMACN (b) CCMPA . . . . .	107
4.7	Essais en compression sur les cubes de mortier (a) presse <i>Riehle</i> du laboratoire de béton de l'Université de Sherbrooke (b) cubes de mortier testés en compression . . . . .	108
4.8	Préparation de la surface de chargement d'un bloc de béton (a) application du <i>Flowstone</i> (b) Dépôt du bloc dans la surface de <i>Flowstone</i> . . . . .	110
4.9	Prismes testés au laboratoire (a) presse utilisée (b) disposition des potentiomètres . . . . .	111
4.10	Modes de rupture possibles d'un prisme de maçonnerie [ASTM, 2010a] . .	112
4.11	Montage expérimental pour l'essai d'adhérence ou compression excentrique (a) vue de côté du montage (b) vue de face du montage (c) endroit de l'application du joint de mortier . . . . .	113
4.12	Accéléromètres utilisés pour l'essai de balayage fréquentiel (a) accéléromètres au sommet du cadre d'acier ( <i>Kinematics FBA ES-T</i> ) (b) accéléromètre sur la table sismique ( <i>Kinematics FBA ES-U</i> ) . . . . .	115
4.13	Perturbations du signal . . . . .	117
4.14	FRF expérimentale du deuxième mode pour le cadre d'acier . . . . .	119
4.15	Accélération en fonction du temps - <i>east7c1-9</i> . . . . .	121
4.16	Instrumentation des spécimens expérimentaux (a) premier mur (b) deuxième mur . . . . .	123
4.17	Accéléromètre <i>PCB</i> et boîtier de protection (a) accéléromètre <i>PCB</i> fixé au mur de maçonnerie (b) boîtier de protection fait à partir d'aluminium (c) accéléromètre <i>PCB</i> installé sur la table sismique . . . . .	124
4.18	Potentiomètres et système d'attache au mur (a) paire de potentiomètres 0-50 mm et 0-127 mm (b) système d'attache au mur (c) système d'attache à la poutre . . . . .	125
4.19	LVDT utilisés pour la vérification du glissement des plaques d'appuis (a) vue d'ensemble (b) vue rapprochée . . . . .	126
4.20	LVDT utilisés pour la vérification du soulèvement des plaques d'appuis (a) vue d'ensemble (b) vue rapprochée . . . . .	126
4.21	Jauges de déformation (a) jauge sur une cornière du premier mur (L178x102x9.5) (b) jauge sur une cornière du deuxième mur (L102x102x9.5) . . . . .	127
4.22	Systèmes d'acquisition et ordinateurs utilisés . . . . .	127

4.23	Montage expérimental (3 <sup>e</sup> spécimen) . . . . .	128
4.24	Plan de l'instrumentation du 1 <sup>er</sup> mur (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur . . . . .	131
4.25	Plan de l'instrumentation du 2 <sup>e</sup> mur (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur . . . . .	132
4.26	Plan de l'instrumentation du 3 <sup>e</sup> mur (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur . . . . .	133
5.1	Courbe contrainte-déformation pour les unités testées en compression selon l'aire brute et l'aire nette des spécimens . . . . .	137
5.2	Rupture d'une unité de maçonnerie lors d'un essai en compression (a) vue de la façade avant du bloc (b) vue de côté du bloc . . . . .	138
5.3	Courbes contrainte-déformation pour les prismes en compression . . . . .	139
5.4	Rupture d'un prisme de maçonnerie lors d'un essai en compression concentrique (a) vue de la façade avant du prisme (b) vue de côté du prisme . . . . .	140
5.5	Rupture du joint de mortier d'un prisme lors d'un essai en compression excentrique (a) vue de la façade avant du prisme (b) vue de côté du prisme . . . . .	141
5.6	Calibration de la table sismique effectuée le 20 mars 2013 . . . . .	143
5.7	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et de la réponse de la table sismique pour l'essai MAL1-0.05 - Mur 1 . . . . .	144
5.8	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et de la réponse de la table sismique pour l'essai MAL18-0.90 - Mur 1 . . . . .	144
5.9	Calibrations de la table sismique effectuées le 17 juin 2013 et le 4 octobre 2013 . . . . .	145
5.10	Comparaison des calibrations de la table sismique effectuée le 20 mars 2013, le 17 juin 2013 et le 4 octobre 2013 . . . . .	146
5.11	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai à 5% de l'accélérogramme <i>east7c1-9</i> mis à l'échelle pour La Malbaie . . . . .	147
5.12	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai à 70% de l'accélérogramme <i>east7c1-9</i> mis à l'échelle pour La Malbaie . . . . .	147
5.13	Photos des premières fissures observées sur la façade avant du mur 1 au niveau du 3 <sup>e</sup> joint supérieur, après l'essai MAL4-0.10 (a) extrémité droite du mur (b) partie centrale du mur . . . . .	149
5.14	Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL8-0.25 (a) extrémité gauche de la façade avant du mur (b) endommagement à la base du mur sur la façade avant (c) endommagement de la partie centrale sur la façade avant du mur . . . . .	149
5.15	Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL13-0.45 (a) façade avant du mur (b) vue rapprochée d'une fissure . . . . .	150
5.16	Comportement du 1 <sup>er</sup> mur lors des essais (a) basculement de deux corps rigides (b) basculement en porte-à-faux d'un seul corps rigide . . . . .	151
5.17	Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL15-0.60 (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur . . . . .	151

5.18	Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL19-0.90 (a) détachement de la partie supérieure droite du mur (façade avant) (b) détachement des blocs de la première rangée (façade arrière) . . . . .	152
5.19	Photos de l'endommagement du mur 1 après le dernier essai (MAL19-0.90) (a) façade avant (b) façade arrière . . . . .	153
5.20	Représentation visuelle de l'endommagement du mur 1 après l'essai (a) MAL4-0.10 - façade avant (b) MAL4-0.10 - façade arrière (c) MAL9-0.25 - façade avant (d) MAL9-0.25 - façade arrière (e) MAL13-0.45 - façade avant (f) MAL13-0.45 - façade arrière . . . . .	154
5.21	Représentation visuelle de l'endommagement du mur 1 après l'essai (a) MAL15-0.60 - façade avant (b) MAL15-0.60 - façade arrière (c) MAL17-0.80 - façade avant (d) MAL17-0.80 - façade arrière (e) MAL18-0.90 - façade avant (f) MAL18-0.90 - façade arrière . . . . .	155
5.22	Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL6-0.20 (a) vue globale de la façade avant du mur (b) vue rapprochée d'un joint endommagé	156
5.23	Comparatif des comportements initiaux du premier et deuxième mur (a) basculement de deux corps rigides - mur 1 (b) basculement de trois corps rigides - mur 2 . . . . .	157
5.24	Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL7-0.30 (a) vue globale de la façade avant (b) vue rapprochée d'un joint endommagé (c) vue rapprochée d'un joint endommagé à l'extrémité droite de la façade avant	157
5.25	Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL10-0.50 (a) endommagement de la partie centrale sur la façade avant du mur (b) endommagement de l'extrémité gauche sur la façade avant du mur . . . . .	158
5.26	Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL12-0.70 (a) façade arrière du mur à l'extrémité droite (b) façade avant du mur à l'extrémité droite . . . . .	159
5.27	Photos de l'endommagement global du mur 2 après le dernier essai (MAL12-0.70) (a) façade avant (b) façade arrière . . . . .	159
5.28	Représentation visuelle de l'endommagement du mur 2 après l'essai (a) MAL6-0.20 - façade avant (b) MAL6-0.20 - façade arrière (c) MAL7-0.30 - façade avant (d) MAL7-0.30 - façade arrière (e) MAL9-0.40 - façade avant (f) MAL9-0.40 - façade arrière . . . . .	160
5.29	Représentation visuelle de l'endommagement du mur 2 après l'essai (a) MAL10-0.50 - façade avant (b) MAL10-0.50 - façade arrière (c) MAL11-0.60 - façade avant (d) MAL11-0.60 - façade arrière (e) MAL12-0.70 - façade avant (f) MAL12-0.70 - façade arrière . . . . .	161
5.30	Endommagement du joint inférieur du mur après l'essai MAL2-0.10 (a) vue d'ensemble du joint inférieur (b) vue rapprochée du joint inférieur . . . . .	162
5.31	Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 5%, 7.5%, 10%, 15% et 20% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 1 . . . . .	163
5.32	Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 25%, 30%, 35%, 40% et 45% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 1 . . . . .	163

---

5.33 Déplacements absolus du mur 1 et de la table sismique lors de l'essai MAL13-0.45 . . . . .	164
5.34 Déplacements relatifs du mur 1 lors de l'essai MAL13-0.45 . . . . .	165
5.35 Déplacements maximums de la poutre lors des essais sur le mur 1 . . . . .	165
5.36 Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 5%, 7.5%, 10%, 15% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 2 . . . . .	166
5.37 Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 20%, 30%, 35%, 40% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 2 . . . . .	166
5.38 Comparaison des déplacements maximums de la poutre lors des essais sur le mur 1 et le mur 2 . . . . .	167
5.39 Contraintes maximales enregistrées lors des essais sur le mur 1 . . . . .	168
5.40 Contraintes maximales enregistrées lors des essais sur le mur 2 . . . . .	169
5.41 Accélérations maximales enregistrées par les accéléromètres <i>Kinematics</i> au sommet de la poutre et à la base de la table sismique - Mur 1 . . . . .	170
5.42 Profil des accélérations maximales selon la hauteur du mur - Mur 1 . . . . .	171
5.43 Accélération selon le temps lors de l'essai MAL10-0.30 (PCB 7 - 39845) - Mur 1 . . . . .	172
5.44 Accélérations maximales enregistrées par les accéléromètres PCB au sommet de la poutre et à la base de la table sismique - Mur 1 . . . . .	174
5.45 Accélérations maximales enregistrées par les accéléromètres <i>Kinematics</i> au sommet de la poutre et à la base de la table sismique - Mur 2 . . . . .	174
5.46 Accélérations maximales enregistrées au sommet de la poutre et à la base de la table sismique (PCB) . . . . .	175
5.47 Profil des accélérations maximales selon la hauteur du mur - Mur 2 . . . . .	175
5.48 Spectres correspondant à la réponse de la table pour l'essai MAL18-0.90, à la commande envoyée et au CNBC-2010 pour la région de La Malbaie - Mur 1180	
5.49 Spectres correspondant à la réponse de la table pour l'essai MAL12-0.70, à la commande envoyée et au CNBC-2010 pour la région de La Malbaie - Mur 2180	
A.1 Pose du mortier sur la 2 <sup>e</sup> rangée inférieure de blocs - Mur 1 . . . . .	187
A.2 Système d'alignement lors de la construction des murs - Mur 1 . . . . .	187
A.3 Pose des deux dernières rangées de blocs - Mur 1 . . . . .	188
A.4 Tirage de joints - Mur 1 . . . . .	188
A.5 Préparation du mortier - Mur 2 . . . . .	189
A.6 Confection des cubes de mortier - Mur 2 . . . . .	189
A.7 Pose du mortier sur la 3 <sup>e</sup> rangée inférieure de blocs - Mur 2 . . . . .	190
A.8 Tirage de joints - Mur 2 . . . . .	190
A.9 Positionnement du système d'alignement - Mur 2 . . . . .	191
A.10 Pose de la dernière rangée de blocs - Mur 2 . . . . .	191
A.11 Résultat final - Mur 2 . . . . .	192
A.12 Construction des primes pour les essais en compression concentrique - Mur 2192	

---



---

A.1	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL1-0.05 - Mur 1 . . . . .	193
A.2	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL4-0.10 - Mur 1 . . . . .	193
A.3	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL6-0.15 - Mur 1 . . . . .	194
A.4	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL8-0.20 - Mur 1 . . . . .	194
A.5	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL9-0.25 - Mur 1 . . . . .	195
A.6	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL10-0.30 - Mur 1 . . . . .	195
A.7	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL11-0.35 - Mur 1 . . . . .	196
A.8	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL12-0.40 - Mur 1 . . . . .	196
A.9	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL13-0.45 - Mur 1 . . . . .	197
A.10	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL14-0.50 - Mur 1 . . . . .	197
A.11	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL15-0.60 - Mur 1 . . . . .	198
A.12	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL16-0.70 - Mur 1 . . . . .	198
A.13	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL17-0.80 - Mur 1 . . . . .	199
A.14	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL18-0.90 - Mur 1 . . . . .	199
A.15	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL1-0.05 - Mur 2 . . . . .	200
A.16	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL3-0.10 - Mur 2 . . . . .	200
A.17	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL5-0.15 - Mur 2 . . . . .	201
A.18	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL6-0.20 - Mur 2 . . . . .	201
A.19	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL7-0.30 - Mur 2 . . . . .	202
A.20	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL8-0.35 - Mur 2 . . . . .	202
A.21	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL9-0.40 - Mur 2 . . . . .	203
A.22	Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL10-0.50 - Mur 2 . . . . .	203

---

A.23 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL11-0.60 - Mur 2 . . . . .	204
A.24 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL12-0.70 - Mur 2 . . . . .	204

---

# LISTE DES TABLEAUX

2.1	Guide de sélection des mortiers pour la maçonnerie moderne [CSA, 2004]	13
2.2	Résistances en compression et en tension pour différents types de mortier [Beall, 1993]	14
2.3	Classification des types de structure [CNRC, 1993]	18
2.4	Paramètres à évaluer lors d’une évaluation d’un bâtiment en maçonnerie non armée - Tableau A-1 [NRCC, 1993]	36
2.5	Rapports $h/t$ à respecter pour des murs et des parapets en maçonnerie non armée (Tableau A-2, [NRCC, 1993])	37
2.6	Rapports $h/t$ à respecter pour les murs et les parapets en maçonnerie non armée [CSA, 2006]	41
2.7	Définition des zones de sismicité [ASCE/SEI41, 2006]	42
2.8	Rapports $h/t$ à respecter pour les murs de maçonnerie non armée chargés hors-plan [ASCE/SEI41, 2006]	46
2.9	Exigences en terme de rapport $\Delta_{eff}/h_{eff}$ [ASCE/SEI41, 2006]	47
3.1	Données climatiques pour La Malbaie et Montréal [CNRC, 1970]	68
3.2	Résumé des charges permanentes	71
3.3	Résumé des résultats pour le calcul de la charge de neige	72
3.4	Résumé des résultats pour le calcul de la charge de vent	74
3.5	Poids sismique $W$ pour La Malbaie	75
3.6	Poids sismique $W$ pour Montréal	75
3.7	Résumé des résultats pour le calcul des efforts sismiques	76
3.8	Résumé des paramètres utilisés dans le calcul de l’épaisseur équivalente ( $a$ ) des murs de remplissage	86
3.9	Réduction de la largeur $a$ pour tenir compte des ouvertures	87
3.10	Modes de vibration, fréquences et périodes naturelles des bâtiments typiques	89
3.11	Données sismiques d’après le CNBC-2010 pour une période de retour de 2500 ans	91
3.12	Accélérogrammes sélectionnés pour La Malbaie	92
3.13	Accélérogrammes sélectionnés pour Montréal	92
3.14	Déplacements relatifs maximums obtenus pour La Malbaie	95
3.15	Déplacements relatifs maximums obtenus pour Montréal	96
3.16	Modes de vibration, fréquences naturelles et périodes fondamentales du cadre expérimental	99
3.17	Estimation préliminaire des déplacements relatifs maximums pour le cadre expérimental	99
4.1	Spécifications de la table sismique MTS [Gauron, 2010]	102
4.2	Fabrication des cubes de mortier pour le premier mur du programme expérimental (19 janvier 2013)	109

4.3	Fabrication des cubes de mortier pour le deuxième mur du programme expérimental (29 mars 2013) . . . . .	109
4.4	facteurs de correction en fonction du rapport $h_p/t_p$ [ASTM, 2010a] . . . . .	112
4.5	Balayage fréquentiel des modes à l'étude . . . . .	117
4.6	Accélérogrammes sélectionnés pour La Malbaie . . . . .	120
4.7	Déplacements relatifs maximums pour le cadre expérimental . . . . .	121
4.8	Présentation des essais réalisés pour chacun des murs . . . . .	122
4.9	Informations par rapport aux accéléromètres installés sur le montage expérimental . . . . .	129
4.10	Informations par rapport aux potentiomètres installés sur le montage expérimental . . . . .	129
4.11	Informations par rapport aux LVDT installés sur le montage expérimental . . . . .	129
4.12	Informations par rapport aux jauges de déformation installées sur le montage expérimental . . . . .	130
5.1	Résultats des essais en compression sur les cubes de mortier . . . . .	135
5.2	Résistances en compression moyennes et coefficients de variation . . . . .	135
5.3	Résultats des essais en compression sur unités de maçonnerie . . . . .	137
5.4	Résultats des essais en compression concentriques sur les prismes de deux unités . . . . .	139
5.5	Résultats des essais en compression excentriques sur les prismes de deux unités . . . . .	141
5.6	Comparaison des accélérations maximales obtenues pour la réponse et la commande envoyée - Mur 1 . . . . .	173
5.7	Comparaison des accélérations maximales obtenues pour la réponse et la commande envoyée - Mur 2 . . . . .	177
5.8	Comparaison des accélérations maximales obtenues pour la réponse et la commande envoyée - Mur 3 . . . . .	178



# LISTE DES SYMBOLES

$A$	Aire de la section du mur ; Aire en compression du mur
$A_0$	Aire des ouvertures
$A_g$	Aire brute de la section
$A_n$	Aire en compression couverte de mortier ; Aire nette de la section
$A_p$	Aire du mur de remplissage sans compter les ouvertures
$b$	Longueur d'une unité
$C$	Coefficient numérique de cisaillement à la base
$C_s$	Coefficient de surcharge de neige sur les toits
$C_e$	Coefficient d'exposition
$C_g$	Coefficient d'effet des rafales
$C_p$	Coefficient de pression extérieure selon l'emplacement du revêtement étudié ou coefficient de forme
$C_{pi}$	Coefficient de pression intérieure
$D$	Charge permanente ; Longueur du mur dans le plan
$E$	Efforts sismiques
$E_{fe}$	Module élastique ou de Young du cadre structural
$E_m$	Module élastique de la maçonnerie
$E_{m,unité}$	Module de Young d'une unité de maçonnerie
$E_{me}$	Module élastique ou de Young du matériau de remplissage
$E_{mt}$	Module élastique d'un prisme de maçonnerie
$F$	Coefficient de fondation ; Force
$F_a$	Coefficient d'accélération de l'emplacement
$F_{cr}$	Fissuration du mur
$F_p$	Force latérale d'inertie à appliquer au système de retenue latérale
$F_y$	Limite élastique de l'acier
$F_u$	Résistance ultime de l'acier
$F_v$	Coefficient de vitesse de l'emplacement
$H$	Hauteur du mur
$I$	Degré d'importance de la structure
$I_{col}$	Moment d'inertie des colonnes du cadre
$I_g$	Moment d'inertie de la section brute
$I_n$	Moment d'inertie de la section nette
$I_p$	Catégorie de risque sismique du composant
$I_x$	Moment d'inertie selon l'axe fort
$I_y$	Moment d'inertie selon l'axe faible
$I_E$	Coefficient de priorité parasismique ou catégorie de risque sismique du bâtiment
$I$	Moment d'inertie
$K$	Coefficient numérique qui représente le matériau et le genre de construction, de l'amortissement, de la ductilité, et le pouvoir d'absorption d'énergie de la structure
$L$	Surcharge d'utilisation ; Longueur du mur
$L_{inf}$	Longueur du mur de remplissage
$O$	Point de rotation
$P$	Charge appliquée
$P_D$	Force axiale en compression due aux charges gravitaires ou au poids propre
$P_E$	Force axiale en compression due aux charges gravitaires
$P_L$	Force axiale minimale en compression due aux charges gravitaires
$P_{max}$	Charge maximale en compression
$R$	Facteur sismique ; Coefficient sismique de la région qui représente la mesure de l'activité sismique et le risque dans la région à l'étude
$R_{d,max}$	Facteur d'amplification dynamique

---

$R_F$	Facteur de réduction de la largeur de la bielle équivalente
$R_p$	Coefficient de modification de force relié à la ductilité et à la surcapacité
$S_a(T)$	Accélération spectrale pour une période donnée et pour un amortissement de 5%
$SA_{targ}$	Accélération spectrale du spectre de dimensionnement UHS
$SA_{sim}$	Accélération spectrale du spectre de l'enregistrement artificiel
$S_{DS}$	Accélération spectrale pour une période courte avec 5% d'amortissement
$S_p$	Coefficient de force horizontale d'une partie d'un bâtiment et de son ancrage
$S_w$	Coefficient de force horizontale de l'élément ou de son ancrage
$S_{XS}$	Accélération spectrale pour une période courte avec 5% d'amortissement
$T$	Contraintes thermiques ; Période
$\ddot{U}_g$	Accélération au sol ; Amplitude des excitations harmoniques commandées
$W$	Poids du mur ; poids sismique ; Charges de vent
$W_d$	Force axiale en compression due aux charges gravitaire ou au poids propre
$W_p$	Poids du mur ou composant
$V$	Effort sismique latéral minimum à admettre
$V_a$	Résistance d'un mur pour un mode de rupture de glissement des joints
$V_{dt}$	Résistance d'un mur pour un mode de rupture par tension diagonale
$V_p$	Force latérale d'inertie à appliquer aux attaches
$V_r$	Résistance d'un mur pour un mode de rupture de balancement
$Z'$	Zone sismique effective selon le CNBC-1990
$Z_v$	Zone sismique d'accélération selon le CNBC-1990
$Z_a$	Zone sismique de vitesse selon le CNBC-1990
$a$	Largeur de la bielle équivalente
$a_p$	Facteur d'amplification dynamique
$a_{red}$	Largeur de la bielle équivalente réduite
$c$	Constante d'amortissement ; Distance de la face du spécimen à l'axe neutre
$d$	Hauteur d'un profilé WF ; Largeur d'une unité de maçonnerie
$f$	Fréquence
$f_a$	Contrainte axiale en compression due aux charges gravitaires
$f_{\bar{a}}, f_{\bar{b}}$	Deux fréquences encadrant le pic de résonance
$f_{dt}$	Résistance en tension diagonale de la maçonnerie
$f_g$	Adhérence du mortier à la maçonnerie (par rapport à l'aire brute du prisme)
$f_m$	Résistance en compression du mortier
$f_n$	Adhérence du mortier à la maçonnerie (par rapport à l'aire nette du prisme)
$f_{m,unité}$	Résistance en compression d'une unité de maçonnerie
$f'_m$	Résistance en compression de la maçonnerie incluant le mortier
$f_{mt}$	Résistance en compression d'un prisme de maçonnerie
$g$	Charge de neige au sol
$h$	Hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol ; hauteur du mur ; hauteur moyenne du bâtiment
$h_{col}$	Hauteur des colonnes par rapport aux axes neutres des poutres
$h_{eff}$	Hauteur effective d'un mur de maçonnerie ; Hauteur de la force résultante
$h_{inf}$	Hauteur du mur de remplissage
$h_p$	Hauteur du prisme
$h/t$	Rapport hauteur épaisseur du mur
$h/t_{col}$	Moyenne du rapport $h/t$ lors d'un effondrement
$k$	Rigidité
$l, l_w$	Longueur du mur
$m$	Masse
$p$	Pression extérieure ou succion due au vent
$q$	Pression dynamique due au vent
$r_{inf}$	Longueur diagonale du mur de remplissage
$s$	Charge de neige à admettre

---

---

$t$	Épaisseur du mur ; épaisseur minimale d'une des parois d'une unité de maçonnerie ; temps
$t_p$	Épaisseur du prisme
$t_w$	Épaisseur du mur de maçonnerie
$t_{inf}$	Épaisseur du mur de remplissage
$u$	Déplacement
$\ddot{u}_g$	Accélération au sol
$y$	Hauteur de la fibre la plus éloignée de l'axe neutre du mur
$v$	Rapport de vitesse de la zone
$v_m$	Résistance en cisaillement de la maçonnerie
$v_{me}$	Résistance en cisaillement de la maçonnerie
$v_t$	Résistance en cisaillement du mortier
$w_b$	Largeur des unités de maçonnerie
$x$	Longueur du bras de levier
$z$	Hauteur de la structure au point d'attache du composant
$\alpha$	Facteur de fissuration ; facteur lors du calcul de la résistance d'un mur pour un mode de rupture de balancement
$\alpha_E$	Coefficient de réduction de charge sismique
$\Delta$	Déplacement
$\Delta_{eff}$	Déplacement relatif d'un mur de maçonnerie
$\Delta_f$	Pas de fréquence ; Déplacement à la rupture
$\Delta_{fissuration}$	Déplacement correspondant à la première fissuration d'un mur
$\Delta_{f_m}$	Gain de résistance en compression pour une période donnée
$\Delta_{instabilité}$	Déplacement ultime d'un mur
$\lambda$	Coefficient servant à calculer la largeur de la bielle équivalente
$\omega_0$	Pulsation naturelle d'un système
$\sigma_{cr}$	Résistance en flexion du mur de maçonnerie non armée
$\theta$	Angle de la bielle équivalente par rapport à l'horizontale ; Angle de rotation
$\xi$	Amortissement

---



# LISTE DES ACRONYMES

<i>2DOF</i>	Système à deux degrés de liberté ( <i>2 Degrees of Freedom</i> )
<i>AMB</i>	Ossature en acier avec murs de cisaillement en béton
<i>AMR</i>	Ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie
<i>ASCE/SEI</i>	<i>American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute</i>
<i>ASTM</i>	<i>American Standard of Testing Materials</i>
<i>BMR</i>	Ossature de béton avec murs de remplissage en béton
<i>CCMPA</i>	<i>Canadian Concrete Masonry Producers Association</i>
<i>CFO</i>	Composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments
<i>CMACN</i>	<i>Concrete Masonry Association of California and Nevada</i>
<i>CMU</i>	<i>Concrete Masonry Unit</i>
<i>CNBC</i>	Code national du bâtiment
<i>CNRC</i>	Conseil national de recherches Canada
<i>COSMOS</i>	<i>Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems</i>
<i>COV</i>	Coefficient de variation
<i>CQC</i>	<i>Complete quadratic combination</i>
<i>CRGP</i>	Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures de l'Université de Sherbrooke
<i>CRSNG</i>	Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada
<i>CSA</i>	<i>Canadian Standards Association</i>
<i>FEMA</i>	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
<i>FRF</i>	Fonction de réponse en fréquence
<i>IBC</i>	<i>International Building Code</i>
<i>ICCA</i>	Institut canadien de la construction en acier
<i>LVDT</i>	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
<i>MAB</i>	Murs porteurs en maçonnerie armée
<i>MAL</i>	La Malbaie; Murs porteurs en maçonnerie armée avec platelages en bois ou en métal
<i>MBC</i>	Murs de béton travaillant en cisaillement
<i>MBP</i>	Murs en béton préfabriqué
<i>MDOF</i>	Système à plusieurs degrés de liberté ( <i>Multiple Degrees of Freedom</i> )
<i>MEDDE</i>	Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie
<i>MNA</i>	Murs porteurs en maçonnerie armée non armée
<i>MTS</i>	<i>Mechanical Testing System</i>
<i>MW</i>	Conditions climatiques modérées ( <i>Moderate Weather</i> )
<i>NEHRP</i>	<i>National Earthquake Hazards Reduction Program</i>
<i>NSMP</i>	<i>National Strong Motion Project</i>
<i>NW</i>	Conditions climatiques négligeables ( <i>Negligible Weather</i> )
<i>OAM</i>	Ossature en acier résistant aux moments
<i>OBM</i>	Ossature en béton résistant aux moments
<i>OBP</i>	Ossature en béton préfabriquée
<i>OCA</i>	Ossature contreventée en acier
<i>OI</i>	Occupation immédiate ( <i>Immediate Occupancy</i> )
<i>OLA</i>	Ossature légère en acier
<i>OLB</i>	Ossature légère en bois
<i>OLI</i>	<i>Online Iteration</i>
<i>PC</i>	Prismes de maçonnerie testés en compression au laboratoire
<i>PE</i>	Prévention d'effondrement ( <i>Collapse Prevention</i> )
<i>PEER</i>	<i>Pacific Earthquake Engineering Center</i>

<i>PGA</i>	Accélération maximale au sol ( <i>Peak Ground Acceleration</i> )
<i>PGD</i>	Déplacement maximal au sol ( <i>Peak Ground Displacement</i> )
<i>PPB</i>	Poteaux et poutre en bois
<i>RCRP</i>	Réseau canadien pour la recherche parasismique
<i>RNC</i>	Ressources Naturelles Canada
<i>SDOF</i>	Système à un degré de liberté ( <i>Single Degree of Freedom</i> )
<i>SP</i>	Sécurité de la population ( <i>Life Safety</i> )
<i>SRFS</i>	Système résistant aux forces sismiques
<i>SW</i>	Conditions climatiques sévères ( <i>Severe Weather</i> )
<i>TMS MSJC</i>	<i>The Masonry Society; Masonry Standard Joint Committee</i>
<i>TPSGC</i>	Travaux publics et services gouvernementaux du Canada
<i>TFR</i>	Transformée de Fourier rapide
<i>UC</i>	Unités de maçonnerie testées en compression au laboratoire
<i>UHS</i>	<i>Uniform Hazard Spectrum</i>
<i>WF</i>	<i>Wide Flange</i>

---

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

### 1.1 Mise en contexte

#### 1.1.1 Le risque sismique au Canada et au Québec

Plus de la moitié de la population canadienne demeure dans des zones avec un grand risque sismique. Cinq des plus grandes villes canadiennes se situent dans ces zones critiques, soit Vancouver, Montréal, Ottawa-Gatineau, Victoria et Québec. Le risque sismique est la combinaison de l'aléa sismique et de la vulnérabilité des enjeux exposés<sup>1</sup> pour un endroit donné. Par contre, l'importance des dommages subis est souvent plus influencée par la vulnérabilité des enjeux que par l'intensité d'un séisme. Par exemple, le séisme de Bam en Iran de 2003 (M6.6) a causé la mort de plus de 30 000 personnes, alors que le séisme de Kobé de 1995 (M6.9), d'une intensité légèrement supérieure, a fait environ 6 300 victimes. La magnitude des deux séismes était similaire, mais la différence au niveau de la vulnérabilité entre les constructions des deux villes est la cause de l'important écart au niveau des victimes [MEDDE, 2012].

La terre tremble fréquemment au Québec, on parle d'une centaine de secousses par année, dont une dizaine sont ressenties par la population. Certains séismes majeurs de forte magnitude ont frappé le Québec, et les plus récents à avoir marqué l'histoire sont ceux de Charlevoix-Kamouraska de 1925 (M6.2), du Témiscamingue de 1935 (M6.1) et du Saguenay de 1988 (M5.9) [Lamontagne, 2002]. Ces tremblements de terre sont survenus, il y a déjà plusieurs années et ont engendré seulement qu'un faible nombre de pertes de vie humaine. Ils ont toutefois causé des pertes économiques importantes attribuables aux dommages matériels des bâtiments et aux autres installations. Par exemple, le tremblement de terre du Saguenay de 1988 a causé de 10 à 20 millions de dollars de pertes économiques pour les régions avoisinantes [Allen *et al.*, 1989]. Si des tremblements de terre similaires se manifestaient aujourd'hui, le risque de perte de vies humaines et les pertes économiques seraient beaucoup plus élevés, notamment à cause du taux d'accroissement de la population et du nombre de bâtiments construits incapable de résister à de tels événements [Lamontagne, 2002]. Des séismes avec une magnitude égale ou supérieure à ceux ressentis

---

<sup>1</sup>Population, types de bâtiments et infrastructures.

auparavant au Québec vont se reproduire, mais la date exacte est impossible à prédire. Les causes des séismes dans l'Est du Canada sont en quelque sorte inexplicables par les sismologues. Contrairement aux régions situées en bordure des plaques tectoniques, où l'activité sismique est directement liée à l'interaction des plaques tectoniques, l'Est du Canada se trouve dans une zone stable, approximativement au centre de la plaque de l'Amérique du Nord. L'activité sismique dans de telles régions semble être liée à des champs de contraintes régionaux, étant donné que les séismes se concentrent dans les zones de faiblesse de la croûte terrestre [RNC, 2012].

### 1.1.2 Les composants fonctionnels et opérationnels d'un bâtiment

Un bâtiment est constitué de divers éléments, dont les éléments structuraux et non structuraux. Dans la littérature, on utilise également le terme composants fonctionnels et opérationnels (CFO) lorsque l'on fait référence aux éléments non structuraux. Les éléments structuraux sont conçus pour transférer toutes les charges aux fondations, sans provoquer l'effondrement d'un bâtiment. Les CFO ou éléments non structuraux quant à eux n'ont aucun rôle à jouer au niveau du transfert des charges. Ils sont répartis en trois catégories soit les composants architecturaux, les composants techniques<sup>2</sup> et les composants liés au contenu du bâtiment. Les figures 1.1 et 1.2 donnent des exemples de CFO que l'on peut retrouver dans un bâtiment [CSA, 2006].

La vulnérabilité sismique d'un CFO dépend de sa capacité à éviter ou résister aux forces sismiques appliquées et aux déformations engendrées par un bâtiment [CSA, 2006]. Lors d'un tremblement de terre, les CFO sont soumis à :

- Des forces d'inertie dues aux secousses transmises par les éléments structuraux. Ces forces constituent le problème le plus récurrent lorsque les CFO sont attachés au plancher, au mur ou à d'autres éléments structuraux
- Des déformations dues aux mouvements de la structure du bâtiment
- Des collisions avec d'autres composants

Les dommages survenus lors de récents tremblements de terre ont eu pour effet d'attirer davantage l'attention sur le comportement des CFO dans la performance globale du bâtiment. Les risques pour la sécurité, les dommages matériels et les pertes de fonctions et d'opérations d'un bâtiment peuvent être significativement aggravés par la défaillance ou le dysfonctionnement des CFO, même si le système structural du bâtiment s'est bien

---

<sup>2</sup>Mécanique, plomberie, électricité et télécommunication.

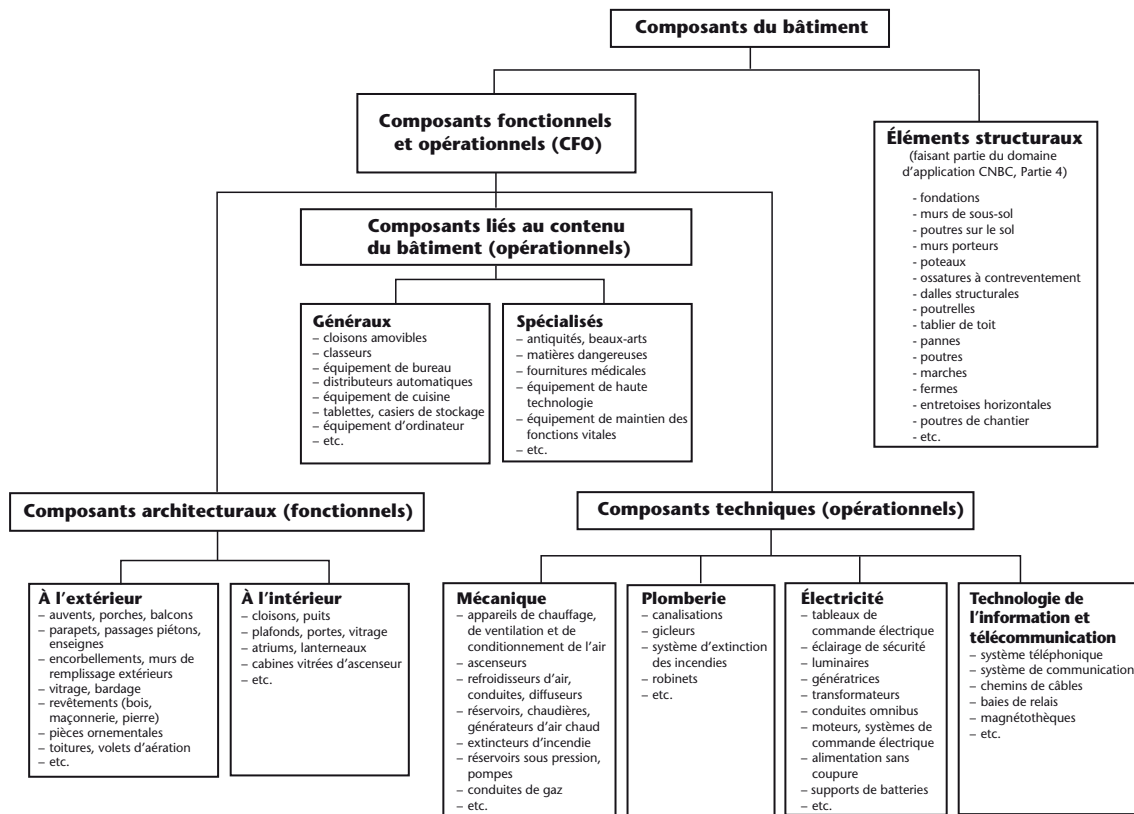


Figure 1.1 Composants d'un bâtiment typique [CSA, 2006]

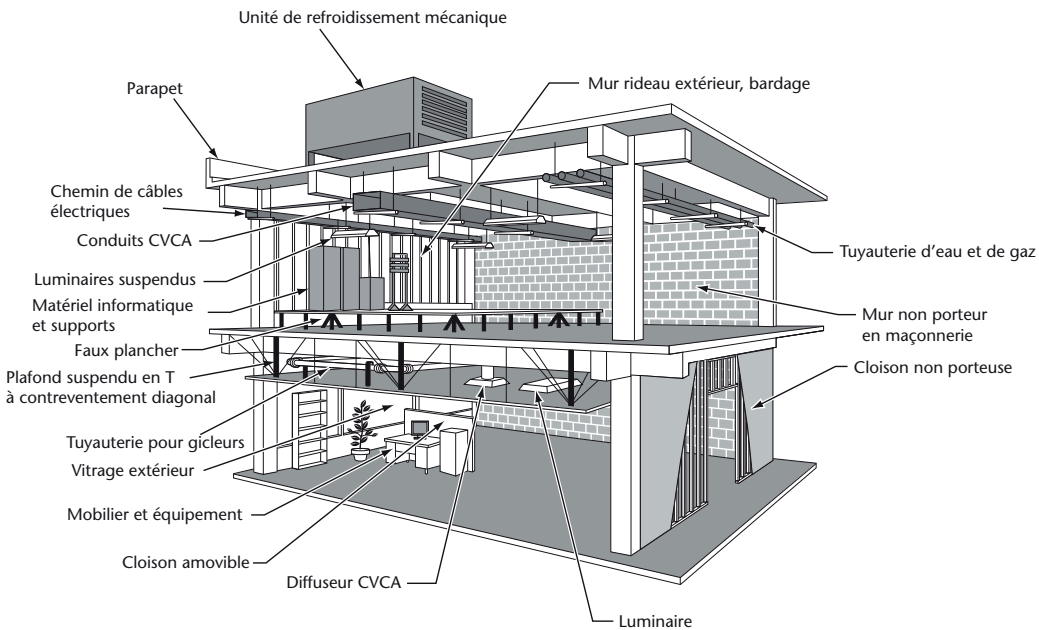


Figure 1.2 Composants fonctionnels et opérationnels d'un bâtiment typique [CSA, 2006]

comporté lors d'un séisme. Par exemple, le tremblement de terre de Nisqually de 2001 (Seattle-Olympia) a entraîné des pertes de l'ordre de 2 milliards de dollars et une grande partie de ces pertes a été attribuée à la défaillance de CFO comme les parapets, les cheminées, les cloisons en maçonnerie non armée, les systèmes de luminaires et les plafonds suspendus [CSA, 2006]. Lors du tremblement de terre du Saguenay en 1988, la majorité des dommages rapportés a été attribuée à la défaillance des cloisons construites en blocs de béton non armé. En effet, plusieurs cloisons de blocs de béton, présentes en particulier dans les constructions peu élevées à structures d'acier, ont été endommagées ou se sont partiellement écroulées [Allen *et al.*, 1989]. Les nombreux tremblements de terre survenus en 2010 à Port-au-Prince (Haïti) ont également suscité beaucoup d'attention. Lors de la tragédie, un nombre important de bâtiments publics construits en maçonnerie non armée ont été détruits ou endommagés. La figure 1.3 montre un exemple d'un effondrement d'une série de cloisons en maçonnerie non armée au Collège Canado Haïtien à Port-au-Prince.



Figure 1.3 Rupture en porte-à-faux de murs de cloison en maçonnerie non armée lors du tremblement de terre d'Haïti en 2010 (Photo : Patrick Paultre)

### 1.1.3 La maçonnerie non armée au Québec

La maçonnerie non armée est présente dans une grande majorité de constructions du Québec, en particulier dans les bâtiments de la catégorie de risque *élevé*<sup>3</sup> ou de *protection civile*<sup>4</sup> du Code national du bâtiment (CNBC) [Paquette, 2011]. Ces constructions, comme les écoles, les hôpitaux, les centres sportifs, les arénas et autres bâtiments d'importance similaire peuvent être désignés comme centre d'accueil ou de refuge temporaire en cas de désastre naturel. Par conséquent, le système structural et les CFO essentiels au

<sup>3</sup>Bâtiments susceptibles d'être utilisés comme refuge de protection civile [CNRC, 2010].

<sup>4</sup>Bâtiments où sont fournis des services essentiels en cas de catastrophe [CNRC, 2010].

fonctionnement de ces bâtiments doivent être en mesure de résister à toutes sollicitations afin d'assurer la sécurité de la population et d'offrir les soins nécessaires aux sinistrés lors d'événements majeurs.

La maçonnerie non armée est reconnue comme un matériau fragile et se comporte mal face à des efforts sismiques. Les efforts sismiques sont cycliques et réversibles, ce qui entraîne une dégradation progressive et incontrôlée du matériau. Des dommages importants sur des bâtiments en maçonnerie non armée ont été observés notamment après le tremblement de terre de 1925 dans la région de Charlevoix et confirmé par après dans d'autres tremblements de terre dans l'Est canadien, dont celui du Saguenay en 1988 [Lamontagne, 2002; Paultre *et al.*, 1993]. Malgré le fait qu'aucun effondrement structural n'ait eu lieu, on peut rapporter plusieurs exemples concernant la piètre performance, et dans certains cas la ruine des murs de maçonnerie non armée. La figure 1.4 montre un exemple frappant d'effondrement de murs de cloison en blocs de béton à la polyvalente Dominique Racine à Chicoutimi lors du séisme du Saguenay de 1988 [Mitchell *et al.*, 1990].



Figure 1.4 Effondrement d'un mur de cloison en blocs de béton à la polyvalente Dominique Racine à Chicoutimi lors du tremblement de terre du Saguenay en 1988 [Mitchell *et al.*, 1990]

## 1.2 Problématique et objectifs du projet de recherche

Les dommages attribués au séisme du Saguenay de 1988 ont permis de tirer certaines conclusions. La cause principale des problèmes suscités par les cloisons de blocs de béton réside dans l'absence d'un système de retenue latérale approprié à la structure. Afin d'assurer une meilleure protection incendie, les cloisons de blocs de béton se prolongent souvent jusqu'au toit, sans toutefois être fixées aux éléments structuraux. Non seulement ces cloisons sont instables, mais également d'autres éléments de construction peuvent s'y heurter.

---



Dans tous les cas où des dommages considérables aux structures de maçonnerie ont été constatés, les exigences du Code national du bâtiment et les normes de constructions de l'époque n'ont pas été respectées [Allen *et al.*, 1989]. Ainsi, de futurs tremblements de terre d'intensité comparable à celui du Saguenay de 1988 pourraient causer des dommages importants aux bâtiments composés de murs et de cloisons en maçonnerie non armée. Tel que mentionné précédemment, une attention particulière envers les bâtiments de la catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile* du CNBC doit être apportée. Plusieurs évaluations quant à la sécurité sismique de bâtiments existants ont été réalisées dans les dernières années, notamment pour les hôpitaux de La Malbaie et de Baie-Saint-Paul. Ces deux bâtiments comportent un grand nombre de murs de cloison construits avec de la maçonnerie non armée et sont exposés à une zone où l'aléa sismique est le plus important de tout l'Est du Canada <sup>5</sup>. Les résultats des études démontrent que les deux bâtiments présentent des défaillances sismiques au niveau des éléments structuraux et non structuraux [Pelletier, 2010]. Ceci amène alors à envisager et à considérer des solutions de réhabilitation permettant de sécuriser les lieux face à d'éventuelles catastrophes.

L'objectif principal du projet de recherche vise à mieux connaître le comportement sismique hors-plan de la maçonnerie non armée, utilisée comme murs de cloison dans plusieurs constructions du Québec. Il est important de rappeler que ces murs sont catégorisés comme des composants fonctionnels et opérationnels (CFO) selon la CAN/CSA S832 (Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments). Il s'agit du quatrième projet portant sur la maçonnerie non armée au sein du Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures de l'Université de Sherbrooke (CRGP). La maçonnerie est un sujet très large au niveau de plusieurs aspects : type de matériau, types de construction, comportement pour différentes directions de sollicitation, etc. Par conséquent, la revue de littérature du projet présenté au chapitre 2 donnera un aperçu général des différents types de matériau, des types de murs, des types de constructions fréquentes en maçonnerie, des différents modes de rupture, des documents techniques publiés et des recherches antérieures réalisées. De même manière, des limites ont dû être imposées en ce qui concerne le programme expérimental. Cette section du mémoire est concentrée uniquement sur les murs de cloison de maçonnerie non armée en béton, et ce, pour des constructions des années 1960 à 1980. Il est important de noter qu'un nombre important de constructions comportant des murs en maçonnerie

---

<sup>5</sup>Il est possible de quantifier l'aléa sismique selon les valeurs de PGA données dans le CNBC (accélération maximale au sol pour un lieu donné). Pour La Malbaie la valeur de PGA est égale à 1.2 g selon le CNBC-2010. Cette valeur s'avère être la plus élevée pour tout l'Est du Canada. À titre de comparaison, Montréal (City Hall) a une valeur de PGA de 0.33 g

---



non armée ont été réalisées lors de ces deux décennies [Boutin, 2013; Paquette, 2011]. Des statistiques seront données ultérieurement à la section 2.3 de la revue de littérature.

L'objectif principal du projet de recherche peut être défini en plusieurs objectifs spécifiques, soient :

1. Effectuer une revue de littérature concernant les ouvrages en maçonnerie non armée et de leur comportement sismique.
2. Développer une base de données expérimentale sur le comportement sismique hors-plan des murs de cloison en maçonnerie non armée, utilisés dans les bâtiments de catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile*, construits dans les années 1960 à 1980.
3. Explorer des solutions simples et pratiques pour la réhabilitation sismique des murs de cloison en maçonnerie non armée.
4. Effectuer des essais dynamiques sur table sismique dans la direction hors-plan sur des spécimens de murs de cloison en maçonnerie non armée avec et sans réhabilitation.
5. Former une main-d'œuvre qualifiée dans la conduite d'essais dynamiques et dans la réhabilitation sismique des murs de cloison en maçonnerie non armée
6. Élaborer et proposer des solutions de réhabilitation sismiques appliquées aux murs de cloison en maçonnerie non armée.

La réhabilitation sismique des bâtiments existants est une procédure très complexe et les solutions de réhabilitation proposées devront tenir compte de cette réalité. Les solutions à envisager pour la réhabilitation sismique des bâtiments en maçonnerie non armée doivent être simples et économiques, tout en rehaussant de manière significative le niveau de sécurité.

### 1.3 Plan du mémoire

Le présent mémoire comporte un total de 6 chapitres divisés comme suit. Le chapitre 2 présente la revue de littérature effectuée dans le cadre de ce projet de recherche. Le chapitre 3 résume les étapes suivies pour l'élaboration du montage expérimental. Le chapitre 4 décrit le programme expérimental, alors que le chapitre 5 présente les résultats expérimentaux obtenus. Finalement, le chapitre 6 présente les conclusions tirées du projet de recherche.

---



# CHAPITRE 2

## REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 La maçonnerie

#### 2.1.1 Le matériau et ses propriétés

La maçonnerie est utilisée depuis plusieurs millénaires dans un grand nombre de pays à travers le monde. Sa popularité s'explique par son faible coût, sa durabilité et sa facilité à mettre en place. Tout comme le béton, ce matériau se démarque particulièrement au niveau de son excellent comportement en compression. De plus, la maçonnerie offre une très bonne protection contre les incendies et une excellente isolation sonore d'où son utilisation comme cloison dans les bâtiments. La maçonnerie se présente sous trois catégories principales : les briques pleines ou creuses en argile, les tuiles structurales en argile et les blocs creux ou pleins en béton.

#### Les briques pleines ou creuses en argile

La brique pleine ou creuse est fabriquée à partir d'argile moulée, séchée et ensuite cuite à haute température. Le terme argile inclut les terres limoneuses et schisteuses, ou toutes autres matières premières de même composition minéralogique que l'argile. Ses dimensions sont variables, allant de 75 mm à 300 mm d'épaisseur, de 50 mm à 200 mm de hauteur et de 200 mm à 300 mm de longueur. Les briques d'argile sont considérées comme pleines lorsque les cellules constituent moins de 25% de l'aire brute. Les briques creuses quant à elles, ont une réduction d'aire de plus de 25%. Les cellules d'une brique ont pour but d'améliorer l'adhérence au mortier et l'ouvrabilité [Jaffe, 2004]. La figure 2.1 illustre les deux différents types de brique d'argile.

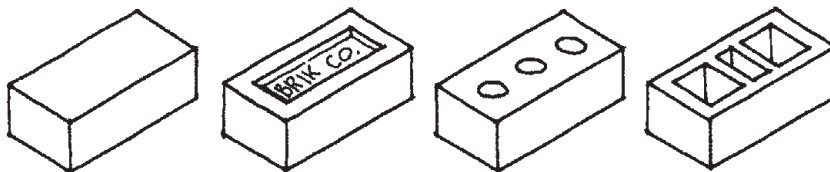


Figure 2.1 Briques d'argile pleines et creuses [Jaffe, 2004]

Les propriétés mécaniques des briques varient selon la composition minéralogique du matériau utilisé, la durée de cuisson et la température de cuisson. À titre d'exemple, la résistance

en compression d'une brique d'argile produite en Amérique du Nord peut varier entre 10 MPa et 155 MPa. Par contre, la majorité des briques ont une résistance en compression supérieure à 30 MPa [Beall, 1993]. Au Canada, la norme CSA A82 (*Brique de maçonnerie cuite en argile ou en schiste*) classe les briques d'argile en 3 catégories : type S, type A et type X. Le type S est utilisé pour un usage général, soit pour des ouvrages intérieurs ou extérieurs. Le type A est associé aux briques architecturales et le type X aux briques avec des exigences particulières au niveau des dimensions. Des briques de type EG sont également disponibles pour la construction d'ouvrages soumis à des cycles gel-dégel. Aux États-Unis, on classe les briques selon les conditions climatiques auxquelles elles doivent résister : conditions climatiques sévères (SW), moyennes (MW) ou négligeables (NW). De plus, les normes ASTM suivantes sont utilisées [Jaffe, 2004] :

- ASTM C62 : *Standard Specification for Building Brick*
- ASTM C216 : *Standard Specification for Facing Bricks*
- ASTM C652 : *Standard Specification for Hollow Brick*
- ASTM C1088 : *Standard Specification for Thin Veneer Brick Units*

### **Les blocs de béton creux ou pleins**

Les unités de maçonnerie en béton sont fabriquées à partir des mêmes ingrédients que le béton soit de ciment de portland, de granulats et d'eau. D'autres ingrédients peuvent être ajoutés afin d'améliorer les propriétés mécaniques des blocs tels que de l'air entrainé, des agents hydrofuges ainsi que des matériaux pouzzolaniques. La norme CSA A165.1 (*Éléments de maçonnerie en bloc de béton*) s'applique aux éléments de maçonnerie en bloc de béton. Les unités de béton peuvent se présenter sous la forme d'une section pleine (type SF) ou bien d'une section creuse (type H) [CCMPA, 2013]. Le bloc creux est le plus souvent utilisé dans le domaine de la construction. Celui-ci est beaucoup plus léger, économique, maniable et peut être armé de barres d'acier. Les unités de maçonnerie sont considérées comme creuses lorsque l'aire nette équivaut à moins de 75% de l'aire brute. Celles-ci sont produites commercialement dans des usines de béton tout en respectant certaines dimensions normalisées par la CSA. Les dimensions varient de 90 à 290 mm de largeur avec une face de 190 x 390 mm (figure 2.2). En général, le bloc de 190 mm x 190 mm x 390 mm est le plus fréquemment utilisé.

Selon la CSA A165.1, les unités de maçonnerie sont classées selon quatre catégories de densité : A (2000 kg/m<sup>3</sup> et plus), B (1800 à 2000 kg/m<sup>3</sup>), C (1700 à 1800 kg/m<sup>3</sup>) et D (1700 kg/m<sup>3</sup> et moins). Les propriétés mécaniques des unités de béton varient selon le type de granulats, le type de ciment, le rapport eau-ciment ainsi que le degré de compaction du

---

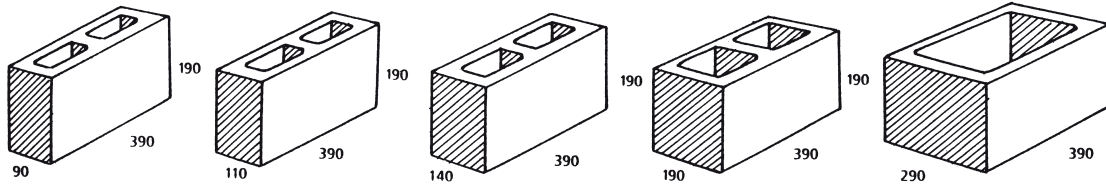


Figure 2.2 Blocs de béton creux [CMMA, 2010]

béton dans le moule lors de la coulée [Brandow *et al.*, 2007]. La résistance en compression d'un élément de béton creux varie généralement entre 10 MPa et 20 MPa. Des unités à haute résistance, soit d'environ 30 MPa, peuvent également être confectionnées en utilisant un mélange de béton approprié et en apportant un soin particulier au mûrissement des unités [CCMPA, 2013]. Du côté américain, les normes ASTM C90 (*Standard Specifications for Load Bearing Masonry Units*) et ASTM C129 (*Standard Specifications for Non-load Bearing Masonry Units*) sont utilisées et traitent des éléments de maçonnerie en béton porteurs et non-porteurs [Jaffe, 2004].

### La tuile structurale d'argile

La tuile structurale d'argile, composée de plus de 60% de vide, a des dimensions nominales variant de 100 mm à 300 mm d'épaisseur, 135 mm à 300 mm de hauteur et 300 mm de longueur. La classification des tuiles structurales d'argile est en fonction des charges et des conditions climatiques auxquelles elles doivent résister. Elles sont classées selon deux catégories, soit les tuiles porteuses (LB) et les tuiles non porteuses (NB). Si celles-ci sont exposées aux intempéries, la lettre X est ajoutée à la fin du terme [Beall, 1993]. Les propriétés mécaniques d'une tuile structurale d'argile sont en fonction de la composition minéralogique du matériau, la durée de cuisson, la température de cuisson et du positionnement lors de la pose. Au Canada, la norme CSA A82 (*Brique de maçonnerie cuite en argile ou en schiste*) traite des tuiles structurales d'argile. Aux États-Unis, les normes ASTM C34 (*Standard Specifications for Structural Clay Loadbearing Wall Tile*) et ASTM C56 (*Standard Specifications for Structural Clay Non-Loadbearing Wall Tile*) sont utilisées et donnent des informations concernant les tuiles structurales d'argile porteuses et non porteuses. Il est important de ne pas confondre le bloc de terra cotta architectural avec la tuile structurale d'argile bien que les deux ont la même forme et sont fabriquées avec le même matériau. Le bloc de terra cotta est utilisé seulement comme placage ou parement décoratif et contrairement à la tuile structurale, celui-ci ne fait l'objet d'aucune norme CSA ou ASTM. La figure 2.3 illustre certaines configurations de tuiles structurales d'argile disponibles sur le marché.

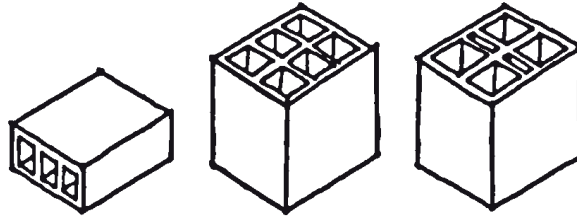


Figure 2.3 Tuile structurale en argile [Beall, 1993]

## 2.1.2 Le mortier et le coulis de ciment

### Le mortier

Le mortier est un mélange de matériaux cimentaires, d'agrégats fins et d'eau. La fonction du mortier est de lier les unités de maçonnerie entre elles afin d'empêcher l'infiltration d'air et d'eau dans un ouvrage. En moyenne, une construction en maçonnerie contient 7% de mortier avec des joints d'environ 10 mm d'épaisseur. Dans la majorité des ouvrages en maçonnerie, la résistance en compression du mortier et l'adhérence des joints aux unités de maçonnerie s'avèrent être les propriétés les plus importantes à considérer et à caractériser. La résistance en compression du mortier se mesure par des essais sur des cubes de mortier de 50 mm d'arête. Les essais à effectuer sont traités dans les normes CSA A179 (*Mortier et coulis pour la maçonnerie en éléments*) et ASTM C109 (*Compressive Strength of Cement Mortar Cubes*). L'adhérence des joints de mortier se mesure par des essais en tension ou en flexion spécifiés par l'ASTM. Les essais proposés par l'ASTM C952 (*Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units*) et l'ASTM C1072 (*Standard Test Method for Measurement of Masonry Bond Strength*) sont les plus couramment utilisés dans la pratique. Après 10 à 14 jours de murissement, le mortier atteint généralement 75% de sa résistance maximale [Beall, 1993].

Les normes CSA A179 et ASTM C270 (*Standard Specification for Mortar for Unit Masonry*) classifient le mortier selon cinq types, soit M, S, N, O et K. Chacun des types se distingue par ses proportions en ciment de portland, en chaux et en sable. Les matériaux cimentaires utilisés sont le ciment de Portland, le ciment de maçonnerie ou le mortier de ciment. En général, plus la quantité de ciment dans le mélange est importante, plus l'adhérence et la résistance en compression du mortier sont élevées. Par contre, le retrait dû au séchage est plus élevé. Un ajout supplémentaire d'eau, de chaux ou de sable contribue à diminuer les propriétés mécaniques du mortier, mais à augmenter l'ouvrabilité. La résistance à la compression des mortiers décroît du type M au type K. Comme les propriétés varient selon le type de mortier et qu'aucun mortier ne convient à toutes les utilisations, il est important que le mortier choisi pour une application précise soit celui qui répond le

mieux aux exigences finales. La sélection du type de mortier à utiliser doit également tenir compte des propriétés des éléments de maçonnerie utilisés, du milieu d'exposition et des exigences relatives au comportement de l'assemblage. Un guide de sélection des mortiers est présenté au tableau 2.1.

Tableau 2.1 Guide de sélection des mortiers pour la maçonnerie moderne [CSA, 2004]

<b>Emplacement</b>	<b>Élément du bâtiment</b>	<b>Mortier recommandé</b>	<b>Mortier substitut</b>
Extérieur au-dessus sol	Murs porteurs exigeant une résistance élevée à la compression	S	N
	Murs porteurs exigeant une faible résistance à la compression	N	S
	Murs non porteurs	N	S
	Parapets	N	S
Extérieur au niveau ou au-dessus du sol	Murs de fondation ou soutènement, regards, égouts, chaussées, allées et patios	S	M
Intérieur	Murs porteurs	N	N
	Cloisons non porteuses	N	N

Le mortier de type M est le mélange avec la résistance en compression la plus élevée et est généralement utilisé dans des ouvrages avec murs porteurs soumis à des efforts importants en compression. Le mortier de type S est utilisé pour des ouvrages soumis à des efforts latéraux importants (vent, séisme et poussée des terres) nécessitant une adhérence élevée des joints de mortier aux unités de maçonnerie. Le type S est également recommandé pour des ouvrages qui sont en contact permanent avec le sol, par exemple pour les fondations et les murs de soutènement. Le type K est un mortier riche en chaux à faible résistance souvent utilisé pour la réparation d'éléments non structuraux. Le mortier de type N, reconnu comme étant le plus polyvalent, s'avère être un très bon compromis entre résistance et ouvrabilité. Le type O est souvent utilisé pour des ouvrages de petite envergure et est préféré des maçons en raison de sa très bonne ouvrabilité et de son coût peu élevé. Le tableau 2.2 présente des résultats d'essais en compression et d'adhérence en tension réalisés sur différents types de mortier. Les proportions sont présentées dans l'ordre suivant : ciment, chaux et sable.

Tableau 2.2 Résistances en compression et en tension pour différents types de mortier [Beall, 1993]

Type	Proportion	Résistance (MPa) *	
		Compression	Tension
M	1 : $\frac{1}{4}$ : $3\frac{1}{2}$	25	0.45
S	1 : $\frac{1}{2}$ : $4\frac{1}{2}$	22	0.50
N	1 : 1 : 6	19	0.41
O	1 : 2 : 9	11	0.14
K	1 : 3 : 12	-	-

\* Valeurs à 28 jours (tirées d'essais réalisés par Acme Brick Co., situé à Fort Worth au Texas)

### Le coulis de ciment

Le coulis de ciment est un mélange composé de matériaux cimentaires, d'agrégats et d'eau. Dans un ouvrage avec des murs porteurs en maçonnerie armée, la fonction du ciment de remplissage est de lier les unités de maçonnerie avec les accessoires métalliques. Pour les ouvrages en maçonnerie non armée, le ciment de remplissage apporte une résistance additionnelle en compression et une meilleure protection incendie. La norme CSA A179 couvre les mélanges de coulis de ciment et les classe en deux catégories, soit les mélanges fins et grossiers. Pour être considéré comme un mélange fin, les agrégats doivent avoir une dimension maximale de moins de 12 mm. La sélection du type de mélange est basée sur les dimensions des cellules à remplir et de la hauteur de chute afin d'éviter la ségrégation des agrégats. La résistance minimale en compression du ciment de remplissage selon la norme CSA A179 doit être de 12.5 MPa à 28 jours. La norme ASTM C476 (*Standard Specifications for Grout for Masonry*) traite également du coulis de ciment pour les ouvrages en maçonnerie.

## 2.2 Les types de murs en maçonnerie non armée

Les constructions en maçonnerie non armée sont composées de deux types de murs, soit les murs porteurs et les murs non porteurs. Les murs porteurs supportent leur poids propre, les charges vives, les charges permanentes et font souvent partie du système de résistance aux charges latérales. Un mur non porteur (non structural) supporte uniquement son poids propre, mais doit également demeurer stable face aux charges latérales tout en subissant un minimum d'endommagement.

### Les murs porteurs



Les murs porteurs sont classés selon 2 catégories, soit le mur plein et le mur creux. Le mur plein est composé d'une ou plusieurs parois, soit du même type d'unité de maçonnerie ou d'une combinaison de plusieurs types. L'ajout d'une paroi supplémentaire permet d'obtenir une meilleure isolation thermique, une meilleure insonorisation ainsi qu'une meilleure protection incendie. Le mur creux est constitué de 2 parois séparées par un vide d'air. Cette cavité a pour fonctions d'améliorer l'isolation thermique et de réduire l'infiltration d'humidité. Malgré la présence d'un vide d'air, les deux parois du mur sont structurellement liées à l'aide d'attaches métalliques de manière à résister conjointement aux sollicitations latérales. Tout comme le mur plein, le mur creux est composé d'un seul type de maçonnerie ou d'une combinaison de deux types différents [Beall, 1993]. Les deux types de mur sont présentés à la figure 2.4.

### **Les murs non porteurs**

Les murs non porteurs sont classés selon 3 catégories, soit le mur à placage, le mur de cloison ou bien le mur de remplissage. Le mur à placage, habituellement utilisé comme revêtement extérieur, est formé d'une seule paroi de maçonnerie fixée à un contre-plaqué. La plupart du temps, le revêtement extérieur est composé de briques d'argile (fig. 2.4f). Le mur de cloison, qui sera étudié dans ce projet de recherche, sert à séparer les pièces intérieures d'un ouvrage. Souvent, un mur d'une seule paroi en blocs de béton ou bien en tuiles structurales d'argile est utilisé pour ses propriétés en terme d'insonorisation et de protection incendie. Le mur de remplissage, quant à lui, est formé d'un mur de maçonnerie inséré à l'intérieur d'un cadre structural d'acier ou de béton. Les murs de remplissage ont pour effet d'augmenter la rigidité globale d'un bâtiment et de limiter la capacité de déformation des cadres structuraux. Les inconvénients de l'utilisation des murs de remplissage dans un ouvrage seront discutés dans les prochaines sections de la revue de littérature. En règle générale, ceux-ci sont construits de blocs de béton ou bien de tuiles structurales d'argile [Beall, 1993]. Un exemple de mur de remplissage est montré à la figure 2.5.

## **2.3 Aperçu des types de constructions au Québec**

Cette section présente un aperçu des types de constructions courantes au Québec et résume les résultats d'études statistiques de quatre inventaires réalisés dans les dix dernières années. Une série de bâtiments a été étudiée dans les secteurs suivants : Vieux-Montréal, ville de Québec, commission scolaire des Chênes à Drummondville et commission scolaire de la Région-de-Sherbrooke. Pour chacun des inventaires réalisés, la classification des bâti-

---

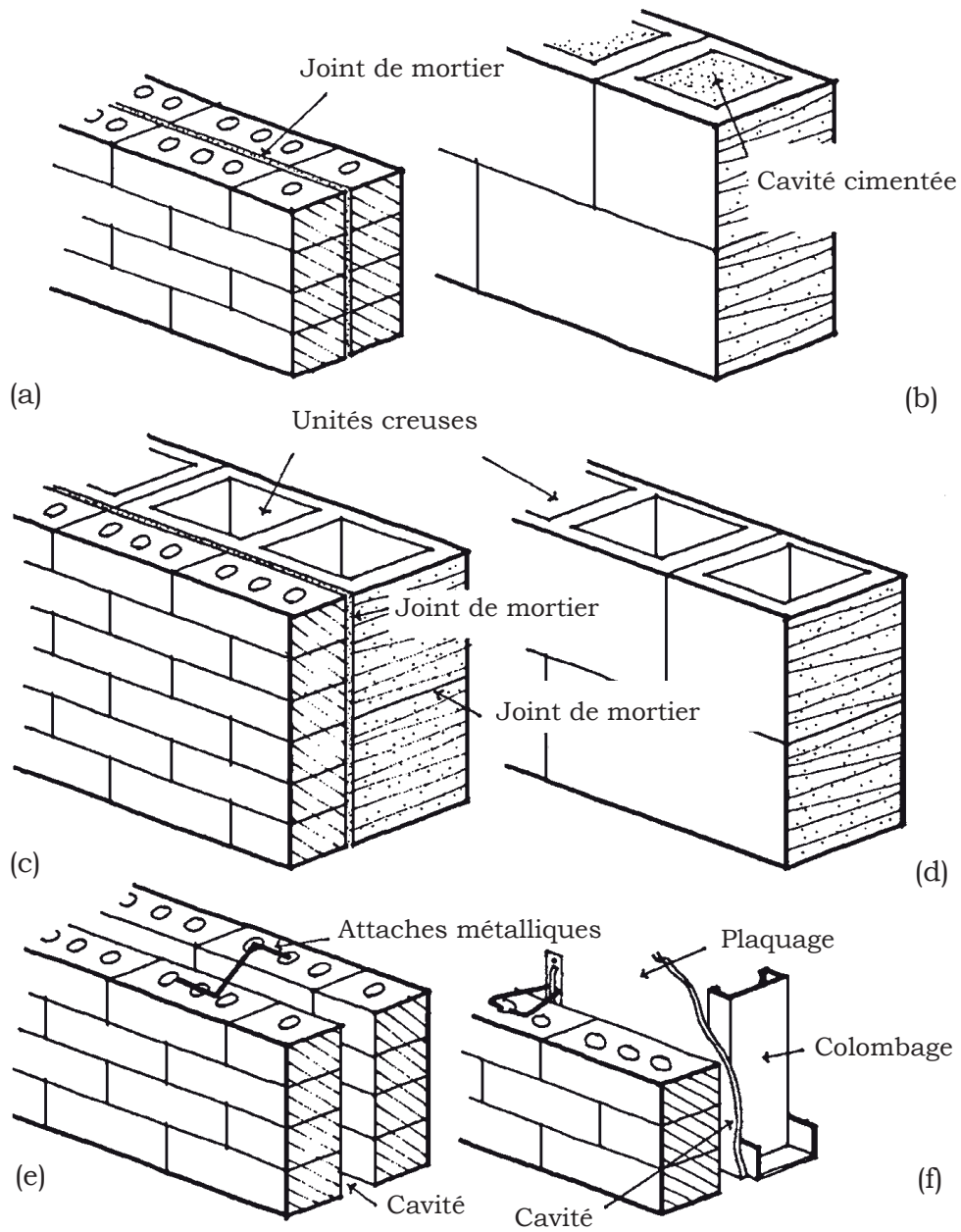


Figure 2.4 Types de murs (a) mur plein à deux parois (b) mur plein à une paroi (c) mur plein composite (d) mur plein simple (e) mur creux (f) mur à placage [Beall, 1993]

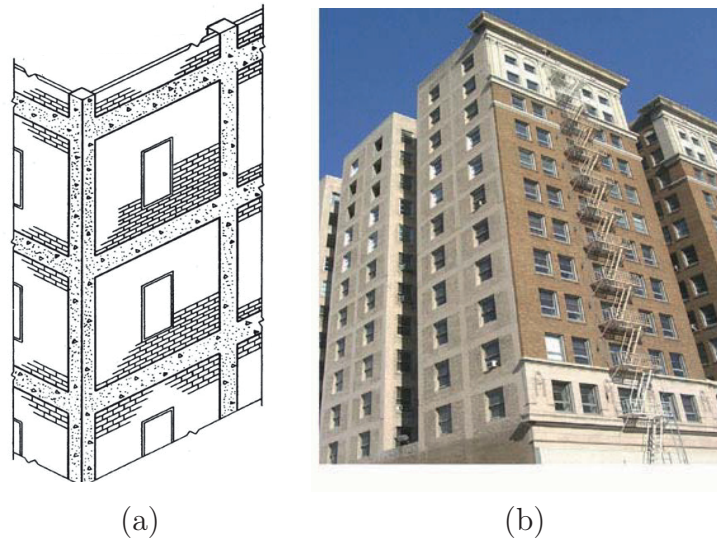


Figure 2.5 Murs de remplissage (a) cadres de béton avec murs de remplissage en MNA (b) bâtiment avec murs de remplissage en MNA [FEMA, 2002]

ments est effectuée selon le matériau dominant (bois, acier, béton, maçonnerie) et le type de structure. Tout dépendamment de l'inventaire, d'autres informations supplémentaires peuvent être disponibles tels que l'année de construction, le nombre d'étages et le type de maçonnerie utilisée pour les murs extérieurs et les cloisons. Le type de structure est classifié selon les classes typologiques de bâtiments du *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* [CNRC, 1993]. Celles-ci sont énumérées et décrites au tableau 2.3.

### 2.3.1 Inventaire des constructions du Vieux-Montréal (2004)

Le Vieux-Montréal est situé en bordure du fleuve Saint-Laurent, à proximité du centre-ville. Son territoire couvre près de  $0.6 \text{ km}^2$  et est délimité au Nord par la rue St-Antoine, à l'Est par la rue Berri et à l'Ouest par la rue McGill. Un nombre total de 89 bâtiments ont été inventoriés et ont été classés selon leur usage, leur année de construction, le nombre d'étages et le type de structure [Lefebvre, 2004; Nollet *et al.*, 2004]. Selon l'étude statistique, 44% des bâtiments sont construits avec de la maçonnerie non armée, 40% sont construits en acier avec ou sans murs de remplissage en maçonnerie non armée, 8% sont construits en béton et finalement 8% sont construits en bois. Au total, 88% des bâtiments sont composés de maçonnerie non armée. Au niveau du nombre d'étages, 63% des bâtiments ont moins de 5 étages, 30% ont entre 6 à 10 étages et 7% ont plus de 10 étages. La majeure partie des constructions (64%) sont réservées à un usage commercial ou pour

Tableau 2.3 Classification des types de structure [CNRC, 1993]

Type	Description	Accronymes
Bois	Ossature légère en bois	OLB
	Poteaux et poutres en bois	PPB
Acier	Ossature en acier avec murs de cisaillement en béton	AMB
	Ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie	AMR
	Ossature en acier résistant aux moments	OAM
	Ossature contreventée en acier	OCA
	Ossature légère en acier	OLA
Béton	Ossature en béton avec murs de remplissage en maçonnerie	BMR
	Murs de béton travaillant en cisaillement	MBC
	Murs en béton préfabriqué	MBP
	Ossature en béton résistant aux moments	OBM
	Ossature de béton préfabriquée	OBP
Maçonnerie	Murs porteurs en maçonnerie armée	MAB
	Murs porteurs en maçonnerie armée avec platelages en bois ou en métal	MAL
	Murs porteurs en maçonnerie non armée	MNA

offrir des services communautaires. Finalement, un nombre important de bâtiments a été construit entre les années 1860 et 1913 et tel qu'illustré à la figure 2.6, la maçonnerie domine particulièrement cette période en tant que matériau de construction primaire. Par contre, les résultats de l'étude ne spécifient pas le type de maçonnerie utilisé.

### 2.3.2 Inventaire des constructions de la ville de Québec (2008)

L'inventaire réalisé par Karbassi dans la ville de Québec comprend uniquement des statistiques au niveau du type de structure. L'échantillon recueilli a permis de documenter l'usage de la maçonnerie non armée en plus de développer une méthode de calcul d'indice de vulnérabilité sismique des bâtiments étudiés. La distribution de l'échantillon au niveau du type de structure, illustrée à la figure 2.7, présente une répartition plutôt équilibrée [Karbassi et Nollet, 2008]. La figure montre que 36% des bâtiments de l'échantillon comportent de la maçonnerie non armée (BMR, AMR et MNA). Un échantillon de 106 bâtiments a été utilisé pour cette étude statistique.

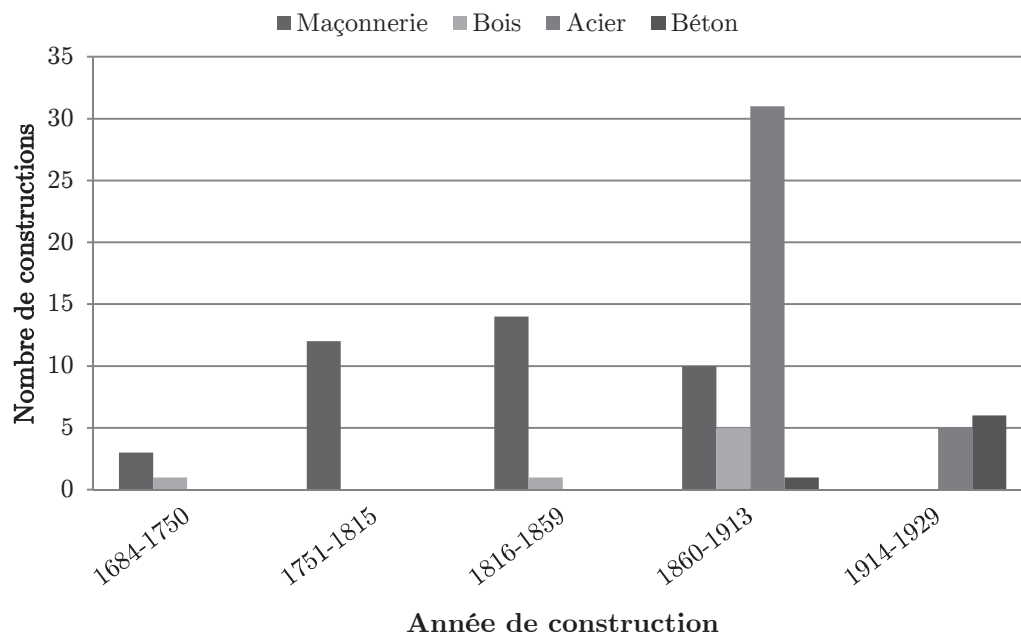


Figure 2.6 Distribution temporelle des types de matériaux utilisés à travers le temps pour 106 bâtiments de la ville de Québec [Nollet *et al.*, 2004]

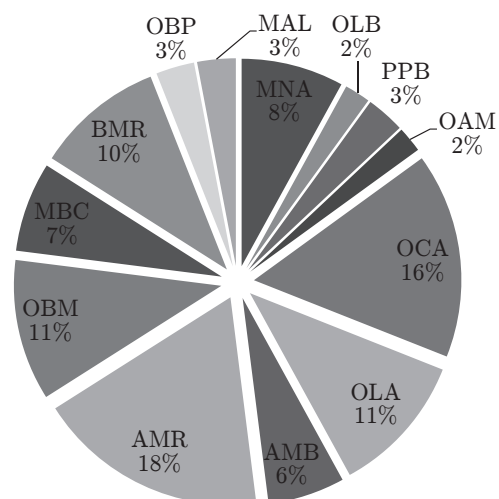


Figure 2.7 Distribution des types de structures de la ville de Québec (Total de 106 bâtiments) [Karbassi et Nollet, 2008]

### 2.3.3 Inventaire des constructions de la Commission scolaire des Chênes à Drummondville (2009)

L'étude statistique réalisée par Paquette documente la présence de maçonnerie non armée et permet de relever les grandes tendances au niveau des types de constructions et des matériaux utilisés pour un échantillon composé uniquement de bâtiments de catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile*. Au total, 57 constructions ont été étudiées en détail et ont été classées selon l'année de construction, le type de structure, le nombre d'étages ainsi que le type de maçonnerie utilisée pour les cloisons ou les murs extérieurs. Un nombre important de constructions ont été réalisées dans les années 1950 à 1980, une période d'accroissement du taux de natalité, communément appelé *baby-boom*. De plus, parmi les seize types de structure du CRNC décrits au tableau 2.3, sept se retrouvent dans l'échantillon. La figure 2.8 montre la distribution des types de structures selon le nombre de constructions de l'échantillon. Les trois types les plus dominants en ordre sont le type OLB, le type BMR et le type AMR. Le type OLB est plutôt utilisé pour des écoles de petites dimensions tandis que le type BMR ou bien AMR est utilisé entre autres dans les écoles secondaires de plus grandes dimensions [Paquette, 2011]. Notons que la majorité de ces bâtiments sont construits sur deux étages.

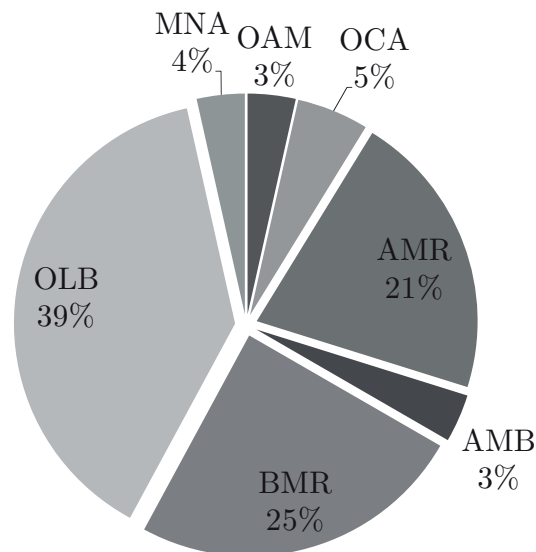


Figure 2.8 Distribution des types de structure selon le nombre de bâtiments scolaires [Paquette, 2011]

La figure 2.8 montre également que plus de 50% des constructions comportent de la maçonnerie non armée sous forme de murs de remplissage, de murs architecturaux ou bien de murs porteurs (AMR, BMR, MNA). La distribution temporelle des types de structure

selon le nombre de constructions est montrée à la figure 2.9. Celle-ci permet de constater que la majorité des constructions des années 1960 à 1980 sont des constructions de types AMR.

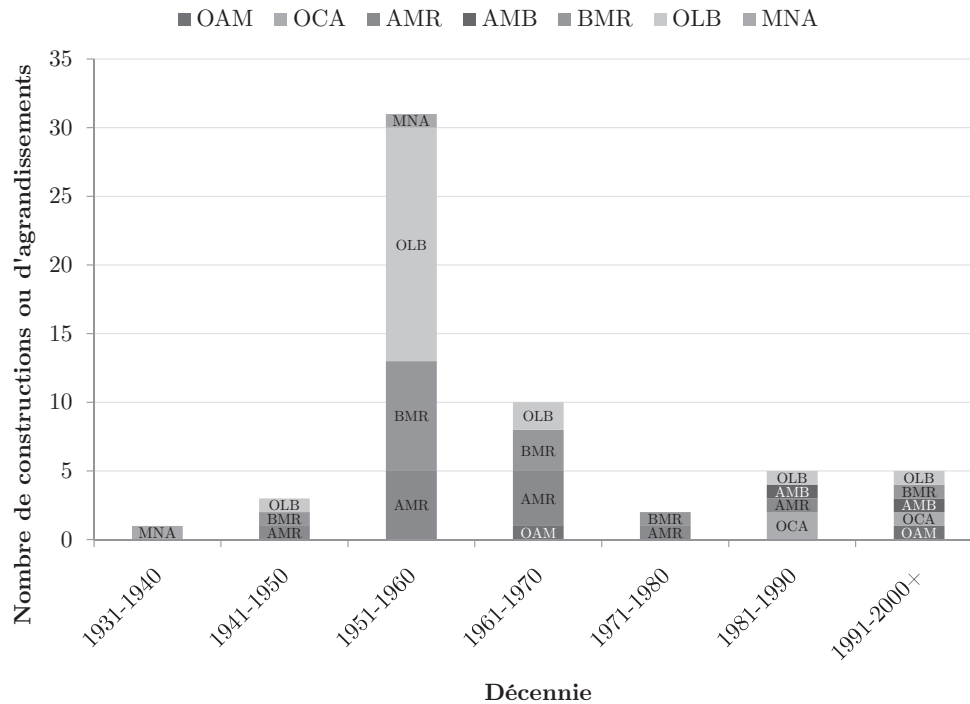


Figure 2.9 Distribution temporelle des types de structure selon le nombre de bâtiments scolaires [Paquette, 2011]

Un autre paramètre étudié par Paquette est le type de maçonnerie utilisé pour la construction des murs extérieurs ou de cloison. Dans le cas des murs creux, il s'agit du matériau de la paroi de support, et pour les murs pleins composites, du type d'unité du noyau du mur. La distribution du type de maçonnerie utilisée pour les murs extérieurs ou de cloison selon le temps est montrée à la figure 2.10. La catégorie "autre" représente les murs extérieurs sans aucune maçonnerie ou avec uniquement un parement [Paquette, 2011]. Les résultats de l'étude démontrent que les blocs de béton ont remplacé, à partir des années 1960, la tuile structurale comme matériau primaire. Ce type de matériau domine particulièrement les années 1960 à 1980.

### 2.3.4 Inventaire des constructions de la Commission scolaire de la région de Sherbrooke (2012)

L'étude statistique réalisée par Boutin a permis de documenter la présence de maçonnerie non armée dans les écoles de la région de Sherbrooke. Selon l'étude, l'échantillon de 66

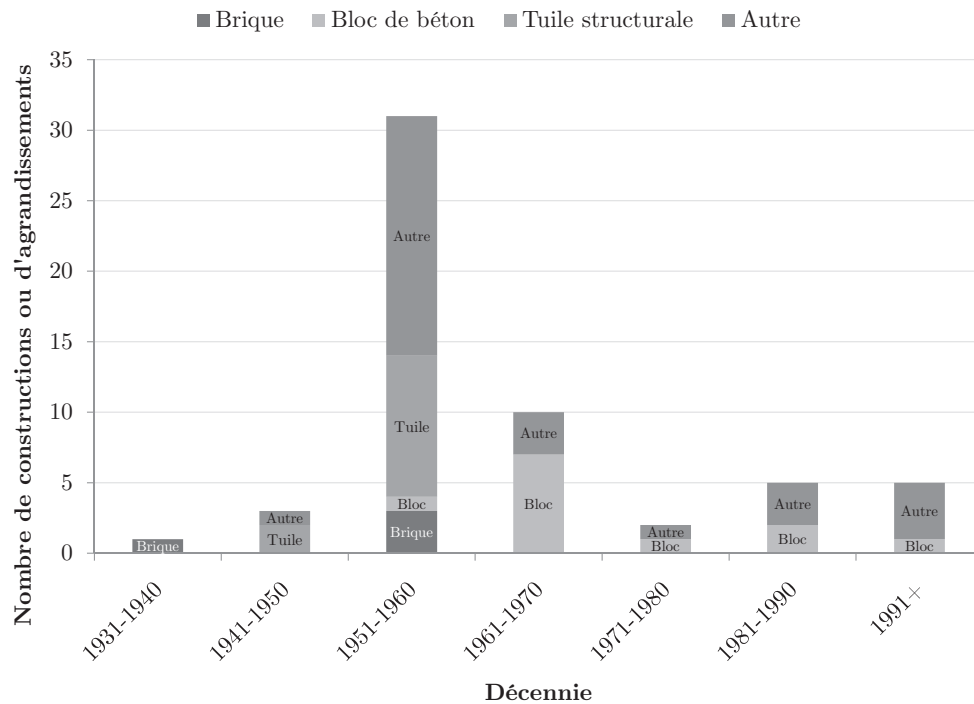


Figure 2.10 Distribution temporelle des matériaux utilisés pour les murs extérieurs et de cloison selon le nombre de bâtiments scolaires [Paquette, 2011]

bâtiments institutionnels étudié est composé de 65% de bâtiments de type BMR et de 22% du type AMR. Au total, 87% des bâtiments de l'échantillon sont composés de maçonnerie non armée. La figure 2.11 présente la distribution temporelle des constructions pour les années 1900 à 2010.

### 2.3.5 Synthèse des inventaires réalisés pour la Province du Québec

Les quatre inventaires réalisés donnent un bon aperçu des différents types de constructions présentes au Québec. Tel que mentionné, la maçonnerie non armée est présente dans plusieurs constructions et est majoritairement retrouvée dans les milieux institutionnels, un type de bâtiment classé dans la catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile* selon le CNBC. Un des objectifs du projet de recherche est de développer une base de données expérimentale sur le comportement des murs de cloison en maçonnerie non armée, utilisés dans les bâtiments de catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile* construits dans les années 1960 à 1980. Ainsi, les inventaires supportent la sélection du matériau à l'étude pour une plage d'années de constructions donnée.



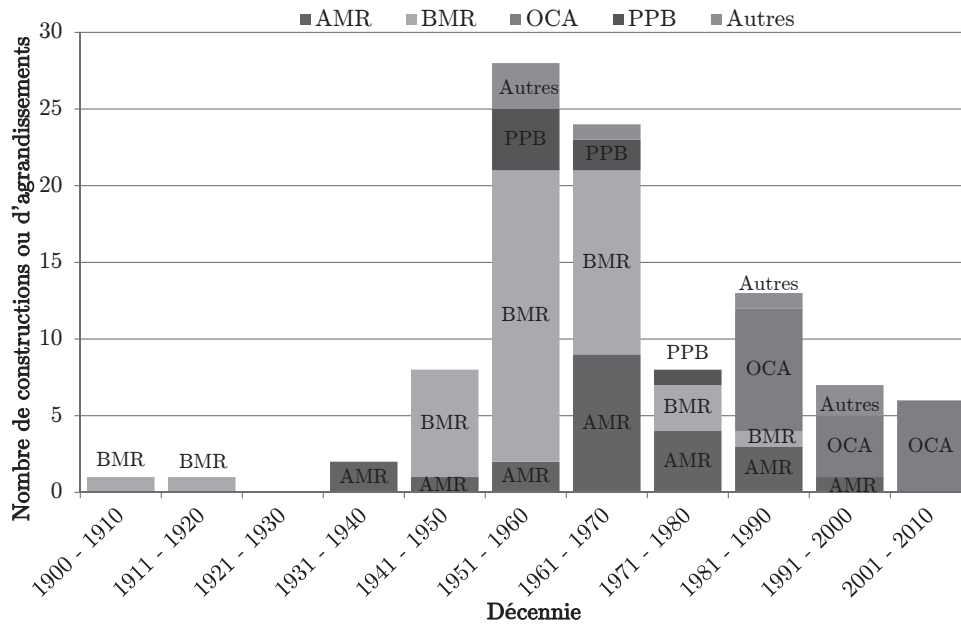


Figure 2.11 Distribution temporelle des bâtiments scolaires de la région de Sherbrooke [Boutin, 2013]

## 2.4 Modes de rupture des murs en maçonnerie non armée

Les modes de rupture des murs en maçonnerie non armée soumis à des charges latérales ou charges sismiques sont nombreux et dépendent de plusieurs facteurs tels que la géométrie, l'interaction avec la structure du bâtiment, la quantité ou la taille des ouvertures, le type de système de retenue latérale, l'intensité des charges gravitaires appliquées ainsi que la direction de chargement [Abrams, 2000; Bouchard, 2007]. Le comportement de la maçonnerie est un sujet vaste et des limites au niveau de l'information présentée dans cette section ont dues être imposées. Les modes de ruptures présentés dans cette section sont associés aux murs porteurs et non porteurs indépendants de la structure d'un bâtiment, avec peu d'ouvertures et pouvant être sollicités dans deux directions de chargement. Ainsi, les modes de rupture des murs de remplissage ne sont pas traités dans cette section du mémoire.

### 2.4.1 Les modes de rupture en plan

La rupture en plan d'un mur de maçonnerie non armée dépend principalement des paramètres géométriques du mur et des charges appliquées au sommet [Abrams, 2000]. Les propriétés mécaniques et la qualité des joints de mortier sont également des facteurs à

considérer dans le développement des mécanismes de rupture en plan d'un mur de maçonnerie non armée [Maganes et Calvi, 1997]. Les modes de ruptures possibles peuvent être de quatre types différents, soit le mécanisme de rupture par tension diagonale, le mécanisme de glissement, le mécanisme de balancement ou bien le mécanisme d'écrasement en compression. Une combinaison de deux mécanismes de ruine peut également se produire, par exemple un balancement suivi d'un écrasement de la maçonnerie en compression. Les différents modes de rupture en plan possibles sont illustrés à la figure 2.12.

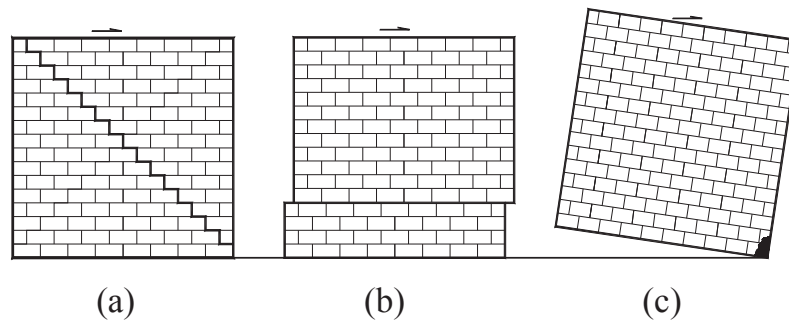


Figure 2.12 Modes de rupture en plan d'un mur de maçonnerie non armée (a) tension diagonale (b) glissement des joints (c) balancement et écrasement en compression [Elgawady, 2004]

Le mécanisme de tension diagonale se produit pour des murs avec un faible rapport  $h/l$  soumis à de grandes charges axiales et latérales. Pour ce mode de rupture, un patron de fissuration en escalier passant par les joints de mortier survient dès que la contrainte en tension résultante de l'état de contrainte normale et de cisaillement dépasse la résistance en tension du mortier. Ce mode de rupture est uniquement possible lorsque la résistance en tension du mortier est plus faible que celui de l'unité de maçonnerie. Dans le cas contraire, une fissure en escalier traverse directement les unités de maçonnerie [Elgawady *et al.*, 2007]. Les murs non porteurs supportent uniquement de faibles charges verticales, alors on peut conclure qu'une rupture par mécanisme de tension diagonale est peu probable et est plus applicable aux murs porteurs en maçonnerie non armée.

Le mécanisme de glissement des joints se produit lorsque des efforts latéraux importants sont combinés à de faibles charges axiales. Cette rupture se produit par transfert de l'effort de cisaillement à l'interface des unités de maçonnerie et survient lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à la résistance des joints de mortier. L'atteinte de la résistance ultime d'un joint provoque une fissuration horizontale et cause un plan de glissement le long du mur. Dans la plupart des cas, la rupture par glissement des joints est associée à une mauvaise préparation ou mise en oeuvre du mortier lors de la construction de l'ouvrage

[Elgawady *et al.*, 2007].

Le mécanisme de balancement et d'écrasement en compression a lieu lorsque le mur subit des efforts en flexion relativement élevés comparativement aux efforts de cisaillement. Ce type de rupture est très commun pour les murs avec un très grand rapport  $h/l$  soumis à de faibles charges verticales. Dans ce cas, le moment de renversement résultant des efforts latéraux est très élevé et une rupture se produit lorsque la contrainte en tension à la base du mur excède la résistance des ancrages ou du mortier liant le mur à la fondation. Lors du balancement du mur, un écrasement de la maçonnerie en compression peut se produire si la concentration de contrainte à la base du mur est plus grande que la résistance en compression de la maçonnerie [Mahmoud *et al.*, 1995].

Suite à des essais expérimentaux réalisés en collaboration avec FEMA et l'ASCE/SEI, il est possible de classer les modes de rupture selon deux types, soit ceux à déformations contrôlées et ceux à forces contrôlées. Les modes de rupture à déformations contrôlées ont un comportement ductile sans aucune perte de résistance ou de rigidité lors d'une sollicitation latérale. Les modes de rupture à forces contrôlées ont un comportement à l'opposé, soit un comportement fragile avec perte de résistance ou de rigidité [ASCE/SEI41, 2006; FEMA, 2000]. Selon FEMA, les modes de rupture à déformations contrôlées sont le glissement des joints et le balancement. Les modes de rupture de tension diagonale et d'écrasement en compression sont considérés comme des modes de rupture à forces contrôlées. Selon l'ASCE/SEI, le mode de rupture de glissement des joints est jugé comme étant un mode à forces contrôlées. Par contre, plusieurs discussions sont en cours avec le comité de normalisation de l'ASCE/SEI41 et celui-ci devrait être redéfini comme un mode à déformations contrôlées dans la prochaine édition [Ghiassi *et al.*, 2012]. De plus, grâce aux essais expérimentaux réalisés par FEMA et l'ASCE/SEI, des équations empiriques servant à prédire le mode de rupture d'un mur de maçonnerie non armée chargé latéralement en plan ont été développées. Ces équations donnent la résistance d'un mur pour les différents modes de rupture possibles. La plus faible résistance calculée à partir de ces équations dicte le mode de rupture gouvernant du mur. Des équations équivalentes pour l'évaluation de la résistance des murs de maçonnerie non armée chargés en plan sont également présentées par le CNRC dans *Les lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants*.

Les équations présentées par FEMA, par l'ASCE/SEI ainsi que par le CNRC s'appliquent plus particulièrement aux murs porteurs, mais peuvent également s'appliquer aux murs non porteurs. Les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* du

---

CNRC proposent uniquement des équations pour deux modes de rupture, soit la rupture par balancement et par le glissement des joints. Du côté américain (ASCE/SEI41-06 et FEMA356), on présente des équations pour les quatre modes de ruptures possibles. FEMA306 (*Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*) présente également une procédure afin d'évaluer la résistance en plan des murs de maçonnerie non armés. Dans le document FEMA356, on utilise pratiquement les mêmes équations, mais celles-ci tiennent compte de l'endommagement antérieur des murs. Une hauteur effective doit être calculée et est déterminée en fonction du patron de fissuration observé. Les équations présentées dans la littérature sont traitées à la section 2.5 lors de la présentation de FEMA356, de l'ASCE/SEI41-06 et des documents techniques publiés par le CRNC.

## 2.4.2 Les modes de rupture hors-plan

Le mode de rupture d'un mur de maçonnerie chargé latéralement dans la direction hors-plan est fonction des conditions aux appuis du mur et de l'ampleur de la charge verticale supportée. Deux types de mécanisme de ruines peuvent être observés, soit le mécanisme de rupture par basculement en porte-à-faux ainsi que le mécanisme de rupture par balancement des segments [Meisl *et al.*, 2007]. Une rupture par basculement en porte-à-faux survient lorsqu'il y a absence d'un système de retenue latérale reliant le sommet du mur aux éléments structuraux. Le mécanisme de rupture par balancement des segments se produit lorsque le mur est retenu latéralement à son sommet et que le système de retenue latérale a été conçu afin de résister aux efforts latéraux prescrits par le CNBC. Les deux mécanismes de ruines sont illustrés à la figure 2.13. Il est important de rappeler au lecteur que l'un des objectifs du projet de recherche est de caractériser le comportement hors-plan d'un mur de cloison en maçonnerie non armée.

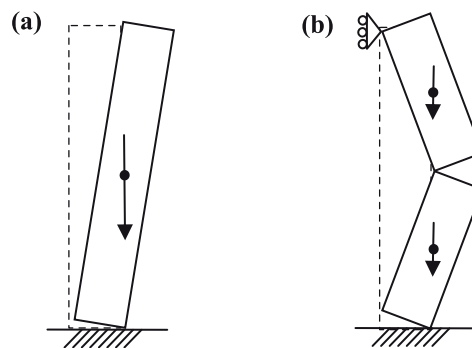


Figure 2.13 Modes de rupture en hors plan d'un mur de maçonnerie non armée (a) basculement en porte-à-faux (b) balancement des segments [Meisl *et al.*, 2007]

Tel que mentionné au chapitre 1, la cause principale des problèmes suscités par les cloisons en maçonnerie réside dans l'absence d'ancrages ou d'un système de retenue latérale à la structure. Dans un tel cas, ces murs constituent des structures simples en porte-à-faux offrant une résistance sismique limitée. Le mécanisme de basculement en porte-à-faux se produit dans ce cas-ci, puisque le haut du mur est libre de tout mouvement. Il y a rupture quand les forces d'inertie poussent le mur au-delà de son point d'instabilité statique [Meisl *et al.*, 2007]. Selon plusieurs études expérimentales, il a été montré que les murs chargés axialement ont une plus grande capacité à résister à un chargement latéral hors-plan. Cette charge axiale agit excentriquement au point de rotation du mur, induisant ainsi un moment stabilisateur. Pour des murs de cloison, la condition de stabilité apportée par une charge axiale appliquée au sommet du mur peut être négligée, car ceux-ci ne transfèrent aucune charge axiale importante mis à part leur propre poids [Yokel *et al.*, 1971]. Ces murs sont alors très sensibles au basculement. Les dommages peuvent être atténués et contrôlés par l'installation d'un système de retenue latérale à la structure afin d'éviter ce genre de rupture [Lamontagne, 2002].

En utilisant un système de retenue latérale approprié, le mur est considéré comme étant supporté à ses deux extrémités. Le mode de rupture associé est similaire à une poutre verticale travaillant en flexion [Meisl *et al.*, 2007]. Une fissuration se produit lorsque la contrainte de tension résultante est supérieure à la résistance en tension d'un des joints de mortier. Cette fissuration se produit tout juste au-dessus de la mi-hauteur du mur, soit environ au  $2/3$  [Anderson, 1984; Meisl *et al.*, 2007; Yokel *et al.*, 1971]. Ceci résulte en la séparation du mur en deux segments et lorsque les déplacements induits par les secousses sismiques sont assez grands, il y a rupture complète du mur. De plus, lors de séismes, les structures d'acier peu élevées se déplacent considérablement par rapport au sol au cours d'un séisme, contrairement aux cloisons en maçonnerie. Il y a alors un mouvement différentiel entre le mur de maçonnerie et la structure du bâtiment. Les murs de cloison en maçonnerie présents dans plusieurs constructions ne sont pas attachés aux éléments structuraux, mais sont considérablement rapprochés à la structure. Lors d'un mouvement différentiel important, la structure et les murs de maçonnerie peuvent se heurter et des unités de maçonnerie peuvent alors se détacher. Ce phénomène de martelage peut même causer la rupture complète du mur [Allen *et al.*, 1989]. Un système de retenue latérale permet de limiter les déplacements hors-plan du mur et de s'assurer que ceux-ci n'entreront pas en collision avec les éléments structuraux d'un bâtiment lors de secousses sismiques.

---

## 2.5 Publications et pratiques de conception du Canada

Les critères de conception et de réhabilitation parasismique sont différents pour les éléments structuraux et non structuraux des bâtiments. Les éléments structuraux sont conçus ou renforcés afin d'éviter l'effondrement du bâtiment sous charges sismiques, alors que la conception ou la réhabilitation des éléments non structuraux vise à réduire le nombre de pertes de vies humaines ainsi que les pertes économiques. L'étendue des dommages et les pertes économiques attribuables à la rupture ou l'effondrement des éléments structuraux ou non structuraux d'un bâtiment lors de récents séismes ont été un des facteurs déterminants dans la révision des pratiques de conception et dans la publication de documents techniques concernant la réhabilitation des bâtiments existants. Un séisme est un événement rare dans la vie utile d'un ouvrage et il n'est pas nécessairement économique d'imposer que toutes les structures doivent résister au tremblement de terre le plus important auquel on peut s'attendre. On remarquera que ce tremblement de terre n'est pas connu, tant au point de vue de son intensité qu'à celui de son contenu fréquentiel. La philosophie généralement acceptée de nos jours est d'avoir un bâtiment avec un niveau de probabilité faible d'effondrement durant un séisme majeur pour ainsi éviter toutes pertes de vies humaines. Également, les dommages architecturaux doivent être limités lorsqu'un bâtiment est soumis à un séisme de faible intensité. Ceci est contrôlé en limitant les déformations de la structure dans sa totalité aussi bien que localement [Paultre, 2011]. Il est alors primordial que les bâtiments composés de maçonnerie non armée respectent cette philosophie.

Cette section présente un aperçu des différentes publications techniques disponibles au Canada concernant les constructions comportant des éléments structuraux ou non structuraux en maçonnerie non armée. Ces documents présentent les exigences nécessaires au niveau de la conception de nouveaux bâtiments, mais également au niveau de ceux nécessitant une rénovation ou réhabilitation.

### 2.5.1 Code national du bâtiment (1942 à 2010)

Le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) contient des clauses techniques concernant la conception et la construction de bâtiments. Il est le document de référence en terme de conception parasismique pour les nouvelles constructions. Il s'applique autant aux éléments structuraux que non structuraux et a évolué de manière significative à travers le temps, surtout au niveau des exigences en terme de conception parasismique. Ainsi, il est important d'aborder les principaux changements effectués depuis sa première publica-

---

tion datée de 1942. Une attention particulière est accordée aux exigences parasismiques concernant la maçonnerie non armée.

Les premières considérations en terme de calcul parasismique pour la conception des bâtiments au Canada ont été publiées à partir de la première édition du Code national du bâtiment, qui date de 1942. Par contre, ce n'est qu'en 1953, lors de la publication de la seconde édition, que le Code national du bâtiment introduit les cartes de zonage sismique pour différentes régions du Canada [CNRC, 1953]. Par contre, ces deux premières éditions sont très généralistes et manquent beaucoup d'informations, notamment en ce qui concerne les exigences sismiques pour la maçonnerie non armée. Ce n'est qu'à partir de l'édition de 1975 que l'on considère les critères de conception sismique du code comme étant acceptables comparativement à celles d'aujourd'hui [Bruneau, 1995]. Dans cette édition, on introduit pour la première fois des considérations concernant la maçonnerie. À la sous-section 4.1.9.3 4), il est spécifié que pour des zones sismiques de type 2 et 3 (figure 2.14), les ouvrages de maçonnerie suivants doivent être armés :

- Maçonnerie porteuse qui doit résister aux sollicitations latérales
- Maçonnerie de gaines d'ascenseur ou d'escalier ou servant de revêtement extérieur
- Cloisons de maçonnerie, à l'exception des cloisons dont le poids ne dépasse pas  $195 \text{ kg/m}^2$  et des cloisons supportées latéralement à leur sommet et dont la hauteur ne dépasse pas 3 mètres.

Les mêmes considérations sont prises en compte dans les éditions du CNBC 1977, 1980, 1985, 1990 et 1995. Pour les zones sismiques de type 2 et 3, la maçonnerie non armée est tolérée pour la construction de cloisons retenues latéralement à leur sommet, pour la construction de cloisons de moins de 3 mètres de hauteur ou celles ne dépassant pas  $195 \text{ kg/m}^2$ . La masse surfacique d'une unité de béton est d'environ  $200 \text{ kg/m}^2$ <sup>1</sup>, ce qui est supérieur à la limite de  $195 \text{ kg/m}^2$  imposée par le CNBC. Ainsi, une cloison en bloc béton de plus de 3 mètres de hauteur doit obligatoirement être armée afin de respecter les exigences du CNBC-1975. Pour une construction conventionnelle, les murs de cloison sont prolongés sur toute la hauteur d'un étage, qui est généralement plus de 3 mètres de hauteur. Tel que mentionné à la section 2.3, un nombre important d'ouvrages au Québec construites après la publication du CNBC-1975 comportent des éléments en maçonnerie non armée non réglementaires d'après les exigences de la sous-section 4.1.9.3 4). Un exemple est donné à la figure 2.15. Les murs de cloison montrés font partie d'un agrandissement d'une école

---

<sup>1</sup>Masse d'un bloc de béton conventionnel =  $16 \text{ kg}$  et surface de  $400 \times 200 \text{ mm}$ , ce qui donne  $200 \text{ kg/m}^2 > 195 \text{ kg/m}^2$ .



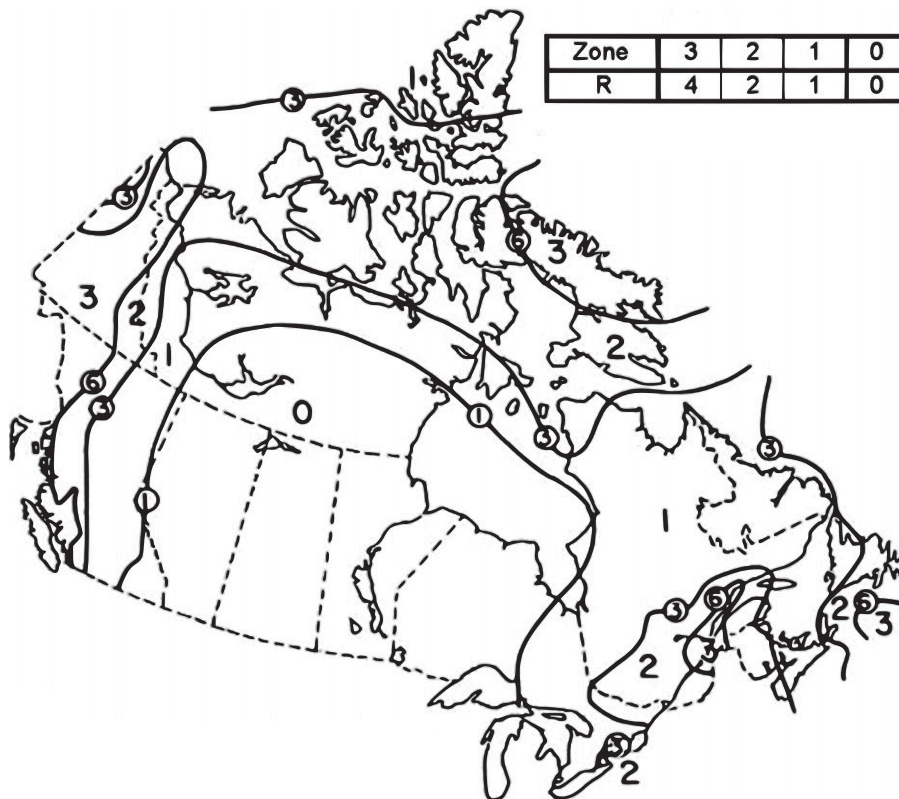


Figure 2.14 Carte de zonage sismique pour du CNBC-1970 et CNBC-1975  
[Mitchell *et al.*, 2009]



de la région de Sherbrooke, érigée en 1992. Les cloisons, de plus de 3 mètres de hauteur, sont non armées et non retenues latéralement au sommet.



Figure 2.15 Murs non supportés latéralement dans une école de la commission de la région de Sherbrooke (a) mur de cloison prolongé jusqu'en dessous d'une poutre (b) mur de cloison prolongé jusqu'en dessous du tablier métallique

Dans le cas des bâtiments érigés avant 1975, on peut supposer qu'encore moins d'importance ait été accordée au niveau des constructions en maçonnerie. Dans l'édition de 2005 et 2010, l'article 4.3.2 concernant la maçonnerie se réfère directement à la norme CSA S304.1-04 (*Design of Masonry Structures*) et il est spécifié à la section 4.6 que pour un aléa sismique  $I_E F_a S_a(0.2) \geq 0.35$  les constructions en maçonnerie suivantes doivent être armées selon la clause 10.15.2 (CSA S304.01-04) :

- Maçonnerie porteuse qui doit résister aux sollicitations latérales
- Maçonnerie de gaines d'ascenseur ou d'escalier ou servant de revêtement extérieur sauf ceux spécifiés à la clause 4.6.2 (Mur de maçonnerie à placage)
- Cloisons de maçonnerie, à l'exception des cloisons dont le poids ne dépasse pas  $200 \text{ kg/m}^2$ , des cloisons supportées latéralement à leur sommet et dont la hauteur ne dépasse pas 3 mètres et des constructions situées dans une région, dont l'aléa sismique  $I_E F_a S_a(0.2)$  est moins de 0.75 <sup>2</sup>

Quelques changements mineurs concernant la maçonnerie ont été apportés du CNBC-1995 au CNBC-2005/2010. Les critères de conception sismique sont maintenant en fonction d'un aléa sismique  $I_E F_a S_a(0.2)$  plutôt que d'une carte de zonage sismique. De plus, l'emploi de la maçonnerie non armée dans les zones critiques est permis pour des cloisons dont le poids

---

<sup>2</sup>Les cloisons ne dépassant pas 3 mètres et qui ne sont pas supportées latéralement à leur sommet peuvent être dimensionnées selon la clause 7 de la CSA S304.01-04.

surfacique est de moins de 200 kg/m<sup>2</sup>, contrairement à la valeur de 195 kg/m<sup>2</sup> prescrite dans les éditions antérieures. Malgré les modifications apportées par le CNBC au cours des années, des cloisons en maçonnerie non armée non réglementaires sont encore construites au Québec, et ce, à l'intérieur des zones sismiques avec un aléa sismique  $I_E F_a S_a(0.2)$  supérieur à 0.35. Les bâtiments qui ont été conçus sans tenir compte des exigences du CNBC sont problématiques et pourraient être incapables de résister aux déformations et efforts engendrés par un tremblement de terre majeur.

Depuis l'édition de 1970, le Code national du bâtiment spécifie que les éléments non structuraux, par exemple les cloisons en maçonnerie et leur système de retenue latérale, doivent être calculés pour résister à un effort de cisaillement latéral  $V_p$  réparti selon la distribution de masse de l'élément considéré. L'équation 2.1 présente l'effort de cisaillement latéral prescrit dans l'édition 2010 du CNBC. Cet effort de cisaillement latéral ( $V_p$ ) est basé sur une méthode de calcul simplifiée passant par le calcul de la force statique équivalente, permettant d'obtenir une valeur approximative des forces sismiques agissant sur les éléments non structuraux et sur leurs ancrages à la structure. Cette méthode est très conservatrice et couvre une grande diversité de paramètres et de réactions complexes qui interviennent dans la réalité. La réponse d'un élément structural peut aussi être calculée à l'aide de modèles numériques détaillés et de méthodes dynamiques non linéaires. Toutefois, ces méthodes demandent beaucoup de temps et nécessitent un niveau de connaissance et d'expérience élevé en ce qui concerne l'interprétation des résultats.

$$V_p = 0.3F_a S_a(0.2) I_E S_p W_p \quad (2.1)$$

où

$F_a$  = Coefficient d'accélération de l'emplacement<sup>3</sup>

$S_a(0.2)$  = Valeur de réponse spectrale de l'accélération à 0.2 seconde<sup>4</sup>

$I_E$  = Coefficient de risque parasismique du bâtiment<sup>5</sup>

$S_p$  = Coefficient de force horizontale d'une partie d'un bâtiment et de son ancrage<sup>6</sup>

$W_p$  = Poids d'une partie d'un bâtiment, telle que revêtements, cloisons et accessoires

De plus, les éléments non structuraux tels que les murs de maçonnerie de remplissage augmentent considérablement la rigidité d'un bâtiment en modifiant la capacité de défor-

---

<sup>3</sup>Défini au tableau 4.1.8.4 B) du CNBC-2010.

<sup>4</sup>Définie au paragraphe 4.1.8.4 1) du CNBC-2010.

<sup>5</sup>Défini à l'article 4.1.8.5.

<sup>6</sup>Donné au paragraphe 4.1.8.18.1 du CNBC-2010.

mation des cadres structuraux. Dans l'ancienne pratique, il était courant pour l'ingénieur-concepteur de négliger l'augmentation de la rigidité du bâtiment due à l'apport des éléments non structuraux, ce qui a comme conséquences d'augmenter la rigidité globale du bâtiment, mais aussi les efforts sismiques [Paultre, 2011]. Il est alors indispensable de considérer les éléments non structuraux lors d'une conception parasismique afin d'éviter de sous-estimer la rigidité d'un bâtiment ainsi que les efforts sismiques.

Dans le CNBC-2005 et CNBC-2010 à l'article 4.1.8.3 6) et 7), il est clairement spécifié, contrairement aux éditions antérieures du CNBC, que les éléments rigides ne faisant pas partie du SRFS, comme le béton, la maçonnerie, la brique ou murs préfabriqués doivent être isolés de tous éléments structuraux de façon à éviter toute interaction lorsque le bâtiment subit des déformations dues aux effets sismiques. De plus, la rigidité communiquée à la structure par les éléments qui ne font pas partie du SRFS ne doit pas être utilisée pour résister aux déformations sismiques, mais doit être prise en compte lors du calcul de la période de la structure en vue de déterminer les efforts sismiques attribués au SRFS. Ainsi, le modèle de la structure utilisée doit être représentatif de l'ordre de grandeur, de la répartition spatiale de la masse du bâtiment et de la rigidité de tous les éléments du SRFS, y compris les éléments rigides qui ne sont pas isolés [CNRC, 2005]. Il est alors très probable que les bâtiments construits avant l'apparition du CNBC-2005 aient été conçus à partir d'efforts sismiques sous-estimés.

La grande majorité des ingénieurs utilise la méthode statique équivalente prescrite par le CNBC pour la conception parasismique d'un bâtiment. Dans cette méthode, l'accélération spectrale  $S(T_a)$  à considérer pour les calculs est fonction de la période du mode fondamental de vibration dans la direction à l'étude. Différentes formules empiriques sont proposées par le CNBC et sont fonction du type de SRFS. La période latérale fondamentale de vibration  $T_a$  est déterminée d'après des formules empiriques. Par exemple, pour des ossatures en béton résistant aux moments,  $T_a = 0.075h_n^{\frac{3}{4}}$ . Selon des essais par vibrations ambiantes réalisés par Paquette (2009) sur les constructions de la Commission scolaire des Chênes à Drummondville et par Boutin (2012) sur les écoles de la région de Sherbrooke, il est possible de constater que les périodes empiriques proposées par le CNBC-2010 sont beaucoup surestimées comparativement aux valeurs obtenues expérimentalement. La figure 2.16 compare les valeurs expérimentales obtenues pour des ossatures en béton résistant aux moments comparées aux périodes empiriques proposées par le CNBC-2010. Des travaux effectués par Tischer et al. proposent en outre au CNBC de nouvelles équations

empiriques, dont une tenant compte des murs de remplissage en maçonnerie non armée pour les bâtiments avec cadre de béton [Tischer *et al.*, 2012].

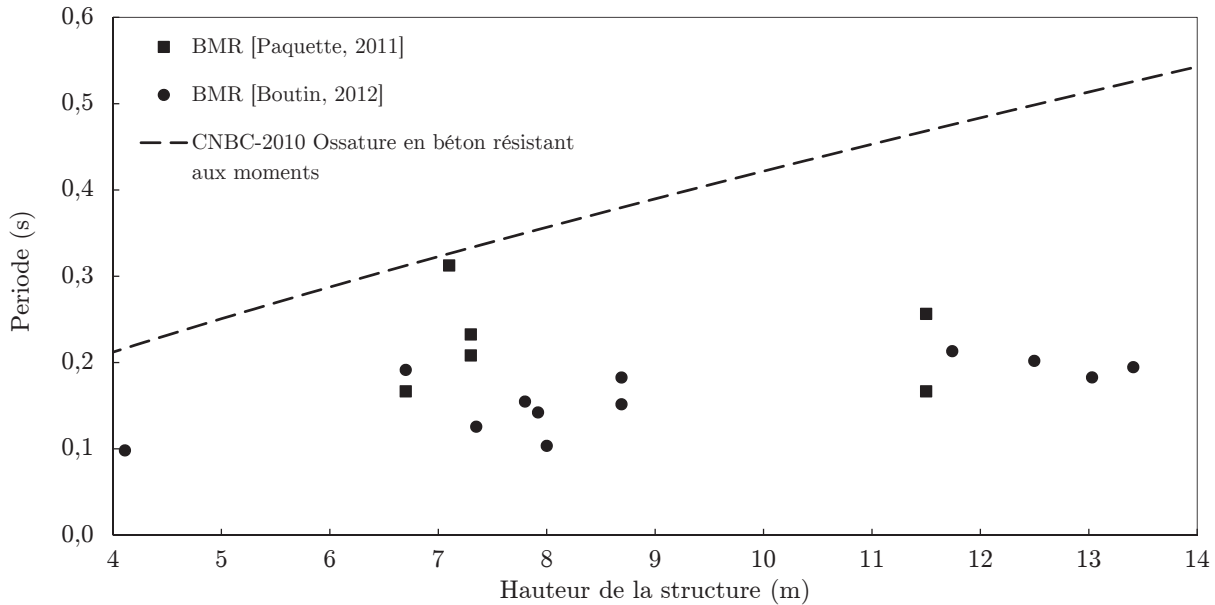


Figure 2.16 Périodes empiriques du CNBC-2010 comparées aux périodes expérimentales de Paquette et de Boutin [Boutin, 2013]

Une lacune importante du Code national du bâtiment, même dans sa dernière édition (2010), est le manque d'information concernant la rénovation ou de la réhabilitation sismique des bâtiments existants. Au commentaire L, il est spécifié que les règles de calcul relatives à la protection contre les séismes présentées dans la partie 4 sont difficiles à appliquer aux éléments structuraux des bâtiments existants et que pour surmonter ces difficultés, il est recommandé de suivre les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* et les *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants* établies par le CNRC. Par contre, de récents séismes ont démontré que dans la plupart des régions sismiques du Canada, plus particulièrement dans l'Est, les composants non structuraux des bâtiments posent un risque plus élevé que la structure des bâtiments elle-même. En outre, il est souvent possible d'effectuer une mise à niveau sismique des composants non structuraux beaucoup plus facilement que ce n'est le cas pour les éléments structuraux. Dans le cas des composants non structuraux, le CNBC-2010 recommande de suivre la norme CSA-S832-06 (*Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments*). Le CNBC ajoute également que la sécurité des bâtiments situés dans les zones de risque de séisme faible à moyen ( $S_a(0.2)F_a \leq 0.75$ ) peut être fortement améliorée, à un coût modéré, en apportant

un support latéral ou un système d'attaches à la maçonnerie et aux autres éléments non structuraux lourds.

### 2.5.2 Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique et Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants du CNRC (1993)

Le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*, publié en 1993 par le CNRC, est un outil permettant de déterminer les bâtiments ayant besoin d'une évaluation sismique technique et de les classer selon l'importance des interventions nécessaires. La méthode est basée sur une inspection in situ d'environ une heure et sur l'étude des plans de construction du bâtiment. Lors de l'inspection, l'inspecteur se sert d'un formulaire permettant d'obtenir un indice de priorité déterminé selon des facteurs clés influençant le risque sismique d'un bâtiment tel que la sismicité, les conditions du sol, le type de structure, les irrégularités de la structure et la présence d'éléments non structuraux problématiques. Les différents types de structures ont été en autres présentés à la section 2.3. Cette méthode se veut être la phase de sélection préliminaire d'une méthode à plusieurs phases pour l'identification des bâtiments critiques. Il ne faudrait pas s'en servir pour effectuer l'évaluation technique d'un bâtiment [Allen, 1999].

Les évaluations techniques peuvent être effectuées à l'aide des *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* [NRCC, 1993] également publiées par le CNRC. Ces lignes directrices décrivent une méthode particulière permettant d'évaluer les bâtiments en maçonnerie non armée comportant des structures de plancher et de toit en bois, un type de construction qui n'est plus autorisée par le CNBC-2010 pour les zones avec un aléa sismique de  $I_E F_a S_a(0.2) \geq 0.35$ . L'évaluation des bâtiments en maçonnerie non armée est effectuée en faisant la vérification de plusieurs paramètres tels que l'état de la maçonnerie, la conformité des parapets, la résistance des murs aux sollicitations latérales, la présence d'un système de retenue latérale, la présence et la résistance des ancrages des murs, le transfert des efforts latéraux aux diaphragmes de toit ou de plancher, le type de diaphragme (rigide ou flexible) et la stabilité hors-plan des murs extérieurs ou intérieurs. Les paramètres à vérifier sont en fonction de la zone sismique où le bâtiment est situé, tel que montré au tableau 2.4. Notons que ce tableau fait référence au CNBC-1990 pour les valeurs  $Z_a$  et  $Z_v$  (zone sismique d'accélération et de vitesse).

L'état de la maçonnerie est vérifié en évaluant la qualité et la détérioration des joints de mortier. La conformité des parapets est évaluée en vérifiant l'élancement (rapport  $h/t$ ) et la

Tableau 2.4 Paramètres à évaluer lors d'une évaluation d'un bâtiment en maçonnerie non armée - Tableau A-1 [NRCC, 1993]

Paramètres	Zone sismique effective, $Z'$ *			
	1	2	3.4	5.6
État de la maçonnerie		X	X	X
Conformité des parapets		X	X	X
Ancrages ou système de retenue latérale		X	X	X
Murs, rapport $h/t$			X	X
Résistance des murs en plan			X	X
Diaphragmes, transfert des efforts				X
Diaphragmes flexibles				X
Diaphragmes rigides				X

\* La zone sismique effective,  $Z'$ , est déterminée selon la zone sismique  $Z_v$  du CNBC-1990, de la manière suivante :  $Z' = Z_v(CNBC) + 1$  (si  $Z_a > Z_v$ ) + 1 (si  $F \geq 1.5$ )

longueur non supportée au-dessus des ancrages ou du système de retenue latérale. La stabilité des murs porteurs est évaluée en comparant le rapport d'élanement  $h/t$  aux valeurs données au tableau 2.5. Le même tableau est utilisé pour la vérification de l'élanement des parapets. Pour un mur de cloison en maçonnerie lourde (béton ou tuile structurale d'argile), on recommande d'utiliser les mêmes rapports  $h/t$  que pour les murs porteurs. Une vérification de la présence d'ancrages ou d'un système de retenue latérale résistant à un effort  $V_p$  (CNBC) doit également être effectuée. Il faut également vérifier que les murs soient capables de résister aux déplacements inter-étage prévus. Tel que demandé au tableau 2.4, les murs faisant parti du SRFS doivent reprendre les efforts latéraux prescrits par le CNBC. Les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* fournissent des équations afin de prédire la résistance d'un mur chargé latéralement en plan. La plus faible résistance dicte le mode de rupture gouvernant. Les équations quant à la résistance des murs aux sollicitations latérales en plan pour chacun des modes de rupture sont présentés ci-dessous. Les vérifications concernant le transfert des efforts aux diaphragmes et les types de diaphragmes ne sont pas traités dans cette revue de littérature.

### Équations présentées par les lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants

La résistance d'un mur pour un mode de rupture de balancement  $V_r$  est définie comme :

$$V_r = 0.9 P_D \frac{D}{H} \quad (2.2)$$

Tableau 2.5 Rappports  $h/t$  à respecter pour des murs et des parapets en maçonnerie non armée (Tableau A-2, [NRCC, 1993])

Types de mur	Zone sismique effective $Z^{**}$			
	2.3	4.5	6.0 <sup>‡</sup>	6.0 <sup>§</sup>
Murs du premier étage d'un bâtiment à un étage	20	16	16	13
Murs du premier étage d'un bâtiment à étages multiples	20	18	16	15
Murs du dernier étage d'un bâtiment à étages multiples	14	14	14	9
Tous les autres murs	20	16	16	13
Parapets	4	2.5	1.5	1.5

\* Voir note du tableau 2.4

‡ Bâtiments avec murs de refend

§ Autres bâtiments

où

 $D$  = Longueur du mur dans le plan $H$  = Hauteur du mur $P_D$  = Force axiale en compression due aux charges gravitaires et au poids propre du murLa résistance d'un mur pour un mode de rupture de glissement des joints  $V_a$  est définie comme :

$$V_a = v_m D \frac{t}{1.5} \quad (2.3)$$

où

 $D$  = Longueur du mur dans le plan $t$  = Épaisseur du mur $v_m$  = Résistance au cisaillement de la maçonnerie<sup>7</sup>

### 2.5.3 Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants du CNRC (1995)

Les *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants* du CNRC présentent des techniques de réhabilitation sismique pour la protection des bâtiments problématiques. En effet, un bon nombre de bâtiments au Canada situés dans des zones sismiques modérées ou élevées ont été construits à une époque où le calcul

<sup>7</sup> $v_m = 0.56v_t + 0.75P_D/A$  où  $A$  est l'aire en compression du mur et  $v_t$  est la résistance en cisaillement du mortier (annexe A des lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants).



des efforts sismiques était mal évalué ou négligé par les ingénieurs. Ces lignes directrices ont pour but d'aider les ingénieurs à corriger les défaillances structurales identifiées lors d'une évaluation sismique. Par contre, celles-ci ont des limites, et ne sont pas conçues pour la réfection de bâtiments endommagés, bien que certaines techniques de réhabilitation présentées pourraient être utiles pour ce genre de travaux. Le document se réfère au CNBC-1990 et s'harmonise avec les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* et le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Le document renferme également une description des nouveaux procédés utilisés pour renforcer les structures, par exemple les dispositifs d'amortissement, et renvoie le lecteur à des ouvrages plus spécialisés sur le sujet. Il ne présente toutefois aucune technique pour renforcer les éléments non structuraux d'un bâtiment à l'exception des cloisons en maçonnerie non armée. Ces lignes directrices s'inspirent du document américain *NEHRP Handbook of Techniques for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (FEMA172 ou FEMA547), mais le contenu a été réorganisé et considérablement abrégé. Les documents techniques américains sont traités à la section 2.6.

Tel que mentionné, les *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants* traitent de la maçonnerie utilisée de façon structurale ou non structurale et proposent différentes méthodes de réhabilitation efficaces. Par exemple, pour les cloisons en maçonnerie lourdes, on propose d'utiliser un système de retenue latérale semblable à celui illustré à la figure 2.17a. Le système de retenue latérale illustré à la figure 2.17b s'applique aux parapets de toit. Chacun des systèmes de retenue latérale doit résister à une force latérale hors-plan  $V_p$  spécifiée par le CNBC le plus récent à ce jour. Le système de retenue latérale présenté à la figure 2.17a permet les déplacements en plan du mur, mais réduits de manière significative les déplacements hors-plan. De cette manière, aucune rigidité supplémentaire n'est ajoutée au bâtiment puisque l'on considère que la rigidité d'un mur hors-plan est négligeable. L'ajout d'un système de retenue latérale offrant la résistance voulue augmente grandement la stabilité d'un mur de cloison et réduit les chances d'un effondrement par suite d'un déplacement hors-plan ou d'une contrainte de cisaillement en plan causée par le glissement d'un étage par rapport à un autre. D'autres systèmes de retenue latérale peuvent être considérés et des exemples sont donnés à la figure 2.18. Le programme expérimental du présent projet de recherche comprend des essais sismiques sur des murs de cloison en maçonnerie non armée avec ou sans système de retenue latérale. Ces essais permettront en autres de connaître l'efficacité de ces systèmes.

Les ossatures d'acier ou de béton composés de murs de remplissage en maçonnerie non armée demandent également une attention particulière. Les murs de remplissages travaillent

---



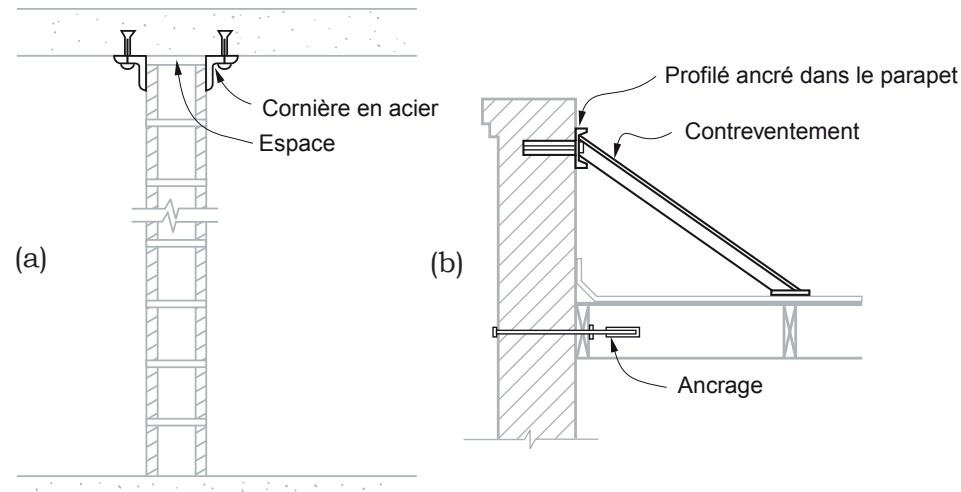


Figure 2.17 Systèmes de retenue latérale proposés par le CNRC pour les (a) cloisons en maçonnerie non armée (b) parapets en maçonnerie non armée [CNRC, 1995]

en cisaillement et doivent résister à des forces importantes. Ainsi, une rupture peut se produire si le mur est instable latéralement ou si celui-ci est écrasé ou fissuré sous l'effet de grandes forces latérales en plan. Les lignes directrices proposent des solutions de réhabilitation tel qu'un isolement de l'ossature du mur de remplissage ou bien l'intégration de nouveaux murs de cisaillement ou contreventements à la structure. Par contre, le CNRC ne fournit aucune équation concernant la résistance d'un mur de remplissage ou bien de la rigidité supplémentaire apportée. Le lecteur doit se référer à la norme CSA S304.1-04 ou bien à l'ASCE/SEI41-06 pour obtenir ce genre d'information.

#### 2.5.4 Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments du TPSG (1995) et CSA S832-06

En 1995, un premier document technique est publié par le TPSG (Travaux Publics et Services gouvernementaux du Canada) concernant l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments. Ce document, intitulé *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments*, vise l'identification et l'atténuation des dangers que représentent les éléments non structuraux ou CFO lors de séismes. Ces lignes directrices s'inspirent grandement des documents techniques du CRNC et traitent notamment des cloisons lourdes construites à partir de blocs de béton ou de briques d'argile. Selon le TPSG, les cloisons

lourdes en maçonnerie non armée sans support latéral au sommet doivent être réhabilitées en utilisant un système de retenue latérale semblable à ceux proposés par le CNRC. Une autre solution de réhabilitation proposée est de remplacer les cloisons en maçonnerie non armée par des cloisons sèches, soient des cloisons en gypse. De plus, des exigences en terme de stabilité sont imposées pour les cloisons en maçonnerie non armée pour de nouvelles constructions.

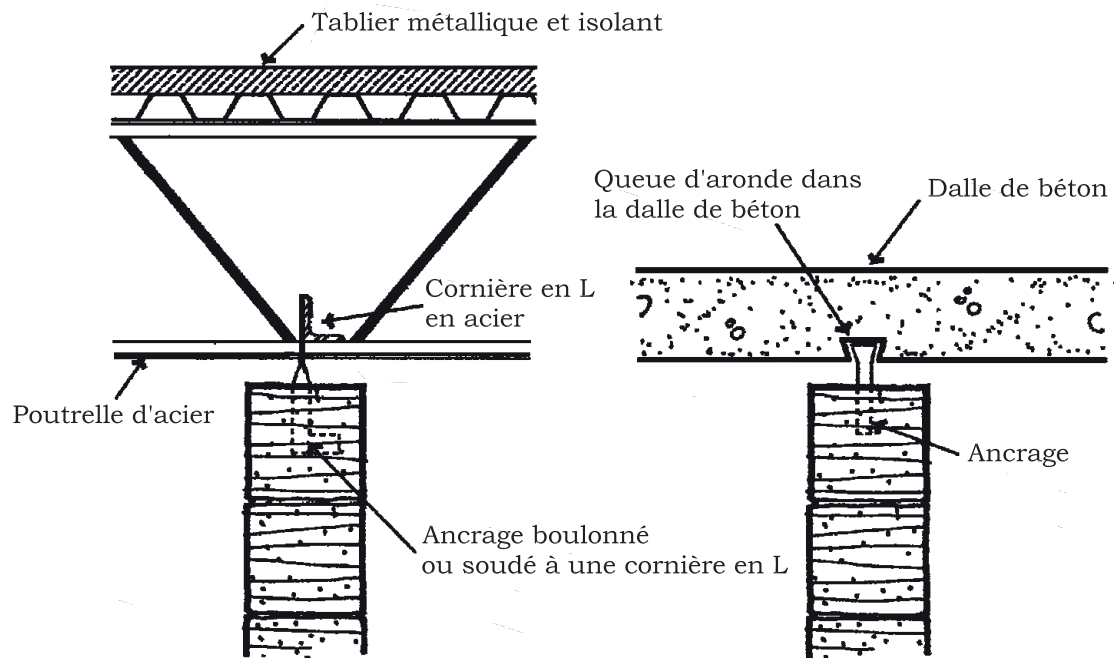


Figure 2.18 Systèmes de retenue latérale [Beall, 1993]

En septembre 2006, la norme CSA S832-06 (*Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments*) est publiée et se dote des mêmes exigences de réhabilitation que la publication du TPSG. Dans cette norme, on spécifie d'installer des dispositifs de retenue latérale ou bien de remplacer les cloisons lourdes en maçonnerie par des cloisons sèches. Pour des établissements neufs, on limite le rapport  $h/t$  des murs non structuraux en maçonnerie non armée aux valeurs du tableau 2.6.

### 2.5.5 CSA S304.1-04 *Calcul des ouvrages en maçonnerie* et CSA A370-04 *Connecteurs pour la maçonnerie*

La CSA S304.1-04 constitue la norme actuelle pour le calcul des ouvrages en maçonnerie et remplace l'édition antérieure publiée en 1994. Cette norme spécifie les règles de calcul des ouvrages en maçonnerie non armée, armée et préfabriquée et leurs composants,

Tableau 2.6 Rapports  $h/t$  à respecter pour les murs et les parapets en maçonnerie non armée [CSA, 2006]

Type de mur	Zone 1 *	Zone 2 ‡	Zone 3 §
Murs du dernier étage de bâtiments à étages multiples	14	14	9
Tous les autres murs	20	16	13

\* Zone 1 :  $S_a(0.2)F_a \leq 0.35$ ‡ Zone 2 :  $0.35 \leq S_a(0.2)F_a \leq 0.55$ § Zone 3 :  $S_a(0.2)F_a > 0.55$ 

conformément à la méthode de calcul aux états limites prescrite dans le Code national du bâtiment. De plus, une méthode empirique pour le calcul des ouvrages en maçonnerie non armée est présentée à l'annexe F. CSA A370-04 énonce les exigences relatives à l'installation des connecteurs pour la maçonnerie. Elle propose en outre le même genre de système de retenue latérale présenté par le CNRC.

## 2.6 Documents techniques et pratiques de conception des États-Unis

Cette section présente, tout comme la section 2.5 l'avait fait pour le Canada, un aperçu des différentes publications techniques disponibles aux États-Unis concernant les éléments structuraux ou non structuraux en maçonnerie non armée. Ces documents présentent des exigences au niveau de la conception de nouveaux bâtiments, mais également au niveau de la rénovation ou réhabilitation de bâtiments existants.

### 2.6.1 IBC et ASCE/SEI7

Du côté américain, le code établissant les règles ainsi que toutes dispositions techniques concernant la construction de bâtiments est l'IBC (*International Building Code*). L'IBC se réfère directement à la norme TMS MSJC pour le dimensionnement des éléments en maçonnerie. Selon cette norme, la maçonnerie non armée est interdite dans les zones de sismicité moyenne et élevée. Ces zones de sismicité sont définies au tableau 2.7. Dans ce tableau, le terme  $S_{X1}$  correspond à l'accélération spectrale à 1.0 seconde et le terme  $S_{XS}$  correspond à l'accélération spectrale pour une période courte (0 à 0.2 seconde).

Tableau 2.7 Définition des zones de sismicité [ASCE/SEI41, 2006]

Zone de sismicité *	$S_{XS}$	$S_{X1}$
Faible	$< 0.167$	$< 0.067$
Modérée	$\geq 0.167$	$\geq 0.067$
Élevée	$\geq 0.500$	$\geq 0.200$

\* La zone de sismicité la plus sévère entre celle définie par  $S_{XS}$  ou  $S_{X1}$  gouverne

De plus, l'IBC ou l'ASCE7 exige que les murs non structuraux en maçonnerie non armée soient supportés à l'aide d'un système de retenue latérale pouvant résister à un effort latéral de  $F_p$  calculé selon l'équation 2.4.

$$F_p = \frac{0.4 a_p S_{XS} W_p}{(R_p/I_p)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \quad (2.4)$$

$F_p$  ne peut être plus grand que :

$$F_{p,max} = 1.6 S_{XS} I_p W_p \quad (2.5)$$

et ne peut être plus petit que :

$$F_{p,min} = 0.3 S_{XS} I_p W_p \quad (2.6)$$

où

$S_{XS}$  = Accélération spectrale pour une période courte avec 5% d'amortissement<sup>8</sup>

$W_p$  = Poids du composant

$I_p$  = Catégorie de risque sismique du composant<sup>9</sup>

$R_p$  = Coefficient de modification de force relié à la ductilité et à la surcapacité

$z$  = Hauteur de la structure au point d'attache du composant

$h$  = Hauteur moyenne du bâtiment

$a_p$  = Facteur d'amplification dynamique<sup>10</sup>

Pour les diaphragmes flexibles, l'équation 2.7 doit être prise en compte afin de tenir compte de l'amplification des déplacements :

<sup>8</sup>Déterminée à partir de l'ASCE7-10 section 11.4.4.

<sup>9</sup>Varie de 1 à 1.5 et déterminée à partir de la section 13.1.3 de l'ASCE7-10.

<sup>10</sup>Varie de 1 à 2.5 et déterminé à partir de la table 13.5-1 ou 13.6-1 de l'ASCE7-10.

$$F_p = 0.8 S_{XS} I_p W_p \quad (2.7)$$

où

$S_{DS}$  = Accélération spectrale pour une période courte avec 5% d'amortissement<sup>11</sup>

$W_p$  = Poids du mur

$I_p$  = Catégorie de risque sismique du composant<sup>12</sup>

### 2.6.2 ASCE/SEI31-03 (*Seismic Evaluation of Existing Buildings*)

Tout comme les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* du CNRC, l'ASCE/SEI31-03 est un outil technique utilisé par les ingénieurs en structure pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Tous les composants d'un bâtiment sont traités : éléments structuraux, non structuraux, fondations et géologie en place. L'ASCE/SEI31-03 comprend une procédure pour l'évaluation technique d'un bâtiment divisée en 3 différentes phases. L'ASCE/SEI31-03 a été développé en observant le comportement de différents systèmes structuraux lors d'inspections de sites endommagés par un séisme. Il présente les derniers efforts dans le développement de techniques d'analyse basées sur la performance, ce qui n'est pas encore le cas avec les lignes directrices du CNRC. La version précédente de ce document, FEMA310 (*Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings - A Prestandard*) a été élaboré conjointement avec FEMA et l'ASCE. De même manière qu'avec le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*, une évaluation rapide se fait préalablement à l'aide de FEMA154 (*Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards : A Handbook*) dans le but de savoir si un bâtiment a besoin d'une évaluation plus poussée.

Dans l'ASCE/SEI31-03, des changements majeurs ont été apportés, comparativement à FEMA 310, tel qu'une réorganisation complète de la liste de contrôle pour les éléments non structuraux et une réécriture complète d'une procédure pour l'évaluation des bâtiments construits en maçonnerie non armée. Avec la publication de l'ASCE 31-03, une première norme pour l'évaluation sismique des bâtiments existants est maintenant disponible pour les ingénieurs de la pratique. Si un bâtiment est jugé non-sécuritaire selon l'évaluation sismique de l'ASCE/SEI31-03, le propriétaire a le choix d'accepter tous risques possibles, d'y aller de l'avant avec une réhabilitation ou de procéder à la démolition du bâtiment. Pour

---

<sup>11</sup>Déterminée à partir de l'ASCE7-10 section 11.4.4.

<sup>12</sup>Varie de 1 à 1.5 et déterminée à partir de la section 13.1.3 de l'ASCE7-10.

la réhabilitation sismique d'un bâtiment, on doit se référer à ASCE/SEI41-06 (*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*).

### 2.6.3 ASCE/SEI41-06 (*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*)

L'ASCE/SEI41-06 présente des exigences en terme de réhabilitation sismique visant la protection des bâtiments existants problématiques. Par contre, l'information présentée dans ce document a des limites et n'est pas conçue pour la réparation de bâtiments endommagés. Il est recommandé de suivre les indications de FEMA306 (*Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*) pour la réparation de bâtiments endommagés. Il est important de noter que l'ASCE/SEI41-06 n'est pas un document équivalent aux *Lignes directrices la protection parasismique des structures de bâtiments existants* du CNRC. L'ASCE/SEI41-06 présente des exigences selon des critères de performance principalement basés sur la pré norme FEMA356 (*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*). Les *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants* du CNRC, présente brièvement des techniques de réhabilitation, mais ne spécifie aucune exigence en terme de critères de performance. Les recommandations concernant la sélection des critères de performance sont traitées dans FEMA274 (*NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*). La description des critères de performance ne sera pas traitée dans cette revue de littérature. Il est recommandé d'aller consulter les documents FEMA pour avoir plus d'information.

Du côté américain, les techniques de réhabilitation sont présentés dans FEMA547 (*Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*) et ne font partie d'aucune norme ASCE/SEI. Les *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants* sont d'ailleurs basées sur FEMA547, mais dans une version beaucoup plus abrégée. Dans l'ASCE/SEI41-13, les deux documents ASCE/SEI31-03 et ASCE/SEI41-06 seront combinés. Présentement, l'ASCE/SEI41-06 présente des exigences pour les éléments structuraux et non structuraux.

Pour les murs non structuraux en maçonnerie non armée, plus particulièrement les cloisons lourdes en blocs de béton, les exigences sont définies en fonction de deux critères de performance. Pour le critère "Sécurité de la population" (*Life Safety*), on demande à ce que les cloisons et le système de retenue latérale associé soient capables de résister à la force  $F_p$  spécifiée par l'IBC et de limiter le rapport déplacement latéral en plan sur la hauteur du

---

mur ( $\Delta_{eff}/h_{eff}$ ) à 1% (figure 2.19). Pour le critère "Occupation immédiate" (*Immediate Occupancy*), on demande également à ce que les cloisons soient capables de résister à la force  $F_p$  spécifiée par l'IBC et de limiter le rapport déplacement latéral en plan sur la hauteur du mur ( $\Delta_{eff}/h_{eff}$ ) à 0.5%. Pour les murs de remplissage, des exigences en terme de résistance et de stabilité sont données. On donne également des équations afin de calculer la rigidité supplémentaire apportée par un mur de remplissage. Les murs de remplissage ne seront pas traités dans cette revue de littérature, mais des explications supplémentaires seront données au chapitre 3 lors de la modélisation d'un bâtiment typique en maçonnerie non armée.

Pour les murs structuraux en maçonnerie non armée chargés dans la direction hors-plan, deux différents types d'exigences sont prescrites tout dépendamment du critère de performance désiré. Pour le niveau de performance "Occupation immédiate" (*Immediate Occupancy*), on empêche toute fissuration des murs en tenant compte des critères de contraintes en tension énumérés à la section 7.3.3.2 de l'ASCE/SEI41-06. Pour les niveaux de performance "Sécurité de la population" (*Life Safety*) et "Prévention d'effondrement" (*Collaps Prevention*), une fissuration est permise en autant que le mur demeure dynamiquement stable lors d'un séisme. La stabilité d'un mur est vérifiée par des analyses plus poussées, dont l'*Analytical time-step integration model*, proposée par l'*ABK Joint Venture* [ABK, 1984]. Par contre, la stabilité des murs respectant les exigences en terme de rapport  $h/t$  présentés au tableau 2.8 n'a pas besoin d'être vérifiée par cette méthode. Les limites en terme de rapport  $h/t$  sont en fonction de la charge axiale appliquée ainsi que le facteur d'amplification dynamique pour un bâtiment à plusieurs étages. Advenant la présence de joints de mortier de mauvaise qualité, une épaisseur effective du mur doit être utilisée pour le calcul du rapport  $h/t$ . Le terme  $S_{X1}$  correspond à l'accélération spectrale à 1.0 seconde. Les rapports  $h/t$  doivent également être respectés pour des nouvelles constructions. Si un mur est jugé instable, on doit procéder à une réhabilitation et ajouter un système de retenue latérale tel que spécifié dans l'ASCE/SEI41-06 (*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*).

Les exigences pour les murs structuraux en maçonnerie non armée chargés dans la direction en plan sont en fonction du rapport  $\Delta_{eff}/h_{eff}$  pour un mode de rupture à déformations contrôlées. Celles-ci sont présentées au tableau 2.9 et sont en fonction des critères de performances exigés. Pour un mode gouvernant à forces contrôlées, on doit vérifier si les murs faisant partie du SRFS sont capables de reprendre les efforts latéraux. L'ASCE/SEI41-06 donne des équations afin de calculer la résistance des murs aux sollicitations latérales en plan pour chacun des modes de rupture. La plus faible résistance dicte le mode de rupture

---

Tableau 2.8 Rapports  $h/t$  à respecter pour les murs de maçonnerie non armée chargés hors-plan [ASCE/SEI41, 2006]

Type de mur	Zone 1 *	Zone 2 ‡	Zone 3 §
Murs d'un bâtiment à un étage	20	16	13
Murs du premier étage d'un bâtiment à étages multiples	20	18	15
Murs du dernier étage d'un bâtiment à étages multiples	14	14	9
Autres types de murs	20	16	13

\* Zone 1 :  $S_{X1} \leq 0.24$

‡ Zone 2 :  $0.24 \leq S_{X1} \leq 0.37$

§ Zone 3 :  $S_{X1} > 0.37$

gouvernant. Les équations quant à la résistance des murs aux sollicitations latérales en plan sont présentées ci-dessous.

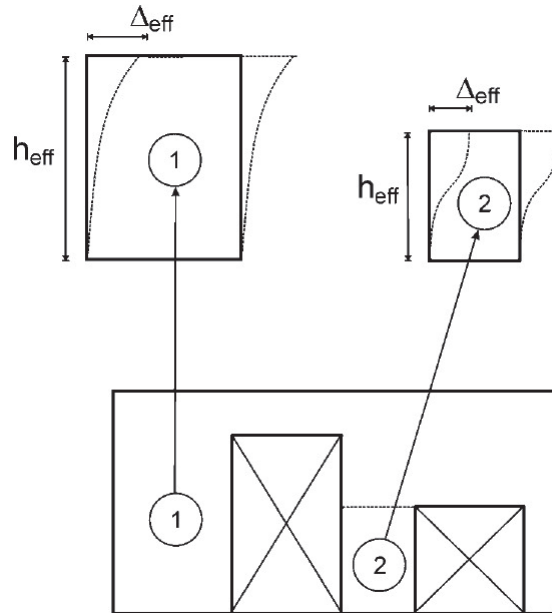


Figure 2.19 Définition du rapport  $\Delta_{eff}/h_{eff}$  proposé par l'ASCE/SEI41-06 [ASCE/SEI41, 2006]



Tableau 2.9 Exigences en terme de rapport  $\Delta_{eff}/h_{eff}$  [ASCE/SEI41, 2006]

Niveau de performance				
Primaire *			Secondaire †	
OI %	SP %	PE %	SP %	PE %
0.1	$0.3h_{eff}/L$	$0.4h_{eff}/L$	$0.6h_{eff}/L$	$0.8h_{eff}/L$

\* Les éléments primaires font partie du SRFS. Les murs de remplissage sont des éléments primaires.

† Les éléments secondaires sont des éléments structuraux, mais ne font pas partie du SRFS.

### Équations présentées par les lignes directrices américaines FEMA356 et ASCE/SEI41-06

La résistance d'un mur pour un mode de rupture de glissement des joints  $V_{bjs}$  est définie comme :

$$V_{bjs} = v_{me} A_n \quad (2.8)$$

où

$A_n$  = Aire en compression couverte de mortier

$v_{me}$  = Résistance au cisaillement de la maçonnerie<sup>13</sup>

La résistance d'un mur pour un mode de rupture de balancement  $V_r$  est définie comme :

$$V_r = 0.9 \alpha P_E \frac{L}{h_{eff}} \quad (2.9)$$

où

$\alpha$  = Facteur de 0.5 pour les murs en porte-à-faux et 1.0 pour les murs retenus latéralement aux deux extrémités

$P_E$  = Force axiale en compression due aux charges gravitaires

$h_{eff}$  = Hauteur de la force résultante

$L$  = Longueur du mur

La résistance d'un mur pour un mode de rupture par écrasement  $V_{tc}$  est définie comme :

<sup>13</sup>Définie à la section 7.3.2.6 de FEMA356.

$$V_{tc} = \alpha P_L \left(1 - \frac{f_a}{0.7 f'_m}\right) \frac{L}{h_{eff}} \quad (2.10)$$

où

$\alpha$  = Facteur de 0.5 pour les murs en porte-à-faux et 1.0 pour les murs retenus aux deux extrémités

$P_L$  = Force axiale en compression minimale due aux charges gravitaires

$h_{eff}$  = Hauteur de la force résultante

$L$  = Longueur du mur

$f_a$  = Contrainte axiale en compression due aux charges gravitaires

$f'_m$  = Résistance en compression de la maçonnerie<sup>14</sup>

La résistance d'un mur pour un mode de rupture par tension diagonale  $V_{dt}$  est définie comme :

$$V_{dt} = A_n f_{dt} \frac{L}{h_{eff}} \sqrt{\frac{f_a}{f_{dt}} + 1} \quad (2.11)$$

où

$f_{dt}$  = Résistance en tension diagonale de la maçonnerie<sup>15</sup>

## 2.7 Recherches antérieures

Dans la littérature, la grande majorité des essais expérimentaux effectués sur la maçonnerie non armée ont été réalisés sur des murs porteurs construits de briques d'argile ou de tuiles structurales. Relativement peu d'essais ont été réalisés sur des murs en maçonnerie de béton, et encore moins sur des murs de cloison. Les travaux de recherche réalisés dans le passé peuvent servir de point de départ pour le projet de recherche, qui vise à caractériser le comportement d'un mur de cloison construit de blocs de béton non armé. Cette section présente globalement les résultats des recherches antérieures effectuées sur des murs de maçonnerie non armée chargés latéralement en plan et hors-plan. Les recherches antérieures réalisées sur les murs de remplissage ne seront pas traitées dans cette section de la revue de littérature.

<sup>14</sup>Définie à la section 7.3.2.2 de FEMA356.

<sup>15</sup>Définie à la section 7.4.2.2.2 de FEMA356.

### 2.7.1 Essais réalisés sur des murs en maçonnerie non armée chargés en plan

Les équations pour l'évaluation de la résistance d'un mur porteur chargé latéralement en plan présentées par l'ASCE/SEI41-06 ou par le CNRC ont été basées sur des essais expérimentaux réalisés sur des murs isolés plutôt que sur des murs continus [Yi *et al.*, 2006]. Des essais pseudo-dynamiques réalisés par Yi *et al.* (2006) sur un bâtiment à grande échelle démontrent clairement qu'un mur dans un contexte global se comporte différemment d'un mur isolé. En effet, un effet d'aile (*flange effect*) se produit et augmente considérablement la résistance en plan d'un mur dû à la contribution des murs perpendiculaires. Ainsi, en utilisant les équations présentées par l'ASCE/SEI41-06, de mauvaises prédictions de résistance peuvent être calculées si un bâtiment est composé de murs continus avec murs perpendiculaires. Les essais réalisés par Yi *et al.* (2006) tiennent compte de différentes géométries de murs afin de rendre possibles tous les modes de rupture. Le mode de rupture de quatre murs a été analysé numériquement à partir des équations de l'ASCE/SEI41-06 et ensuite testé expérimentalement afin de valider la conformité des équations théoriques. Selon les résultats expérimentaux, trois murs sur quatre ont eu une rupture par balancement et un seul mur a eu une rupture par glissement des joints. Les résultats expérimentaux de Yi *et al.* (2006) démontrent que les résistances prédites pour une rupture par balancement sont sous-estimées et ceci est dû à l'effet d'aile. Seulement la prédiction de résistance du mur avec rupture par glissement des joints est près de la valeur prédite par les équations de FEMA356<sup>16</sup>. Dans son équation pour le calcul de la résistance au glissement des joints, FEMA356 tient compte de la friction ainsi que la résistance au cisaillement de la maçonnerie. Ainsi, la résistance théorique obtenue est surestimée, plus spécifiquement si les joints sont endommagés lors du balancement initial du mur. D'un autre côté, l'effet d'aile est négligé et ceci fait en sorte que la prédiction de la résistance selon l'équation proposée par L'ASCE/SEI41-06 est très près de la valeur obtenue expérimentalement. Selon Yi *et al.*, de nouvelles équations empiriques doivent être développées afin de tenir compte des phénomènes énumérés précédemment.

Des essais pseudo-dynamiques réalisés par Paquette *et al.* (2003) sur un bâtiment en maçonnerie non armée à grande échelle démontrent que les équations présentées par FEMA356 surestiment grandement les résistances en plan pouvant être obtenues, plus particulièrement au niveau du mode de rupture par balancement. Les équations proposées par FEMA306, basées sur l'endommagement des murs lors d'un séisme, reflètent beaucoup

---

<sup>16</sup>ASCE/SEI41-06 non publiée lors de la rédaction de l'article.

plus précisément les résistances obtenues expérimentalement. Le bâtiment à grande échelle testé comporte un mur isolé ainsi que trois murs continus. Les résultats expérimentaux démontrent également que pour des excitations sismiques élevées, la résistance d'un mur isolé est pratiquement identique à celui d'un ensemble de murs continus [Paquette et Bruneau, 2003, 2006]. Les murs avec une rupture par glissement des joints ou par balancement ont subi de grands déplacements sans toutefois subir une dégradation au niveau de la rigidité. Ceci peut alors confirmer qu'une rupture par glissement des joints peut être bel et bien classée dans la catégorie des ruptures à déformations contrôlées. D'autres essais expérimentaux sur murs isolés réalisés par Russell et al. (2007) démontrent que les équations fournies par FEMA356 permettent de prédire correctement le mode de rupture avec une très bonne précision au niveau de la charge à appliquer [Russell *et al.*, 2007]. D'un autre côté, les essais réalisés par Paquette et al. (2003) et Yi et al. (2006) démontrent clairement que la résistance en plan des murs est difficile à prédire. De plus, la composition non homogène d'un mur de maçonnerie rend quasiment impossible la reproduction des résultats expérimentaux. Les deux projets de recherche ont des conclusions à l'opposé, alors, d'autres séries d'essais devraient être réalisées afin d'obtenir des résultats supplémentaires. En conclusion, les équations de FEMA356 n'ont peut-être pas reflété la résistance pouvant être obtenue pour deux projets expérimentaux, mais celles-ci donnent une très bonne idée du mode de rupture gouvernant.

De plus, les exigences en terme de déplacement inter-étage proposés par FEMA356 pour les murs de maçonnerie non armés chargés dans la direction en plan semblent très conservateurs. Les travaux de Abrams (2000), Paquette et al. (2003) et Russell (2007) montre que des déplacements inter-étage d'environ 1% sont facilement atteignables. Les essais de Russell (2007) ont montré qu'un déplacement inter-étage de 2% est possible sans provoquer l'effondrement du mur. L'exigence la plus sévère proposée par FEMA356, qui correspond au niveau de performance *Collapse Prevention*, est de 0.8%.

### **2.7.2 Essais réalisés sur des murs en maçonnerie non armée chargés hors-plan**

Dès le début des années 1970, des chercheurs s'intéressent aux effets du vent et se lancent dans la réalisation d'essais expérimentaux hors-plan quasi statique sur des spécimens de maçonnerie non armée. Ce n'est qu'en 1980 que les effets des séismes sont étudiés et que les premiers essais dynamiques sont réalisés. La présente section donne un aperçu des

---

différents essais réalisés, des résultats obtenus ainsi que les méthodes d'analyses numériques proposées.

### Essais quasi statiques et résultats obtenus

Les premiers essais quasi statiques sur des murs de maçonnerie non armée ont été réalisés par Yokel et al. (1971). Ces essais ont été effectués en appliquant une charge latérale sous forme de pression uniforme à l'aide d'un coussin d'air, et ce, pour différentes charges axiales appliquées au sommet des spécimens expérimentaux. Les résultats obtenus montrent qu'une fissuration se produit à environ 60% de la hauteur du mur et que la charge axiale a une très grande influence sur la capacité du mur à résister à une charge latérale. Des résultats semblables ont été observés lors d'essais similaires réalisés en variant les conditions aux appuis des murs [Anderson, 1984; West, 1973; Yokel et Fattal, 1976].

### Essais dynamiques et résultats obtenus

En 1981, un premier programme expérimental appliqué aux murs de maçonnerie non armée soumis à des excitations dynamiques hors-plan est mis en branle par l'*ABK Joint Venture* [ABK, 1981]. Lors de cette étude, des essais dynamiques ont été réalisés sur un total de 20 spécimens de murs de maçonnerie non armée pour différents rapports  $h/t$ , différentes surcharges appliquées au sommet et différents types de diaphragmes (rigide ou flexible). Ces essais ont démontré qu'un mur de maçonnerie chargé hors-plan retenu latéralement aux éléments structuraux en-tête peut maintenir une stabilité suffisante lors d'un tremblement de terre d'intensité modéré. Un mur de maçonnerie non armée possède une réserve de capacité après l'apparition d'une première fissuration ( $\Delta_{fissuration}$ ) causée par une force latérale spécifique nommée *Peak Semi-Rigid Force*. Cette réserve de capacité lui permet de demeurer dynamiquement stable jusqu'à l'atteinte d'un déplacement ultime donné ( $\Delta_{instabilité}$ ), se situant à l'endroit de la fissure principale (figure 2.20). Selon les études menées par l'ABK, les paramètres clés affectant la stabilité dynamique des murs de maçonnerie non armée sont le rapport  $h/t$ , l'ampleur de la charge axiale ainsi que les vitesses maximales enregistrées au sommet et à la base du mur.

D'autres essais ont également démontré cette réserve de capacité [Bruneau, 1994; Griffith et al., 2004; Meisl, 2006; Paquette et al., 2001; Sismir et al., 2004]. Les essais menés par Bruneau (1994) ont permis d'observer qu'un mur possède une réserve de capacité d'environ 25% après la première fissuration pour des déplacements latéraux pouvant atteindre le double de la valeur obtenue à cette première fissuration. Une réserve de capacité est possible grâce à l'effet d'arche (*arching effect*) entre les deux corps du mur de maçonnerie après une première fissuration. Cette réserve de capacité se base sur le diagramme des

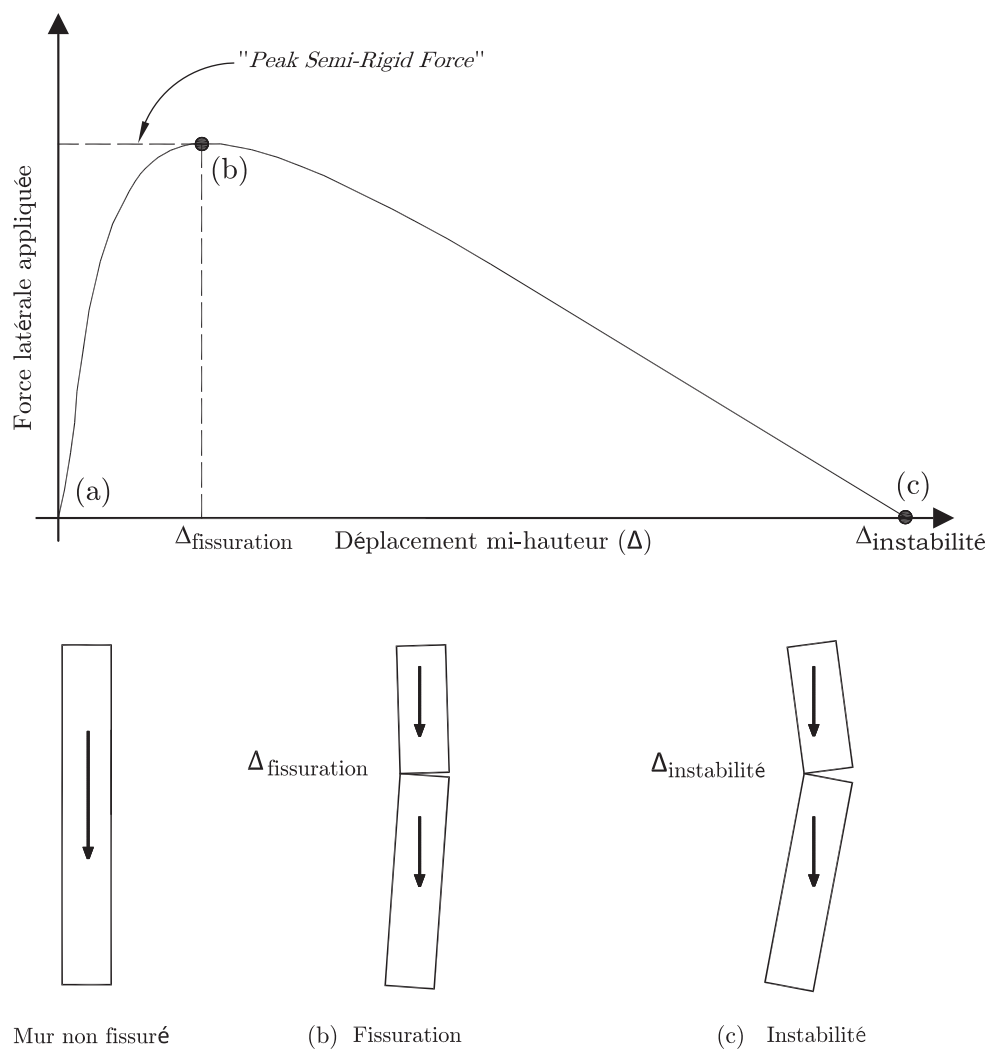


Figure 2.20 Réserve de capacité d'un mur de maçonnerie non armée [Meisl, 2006]

corps libres présenté la figure 2.21. Le diagramme des corps libres partiels montre que la force horizontale induit un moment renversant et une force axiale induit un moment en sens inverse. Le système devient instable lorsque le moment induit par la force horizontale surpasse le moment induit par la force verticale [Pauley et Priestley, 1992].

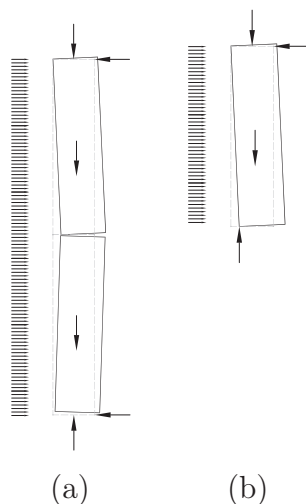


Figure 2.21 Effet d'arche après fissuration d'un mur de maçonnerie non armée  
 (a) diagramme des corps libre complet (b) diagramme des corps libre de la partie supérieure [Priestley, 1985]

Les essais de Griffith et al. (2004) ont permis de conclure que les murs sont sensibles à la demande en déplacement plutôt que la demande en accélération pour une secousse sismique donnée. Les murs testés avec un enregistrement avec un faible PGD (*peak ground displacement*) ont une probabilité d'effondrement beaucoup plus faible que ceux testés avec un enregistrement avec un grand PGD. Les murs testés sous de grands déplacements du sol s'effondrent généralement lorsque le déplacement se situant à la fissure principale dépasse le déplacement d'instabilité, calculé à l'aide de la méthode de calcul présenté par Doherty (2002). Cette méthode de calcul sera abordée à la prochaine sous-section. Les résultats obtenus par Griffith et al. (2004) suggèrent qu'une méthode de dimensionnement devrait être basée sur le déplacement du mur plutôt que l'accélération, même s'il est très difficile de prédire le déplacement exact du mur pour un PGD d'un enregistrement donné.

Le résultat des études menées par l'ABK Joint Venture a permis de définir des rapports  $h/t$  permettant d'offrir une stabilité suffisante aux murs de maçonnerie non armée lors d'une secousse sismique. Ces critères sont présentement définis dans l'ASCE/SEI41-06. Par contre, des études menées par Meisl (2006) démontrent que les critères en terme de rapport  $h/t$  d'un mur de maçonnerie non armé de l'ASCE/SEI41 sont très conservateurs, et même pour des murs avec aucune charge axiale en tête. Meisl (2006) a réalisé des es-

sais dynamiques sur table sismique sur des murs non porteurs en maçonnerie non armée pour des secousses sismiques représentatives de Vancouver. Les murs testés d'un rapport hauteur/épaisseur de 12 peuvent être considérés comme un mur du dernier étage d'un bâtiment à étages multiples. Théoriquement selon l'ASCE/SEI41-06, un rapport  $h/t$  de 12 est considéré comme acceptable pour un sol de type C, mais non conforme pour un sol de type D (voir figure 2.22). Lors des essais expérimentaux pour un type de sol D, le mur a pu résister à 1.5 fois l'accélération spectrale maximale du CNBC pour Vancouver. Malgré qu'une fissuration se produit à moins de la moitié de l'accélération spectrale maximale appliquée, l'effet d'arche apporte une réserve de capacité permettant au mur d'être beaucoup plus résistant que la demande maximale du CNBC. Dans ses essais, Meisl (2006) a également démontré que la qualité des joints n'avait aucune influence sur la stabilité des murs. Des essais semblables ont été menés par Sharif et al. démontrent également que les murs satisfaisant les rapports  $h/t$  exigés par le ASCE/SEI 41 ont une probabilité d'effondrement très faible. Malgré les preuves de cette réserve de capacité, les ingénieurs de la pratique omettent cette réserve de capacité et optent plutôt pour d'autres moyens de réhabilitation intrusifs, tels que l'ajout de fibres de composites [Elgawady *et al.*, 2007].

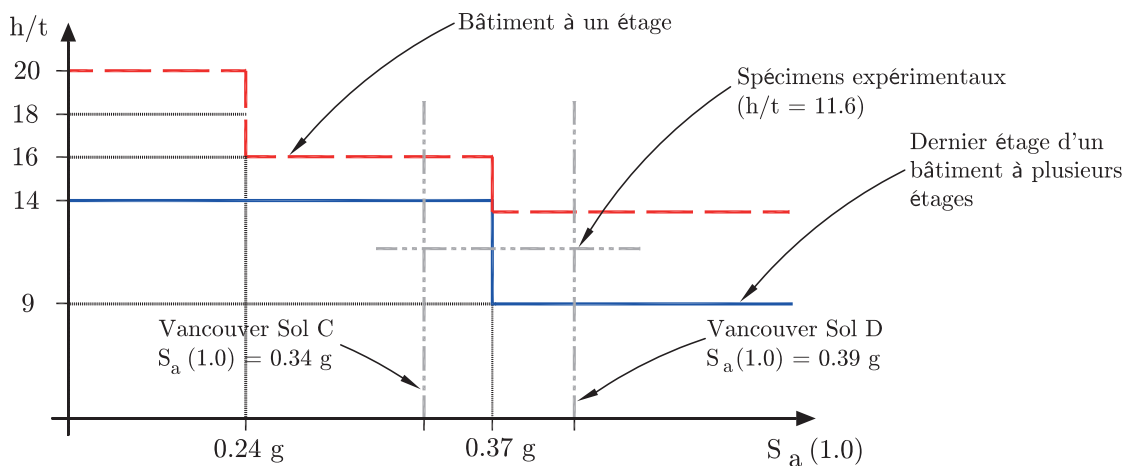


Figure 2.22 Critères d'acceptation  $h/t$  pour Vancouver pour un sol C et D [Meisl, 2006]

Relativement peu d'essais ont été réalisés dans la littérature dans le but d'obtenir des renseignements quant à la rigidité flexionnelle hors-plan d'un mur de maçonnerie non armée. Les essais réalisés par Meisl, Elwood et Ventura (2007) ont permis de conclure que la rigidité diminue grandement avec l'endommagement du mur [Meisl *et al.*, 2007]. Des essais ont été effectués sur quatre différents spécimens de murs avec joints de mortier de qualité différente, et ce, pour 2 différents types de séismes. Selon les résultats obtenus,



la réponse des murs de maçonnerie est élastique pour de petites fissures. Par contre, dès l'apparition d'un endommagement plus important, la rigidité du mur diminue grandement et le mur adopte un comportement bilinéaire [Meisl *et al.*, 2007]. Ceci est illustré à la figure 2.23.

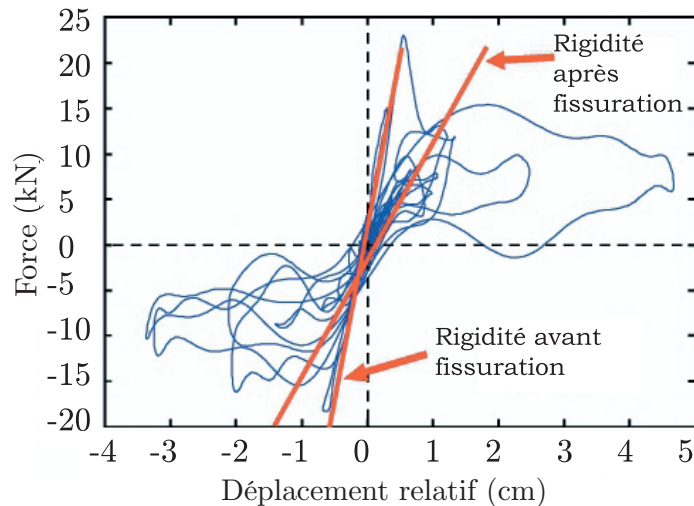


Figure 2.23 Rigidité avant et après la fissuration du mur [Meisl *et al.*, 2007]

Cette diminution de rigidité s'explique par l'augmentation de la largeur des fissures, l'apparition d'une fissure importante, par l'écrasement du mortier ou le détachement d'unités de maçonnerie. Selon les essais réalisés, la qualité des joints de mortier n'a aucune influence sur une perte de rigidité supplémentaire des murs. La rigidité d'un mur de maçonnerie peut diminuer jusqu'à 80% de la rigidité initiale après fissuration du mur [Meisl *et al.*, 2007].

### Méthodes d'analyses proposées

La réponse dynamique d'un mur de maçonnerie non armée soumis à des excitations sismiques hors-plan est l'un des concepts les plus complexes à analyser [Pauley et Priestley, 1992]. Deux modèles d'analyse ont été proposés par différents chercheurs. Ceux-ci sont présentés ci-dessous :

#### 1. Modèle d'analyse basé sur la rigidité proposé par Doherty (2002) et Sismir et al. (2004)

En 2002, Doherty et al. propose pour la première fois une méthode d'analyse simplifiée afin d'estimer la réponse dynamique, mais plus spécifiquement le déplacement à l'instabilité d'un mur de maçonnerie non armée. Dans son modèle, la réponse du mur est obtenue à partir d'une relation  $F - \Delta$  trilineaire pour un système à un degré

de liberté avec un amortissement visqueux équivalent et une période naturelle de vibration constante (figure 2.24).

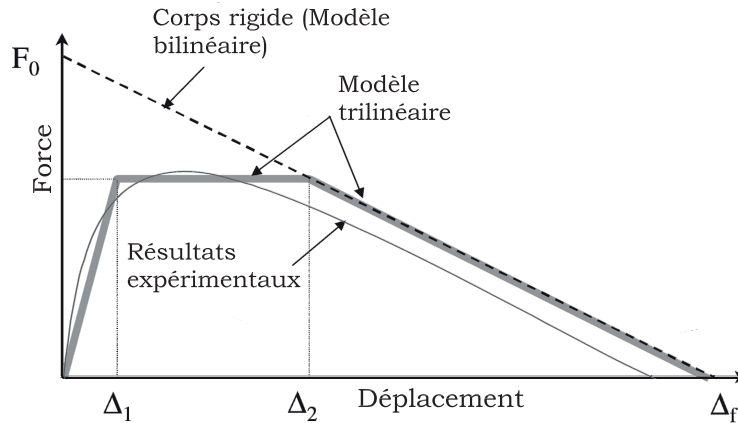


Figure 2.24 Relation  $F - \Delta$  trilineaire pour un système à un degré de liberté [Doherty *et al.*, 2002]

Par contre, cette méthode est jugée inappropriée puisqu'une fois le mur fissuré, la fréquence naturelle du mur varie avec l'endommagement [Housner, 1963]. De plus, cette méthode d'analyse prend uniquement en compte des diaphragmes rigides et néglige l'amplification des déplacements apportés par un diaphragme flexible. C'est alors que Sismir *et al.* (2004) proposent trois modèles permettant de tenir compte des changements qu'apporte une fissuration : un modèle à un degré de liberté (SDOF), un modèle à deux degrés de liberté (2DOF) et un modèle à plusieurs degrés de liberté (MDOF). Le modèle à un degré a été conçu dans le but de prédire la réponse dynamique d'un mur non fissuré modélisé sous la forme d'une barre rigide libre de toute rotation à la base et munie d'un ressort à son sommet afin de tenir compte de la rigidité du diaphragme. Le modèle à plusieurs degrés de liberté tient compte de la rigidité du diaphragme, la rigidité du mur et l'apparition de fissures horizontales sous l'effet d'efforts axiaux et de flexion. Dans ce modèle, les unités de maçonnerie sont modélisées comme des masses concentrées et les joints de mortier comme des éléments à fibres multiples. Étant donné la complexité de ce modèle, un modèle à deux degrés de liberté est développé pour permettre aux ingénieurs de la pratique de procéder à des analyses dynamiques de stabilité de manière beaucoup plus simpliste. Le modèle est composé de deux barres rigides connectées par une rotule représentant le mur fissuré. Le déplacement relatif des deux barres est contrôlé par un ressort en rotation situé à la rotule au centre et à la base du mur. Les figures 2.25 et 2.26 illustrent les trois modèles proposés par Sismir *et al.* (2004).

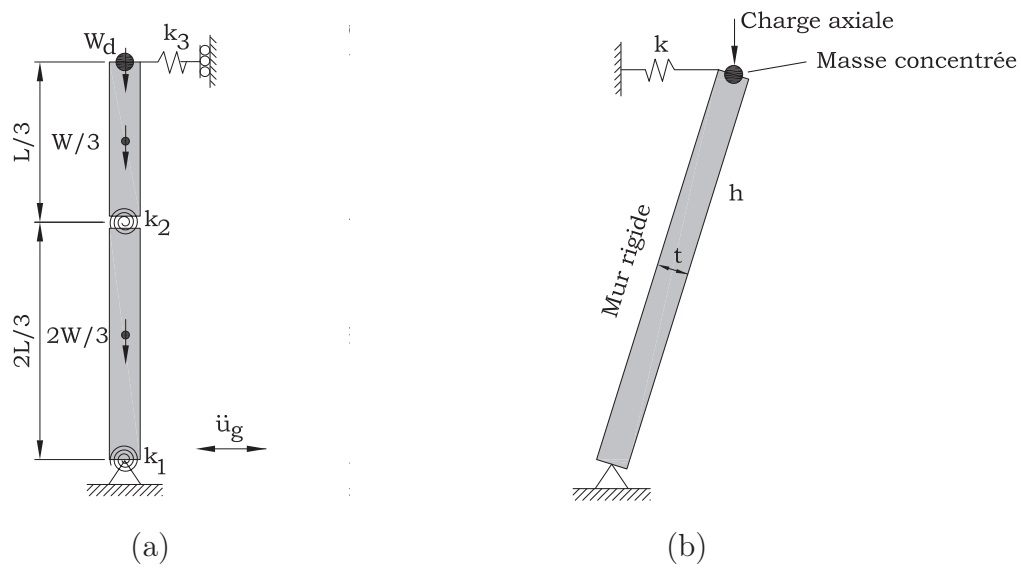


Figure 2.25 Modèles proposés par Sismir (a) modèle à un degré de liberté (SDOF) (b) modèle à deux degrés de liberté (2DOF)

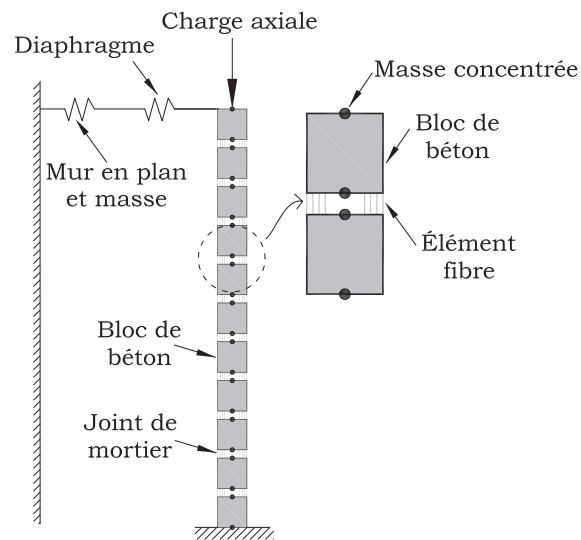


Figure 2.26 Modèle à plusieurs degrés de liberté (MDOF) proposé par Sismir [Sismir *et al.*, 2004]

## 2. Modèle d'analyse de basculement d'un corps rigide proposé par Makris *et al.* (2003) (*rigid-body rocking model*)

Les premières recherches au niveau du basculement d'un corps rigide sont effectuées par Housner (1963). Selon ses recherches, la stabilité d'un corps rigide est indépendante de la masse, mais dépend plutôt de l'épaisseur du mur, de la gravité et de la

hauteur du centre de masse. En effet, un mur plus épais est beaucoup plus stable qu'un mur d'une faible épaisseur. Cette affirmation est valide pour tous les types de maçonnerie avec un rapport  $h/t$  identique. Housner a aussi démontré que la fréquence de basculement d'un corps rigide est variable.

D'autres chercheurs, dont Priestley et al. (1978) valident par la suite une partie de la théorie de Housner et développent une méthode d'analyse permettant d'estimer le déplacement au centre de gravité dû au basculement d'un corps rigide. Par contre, cette étude suppose un corps rigide modélisé comme un oscillateur à un degré de liberté avec un amortissement constant et une période variable selon l'amplitude de basculement. Il a été par la suite prouvé par Makris et al. (2003) que cette hypothèse est erronée. Ce groupe de chercheurs a montré qu'un oscillateur à un degré de liberté qui se comporte comme une pendule, est différent d'un corps rigide. Un corps rigide se comporte plutôt comme un pendule inversé. Le mécanisme de restauration ou récupération d'un oscillateur est gouverné par l'élasticité de la structure tandis que celui du corps rigide est gouverné par la gravité. La fréquence d'un oscillateur est reliée à la masse et à la rigidité du système, tandis que le corps rigide n'a aucune fréquence distincte, mais peut être définie par un paramètre basé sur la gravité et le rapport  $h/t$ . L'amortissement d'un oscillateur peut être pris en compte par l'amortissement visqueux ou de Rayleigh, mais pour un corps rigide, l'amortissement est basé sur un coefficient de récupération qui est en fonction de l'élanement du corps rigide [Makris et Konstantinidis, 2003]. De plus, un oscillateur dissipe de l'énergie constamment tandis que le corps rigide dissipe de l'énergie uniquement au moment de l'impact de chaque basculement. Les études de Makris (2003) concluent que le modèle proposé par Doherty (2002) et Sismir (2004) n'est pas approprié afin de représenter fidèlement le basculement d'un corps rigide.

Des analyses numériques réalisées par Meisl et al. ont démontré que le modèle d'analyse de basculement d'un corps rigide peut être utilisé pour prédire efficacement la réponse dynamique d'un mur de maçonnerie non armée chargé dans la direction hors-plan. Les résultats d'analyses numériques obtenus avec un logiciel d'analyse de corps rigide (*Working Model*) ont été comparés aux résultats d'essais expérimentaux de Meisl (2006). Une excellente corrélation est remarquable entre les résultats numériques et expérimentaux. D'autres analyses numériques ont été réalisées afin de connaître la probabilité d'effondrement des murs satisfaisant les rapports  $h/t$  spécifiés dans l'ASCE/SEI41-06. Ces analyses numériques ont été réalisées pour une série

---

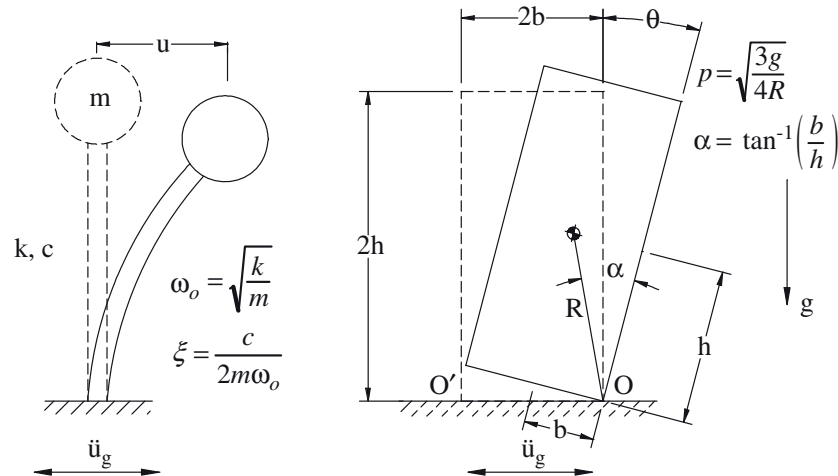


Figure 2.27 Comparaison entre le modèle d'oscillateur à un degré de liberté et le modèle d'un corps rigide [Meisl, 2006]

de 80 tremblements de terre synthétiques et en supposant un diaphragme rigide. Les conclusions suivantes peuvent être tirées [Meisl, 2006; Sharif *et al.*, 2007] :

- La moyenne du rapport  $h/t$  lors d'un effondrement  $(h/t)_{col}$  décroît linéairement avec une augmentation de  $S_a(1.0)$
- La limite  $h/t$  spécifiée par l'ASCE/SEI41-06 pour des murs avec ou sans charge axiale est moins grande que  $(h/t)_{col}$  moyen moins un écart-type.
- Les murs satisfaisant les rapports  $h/t$  de l'ASCE/SEI41-06 ont une probabilité d'effondrement de moins de 8%, tout dépendamment du type de sol et de l'endroit.
- Les murs situés sur des sols mous (Classe E et D) ont une probabilité d'effondrement plus grande que ceux situés sur des sols rigides (Classe A, B, C)

## 2.8 Méthodes d'analyse sismique et accélérogrammes

Les exigences du Code national du bâtiment (2010) concernant l'analyse sismique proposent des mouvements de sol auxquels les structures doivent être conçues lors d'un séisme. Ces mouvements sont présentés sous forme de spectre uniforme (UHS, Uniform Hazard Spectrum) ayant une probabilité de 2 % d'être dépassé en 50 ans. Ceux-ci donnent l'accélération spectrale pour une période de bâtiment donnée en considérant un modèle à un degré de liberté avec un amortissement de 5 %. Les règles de calcul des structures de la partie 4 du Code national du bâtiment (2010) proposent deux méthodes d'analyse sismique : la

méthode de calcul de la force statique équivalente et la méthode d'analyse dynamique. La méthode de calcul de la force statique équivalente est permise pour des bâtiments situés dans les zones à faible sismicité, pour les bâtiments réguliers qui ne dépassent pas une certaine hauteur et pour certains bâtiments de faible hauteur présentant certaines irrégularités. Celle-ci est préférée à l'analyse dynamique en raison de sa simplicité. Lorsque la méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée, on doit avoir recours aux méthodes d'analyse dynamique suivantes :

- L'analyse dynamique linéaire selon la méthode modale du spectre de réponse ou la méthode temporelle linéaire par intégration numérique
- L'analyse dynamique non linéaire

Dans le cas de l'application de la méthode temporelle linéaire ou non linéaire par intégration numérique, des accélérogrammes de tremblement de terre compatibles avec les spectres de dimensionnement (UHS) du Code national du bâtiment (2010) doivent être utilisés. Ce type d'enregistrement comprend les accélérations du sol dans le temps dans trois directions orthogonales, deux horizontales et une verticale. On recommande d'utiliser au moins trois accélérogrammes pour une analyse dans le temps. Si trois analyses dans le temps sont réalisées, il est recommandé d'utiliser les valeurs maximales des paramètres de réponse. Si sept analyses dans le temps, ou plus sont réalisées, il est permis d'utiliser les valeurs moyennes des paramètres de réponse [Paultre, 2011]. Deux exemples d'accélérogrammes sont présentés à la figure 2.28.

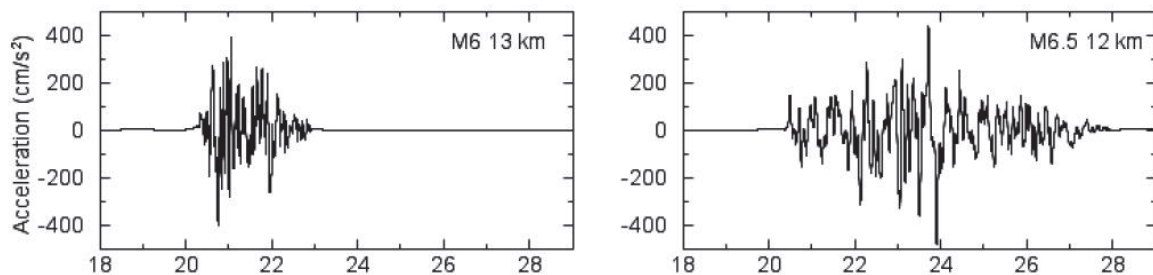


Figure 2.28 Accélérogrammes artificiels d'Atkinson pour l'Est du Canada [Atkinson, 2009]

Pour être compatible, le spectre de l'accélérogramme utilisé doit être calibré de sorte que l'accélération spectrale correspondant à la période fondamentale du bâtiment est égale ou supérieure à l'accélération spectrale de dimensionnement du CNBC pour le site donné. De même manière, chaque point d'accélération spectrale en bas de la période fondamentale doit être aussi égal ou supérieur à l'accélération spectrale dictée par le code. Si ces

conditions ne sont pas respectées, l'accélérogramme est jugé comme non représentatif [Atkinson et Beresnev, 1998; CNRC, 2005]. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées afin de modifier un spectre tiré d'un accélérogramme afin qu'il concorde le mieux possible à un spectre de dimensionnement UHS pour une région donnée. La méthode de mise à l'échelle linéaire proposée par Atkinson s'avère l'une des méthodes les plus efficaces à utiliser. Cette méthode utilise un facteur de mise à l'échelle constant pour toutes les valeurs d'accélération de l'accélérogramme. Cette méthode ne change pas le contenu fréquentiel ainsi que le phasage de l'accélérogramme. La méthode de mise à l'échelle proposée par Atkinson sera discutée davantage au chapitre 3. Un exemple de spectre mis à l'échelle pour une région donnée est présenté à la figure 2.29.

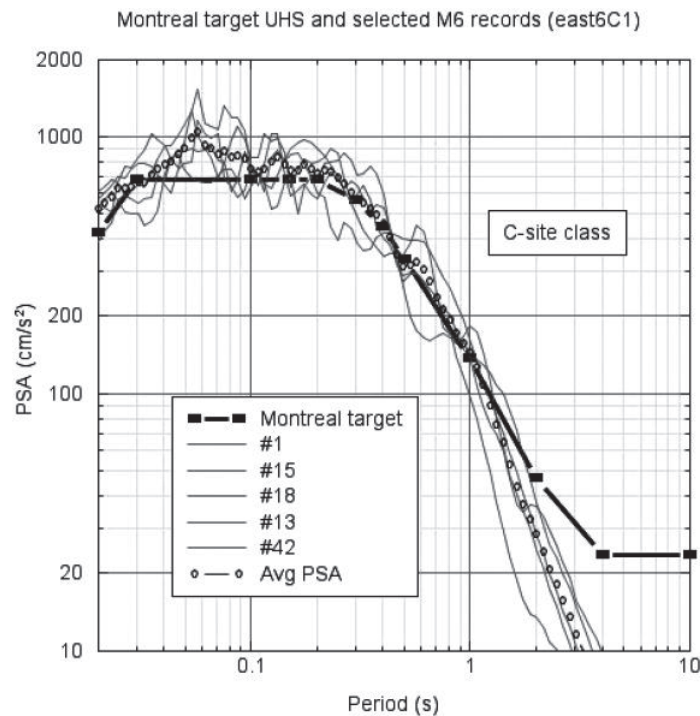


Figure 2.29 Mise à l'échelle d'un spectre pour Montréal [Atkinson, 2009]

Pour ce projet de recherche, des essais dynamiques en laboratoire sur table sismique seront réalisés et des accélérogrammes mis à l'échelle ont été utilisés. Deux types d'accélérogrammes peuvent être utilisés afin de procéder à des analyses ou à des essais dynamiques en laboratoire, soit les accélérogrammes réels ou artificiels. Une mise à l'échelle doit être effectuée pour chacun de ces deux types d'enregistrements.

### 2.8.1 Accélérogrammes réels

L'utilisation d'un accélérogramme réel est uniquement envisageable lorsque celui-ci possède un couple de magnitudes-distance à l'épicentre ainsi que des conditions géologiques similaires à l'endroit du bâtiment étudié. Malheureusement, au Canada, la grande majorité des zones comportant des aléas sismiques importants ne peuvent être associées à des accélérogrammes réels étant donné la faible quantité d'enregistrements disponibles dans les banques de données. Certains endroits dans le monde comme la Californie ont une banque importante d'enregistrements sismiques étant donné le haut niveau de recherche consacrée au domaine ainsi qu'à l'énorme quantité de tremblements de terre ressentis dans le passé. Par contre, l'utilisation d'un accélérogramme réel de la Californie est inappropriée pour représenter un événement canadien. Des différences importantes au niveau de la source, de l'amortissement ainsi que du milieu géologique affectent grandement les amplitudes et le contenu fréquentiel du mouvement du sol [Atkinson et Beresnev, 1998]. Plusieurs banques de données sont présentes sur Internet et comprennent des enregistrements de séismes de partout à travers le monde. Souvent, ces enregistrements sont accompagnés de renseignements pertinents tels que la distance à l'épicentre ainsi que la caractérisation de la géologie du site. Le *National Geophysical Data Center* est une banque de données rassemblant plus de 4 000 enregistrements de tremblement de terre. D'autres banques de données intéressantes sont celles du *Pacific Earthquake Engineering Center* (PEER), du *Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems* (COSMOS) et du *National Strong Motion Program* (NSMP).

### 2.8.2 Accélérogrammes artificiels

Advenant le cas qu'un nombre insuffisant d'accélérogramme réel ne peut être utilisé pour une région à l'étude, on doit avoir recourt aux accélérogrammes artificiels. Des accélérogrammes artificiels peuvent être générés par modélisation numérique des procédés de rupture d'une faille de la croûte terrestre et de son mode de propagation des ondes [Little, 2007]. Ils sont très utiles lorsqu'aucun accélérogramme réel n'est disponible pour une région donnée. Dans l'Est du Canada, ceux-ci sont souvent utilisés dans la pratique en raison du nombre limité d'enregistrements réels disponibles [Little, 2007]. Ces enregistrements artificiels imitent les caractéristiques sismiques d'un tremblement de terre en terme de durée et de contenu fréquentiel. L'utilisation d'accélérogrammes artificiels est très efficace et donne beaucoup de flexibilité. Atkinson et Beresnev (1998) ont développé une banque d'enregistrements artificiels conformes au spectre de réponse du Code national du bâtiment de plusieurs villes de l'Est et de l'Ouest canadien. Ceux-ci ont été générés avec la *Stochastic*

---



---

*Finite-fault Method* et peuvent être facilement mis à l'échelle pour s'unir avec les spectres UHS du Code national du bâtiment. Ces enregistrements sont maintenant très demandés et appliqués en vue d'analyses ou d'essais dynamiques. Ils sont disponibles pour différents types de sol (A, B, C, D et E) gratuitement via le site Internet : [www.seismotoolbox.ca](http://www.seismotoolbox.ca).



## CHAPITRE 3

# CONCEPTION DU MONTAGE EXPÉRIMENTAL

L'objectif principal du projet de recherche vise à mieux connaître le comportement sismique hors-plan de la maçonnerie non armée, en particulier au niveau des murs de cloison présents dans plusieurs constructions du Québec. Un second objectif est d'explorer des solutions simples et pratiques pour la réhabilitation sismique des murs de cloison en maçonnerie non armée. La caractérisation du comportement sismique hors-plan des murs en maçonnerie non armée a été effectuée à partir d'essais dynamiques sur la table sismique du laboratoire de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Des murs avec et sans système de réhabilitation ont été testés au laboratoire. Tel que discuté au chapitre 2, l'ajout d'un système de retenue latérale augmente grandement la stabilité d'un mur de cloison et réduit la probabilité d'un effondrement. Le système de retenue latérale composé de cornières dos à dos présenté dans les *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants* du CNRC constitue une solution de réhabilitation à considérer pour les essais. Ce système de retenue latérale est peu coûteux et est facile à installer dans des bâtiments existants.

Le montage expérimental typique est composé d'un mur de maçonnerie non armée en blocs de béton construit à l'intérieur d'un cadre d'acier. Le cadre d'acier périphérique est encastré à la table sismique et permet l'installation du système de retenue latérale en tête des murs. Afin de bien représenter le comportement d'un mur de cloison, les colonnes n'auront aucune interaction avec le mur lors des essais dynamiques. Un espace est laissé à chaque extrémité du mur. Par contre, l'ajout d'un système de retenue latérale amènera une modification du comportement sismique hors-plan du mur de maçonnerie. En effet, le mur sera soumis à des déformations dues aux mouvements du cadre. Ainsi, le cadre doit représenter le plus fidèlement possible le comportement d'une structure d'acier au niveau des déplacements qu'elle peut subir lors d'une secousse sismique donnée. La possibilité de reproduire un cadre avec des périodes naturelles semblables à un bâtiment représentatif avec une ossature d'acier a été rejetée pour plusieurs raisons. La principale raison est qu'un cadre seul n'aura pas le même amortissement qu'un bâtiment d'acier complet. En effet, seulement les encastresments des colonnes à la fondation peuvent représenter une source

d'amortissement pour le cadre expérimental. Pour un bâtiment complet, il y a beaucoup plus d'assemblages, alors on peut supposer un amortissement beaucoup plus grand que pour un cadre seul. Une autre source d'amortissement pour un bâtiment complet peut être attribuée à l'interaction entre les cadres structuraux et les murs de maçonnerie. Selon la littérature, une structure d'acier contreventée peut avoir un amortissement de l'ordre de 0.5% tandis qu'un bâtiment avec murs de remplissage en maçonnerie peut avoir un amortissement variant de 2% à 4% [Kodur *et al.*, 1995]. Normalement, un bâtiment composé de murs de cloison comprend également des murs de remplissage. Ainsi, en utilisant une période naturelle similaire à un bâtiment d'acier avec murs en maçonnerie, les déplacements du cadre différeront de ceux obtenus en réalité pour un bâtiment, et ce, pour une secousse sismique donnée. Par contre, les accélérations du cadre seront beaucoup plus représentatives. Il a été démontré dans la revue de littérature que les murs sont beaucoup plus sensibles aux grands déplacements qu'aux grandes accélérations. Il est alors plus approprié de dimensionner le cadre pour obtenir des déplacements représentatifs.

La première étape en vue de la conception du cadre d'acier est la réalisation d'un modèle numérique représentatif d'une école du Québec (bâtiment classé selon la catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile* selon le CNBC) à l'aide d'un logiciel d'analyse en structure. De cette manière, des analyses dynamiques peuvent être réalisées et les déplacements d'un bâtiment lors d'une secousse sismique peuvent être obtenus. Par contre, avant cette étape, il est important de bien définir un modèle de bâtiment typique.

### 3.1 Caractéristiques d'une école typique représentative du Québec

Tel que mentionné au chapitre 2, les quatre inventaires de bâtiments réalisés donnent une bonne indication des types de constructions présents au Québec. Les statistiques recueillies par Paquette et Boutin s'avèrent particulièrement intéressantes puisqu'elles sont concentrées principalement sur des bâtiments institutionnels (catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile*). De plus, l'étude statistique de Paquette inclut d'autres paramètres intéressants (nombre d'étage, type de maçonnerie, distribution temporelle des matériaux, des types de bâtiments) à considérer pour la définition d'un modèle de bâtiment typique.

Selon les études de Paquette (2011) et Boutin (2013), l'ensemble des constructions de 1960 à aujourd'hui sont composées d'une structure d'acier avec des murs de maçonnerie non armée en bloc de béton. Ces murs se retrouvent sous la forme de murs de remplissage et de

---

murs de cloison. Dans l'ensemble, les écoles étudiées sont des bâtiments de petites dimensions, de deux étages avec un toit plat. Chaque école inventoriée comporte une géométrie différente, mais en grande majorité de forme rectangulaire. Bien que l'étude statistique de Paquette a permis de dresser l'ensemble des caractéristiques typiques des écoles, on note un manque important d'information par rapport au système structural. Selon les plans étudiés par Paquette, aucune indication claire n'est donnée par rapport au type de système de reprise des efforts latéraux (contreventements, murs de refend ou ossatures rigides) et sur le type d'assemblage entre les éléments structuraux. Ainsi, un modèle typique représentatif des écoles du Québec peut être généré à partir des informations recueillies par Paquette, mais plusieurs hypothèses doivent être également supposées afin de combler certaines lacunes.

## 3.2 Modèle de bâtiment typique

Le bâtiment de catégorie *protection civile* à reproduire est une école datant des années 1970 et est composé de murs en maçonnerie non armée. La structure du bâtiment est constituée d'une charpente d'acier avec un système de poutrelles et de tablier métallique. Le bâtiment a une géométrie rectangulaire de 36.4 m par 15.25 m, avec des classes de dimensions de 6.1 m par 9.1 m. Il comporte deux étages de 3.65 m de hauteur, pour une hauteur totale de 7.3 m. La configuration du bâtiment est montrée à la figure 3.1. De plus, une vue architecturale est présentée à la figure 3.2. Les zones en gris pâle représentent les salles de classe et la zone en gris foncé correspond au corridor principal. Les deux étages ont la même configuration. Les fenêtres sur les façades extérieures ont des dimensions de 1.5 m x 3.0 m. Les portes aux extrémités nord et sud du bâtiment ont des dimensions de 3.0 m x 2.6 m.

Le bâtiment est composé de murs de remplissage extérieurs et de murs intérieurs entre chaque salle de classe aux axes 3, 5, 7, B et C. Les murs aux axes 3, 5, 7 sont considérés comme des murs de remplissage<sup>1</sup> tandis que les murs aux axes B et C sont considérés comme des murs de cloison<sup>2</sup>. La façade extérieure du bâtiment est composée d'un revêtement mixte de briques d'argile et de tôle métallique. Les cadres d'acier du système structural sont conçus de même manière qu'une construction conventionnelle en acier des années 1970, avec des assemblages pour cisaillement uniquement. Aucun système spécifique de reprise des forces latérales n'est considéré. La stabilité latérale de la structure

---

<sup>1</sup>Les murs de remplissage interagissent avec la structure du bâtiment et apportent une rigidité supplémentaire en plan.

<sup>2</sup>Les murs de cloison agissent indépendamment de la structure du bâtiment et n'apportent aucune rigidité supplémentaire en plan.

---

est assurée par les murs de remplissage en maçonnerie non armée. Les efforts latéraux dus au vent sont repris par les colonnes et les poutres en flexion. Toutes les colonnes du bâtiment sont considérées comme étant rotulées à la fondation. En pratique, il est très difficile de fabriquer une connexion parfaitement encastree à la fondation, en particulier pour des bases de colonnes. De plus, selon les pratiques communes en génie civil (domaine des structures), les colonnes sont très souvent modélisées avec des rotules à la base. Finalement, on considère que la fondation du bâtiment est assise sur un sol dense de type C.

### 3.3 Calcul des charges

Le bâtiment représentatif décrit à la section précédente représente les pratiques de construction des années 1970, mais sans appartenance à une localisation ou technique de construction particulière. Par contre, le calcul des charges est directement lié à un lieu donné. Ainsi, une comparaison entre le lieu au plus grand aléa sismique et le lieu au plus haut risque sismique du Québec est effectuée. Il est intéressant de noter que l'aléa sismique de La Malbaie est très élevé et est supérieur à celui de Vancouver en Colombie-Britannique. La ville de Montréal, quant à elle, possède le plus gros bassin de population et d'infrastructures urbaines dans toute la province du Québec. Le calcul des charges est effectué à l'aide de la section 4.1 du CNBC-1970 (*Charges de charpente et méthodes de calcul*). Les données climatiques sont tirées du supplément 1 (*Renseignements climatologiques pour le calcul des bâtiments au Canada*) du CNBC-1970. Le CNBC-1970 utilise le système d'unités impérial pour le calcul des charges, mais dans cette section, toutes les valeurs seront converties et exprimées dans un système d'unités métrique. Le tableau 3.1 présente un résumé des données climatiques tirées du CNBC-1970 (neige, vent et séisme) pour les villes de La Malbaie et de Montréal.

Tableau 3.1 Données climatiques pour La Malbaie et Montréal [CNRC, 1970]

Endroit	Surcharge de neige (kPa)	Pressions du vent (kPa)			Facteur sismique R
		1/10	1/30	1/100	
La Malbaie	4.07	0.39	0.50	0.63	4
Montréal	2.59	0.32	0.37	0.44	2

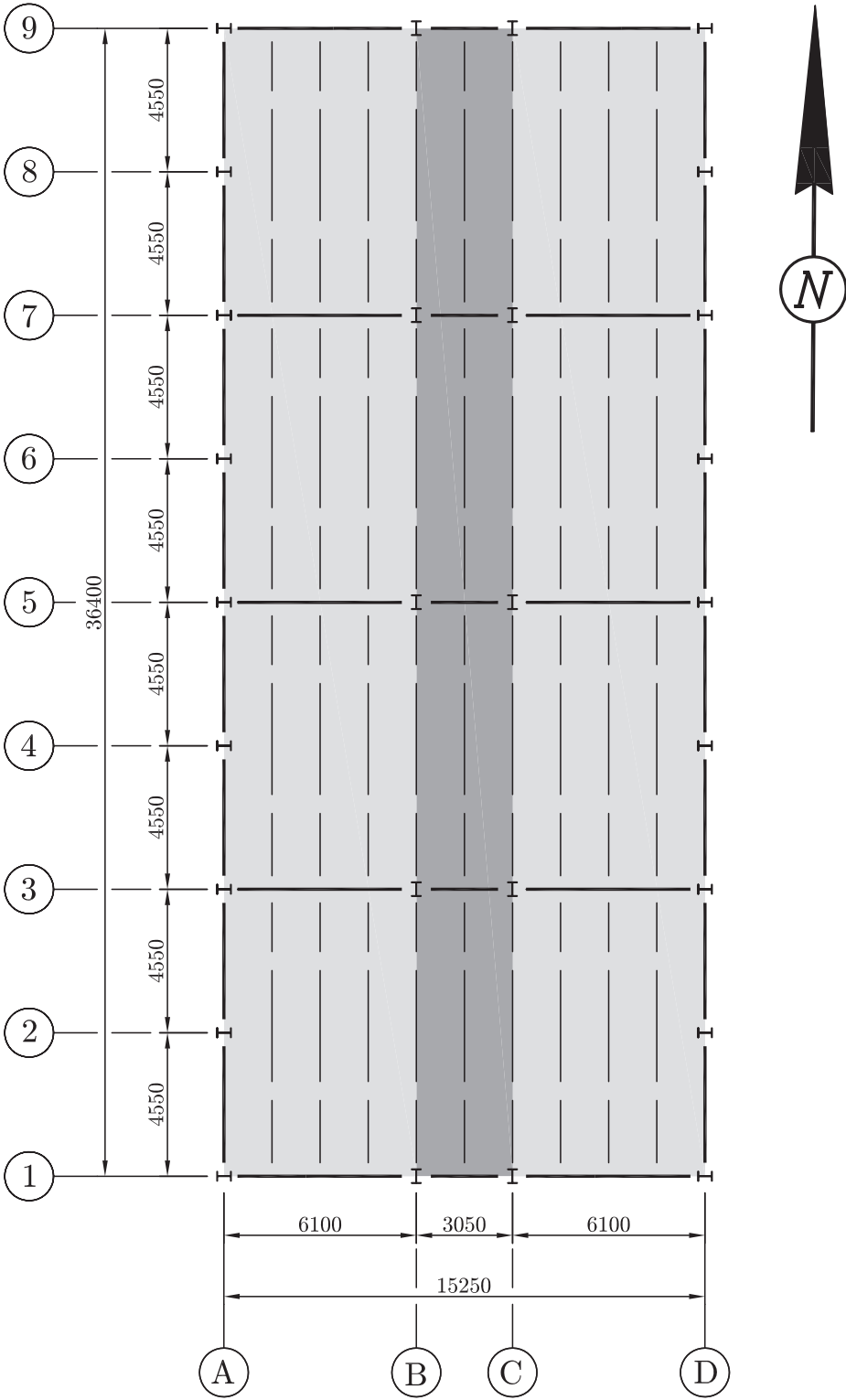


Figure 3.1 Configuration du bâtiment typique

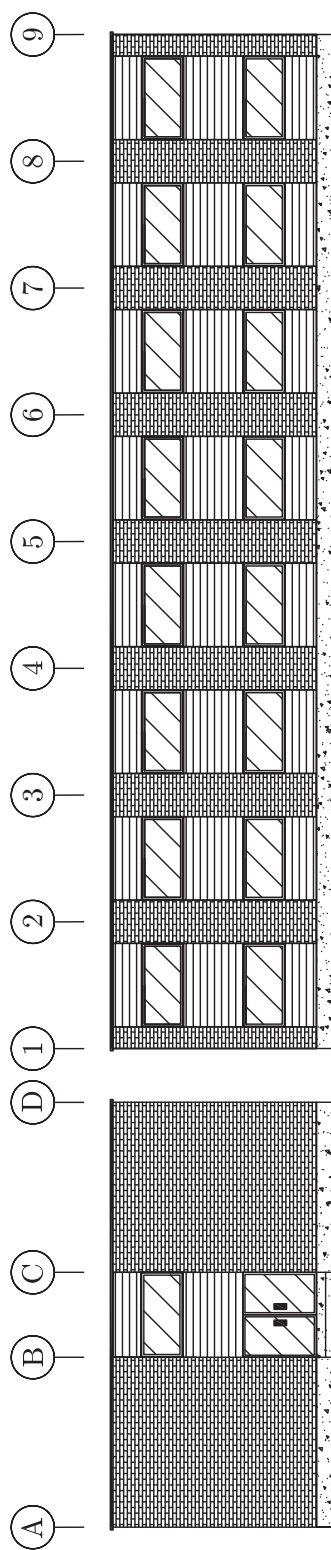


Figure 3.2 Vue architecturale du bâtiment typique



### 3.3.1 Charges permanentes

La charge permanente ( $D$ ) est basée sur les coupes de toit et de plancher illustrées aux figures 3.3 et 3.4. Les poids des matériaux de construction proviennent principalement du *Handbook of Steel Construction* (CSA S16-09). Certaines valeurs proviennent du catalogue de poutrelles de CANAM et du livre de référence *Calcul des charpentes d'acier, tome 1* de Beaulieu, Tremblay, Grondin et Massicotte. Le tableau 3.2 présente le résumé des charges permanentes à considérer.

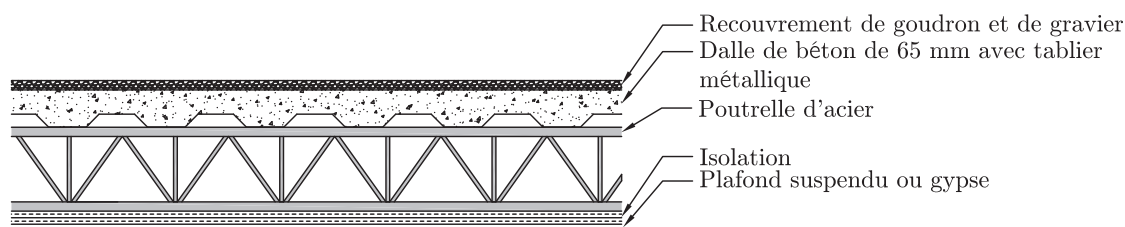


Figure 3.3 Coupe d'un toit typique

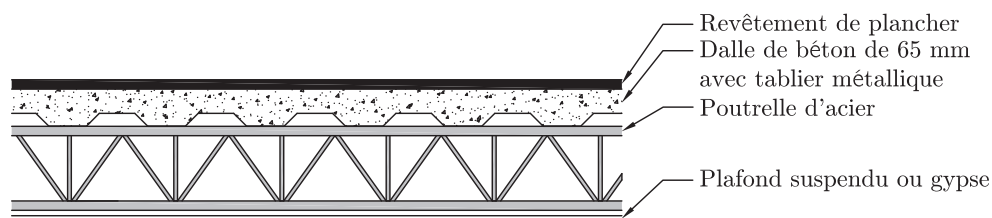


Figure 3.4 Coupe d'un plancher typique

Tableau 3.2 Résumé des charges permanentes

Composante ou élément	D (kPa)	D (kPa)
	Toit	Plancher
Partition	0.50 *	1.00 *
Revêtement de goudron et de gravier	0.30	0.00
Revêtement de plancher	0.00	0.07
Dalle de béton de 65 mm	1.50	1.50
Tablier métallique	0.10	0.10
Poutrelles d'acier	0.10 ‡	0.10 ‡
Isolation	0.07	0.00
Mécanique et électricité	0.25 §	0.25 §
Plafond suspendu	0.20	0.20
Total	3.02	3.22

\* Valeur tirée du CNBC-1970 [CNRC, 1970] (Poids minimal à considérer pour les cloisons)

‡ Valeur tirée du catalogue de poutrelles de CANAM [CANAM, 2007]

§ Valeur tirée du livre de référence *Calcul des charpentes d'acier, tome 1* [Beaulieu et al., 2008]

Les charges permanentes montrées au tableau 3.2 représentent ce que doivent reprendre le système de reprise des charges gravitaires. Pour les calculs de conception, on considère que le revêtement extérieur supporte son propre poids. Par contre, ce poids doit être considéré dans le calcul des efforts sismiques. Le poids des colonnes et des poutres doit également faire partie de ce calcul.

### 3.3.2 Surcharges d'utilisation

D'après le CNBC-1970, la surcharge d'utilisation ( $L$ ) à considérer pour une salle de classe est de  $L = 2.4$  kPa. Pour ce bâtiment, seulement des salles de classe ont été considérées et aucun facteur de réduction de charge n'est attribué.

### 3.3.3 Charges de neige

Selon le CNBC-1970, la charge de neige minimale ( $s$ ) à admettre sur l'étendue du toit est obtenue à partir de l'équation 3.1. Aucune accumulation de neige n'est considérée sur le bâtiment. En général, le coefficient de charge de neige  $C_S$  est de 0.8, sauf dans le cas des toits exposés au vent, celui-ci peut être réduit à 0.6. Pour être conservateur, une valeur de  $C_S$  de 0.8 est utilisée pour les calculs. Le tableau 3.3 présente un résumé des résultats obtenus pour chacune des deux villes considérées dans cette étude.

$$s = C_S g \quad (3.1)$$

où

$s$  = Charge de neige à admettre en lb/pi<sup>2</sup> ou kPa

$C_S$  = Coefficient de surcharge de neige sur les toits

$g$  = Charge de neige sur le sol en lb/pi<sup>2</sup> ou kPa

Tableau 3.3 Résumé des résultats pour le calcul de la charge de neige

Ville	$s$ (kPa)
La Malbaie	3.26
Montréal	2.07

### 3.3.4 Charges de vent

Selon le CNBC-1970, la pression extérieure ou la succion due au vent sur un bâtiment ( $p$ ) ou sur son revêtement est calculée selon les équations 3.2 et 3.3.

$$p = q C_e C_g C_p \quad (3.2)$$

où

$q$  = Pression dynamique en lb/pi<sup>2</sup> ou kPa (1/100 ans pour les éléments d'un bâtiment essentiel après un sinistre)

$C_e$  = Coefficient d'exposition

$C_g$  = Coefficient d'effet des rafales

$C_p$  = Coefficient de pression extérieure selon l'emplacement du revêtement étudié ou le coefficient de forme pour tout le bâtiment. Le coefficient de forme est égal à la différence algébrique entre les coefficients de pression extérieure pour les côtés aval et amont du bâtiment

et

$$C_e = (h/30)^{1.5} \geq 1 \quad (3.3)$$

où

$h$  = Hauteur au-dessus du niveau du sol

La pression nette du vent à prendre en compte sur un revêtement doit être la différence algébrique entre la pression ou la succion extérieure telle que calculée avec l'équation 3.2 et la pression ou la succion intérieure ( $C_{pi}$ ) due au vent calculée selon l'équation 3.4.

$$p_i = q C_e C_{pi} \quad (3.4)$$

où

$q$  = pression dynamique en lb/pi<sup>2</sup> ou kPa (1/100 ans pour les éléments d'un bâtiment essentiel après un sinistre)

---

$C_{pi}$  = Coefficient de pression intérieure

$C_e$  = Coefficient d'exposition (calculé selon l'équation 3.3)

En résumé, le coefficient  $C_e$  équivaut à 1. Le coefficient de l'effet des rafales  $C_g$  est fixé à 2 pour le calcul des éléments de la structure. Le coefficient  $C_p$  varie selon la face du bâtiment considérée et la direction du vent. Les valeurs utilisées sont tirées des figures C1-6 et C1-8 du supplément 4 du CNBC-1970, et ce, pour un toit avec une pente nulle ( $\alpha = 0$ ). Le coefficient  $C_{pi}$  à utiliser est également donné à la figure C1-8. Le tableau 3.4 présente les pressions considérées pour le dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment typique.

Tableau 3.4 Résumé des résultats pour le calcul de la charge de vent

Ville	Toit		Revêtement/Mur	
	$W_{max}$ (kPa)	$W_{min}$ (kPa)	$W_{max}$ (kPa)	$W_{min}$ (kPa)
La Malbaie	0.25	-1.89	1.76	-1.51
Montréal	0.18	-1.32	1.23	-1.06

### 3.3.5 Effets des séismes

Selon le CNBC-1970, les efforts de séisme à prendre en considération doivent être évalués par une analyse dynamique ou bien une analyse statique. Selon la méthode statique, l'effort sismique latéral minimum à admettre ( $V$ ) dans n'importe quelle direction doit être calculé selon l'équation 3.5.

$$V = \frac{1}{4} RKCI FW \quad (3.5)$$

où

R = Coefficient sismique représentant l'activité et le risque sismique pour la région à l'étude

K = Coefficient numérique qui représente le matériau, l'amortissement, la ductilité et le pouvoir d'absorption d'énergie de la structure

C = Coefficient numérique de cisaillement à la base tel que défini à l'article 4.1.7.1

I = Degré d'importance de la structure

F = Coefficient de fondation

W = Poids sismique (Charge permanente comprenant 25% de la surcharge de neige pres-

crite à l'article 4.1.5; dans le cas de surfaces destinées à l'entreposage, la surcharge totale ajustée selon l'article 4.1.3.4)

Deux des paramètres définis à l'équation 3.5 sont en fonction de la localisation du bâtiment, soit le coefficient  $R$  ainsi que le poids sismique  $W$ . Le paramètre  $R$  équivaut à 4 pour La Malbaie et à 2 pour Montréal. Pour le calcul du poids sismique, on doit ajouter à la charge permanente calculée précédemment le poids des poutres, des colonnes, du revêtement extérieur et 25% de la charge de neige. Le poids sismique  $W$  à utiliser est montré aux tableaux 3.5 et 3.6

Tableau 3.5 Poids sismique  $W$  pour La Malbaie

Paramètre	Toit	Plancher
Charge permanente (kPa)	3.02	3.22
Poids des colonnes et poutres *	0.10	0.10
Poids revêtement extérieur †	0.25	0.50
Charge de neige § (kPa)	0.82	0
Surface (m <sup>2</sup> )	555	555
W (kN)	2325	2120
Total W (kN)	4445	

\* À révéfier après le dimensionnement final

† Composé d'un mélange de tôle métallique et de briques de 95 mm d'épaisseur en argile

§ Charge de neige multipliée par le coefficient 0.25

Tableau 3.6 Poids sismique  $W$  pour Montréal

Paramètre	Toit	Plancher
Charge permanente (kPa)	3.02	3.22
Poids des colonnes et poutres *	0.10	0.10
Poids revêtement extérieur †	0.25	0.50
Charge de neige § (kPa)	0.52	0
Surface (m <sup>2</sup> )	555	555
W (kN)	2159	2120
Total W (kN)	4279	

\* À révéfier après le dimensionnement final

† Composé d'un mélange de tôle métallique et de briques de 95 mm d'épaisseur en argile

§ Charge de neige multipliée par le coefficient 0.25

Les autres paramètres à définir pour le calcul des efforts sismiques sont identiques pour un bâtiment situé à Montréal ou à La Malbaie. Pour un bâtiment sans système complet d'ossature spatiale à joints ductiles résistants aux moments, le coefficient numérique  $K$  équivaut à 1. Pour un bâtiment de 2 étages, le coefficient numérique  $C$  équivaut à 0.10. Pour un bâtiment avec plus de 2 étages, le coefficient numérique  $C$  est en fonction de la période fondamentale du bâtiment. Pour les bâtiments conçus pour procurer des services

après un sinistre et pour les écoles,  $I = 1.3$ . Pour les types de sol autre que ceux avec un faible module de cisaillement dynamique,  $F = 1.0$ . Le tableau 3.7 résume les paramètres utilisés pour chacune des villes et l'effort sismique minimum ( $V$ ) à considérer dans chacune des directions.

Tableau 3.7 Résumé des résultats pour le calcul des efforts sismiques

Ville	R	K	C	I	F	W (kN)	V (kN)
La Malbaie	4	1	0.10	1.3	1.0	4445	578
Montréal	2	1	0.10	1.3	1.0	4279	278

### 3.4 Conception du bâtiment typique

Le dimensionnement de la charpente d'acier des deux bâtiments typiques a été réalisé à l'aide de la norme d'acier CSA S16-69 (*Steel Structures for Buildings*). Les combinaisons de charge utilisées sont en conformité avec l'article 4.1.2 du CNBC-1970 :

- i. D
- ii. D + L
- iii. D + (W ou E)
- iv. D + T
- v. D + L + (W ou E)
- vi. D + L + T
- vii. D + (W ou E) + T
- viii. D + L + (W ou E) + T

De plus, selon le CNBC-1970, l'effet de l'action simultanée des sollicitations permet d'utiliser les coefficients de probabilité suivants :

- 1.0 pour les combinaisons (i) à (iv)
- 0.75 pour les combinaisons (v) à (vii)
- 0.66 pour la combinaison (viii)

Pour le dimensionnement, seulement les charges permanentes (D), les surcharges d'utilisation (L), les charges de neige (L) et les charges de vent (W) sont considérées. Les charges sismiques (E) sont négligées afin de reproduire une négligence typique des années 1970.

Les contraintes thermiques (T) sont également négligées. De plus, aucun coefficient de probabilité n'est accordé aux combinaisons (v) à (viii). Ainsi, les cas de chargement utilisés pour le dimensionnement du bâtiment typique sont les suivants :

- i. D
- ii. D + L
- iii. D + W
- iv. D + L + W

Le système de reprise des charges gravitaires composé de poutrelles, de poutres et de colonnes transmettent les charges permanentes, les surcharges d'utilisation et les charges de neige à la fondation. Les poutres et colonnes extérieures reprennent en flexion tous les efforts latéraux, dans ce cas-ci uniquement les charges de vent. Ainsi, le chargement considéré pour les poutres extérieures en périphérie résulte en une flexion biaxiale. Pour les colonnes extérieures, le chargement considéré résulte en une flexion-compression. Les colonnes intérieures, quant à elles, reprennent uniquement des efforts en compression.

Tel que mentionné, toutes les membrures ont été dimensionnées selon la CSA S16-69, qui est basée sur un calcul aux contraintes admissibles. Tous les profilés, autant les colonnes que les poutres, sont des profilés WF<sup>3</sup> de nuance G40.12, avec une limite élastique  $F_y$  de 300 MPa et une résistance ultime  $F_u$  de 450 MPa. Ces données sont tirées du document *Historical Listing of Selected Structural Steels* fourni par l'ICCA. Les profilés d'acier utilisés sont tirés du *Handbook of Steel and Construction* de 1967. Toutes les colonnes comprises aux extrémités des murs de remplissage doivent avoir une profondeur de profilé  $d$  suffisamment grande afin d'accueillir un mur d'une épaisseur de 200 mm. Afin de simplifier les calculs de dimensionnement, les effets P-Delta ont été négligés. De plus, seulement quelques éléments de la structure ont été dimensionnés et ont été assignés globalement aux autres éléments du bâtiment, soit :

- La poutre de périphérie la plus critique
- La poutre intérieure la plus critique
- La colonne intérieure la plus critique
- La colonne extérieure la plus critique

---

<sup>3</sup>Wide Flange

---

La conception a été réalisée pour les deux villes choisies. Les figures 3.5 à 3.8 montrent les profils choisis qui ont été assignés aux éléments structuraux de la structure. On peut remarquer que le dimensionnement final est pratiquement similaire pour les deux bâtiments.



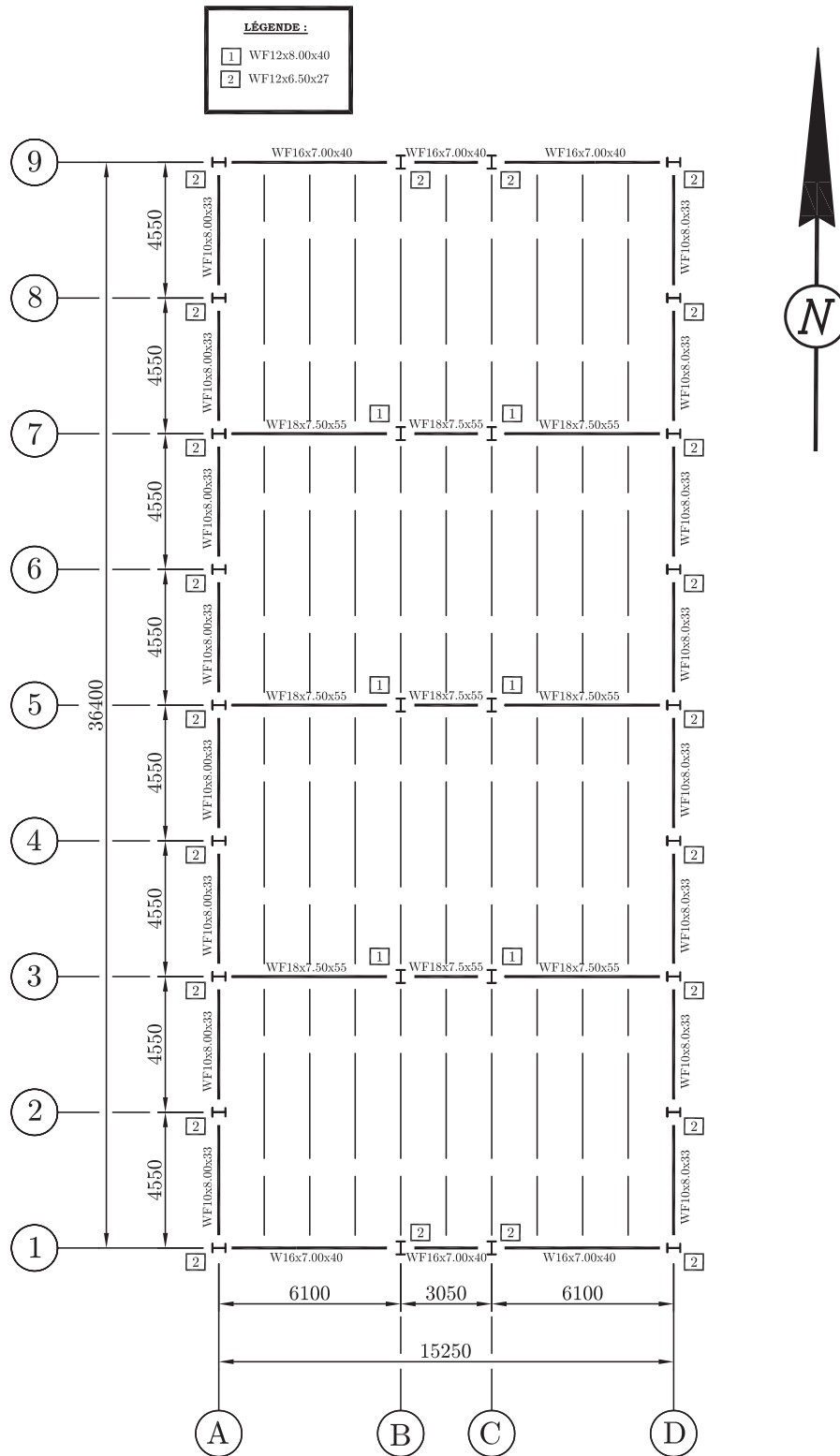


Figure 3.5 Plan du toit - La Malbaie

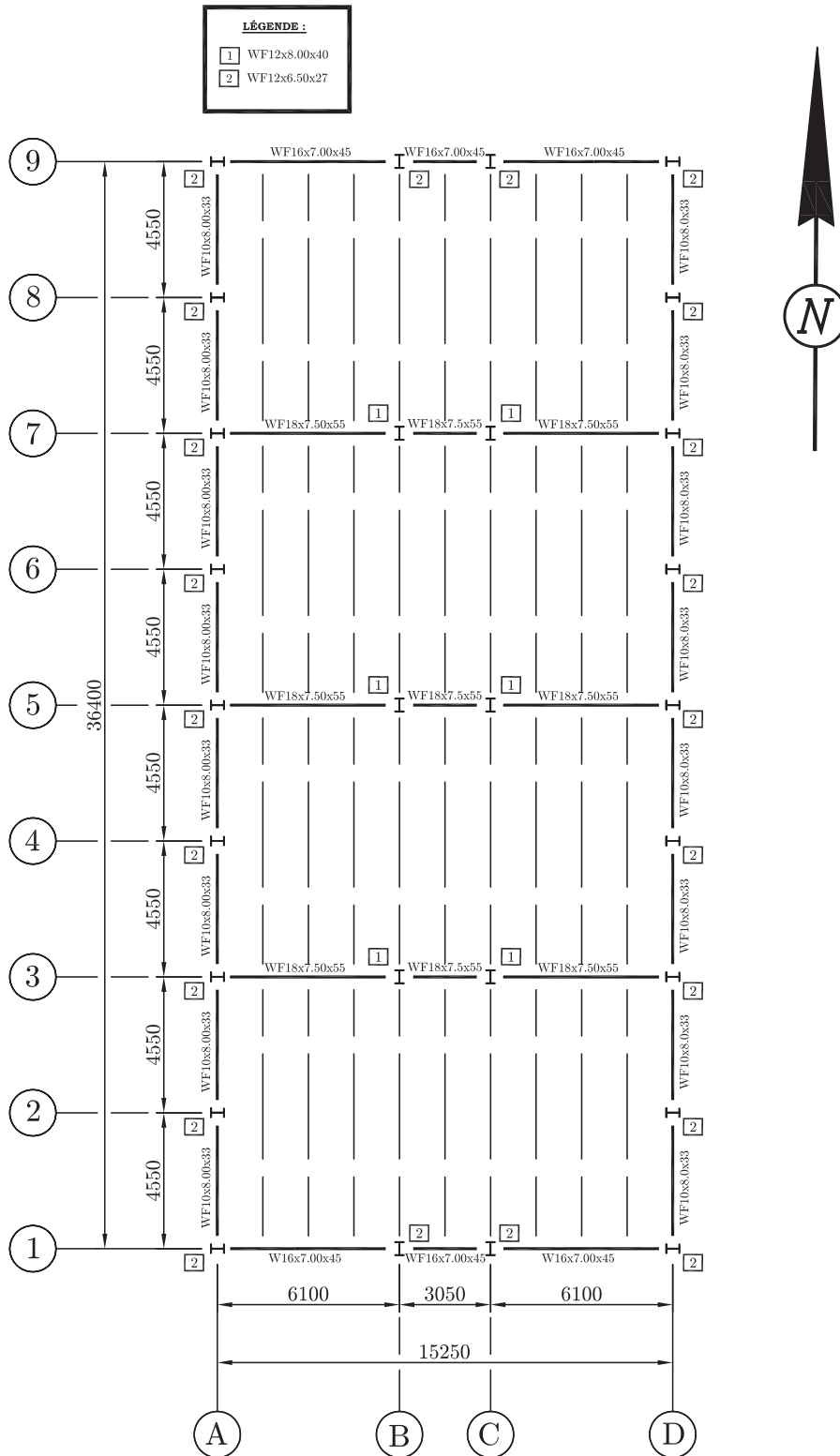


Figure 3.6 Plan du plancher - La Malbaie

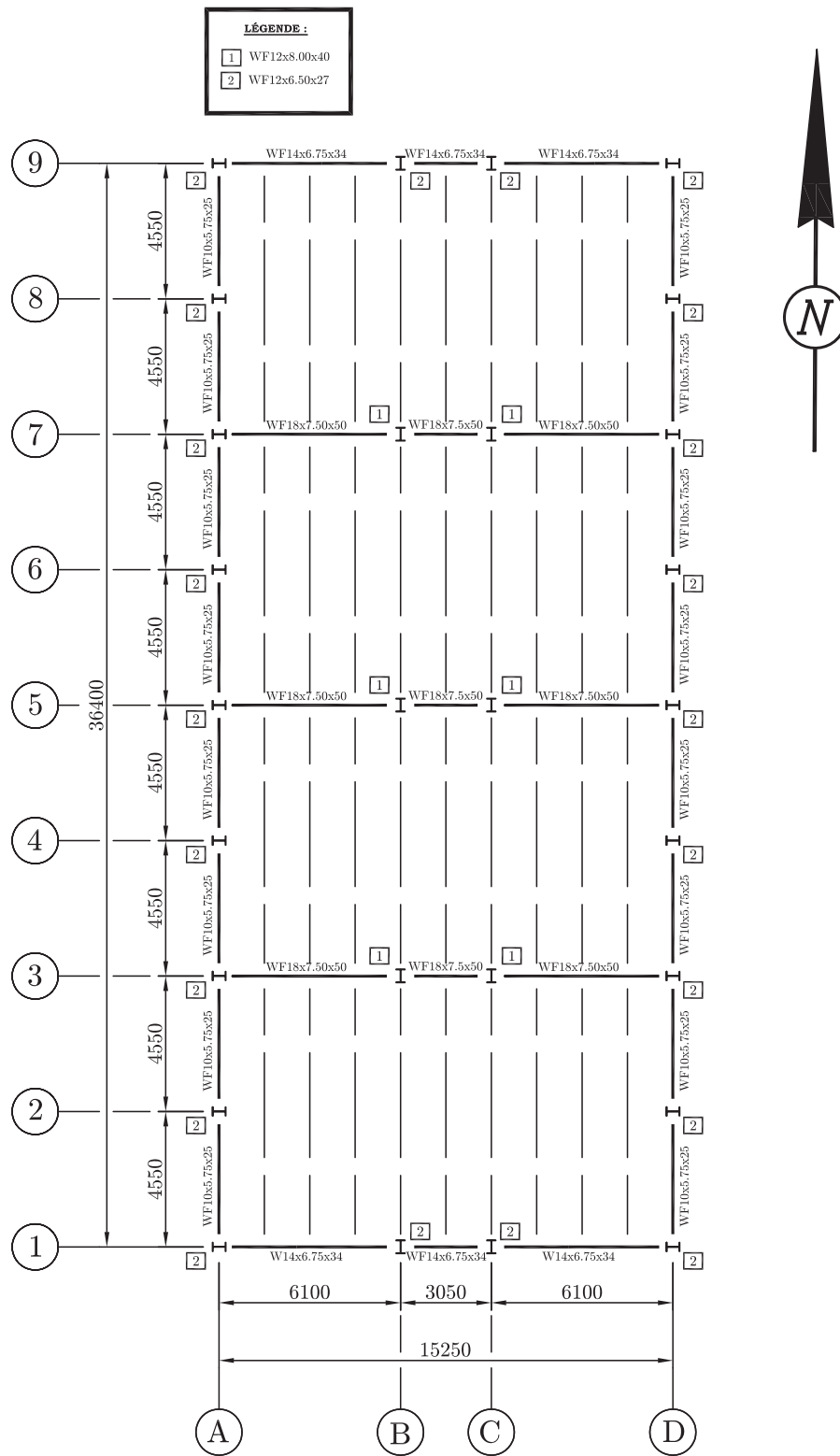


Figure 3.7 Plan du toit - Montréal

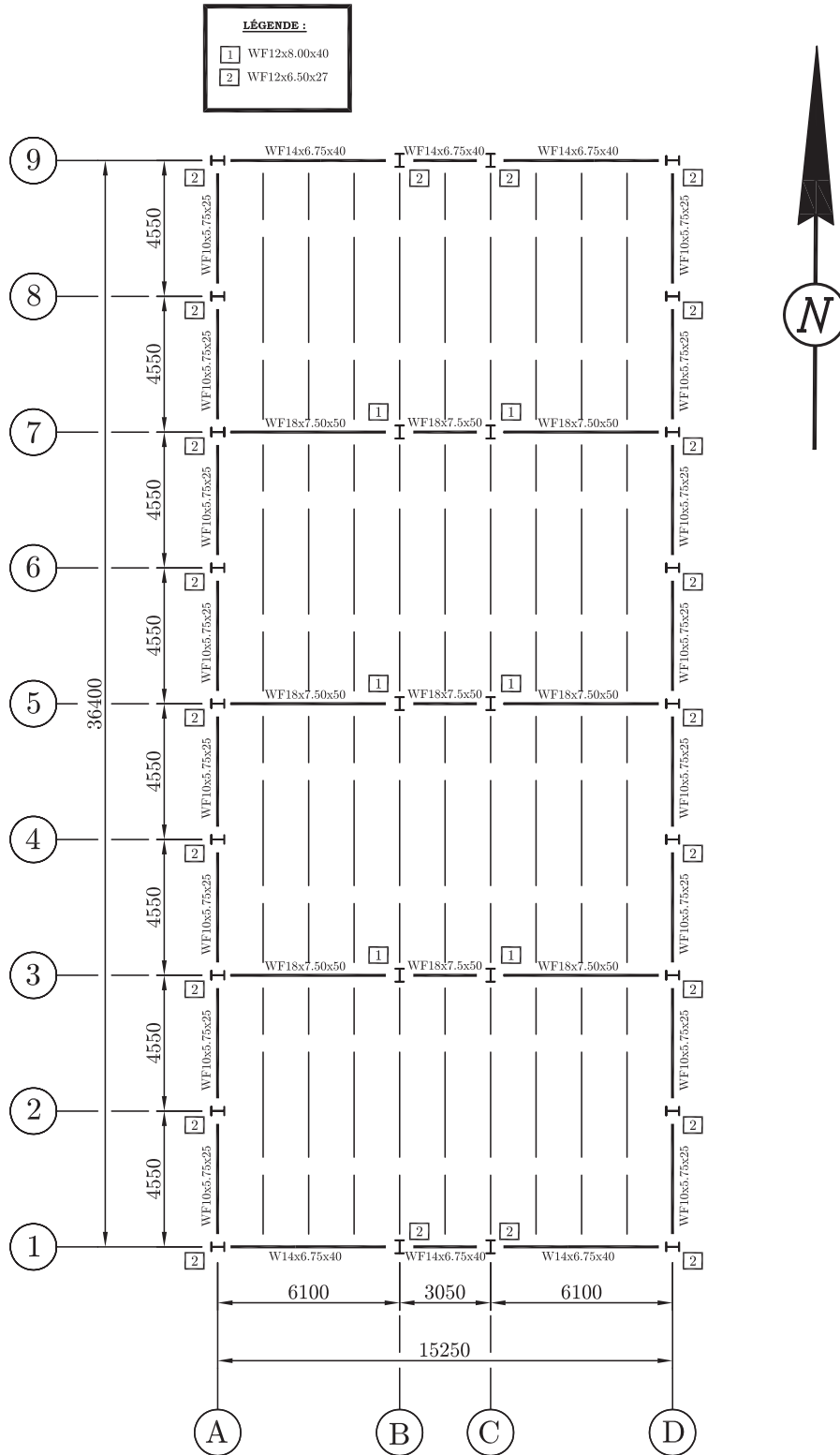


Figure 3.8 Plan du plancher - Montréal

### 3.5 Modélisation d'un mur de remplissage

Plusieurs méthodes analytiques sont présentées dans la littérature afin de tenir compte de la rigidité supplémentaire apportée à un bâtiment par des murs de remplissage en maçonnerie non armée. Une méthode simple, pouvant être utilisée par les ingénieurs de la pratique, consiste en la modélisation d'un mur de remplissage comme une bielle équivalente en compression (figure 3.9).

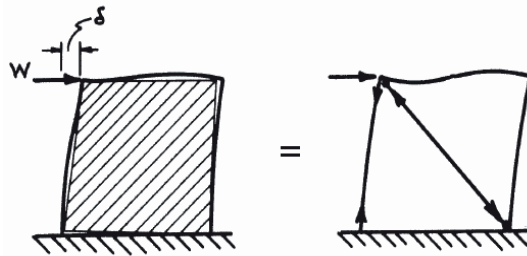


Figure 3.9 Modélisation d'un mur de remplissage par une bielle équivalente en compression [Stafford Smith, 1962]

Les normes CSA S304.1-04 et ASCE/SEI41-06 présentent une méthodologie d'analyse structurale basée sur le principe de la bielle équivalente en compression. Par contre, dans la littérature la méthodologie proposée par l'ASCE/SEI41 est largement plus utilisée et plusieurs essais expérimentaux ont été réalisés dans le but de valider les équations proposées. L'ASCE/SEI41-06 présente deux équations (3.6 et 3.7) permettant de définir la géométrie d'une bielle équivalente. Lors de la modélisation de celle-ci, par exemple dans un logiciel d'analyse de structure, on définit un élément treillis d'une section de largeur  $a$  et d'épaisseur  $t$ , qui est l'épaisseur réelle du mur de remplissage. Le module élastique de la bielle équivalente correspond à celui du matériau de remplissage. Il est important d'utiliser un système d'unités impérial lors de l'utilisation de ces équations. La figure 3.10 présente visuellement quelques paramètres à définir pour les calculs des paramètres  $a$  et  $\lambda$ .

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}}} \quad (3.6)$$

et

$$a = 0.175 (\lambda h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (3.7)$$

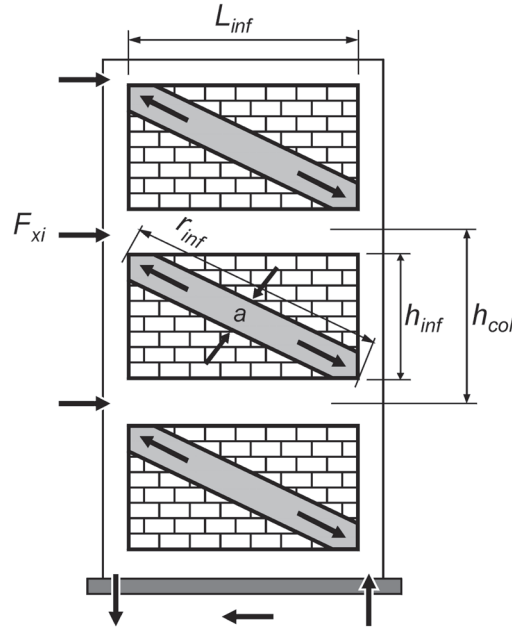


Figure 3.10 Théorie de la bielle équivalente proposée par l'ASCE/SEI41-06

où

$\lambda$  = Coefficient servant à calculer la largeur de bielle équivalente

$h_{col}$  = Hauteur des colonnes par rapport aux axes neutres des poutres (in)

$h_{inf}$  = Hauteur du mur de remplissage (in)

$E_{fe}$  = Module élastique du cadre structural (ksi)

$E_{me}$  = Module élastique du matériau de remplissage (ksi)

$I_{col}$  = Moment d'inertie des colonnes (in<sup>4</sup>)

$L_{inf}$  = Longueur du mur de remplissage (in)

$r_{inf}$  = Longueur diagonale du mur de remplissage (in)

$t_{inf}$  = Épaisseur du mur de remplissage (in)

$L_{inf}$  = Longueur du mur de remplissage (in)

$\theta$  = Angle de la bielle équivalente par rapport à l'horizontale (rad)

Selon le TMS MSJC-2008, le module élastique de la maçonnerie de béton peut être très variable et dépend de plusieurs facteurs. Il donc est préférable d'utiliser une valeur moyenne tirée d'essais expérimentaux. Par contre, aucun échantillon n'a été prélevé sur un bâtiment des années 1970 pour un éventuel essai en laboratoire. De plus, les essais de caractérisation des blocs utilisés pour la construction des spécimens expérimentaux ont été effectués après la modélisation numérique des deux bâtiments typiques. Par contre, même en utilisant des valeurs provenant d'essais de caractérisation, les matériaux ne sont pas nécessairement

représentatifs de ceux utilisés dans les constructions des années 1970. Des progrès ont été apportés au niveau de la qualité des matériaux depuis ce temps. Ainsi, par manque d'information, le module élastique du matériau de remplissage a été calculé à partir d'une équation empirique proposée par le TMS MSJC-2008. Celle-ci est présentée à l'équation 3.8). Une résistance en compression moyenne de 2000 psi, soit de 13.78 MPa a été utilisée pour les calculs [Brandow *et al.*, 2007]. Le module élastique calculé à partir de l'équation 3.8 peut ainsi servir d'approximation.

$$E_m = 900 f'_m \quad (3.8)$$

où

$E_m$  = Module élastique de la maçonnerie (ksi ou MPa)

$f'_m$  = Résistance en compression de la maçonnerie incluant le mortier<sup>4</sup> (ksi ou MPa)

Tel qu'illustré à la figure 3.2, la façade extérieure du bâtiment est composée d'un certain nombre d'ouvertures. Selon l'ASCE/SEI41, une analyse par éléments finis doit être effectuée afin de connaître la distribution des contraintes dans le mur. Par contre, pour des analyses globales, la largeur de la bielle équivalente peut être multipliée par un facteur de réduction ( $R_F$ ) afin de tenir compte d'une perte de rigidité du mur due à la présence d'ouvertures. Selon Al-Chaar et al. (2003), le facteur de réduction peut être calculé à partir de l'équation 3.9. Par contre, si les ouvertures représentent plus de 60% de l'aire totale du mur, on doit négliger l'action d'une bielle équivalente. Tous les murs dans la direction est-ouest n'ont aucune ouverture. Par contre, les murs dans la direction nord-sud comportent des ouvertures de 1.5 m x 3.0 m. Ainsi, les largeurs  $a$  de ceux-ci doivent alors être ajustées à l'aide d'un facteur de réduction.

$$R_F = 0.6 (A_0/A_P)^2 - 1.6 (A_0/A_P) + 1 \quad (3.9)$$

où

$R_F$  = Facteur de réduction de la largeur de la bielle équivalente

$A_0$  = Aire des ouvertures (in<sup>2</sup> ou m<sup>2</sup>)

$A_P$  = Aire du mur de remplissage sans compter les ouvertures (in<sup>2</sup> ou m<sup>2</sup>)

---

<sup>4</sup>La résistance en compression de la maçonnerie  $f'_m$  est déterminée par des essais en compression sur des prismes de maçonnerie. Elle ne correspond pas à la résistance en compression d'une unité.

Les données utilisées pour le calcul de la largeur équivalente des murs sont présentées au tableau 3.8. Ce tableau présente également les largeurs non réduites  $a$  à utiliser pour chacun des murs. Au total, trois largeurs différentes ont été calculées, soit une pour les murs extérieurs parallèles à la direction nord-sud, une pour les murs extérieurs parallèles à la direction est-ouest et une dernière pour les murs intérieurs parallèles à la direction est-ouest. Le tableau 3.9 présente les largeurs de bielle réduites  $a_{red}$  à utiliser.

La valeur  $I_{col}$  utilisée est la moyenne des inerties des deux colonnes formant le cadre. Tout dépendamment du positionnement de la colonne, l'inertie peut être prise selon l'axe fort ( $I_x$ ) ou l'axe faible ( $I_y$ ). Il est alors important de se référer aux plans présentés préalablement aux figures 3.5 à 3.8. Les deux bâtiments sont composés des mêmes murs de remplissage puisque les colonnes dans les deux bâtiments sont similaires. Les moments d'inertie correspondant aux deux types de colonnes utilisées lors du dimensionnement<sup>5</sup> sont donnés ci-dessous :

- WF12x8.0x40 :  $I_x = 310 \text{ in}^4 (12.9 \times 10^7 \text{ mm}^4)$  et  $I_y = 44.1 \text{ in}^4 (1.84 \times 10^7 \text{ mm}^4)$
- WF12x6.5x27 :  $I_x = 204 \text{ in}^4 (8.49 \times 10^7 \text{ mm}^4)$  et  $I_y = 16.6 \text{ in}^4 (0.69 \times 10^7 \text{ mm}^4)$

Tableau 3.8 Résumé des paramètres utilisés dans le calcul de l'épaisseur équivalente ( $a$ ) des murs de remplissage

Paramètres	Murs extérieurs *		Murs intérieurs †
	Direction NS	Direction EO	Direction EO
$E_{inf}$ (ksi)	1 800	1 800	1 800
$E_{me}$ (ksi)	29 000	29 000	29 000
$I_{col}$ (in <sup>4</sup> )	16.6	110.3	124.1
$t_{inf}$ (in)	7.9	7.9	7.9
$h_{inf}$ (in)	143.7	143.7	143.7
$h_{col}$ (in)	143.7	143.7	143.7
$L_{inf}$ (in)	179.1	240.2	240.2
$r_{inf}$ (in)	229.7	279.9	279.9
$\lambda$	0.08	0.05	0.05
$a$ (in)	14.83	22.07	22.33
$a$ (mm)	377	561	567

\* Ces murs correspondent à ceux présents aux axes A, D, 1 et 9

† Ces murs correspondent à ceux présents aux axes 3,5 et 7

<sup>5</sup>Valeurs tirées du *Handbook of Steel and Construction* de 1967.



Tableau 3.9 Réduction de la largeur  $a$  pour tenir compte des ouvertures

Paramètres	Murs extérieurs *		Murs intérieurs †
	Direction NS	Direction EO	Direction EO
$a$ (mm)	377	561	567
$A_0$ (m <sup>2</sup> )	4.5	0	0
$A_p$ (m <sup>2</sup> )	16.61	22.27	22.27
$R_F$	0.61	1	1
$a_{red}$ (mm)	230	N.A.	N.A.

\* Ces murs correspondent à ceux présents aux axes A, D, 1 et 9

† Ces murs correspondent à ceux présents aux axes 3,5 et 7

## 3.6 Modélisation dynamique des bâtiments à l'aide d'ETABS

### 3.6.1 Calcul des périodes naturelles de vibration

La modélisation des deux écoles a été effectuée à partir d'ETABS, un logiciel d'analyse et de dimensionnement conçu par la compagnie *Computers and Structures*. Pour ce projet de recherche, ETABS s'avère utile afin d'obtenir les modes de vibration, les périodes ou fréquences fondamentales ainsi que les déplacements relatifs au centre de masse des diaphragmes pour une secousse sismique donnée. Pour ce faire, la géométrie du bâtiment typique, telle que présentée à la figure 3.1, a été créée. La figure 3.11 illustre une vue en 3D du modèle numérique du bâtiment typique après la modélisation. Les figures 3.12 et 3.13 montre deux vues en élévation pour les axes A et 1.

Tous les murs de remplissage sont modélisés par une bielle équivalente en compression avec ou sans facteur de réduction tenant compte des ouvertures. Pour les modèles numériques servant uniquement à connaître les modes fondamentaux ainsi que les périodes naturelles respectives des bâtiments, les bielles ont été placées selon deux orientations différentes de manière uniforme (voir figure 3.11). Ceci tient compte que la rigidité en tension et en compression est équivalente pour une membrure de treillis à son état initial (non endommagée) ou soumise à de faibles charges axiales. Le modèle aurait aussi bien pu avoir des bielles orientées dans la même direction. Ceci revient principalement au choix du concepteur-modélisateur. Lorsque viendra le temps de faire les analyses temporelles (voir section 3.6.3), de nouveaux éléments treillis seront ajoutés aux modèles (chacun des murs aura maintenant la forme d'un contreventement en X) et l'option du logiciel *tension/compression limits* sera activée pour toutes les bielles. Ceci permettra de solliciter

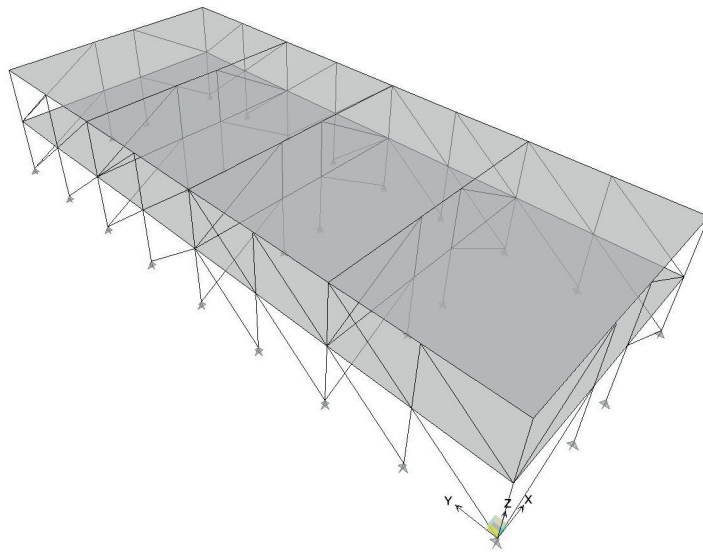


Figure 3.11 Modèle 3D ETABS

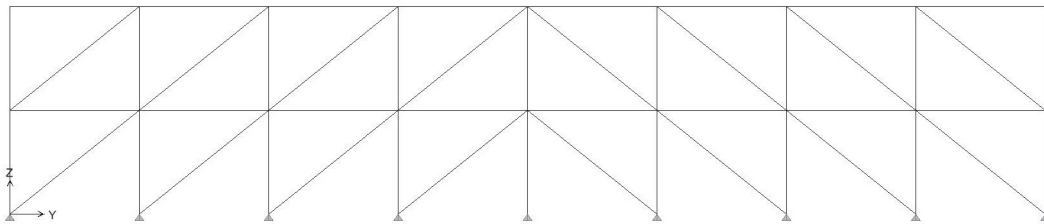


Figure 3.12 Vue en élévation - Axe A

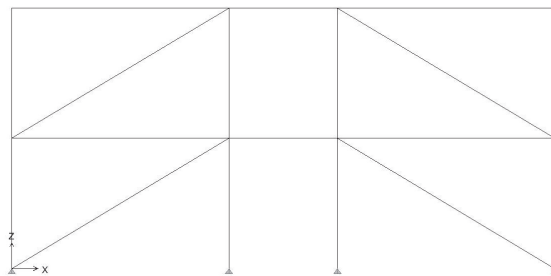


Figure 3.13 Vue en élévation - Axe 1

uniquement les bielles en compression pour chacune des analyses dynamiques. Aux fins de modélisation uniquement, le toit et le plancher sont composés d'un diaphragme rigide avec dalles de béton. Par contre, il est peu probable que les planchers et les toits de bâtiments des années 1970 aient été conçus pour procurer un effet diaphragme et une distribution aux contreventements, si présents. Tous les assemblages poutre-colonne sont modélisés pour reprendre uniquement des efforts de cisaillement. Un maillage a été défini pour les dalles de plancher et de toit afin d'avoir une bonne connectivité entre tous les éléments structuraux et les diaphragmes. Au niveau du poids sismique considéré, certains ajustements ont été apportés par rapport au poids sismique calculé aux tableaux 3.5 et 3.6. Le calcul effectué à la section 3.3.5 tient uniquement compte du poids minimal attribué aux cloisons, tel que spécifié par le CNBC-1970. En réalité, celui-ci est plus élevé que le minimum exigé. Ainsi, en tenant compte du poids réel de toutes les cloisons en blocs de béton présentes pour le bâtiment typique, une valeur supplémentaire de 0.35 kPa (toit) et de 0.70 kPa (plancher) a été ajoutée au poids sismique des tableaux 3.5 et 3.6. De plus, la valeur attribuée au poids de la structure d'acier a été retirée et calculée automatiquement par *ETABS* à partir des sections définies dans le modèle. Le poids de l'acier considéré et entré dans *ETABS* est de 77 kg/m<sup>3</sup> tel que spécifié dans le *Handbook of Steel Construction (CSA S16-09)*. Les périodes et fréquences naturelles de vibration calculées par *ETABS* pour les deux bâtiments sont données au tableau 3.10. Celles-ci sont comparables aux valeurs obtenues par Paquette lors de ses essais par vibration ambiante sur des bâtiments d'acier avec murs de remplissage. Uniquement les périodes et fréquences naturelles correspondant aux trois premiers modes de vibration sont montrées dans ce tableau. Une représentation visuelle de chacun des modes est montrée à la figure 3.14.

Tableau 3.10 Modes de vibration, fréquences et périodes naturelles des bâtiments typiques

Mode	La Malbaie		Montréal	
	Fréquence (Hz)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Période (s)
1	5.49	0.1823	5.54	0.1804
2	6.02	0.1661	6.05	0.1654
3	7.48	0.1337	7.31	0.1368

### 3.6.2 Sélection des accélérogrammes

Pour ce projet de recherche, des accélérogrammes artificiels sont utilisés et sont tirés de la banque d'enregistrements d'Atkinson disponible sur [www.seismotoolbox.ca](http://www.seismotoolbox.ca). Tel que mentionné au chapitre 2, la banque d'enregistrements disponible comporte une multitude d'en-

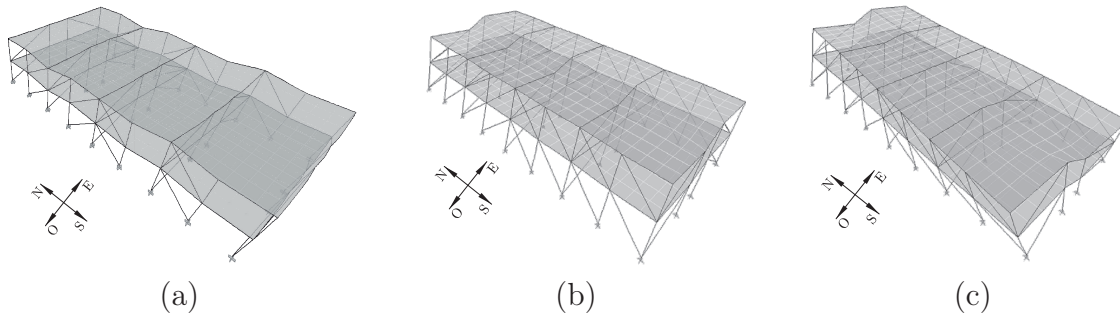


Figure 3.14 Trois premiers modes de vibration obtenus pour les deux bâtiments typiques (a) mode 1 - translation nord-sud (b) mode 2 - translation est-ouest (c) mode 3 - torsion

registrements classés selon la région, le type de sol, l'intensité et la distance de l'épicentre. Pour l'Est du Canada et pour un type de sol C, 180 accélérographes sont disponibles. Ceux-ci sont classifiés en 4 séries, soit la série 6c1, 6c2, 7c1 et 7c2. Le premier chiffre (6 ou 7) définit la magnitude du tremblement de terre et la lettre intermédiaire désigne le type de sol considéré. Finalement, le dernier chiffre correspond à la distance par rapport à l'épicentre, soit de 10 à 15 km pour la catégorie 1 et de 20 à 30 km pour la catégorie 2.

Les enregistrements utilisés pour chacune des villes doivent être compatibles avec le spectre de dimensionnement *UHS* provenant du CNBC-2010. La sélection des enregistrements se fait en déterminant en premier lieu le spectre de dimensionnement *UHS* pour un site et un type de sol donné. Un spectre avec un amortissement de 5% accompagne chacun des accélérographes de la banque de données d'Atkinson. Ainsi pour chacun des spectres artificiels, il est facile de calculer le rapport  $SA_{targ}/SA_{sim}$ <sup>6</sup> pour une plage de période représentant le mieux la structure étudiée. Les meilleurs accélérographes pour une éventuelle mise à l'échelle correspondent à ceux avec le plus petit écart-type de tous les rapports  $SA_{targ}/SA_{sim}$  calculés pour la plage de période considérée. La moyenne des rapports  $SA_{targ}/SA_{sim}$  pour la plage de période d'intérêt correspond au facteur de mise à l'échelle. Selon Atkinson, il est recommandé que la moyenne des rapports  $SA_{targ}/SA_{sim}$  se situe entre 0.5 et 2.0 afin d'avoir des résultats représentatifs. La méthodologie de sélection proposée par Atkinson a été utilisée pour les séries d'enregistrement pour l'Est du Canada 6c1, 6c2, 7c1 et 7c2. La plage de période considérée pour la mise à l'échelle des accélérographes s'étale de 0.10 à 0.20 s et englobe les périodes fondamentales des trois premiers modes des deux bâtiments. Le calcul des spectres de dimensionnement pour la

<sup>6</sup>Accélération spectrale du spectre *UHS* sur l'accélération spectrale du spectre de l'enregistrement artificiel.

ville de La Malbaie et de Montréal a été effectué à partir de l'équation 3.10 et des données sismiques présentées au tableau 3.11.

Tableau 3.11 Données sismiques d'après le CNBC-2010 pour une période de retour de 2500 ans

Province	Localisation	Données sismiques				
		$S_a(0.2)$	$S_a(0.5)$	$S_a(1.0)$	$S_a(2.0)$	PGA
Québec	La Malbaie	2.300	1.100	0.530	0.160	1.200
Québec	Montréal	0.641	0.314	0.137	0.048	0.326

$$S(T) = \begin{cases} F_a S_a(0.2) & \text{pour } T \leq 0.2 \text{ s} \\ \min(F_v S_a(0.5) \text{ et } F_a S_a(0.2)) & \text{pour } T = 0.5 \text{ s} \\ F_a S_a(0.1) & \text{pour } T = 1.0 \text{ s} \\ F_a S_a(2.0) & \text{pour } T = 2.0 \text{ s} \\ F_a S_a(2.0)/2 & \text{pour } T \geq 4.0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.10)$$

Le coefficient de site lié à l'accélération  $F_a$  et à la vitesse  $F_v$  équivaut à 1 pour un sol de type C. Les spectres de dimensionnement pour La Malbaie et Montréal sont présentés à la figure 3.15. Un total de 8 accélérogrammes par ville ont été sélectionnés. Les tableaux 3.12 et 3.13 présentent les enregistrements sélectionnés pour chacune des deux villes. Les figures 3.16 et 3.17 montrent les spectres mis à l'échelle par rapport aux spectres de dimensionnement  $UHS$  de La Malbaie et de Montréal.

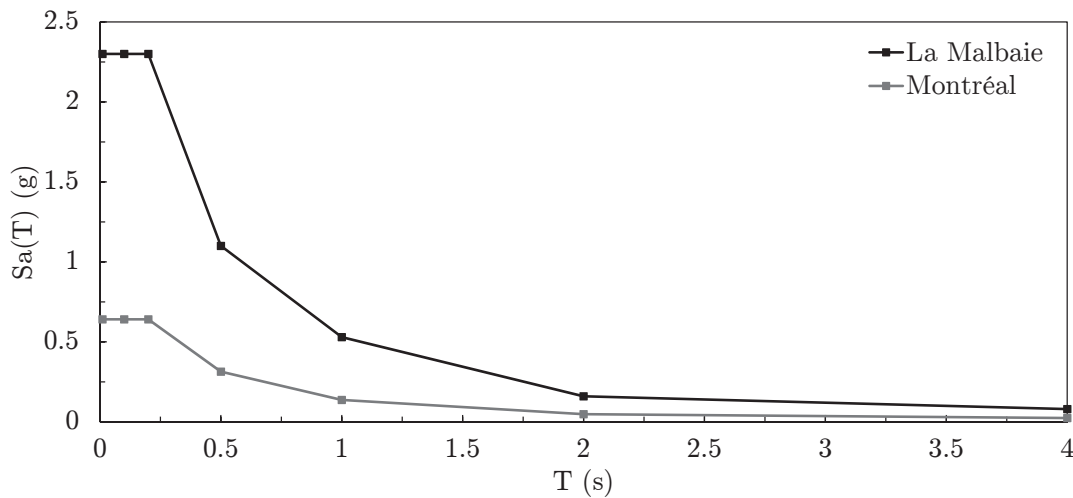


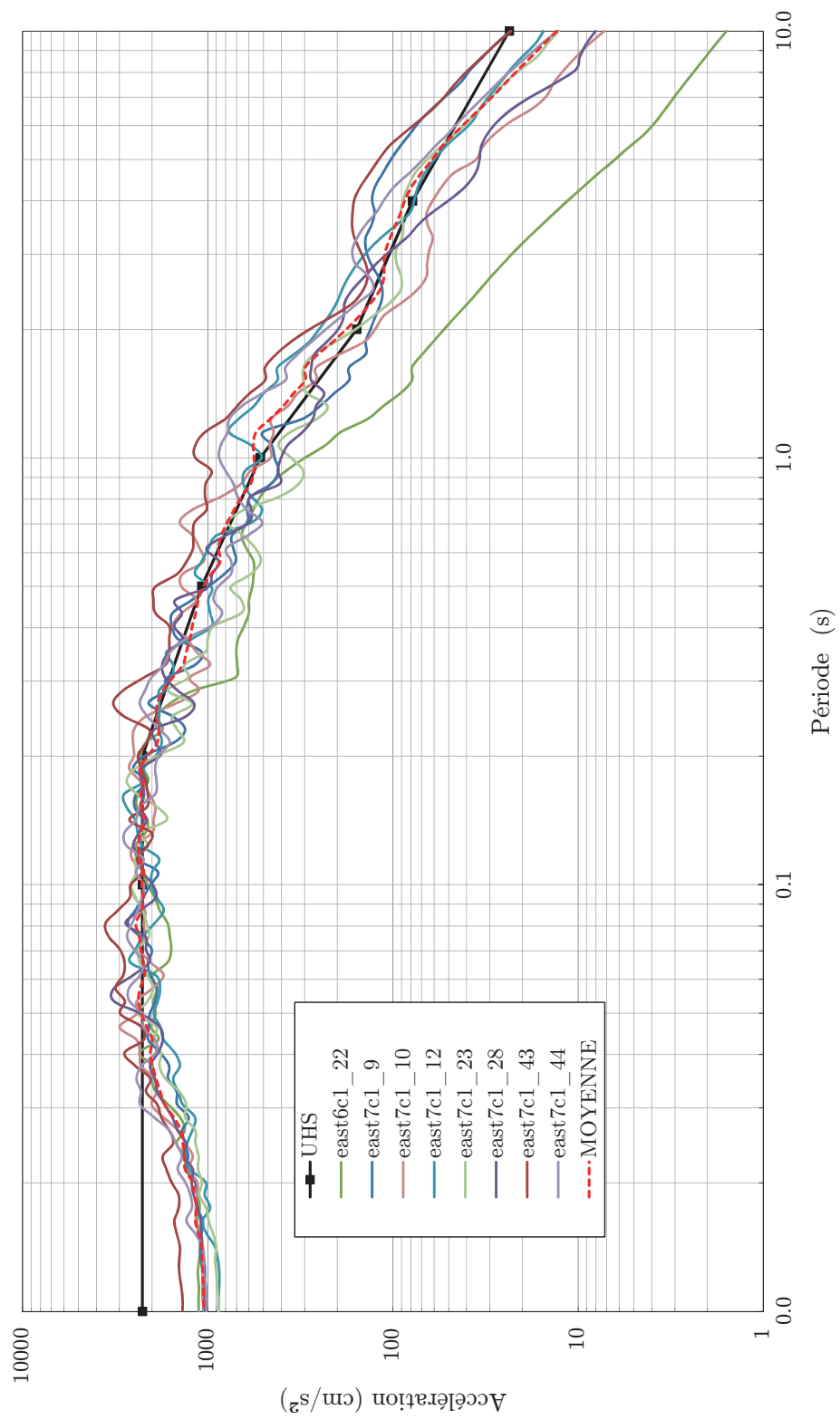
Figure 3.15 Spectres de dimensionnement  $UHS$  pour La Malbaie et Montréal (CNBC-2010)

Tableau 3.12 Accélérogrammes sélectionnés pour La Malbaie

Accélérogramme	Rapport $SA_{targ}/SA_{sim}$	
	Écart-type	Moyenne
east6c1-22	0.1132	1.8572
east7c1-9	0.0979	0.9749
east7c1-10	0.1398	1.0975
east7c1-12	0.1396	1.0180
east7c1-23	0.1518	0.9262
east7c1-28	0.1139	1.7691
east7c1-43	0.1013	1.1223
east7c1-44	0.1524	1.0690

Tableau 3.13 Accélérogrammes sélectionnés pour Montréal

Accélérogramme	Rapport $SA_{targ}/SA_{sim}$	
	Écart-type	Moyenne
east6c1-3	0.0628	0.5122
east6c1-22	0.0315	0.5176
east6c1-35	0.0512	0.6085
east6c1-36	0.0604	0.5696
east6c1-45	0.0574	0.5547
east7c1-18	0.0647	0.5996
east7c1-21	0.0610	0.5464
east7c1-36	0.0360	0.6763

Figure 3.16 Spectres sélectionnés mis à l'échelle et spectre *UHS* pour La Malbaie

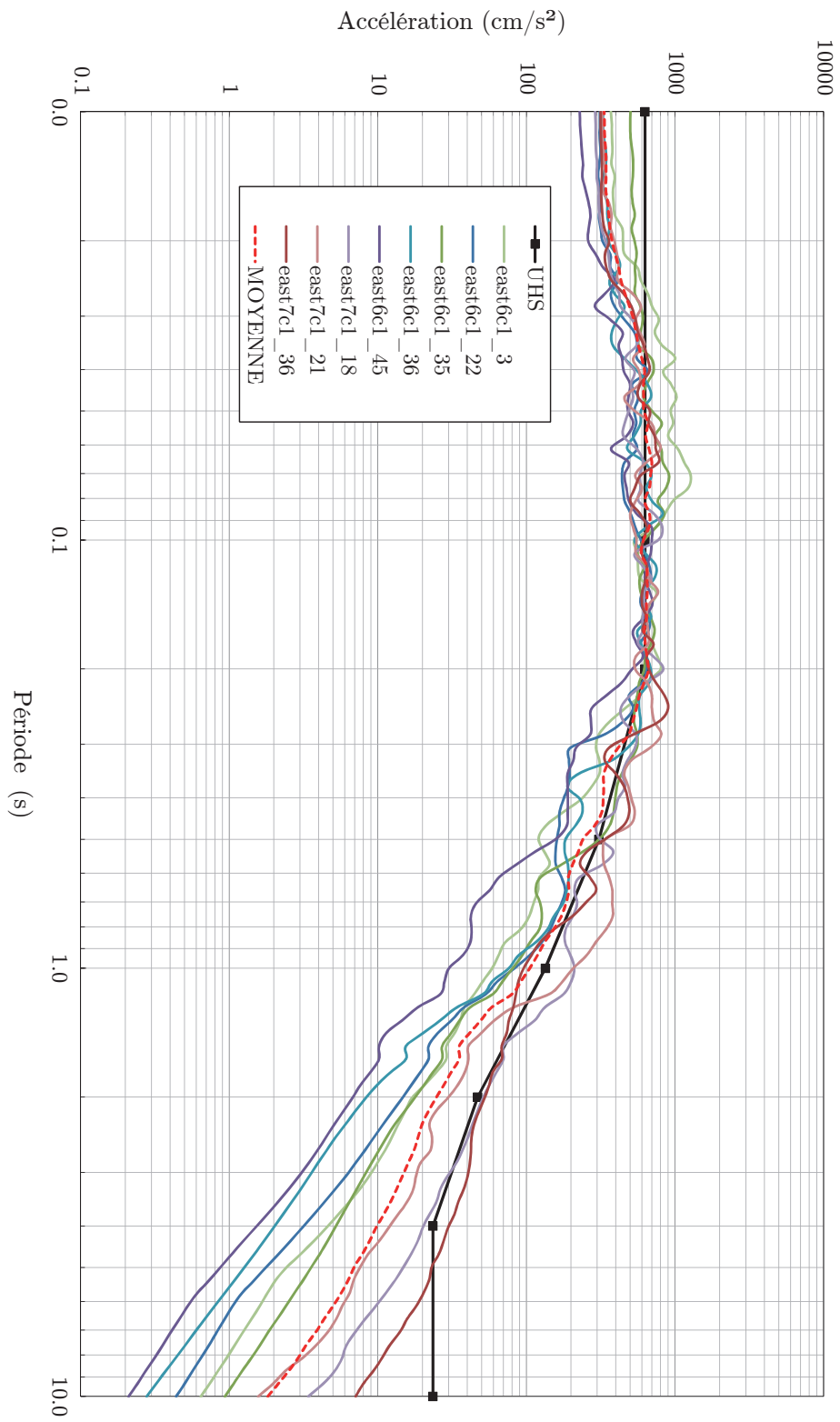


Figure 3.17 Spectres sélectionnés mis à l'échelle et spectre *UHS* pour Montréal (suite)



### 3.6.3 Obtention des déplacements maximums à l'aide d'ETABS

Des analyses dynamiques ont montré que les déplacements maximums d'une structure linéaire et d'une structure non linéaire soumises au même tremblement de terre sont pratiquement égaux [Paultre, 2011]. Pour des bâtiments d'acier avec des murs de remplissage en maçonnerie non armée, les cadres d'acier structuraux confinent la maçonnerie et permettent d'éviter la rupture fragile lors d'une sollicitation dynamique [Therrien-Truchon, 2011]. Ainsi, il est pensable que des analyses temporelles linéaires soient appropriées pour ce type de structure. Les analyses temporelles sont réalisées à partir des accélérogrammes sélectionnées à la sous-section précédente. Les accélérogrammes ont été appliqués pour les directions nord-sud et est-ouest, et ce, pour un amortissement de 4%, une valeur représentative d'un bâtiment avec murs de remplissage en maçonnerie non armée [Kodur *et al.*, 1995]. À titre de comparaison, des analyses modales ont été réalisées en utilisant les spectres de dimensionnement *UHS* de La Malbaie et Montréal. La superposition modale a été effectuée à l'aide de la méthode CQC (*Complete Quadratic Combination*). Les déplacements relatifs maximums pour les deux types d'analyses sont présentés aux tableaux 3.14 et 3.15. Le tableau montre également l'écart en pourcentage entre les valeurs calculées par les deux méthodes, soit par l'analyse temporelle et par l'analyse modale. Tel qu'illustré aux tableaux 3.14 et 3.15, l'écart entre la moyenne des valeurs obtenues par des analyses temporelles et celle obtenue par la méthode d'analyse modale est très minime.

Tableau 3.14 Déplacements relatifs maximums obtenus pour La Malbaie

<b>Déplacements relatifs maximums (mm)</b>				
<b>Accélérogramme</b>	<b>Direction NS</b>		<b>Direction EO</b>	
	<b>Toit</b>	<b>Plancher</b>	<b>Toit</b>	<b>Plancher</b>
east6c1-22	21.7	18.9	13.7	10.0
east7c1-9	22.1	18.6	14.0	9.9
east7c1-10	27.5	17.2	17.25	9.3
east7c1-12	24.9	23.5	15.6	12.7
east7c1-23	25.2	22.9	16.2	11.6
east7c1-28	24.5	19.8	15.4	11.6
east7c1-43	23.4	18.8	14.1	10.0
east7c1-44	21.1	16.2	12.8	8.4
Moyenne	23.8	19.5	14.9	10.4
Analyse modale	22.4	18.9	13.7	10.1
Écart (%)	6.3	3.2	8.8	2.9

Tableau 3.15 Déplacements relatifs maximums obtenus pour Montréal

Accélérogramme	Déplacements relatifs maximums (mm)			
	Direction NS		Direction EO	
	Toit	Plancher	Toit	Plancher
east6c1-3	7.4	5.4	4.4	2.8
east6c1-22	6.0	5.2	3.7	2.9
east6c1-35	6.2	6.1	4.1	3.4
east6c1-36	6.0	4.5	3.8	2.4
east6c1-45	5.9	4.2	3.7	2.2
east7c1-18	6.0	5.1	3.8	2.8
east7c1-21	5.2	5.1	3.3	3.0
east7c1-36	7.1	4.8	4.4	2.6
Moyenne	6.2	5.1	3.9	2.8
Analyse modale	6.1	5.1	3.7	2.7
Écart (%)	1.6	0	5.4	3.7

### 3.7 Modélisation et conception du montage expérimental

Tel que mentionné au tout début du chapitre, un cadre d'acier en périphérie doit être conçu pour l'installation d'un système de réhabilitation aux spécimens expérimentaux. L'ajout d'un système de retenue latérale amène une modification au niveau du comportement sismique hors-plan du mur. En effet, le comportement sismique hors-plan est influencé par le déplacement que subissent les diaphragmes de plancher ou de toit lors d'un tremblement de terre. Ainsi, il est important que le cadre d'acier périphérique à concevoir représente le plus fidèlement possible les déplacements que peut subir un bâtiment typique au niveau de ses diaphragmes. Il est évident qu'un cadre d'acier encastré à une fondation n'a pas le même comportement sismique qu'un bâtiment complet. L'amortissement, les périodes ou fréquences naturelles de vibration ainsi que les modes de vibration sont différents. Par contre, la conception peut être effectuée en forçant le cadre d'acier à avoir des déplacements maximums hors-plan avec le même ordre de grandeur que ceux d'un bâtiment complet. Évidemment, les déplacements maximums ne surviendront pas au même moment pour les deux structures. Un processus itératif peut alors être enclenché pour le choix des colonnes du cadre (unique source de rigidité) et de la masse supplémentaire à ajouter afin d'avoir les déplacements de l'ordre de grandeur voulu. La modélisation du cadre d'acier a été effectuée à l'aide du logiciel *SAP2000* de *Computers and Structures*. Les spécimens expérimentaux à caractériser sont l'équivalent d'un mur de cloison au premier plancher chargés dans la direction hors-plan. Selon les plans fournis aux figures 3.5 à 3.8, les spé-

cimens représentent une cloison intérieure séparant les salles de classe du corridor central (axe B ou C). Ces murs sont considérés comme étant non confinés à l'intérieur d'un cadre structural et non supportés latéralement au sommet à la structure d'acier. Le mur subira ainsi les mouvements de la fondation à une extrémité et les mouvements du diaphragme du 1<sup>er</sup> plancher à son autre extrémité. Le déplacement à considérer est le déplacement relatif maximum subit au 1<sup>er</sup> plancher par le bâtiment typique, et ce, dans la direction est-ouest. Si le bâtiment subit des déplacements dans la direction est-ouest, les murs de cloison seront sollicités dans la direction hors-plan.

Un seul montage a été construit dans le cadre de ce projet expérimental, alors un choix doit être fait entre bâtir un cadre d'acier représentatif de La Malbaie ou bien de Montréal. Les moyennes des déplacements relatifs maximums<sup>7</sup> obtenues pour le 1<sup>er</sup> plancher selon les analyses linéaires temporelles réalisées à la section précédente sont de 10.4 mm pour La Malbaie et de 2.8 mm pour Montréal. Évidemment, pour des essais expérimentaux en laboratoire, il est beaucoup plus intéressant d'obtenir des déplacements les plus grands possible. Il est beaucoup plus facile de mesurer avec précision des déplacements hors-plan de l'ordre de 10 mm que de l'ordre de 2.8 mm à l'aide de potentiomètres. Il est également intéressant de connaître le comportement d'un mur de maçonnerie non armé soumis à des excitations sismiques pour un endroit avec l'aléa sismique le plus important du Québec. Ainsi, le cadre d'acier a été conçu afin d'être représentatif d'un bâtiment situé à La Malbaie.

Les paramètres contrôlant la réponse d'un système élémentaire sont la masse, la rigidité et l'amortissement. Si la masse et la rigidité peuvent facilement se déduire des données du système, les mécanismes de perte d'énergie des structures en régime dynamique, par contre, ne sont pas très bien compris et peuvent rarement être déterminés [Paultre, 2005]. Ainsi, le taux d'amortissement a dû être supposé et est fixé à 0.2%. Il a été mentionné au début du chapitre qu'une structure d'acier contreventée peut avoir un amortissement d'environ 0.5%. Une structure en acier comprend un ensemble de cadres structuraux avec des assemblages boulonnés ou soudés, ce qui augmente le taux d'amortissement. Dans ce cas, la valeur supposée de 0.2% semble être une bonne estimation afin de représenter l'amortissement d'un seul cadre d'acier. La conception du cadre d'acier a été effectuée par processus itératif afin de trouver la combinaison en terme de poids sismique et de rigidité du cadre permettant des déplacements relatifs maximums de l'ordre de 10 mm. Il est aussi important de noter que des limitations étaient imposées (dimensions de la table, poids et moment de renversement maximal à respecter, etc.) afin de pouvoir utiliser la table

---

<sup>7</sup>Direction est-ouest.

sismique de l'Université de Sherbrooke. Ceci sera expliqué en détail dans le chapitre 4. Des analyses temporelles ont été effectuées afin d'obtenir les déplacements relatifs maximums que peut subir le cadre d'acier. Le mur est constitué de blocs de béton creux de dimensions 400 mm x 200 mm x 200 mm. Ces dimensions incluent le joint de mortier. Ainsi, la largeur du mur doit être un multiple de 0.4 m. La table sismique du laboratoire de l'Université de Sherbrooke a des dimensions de 3 m x 3 m. En tenant compte d'une fondation et d'un cadre d'acier en périphérie, la largeur maximale du mur pouvant être obtenue est de 2.4 m. Après un certain nombre d'itérations, la distance finale centre-centre des colonnes est fixée à 2.7 m. La hauteur du cadre est également fixée à 2.7 m (fondation jusqu'au centre de gravité de la poutre). Le cadre consiste en deux colonnes W250x58 avec une poutre W250x67 (fig. 3.18). Lors du dimensionnement, des sections de classe 1 ont été favorisées par rapport aux autres sections, notamment les sections de classe 3 et 4, même si celles-ci étaient moins coûteuses. Le poids sismique du cadre correspond à 9.22 kN, soit une charge linéaire de 3.41 kN/m répartie sur toute la longueur de la poutre du cadre. Le poids sismique comprend l'ensemble des éléments d'acier se situant au-dessus de la mi-hauteur des colonnes. Ceci comprend des plaques d'acier (ajoutées dans le but d'obtenir du poids supplémentaire), toutes les connexions nécessaires au montage du cadre ainsi que le système de retenue latérale installé au sommet du mur de maçonnerie non armée. Le cadre a été modélisé avec des encastremements parfaitement rigides au pied des colonnes. Les trois premiers modes de vibration du cadre sont illustrés à la figure 3.19. Les fréquences et les périodes naturelles de vibration obtenues pour les trois premiers modes fondamentaux sont montrées au tableau 3.16.



Figure 3.18 Modélisation du cadre dans SAP2000

La série d'accélérogrammes utilisés à la section 3.6.2 a été appliquée au cadre et une première estimation des déplacements relatifs maximums obtenus est montrée au tableau 3.17. Les accélérogrammes ont été mis à l'échelle pour une plage de période de 0.05 s à 0.2 s selon la méthodologie d'Atkinson. Des analyses modales à partir du spectre de dimensionnement de La Malbaie ont également été effectuées à titre comparatif.

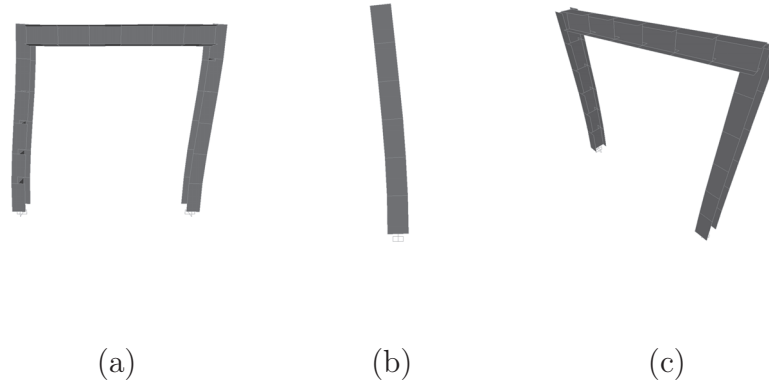


Figure 3.19 Trois premiers modes du cadre en acier (a) mode 1 - translation en plan (b) mode 2 - translation hors-plan (c) mode 3 - torsion

Tableau 3.16 Modes de vibration, fréquences naturelles et périodes fondamentales du cadre expérimental

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)
1	10.07	0.0993
2	11.25	0.0889
3	11.29	0.0886

Tableau 3.17 Estimation préliminaire des déplacements relatifs maximums pour le cadre expérimental

Accélérogramme	Déplacements relatifs maximums (mm)
east7c1-9	13.0
east7c1-10	7.8
east7c1-12	9.2
east7c1-23	10.3
east7c1-28	10.5
east7c1-43	13.5
east7c1-44	10.6
Moyenne	10.7
Analyse modale	8.2
Écart (%)	23.4

Ce modèle numérique est basé sur plusieurs hypothèses telles qu'un amortissement de 0.2% et la supposition d'encastremements parfaitement rigides des colonnes à la fondation. Avant de procéder aux essais dynamiques au laboratoire, des essais par balayage fréquentiel ont été réalisés sur le cadre d'acier afin d'obtenir expérimentalement la période et l'amortissement dans la direction de chargement. Le modèle pourra alors être calibré et l'accélérogramme le plus approprié en terme d'ordre de déplacement sera sélectionné et appliqué en vue des essais dynamiques sur les spécimens expérimentaux. Comme on peut observer au tableau

3.17, une grande variabilité des déplacements maximums relatifs est notée pour l'ensemble des accélérogrammes appliqués au modèle. Ainsi, il est d'autant plus important d'avoir les bonnes propriétés modales pour pouvoir sélectionner l'accélérogramme qui représentera le mieux le 10 mm prévu au tout départ. La sélection des accélérogrammes est basée sur la mise à l'échelle de spectres artificiels selon un spectre *UHS* visé. Les spectres *UHS* fournis par Atkinson contiennent uniquement 100 points. Il est clair qu'en traçant un spectre avec un nombre de points plus élevé, celui-ci reflèterait de façon plus représentative un accélérogramme. Ainsi, si une procédure de sélection telle que présentée à la section 3.6.2 était effectuée avec des spectres contenant plus de points, la moyenne des valeurs des analyses temporelles serait beaucoup plus près de la valeur obtenue avec l'analyse modale.

---

# CHAPITRE 4

## PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental consiste en trois essais sismiques hors-plan sur table sismique sur des murs de cloison en maçonnerie non armée avec et sans système de retenue latérale. Des essais de caractérisation des matériaux utilisés sont également effectués. Ce chapitre présente une description du montage expérimental, les essais réalisés et l'instrumentation utilisée.

### 4.1 Description du montage expérimental

#### 4.1.1 Table sismique de l'Université de Sherbrooke

La table sismique du laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke est utilisée afin d'effectuer les essais dynamiques sur les spécimens expérimentaux (figure 4.1). Il s'agit d'une table sismique unidirectionnelle de marque *MTS*. Les spécifications principales sont données au tableau 4.1.



Figure 4.1 Table sismique du laboratoire de génie civil l'Université de Sherbrooke [Gauron, 2010]

La réalisation d'essais dynamiques doit tenir compte des limites de l'instrument : masse maximale supportée de 10 000 kg, accélération maximale de 1 g pour 10 000 kg, contenu fréquentiel des excitations limité à une plage de 0.1 Hz à 40 Hz, déplacements maximums de  $\pm 200$  mm, moment de renversement maximum de 294.3 kN·m et dimensions en plan

Tableau 4.1 Spécifications de la table sismique MTS [Gauron, 2010]

Dimensions	3m x 3m
Degrés de liberté	1
Fréquences opérationnelles	0.1 Hz à 40 Hz
Masse maximale supportée	10 000 kg
Accélération maximale	1 g pour une charge de 10 000 kg
Vitesse maximale	0.8 m/s
Déplacement maximum	±200 mm
Moment de renversement maximum	294.3 kN·m
Contrôleur	<i>MTS 469U</i>
Instrumentation intégrée	1 <i>LVDT</i> 1 accéléromètre
Entrées	4
Sorties	2

de 3 m x 3 m. Tel que présenté à la section 3.7, les simulations numériques effectuées dans *SAP2000* ont permis de concevoir un montage expérimental respectant toutes les contraintes énumérées.

La table sismique, munie d'un vérin hydraulique *MTS*, est dirigée par le système de contrôle *MTS 469U* qui permet de gérer la table sismique en contrôle de déplacement, en contrôle de vitesse ou bien en contrôle d'accélération. Le contrôleur sismique est muni d'un générateur de fonction pouvant générer une excitation par signal périodique de fréquence fixe ou variable provenant d'une source extérieure ou d'un accélérogramme quelconque. Tous les essais réalisés dans le cadre de ce projet de recherche ont été effectués en contrôle d'accélération par l'intermédiaire d'accélérogrammes artificiels. Lors de l'utilisation de la table sismique, plusieurs phénomènes viennent perturber la fiabilité des résultats obtenus : résonance du système hydraulique, température de l'huile, inertie de la table et surtout les réponses dynamiques du spécimen installé sur la table [Gauron, 2010]. Le contrôle de la table sismique est particulièrement difficile à proximité des fréquences propres de la structure étudiée. Ainsi, le signal d'excitation obtenu peut être modifié par rapport à la commande envoyée au contrôleur, et davantage près des fréquences propres du spécimen. Il est indispensable de procéder à une calibration de l'instrument qui s'effectue par principe d'essais et erreurs pour chacun des spécimens testés, si les propriétés dynamiques sont modifiées. La qualité de la calibration s'évalue à l'aide de la fonction de réponse en fréquence de la table<sup>1</sup> (FRF), qui doit être égale à l'unité sur toute la plage de fréquence pour une calibration parfaite. Cependant, malgré les imperfections du contrôleur de la table sismique,

<sup>1</sup>Rapport de la réponse mesurée sur la commande envoyée, sur la plage de fréquence fonctionnelle.



les excitations obtenues dans la majorité des essais antérieurs ont été satisfaisantes, en particulier grâce à l'utilisation d'algorithmes de contrôle adaptatif additionnels gérés par le contrôleur sismique [Gauron, 2010].

La table sismique doit être protégée afin d'éviter tout endommagement dû au détachement de blocs ou à l'effondrement du mur. À cet effet, la table sismique est munie pour ce projet d'un revêtement composé de deux couches de contre-plaqué séparé d'un espace servant à absorber les chocs, tel que montré à la figure 4.2.

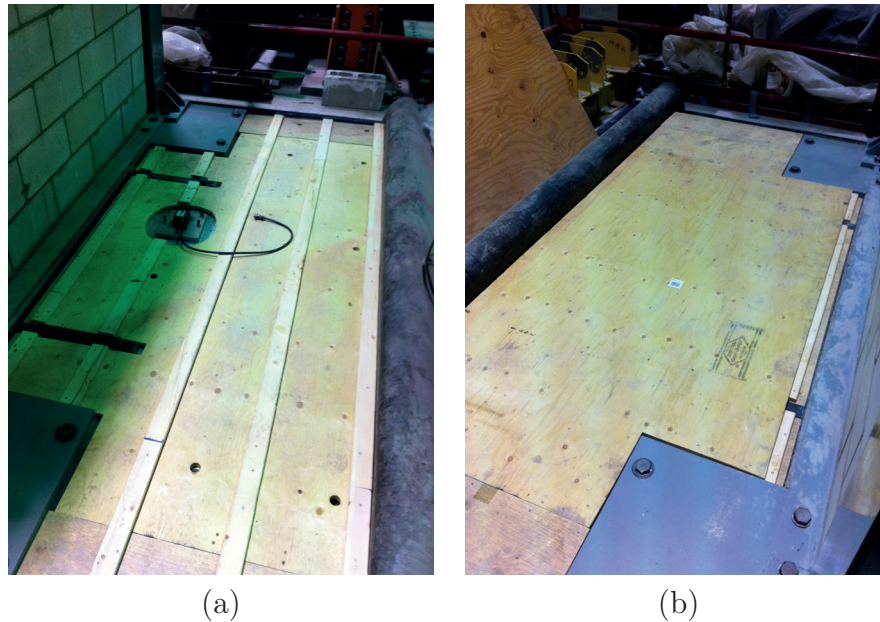


Figure 4.2 Revêtement de protection en contre-plaqué pour la table sismique  
(a) première couche de contre-plaqué (b) deuxième couche de contre-plaqué

### 4.1.2 Spécimens expérimentaux

Tel que mentionné au chapitre 3, les murs de cloison de blocs de béton non armé sont construits à l'intérieur d'un cadre d'acier (figure 4.3). Chacun des murs mesure  $\pm 2.4$  m de largeur,  $\pm 2.4$  m de hauteur et  $\pm 190$  mm d'épaisseur. Les rapports  $h/t$  et  $h/l$  du mur sont respectivement de  $\pm 12$  et de  $\pm 1$ . Le type de bloc de béton utilisé, présenté à la figure 4.4, provient du distributeur *Maçonner*, situé à Sherbrooke. Les dimensions nominales d'un bloc sont de  $\pm 190$  mm x  $\pm 190$  mm x  $\pm 390$  mm. Selon les spécifications du fournisseur, les unités de production régulière sont fabriquées d'un béton de masse volumique de 2100

---

kg/m<sup>3</sup> et pèsent  $\pm 16.8$  kg. La résistance en compression moyenne des unités par rapport à l'aire brute est de  $\pm 15$  MPa<sup>2</sup>.

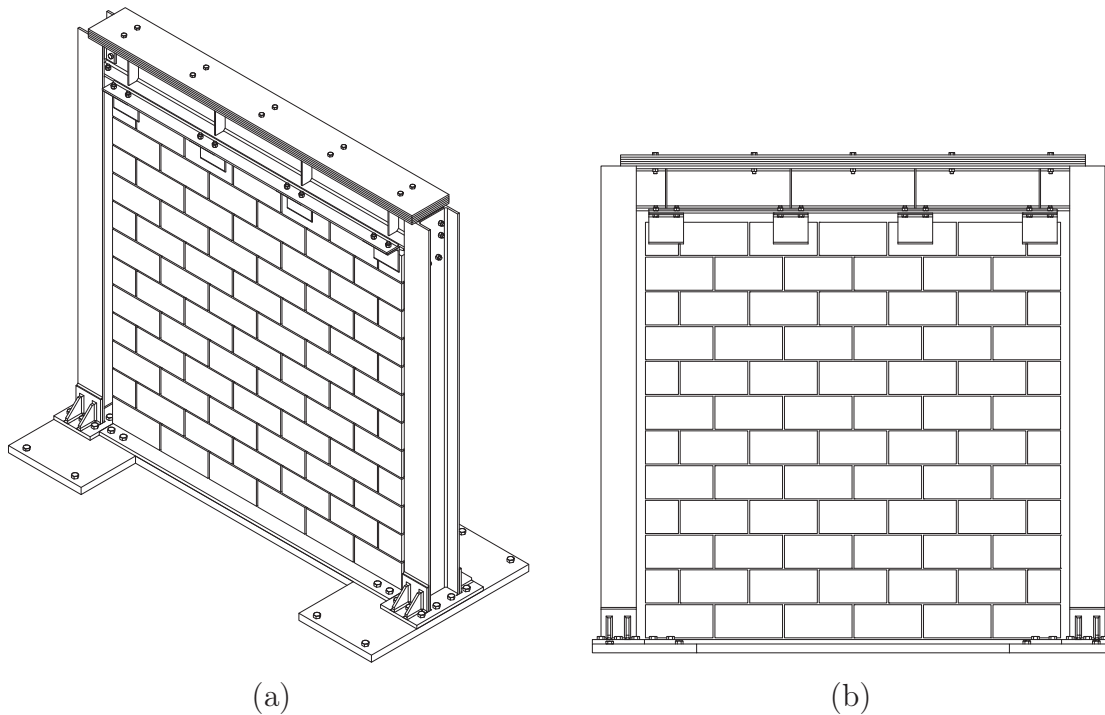


Figure 4.3 Schéma du montage expérimental (a) vue isométrique 3D (b) vue en élévation de la façade du mur

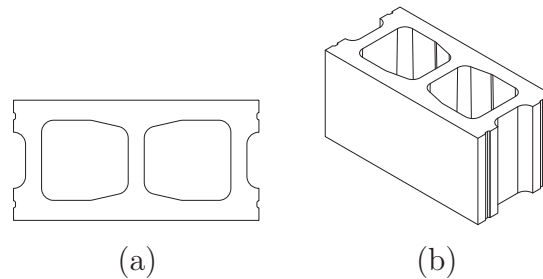


Figure 4.4 Bloc de béton utilisé (a) vue en plan (b) vue isométrique 3D

Un mortier de type N, de marque *King*, est utilisé pour la construction des trois murs. Il est livré en sacs prémélangés composés de ciment Portland, de chaux hydratée de type S et de sable à granulométrie contrôlée. Les proportions des matériaux énumérés précédemment sont de 1 : 1 : 6 respectivement. L'épaisseur moyenne des joints des trois murs est de 10 mm. Aucune armature transversale et longitudinale n'a été installée à l'intérieur des cellules des blocs de béton. Lors de la construction des murs, des spécimens pour la

<sup>2</sup>La résistance de 15 MPa donnée par le fournisseur ne correspond pas à la valeur de  $f'_m$ . La valeur  $f'_m$  s'obtient par des essais en compression sur des prismes de deux unités de hauteur ou plus.

caractérisation des matériaux utilisés ont également été confectionnés. Les murs ont été construits le 19 janvier 2013, 29 mars 2013 et le 30 août 2013 respectivement. Des photos ont été prises lors de la construction des deux premiers murs et celles-ci sont présentées à l'annexe A. Un maçon expérimenté a été engagé afin de construire des murs de maçonnerie représentatifs des pratiques de construction du Québec. Le temps de mûrissement pour chacun des murs a été d'au moins 28 jours à l'air libre. Les dimensions du cadre d'acier sont de 2.7 m de largeur (centre à centre des colonnes) et de 2.725 mètres de hauteur. Le cadre est construit à partir d'un acier G40.21-350W. Les colonnes sont des profilés W250x58, alors que la poutre est un profilé W250x67.

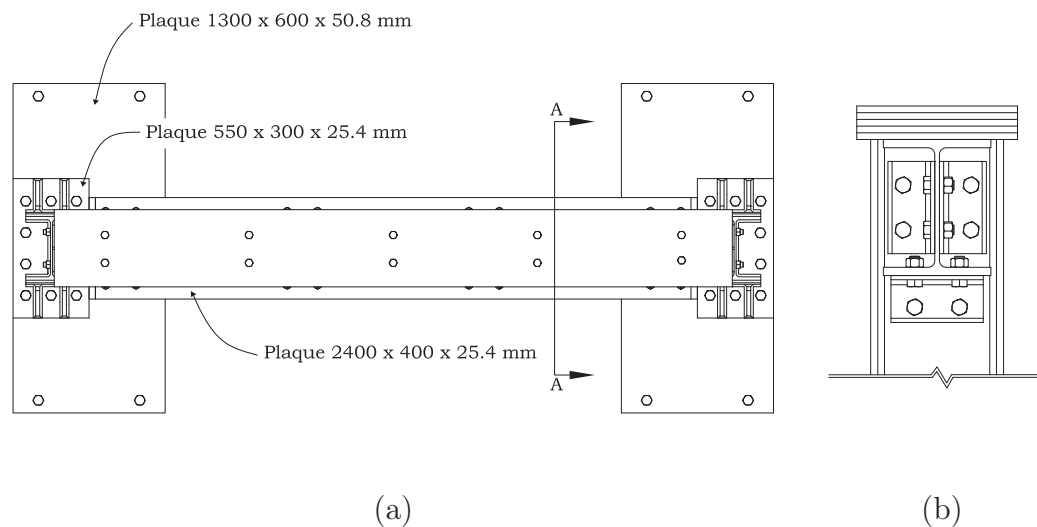


Figure 4.5 Montage expérimental (a) vue en plan (b) coupe A-A : assemblage poutre-colonne

Tel que montré à la figure 4.5a, chaque colonne est soudée, pénétration complète, à une plaque d'acier de 300 mm x 550 mm x 25 mm boulonnée à une plaque d'acier massive de 1300 mm x 600 mm x 50 mm. Ces deux plaques sont fixées à la table sismique à l'aide 4 ancrages filetés de haute résistance de 24 mm de diamètre (M24). Des assemblages à serrage contrôlé ont été dimensionnés afin d'éviter tout glissement entre les deux surfaces lors des essais dynamiques. Le mur est assis sur une plaque d'acier de 2400 mm x 400 mm x 25 mm. L'espace de 50 mm entre les deux plaques d'acier est comblé par un lit de ciment de 50 mm d'épaisseur et celui-ci est supporté latéralement par deux cornières boulonnées à la table sismique. Des raidisseurs ont été ajoutés au pied des colonnes afin de réduire la flexion des plaques d'appuis et d'obtenir une connexion rigide telle que modélisée avec le logiciel *SAP2000*. La poutre est connectée aux colonnes par 3 cornières G40.21-300W L89x89x8 avec boulons A325N de 19 mm de diamètre. Le détail de l'assemblage poutre-

colonne est montré à la figure 4.5b. Le poids sismique additionnel à ajouter au cadre d'acier afin d'obtenir la fréquence naturelle voulue (voir section 3.7) consiste en 5 plaques 2675 mm x 305 mm x 25 mm boulonnées à la semelle supérieure de la poutre. Des raidisseurs ont été ajoutés à la poutre afin d'éviter le voilement de l'âme ou le déversement de l'aile supérieure pouvant être causé par le mouvement cyclique du poids sismique lors des essais.

### 4.1.3 Systèmes de retenue latérale

Le système de retenue latérale proposé par le CNRC est constitué de cornières en acier fixées aux éléments structuraux d'une construction. Par contre, aucune spécification n'est donnée concernant les dimensions des profilés à utiliser et l'espacement entre chacune des cornières. Au Canada, des spécifications sont données dans la norme CSA A370 (*Connecteurs pour la maçonnerie*) et dans le manuel technique fourni par la CCMPA (*Canadian Concrete Masonry Producers Association*). Dans les deux documents, on exige à ce que la dernière rangée de blocs des murs de cloison soit retenue de 50 mm minimum par une série de cornières. Les cornières doivent être espacées d'au plus 10 fois l'épaisseur du mur selon la CSA A370 et d'au plus 1.2 m selon la CCMPA. Pour un mur construit de blocs de béton de 190 mm d'épaisseur, l'espacement maximal à respecter est de 1.9 m selon les critères de la CSA A370. Par contre, en positionnant des cornières dos-à-dos au centre et aux deux extrémités du mur, l'espacement maximal pouvant être obtenu pour un mur de 2400 mm de longueur est limité à seulement 1050 mm. Aux États-Unis, la CMACN (*Concrete Masonry Association of California and Nevada*) propose d'utiliser des cornières avec une longueur de retenue de 100 mm pour la dernière rangée de blocs. Aucun espacement pour les cornières n'est spécifié. Ainsi, les deux systèmes de retenue latérale testés en laboratoire reflèteront principalement les exigences de la CCMPA (Canada) et de la CMACN (États-Unis), respectivement. Les types de cornières utilisées correspondent à de l'acier G40.21-300W.

Le système de retenue latérale utilisé pour le premier mur est représentatif des exigences américaines. Celui-ci est composé de 8 cornières dos-à-dos (L178x102x9.5) de 200 mm de largeur boulonnées à une plaque d'acier, également boulonnée à la semelle inférieure de la poutre. L'espace entre l'aile inférieure de la poutre et le sommet du mur est de 65 mm. Ainsi, la longueur de bloc retenue par les cornières pour le premier spécimen correspond à 113 mm. L'espacement entre chaque cornière est de 715 mm. Le système de retenue latérale installé au deuxième mur est représentatif des exigences de la CCMPA et est composé de 6 cornières dos-à-dos (L102x102x9.5) de 200 mm de largeur. L'espacement entre chaque

---

cornière est d'environ 1050 mm, ce qui est légèrement inférieur à l'espacement maximal exigé par la CCMPA. La longueur de bloc retenue correspond à 50 mm. Le deuxième essai permettra de connaître l'efficacité d'un système de retenue latérale avec des cornières plus courtes et plus espacées. Il est important de spécifier que toutes les cornières ont été installées dos-à-dos plutôt qu'en quinconce uniquement en raison des limites de dimensions imposées. Dans les nouvelles constructions, les cornières servant de système de retenue latérale sont la plupart du temps installées en quinconce ou sont continues sur toute la longueur du mur<sup>3</sup>. Les deux systèmes de retenue latérale utilisés sont montrés aux figures 4.6a et 4.6b. Aucun système de retenue latérale n'est installé sur le 3<sup>e</sup> mur. Des comparaisons pourront alors être effectuées pour des murs avec et sans système de retenue latérale.

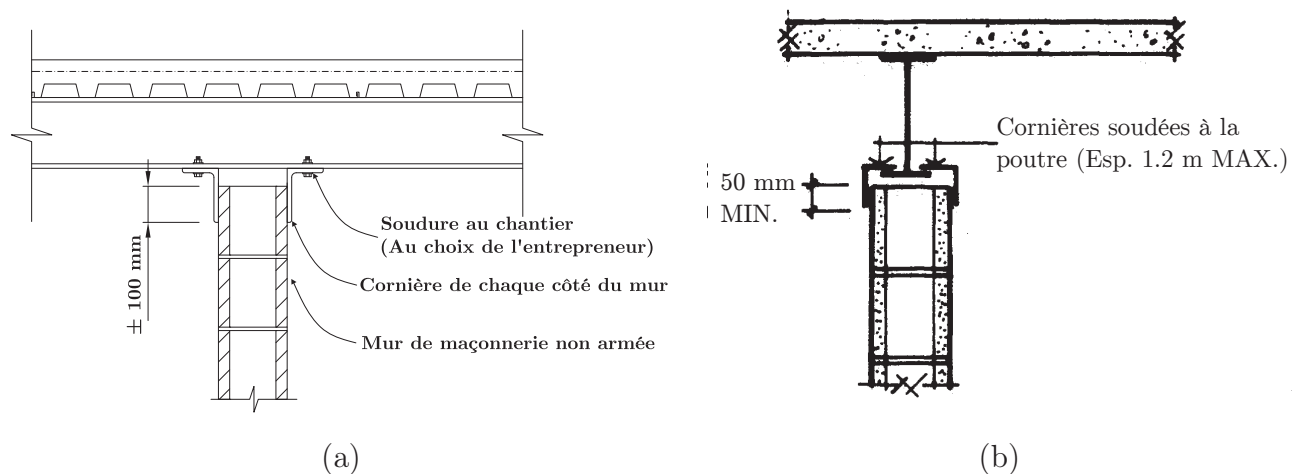


Figure 4.6 Système de retenue latérale proposé par (a) CMACN (b) CCMPA

## 4.2 Caractérisation des matériaux utilisés

### 4.2.1 Essais en compression sur cubes de mortier

Les essais de caractérisation proposés par l'ASTM C109 visent à obtenir la résistance en compression du mortier ( $f_m$ ). La norme exige que des cubes normalisés de 50 mm d'arête soient confectionnés pour les essais en compression. Au total, 4 sacs de mortier de 30 kg chacun ont été nécessaires pour construire chacun des murs ainsi que les spécimens pour les essais de caractérisation. Un sac de 30 kg mélangé à 5 L d'eau donne un volume d'environ 0.018 m<sup>3</sup> de mortier. Trois séries de trois cubes ont été confectionnées lors de la construction des deux premiers murs de maçonnerie et une série de trois cubes a

<sup>3</sup>Par exemple pour les bâtiments spéciaux avec des risques d'explosions.

spécialement été fabriquée au moment de la construction des spécimens pour les essais de caractérisation. Aucun cube a été confectionné pour le 3<sup>e</sup> mur. Les cubes de mortier ont été démoulés après 24 heures et laissés à l'air libre près du montage expérimental, de manière à ce que ceux-ci soient exposés aux mêmes conditions que le mortier des murs de maçonnerie. Les tableaux 4.2 et 4.3 présentent les informations reliées à la fabrication des cubes de mortier. Après 21 et 28 jours, un cube de chaque série a été cassé avec la presse *Riehle* du laboratoire de béton de l'Université de Sherbrooke, d'une capacité de 1 335 kN (figure 4.7). Le dernier cube de chaque série a été cassé le jour des essais dynamiques. Le taux de chargement de la presse utilisée pour les essais en compression sur les cubes de mortier est en moyenne de 1112 N/s, soit une valeur à l'intérieur de la plage recommandée<sup>4</sup> par l'ASTM C109. La résistance en compression du mortier se calcule en divisant la charge maximale en compression ( $P_{max}$ ) par l'aire de chargement du cube. La norme ASTM C109 demande d'arrondir le résultat au 0.1 MPa.

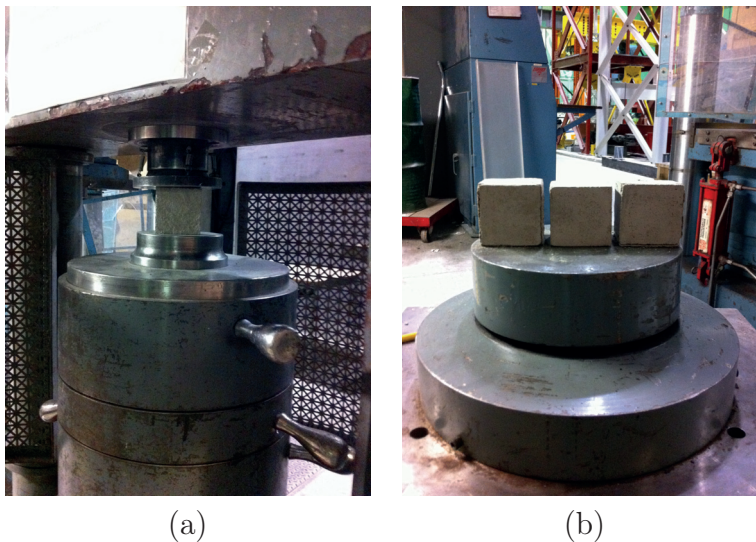


Figure 4.7 Essais en compression sur les cubes de mortier (a) presse *Riehle* du laboratoire de béton de l'Université de Sherbrooke (b) cubes de mortier testés en compression

#### 4.2.2 Essais de caractérisation sur unités de maçonnerie

Les essais de caractérisation pour les blocs de béton individuels sont traités par la norme ASTM C140. Une série de 3 blocs a été sélectionnée au hasard afin de connaître les dimensions ainsi que la masse volumique. Une autre série de 3 blocs a été sélectionnée pour des essais de compression pure. Après leur livraison, les blocs de béton ont été entreposés

---

<sup>4</sup>900 à 1800 N/s.



Tableau 4.2 Fabrication des cubes de mortier pour le premier mur du programme expérimental (19 janvier 2013)

Série	Temps écoulé depuis le malaxage	Correspondance
1	10 min *	Premier tiers du mur
2	70 min *	Moitié du mur
3	10 min †	Dernier tiers du mur
S	50 min †	Spécimens pour caractérisation

\* 1<sup>ère</sup> gâchée de mortier  
† 2<sup>e</sup> gâchée de mortier

Tableau 4.3 Fabrication des cubes de mortier pour le deuxième mur du programme expérimental (29 mars 2013)

Série	Temps écoulé depuis le malaxage	Correspondance
1	10 min *	Premier tiers du mur
2	50 min *	Moitié du mur
3	10 min †	Dernier tiers du mur
S	25 min †	Spécimens pour caractérisation

\* 1<sup>ère</sup> gâchée de mortier  
† 2<sup>e</sup> gâchée de mortier

au laboratoire de génie civil de l'Université de Sherbrooke, près de la table sismique, et ce, jusqu'au jour des essais de caractérisation. Les conditions d'entreposage au laboratoire respectent celles spécifiées par la norme ASTM C140, soit une température de  $24 \pm 8$  °C et une humidité relative d'au plus 80%.

Les essais de caractérisation se sont déroulés le 28 juin 2013. La presse 311.41 *MTS* du laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke, d'une capacité de 2.5 MN, a été utilisée pour les essais en compression. La surface de chargement des blocs a été préparée avec du *FlowStone*, suivant la norme ASTM C1552. Le *FlowStone* est un mortier à base de gypse dont la résistance en compression est d'environ 28 MPa après seulement une heure. L'application d'une surface de *FlowStone* permet d'obtenir deux surfaces perpendiculaires aux plateaux de chargement de la presse, de manière à ce que la surface du bloc soit chargée uniformément lors des essais en compression. La figure 4.8 illustre le procédé utilisé pour la préparation de la surface de chargement. Selon l'ASTM C140 on demande que la charge initiale appliquée soit environ 50% de la charge de compression maximale ( $P_{max}$ ). Par la suite, une charge de compression avec un taux de chargement uniforme doit être appliquée de manière à ce que la rupture se produise entre 1 et 2 minutes. Pour

chacun des essais, une charge initiale de 450 kN<sup>5</sup> est appliquée aux spécimens. Chacun des blocs est instrumenté de quatre jauges de déformation à béton de manière à obtenir les déformations horizontales et verticales des blocs. Ainsi, le module de Young ( $E_{m,unité}$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu_{m,unité}$ ) peuvent être déterminés. Par principe de sécurité, deux potentiomètres de 25 mm de course sont également utilisés pour mesurer le déplacement vertical entre les deux plateaux de chargement de la presse.

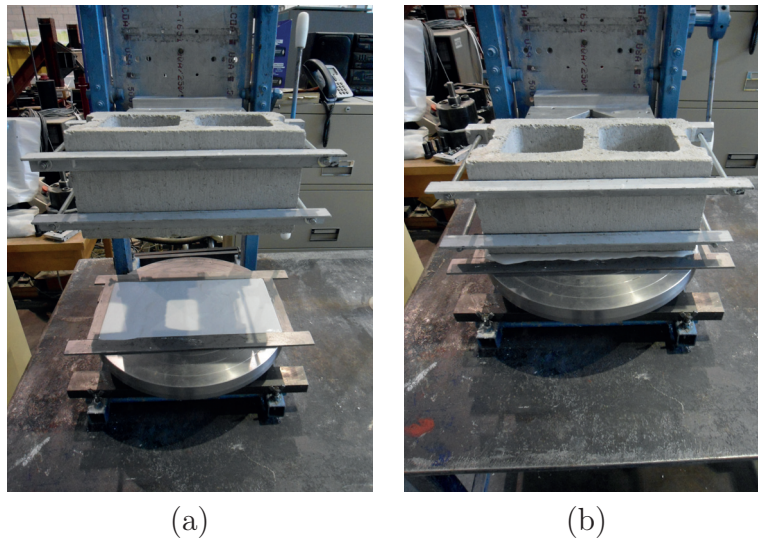


Figure 4.8 Préparation de la surface de chargement d'un bloc de béton (a) application du *Flowstone* (b) Dépôt du bloc dans la surface de *Flowstone*

Une cellule de charge de 1500 kN est utilisée pour les essais en compression. La résistance en compression d'une unité ( $f_{m,unité}$ ) se calcule en divisant la charge maximale en compression ( $P_{max}$ ) par l'aire brute ou par l'aire nette de l'unité. La norme ASTM C109 demande d'arrondir le résultat au 0.1 MPa.

### 4.2.3 Essais en compression concentrique sur prismes de maçonnerie

La norme ASTM C1314 présente la procédure pour le calcul de la résistance en compression d'un prisme de maçonnerie ( $f_{mt}$ ), permettant de déterminer la résistance en compression standard ( $f'_m$ ) de la maçonnerie. Selon les exigences de la norme, les prismes doivent être construits d'un minimum de deux unités de hauteur. Des spécimens ont été fabriqués lors de la construction des deux premiers murs, soit le 19 janvier 2013 et le 29 mars 2013. Une série de 3 prismes, de deux unités de hauteur, a été fabriquée pour chacun des murs. Le joint de mortier entre les deux unités couvre la totalité de l'aire d'un bloc et mesure 10

<sup>5</sup>Valeur tirée d'un essai préliminaire sur une unité servant de cobaye.



mm d'épaisseur. Après leur construction, les prismes ont été laissés à l'air libre jusqu'au jour des essais. La surface de chargement des blocs, en vue des essais en compression, a été préparée avec du *FlowStone*, suivant la norme ASTM C1552. Les essais en compression se sont déroulés le 22 mars 2013 et le 28 juin 2013. De façon similaire aux unités de béton, la presse 311.41 *MTS* du laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke a été utilisée pour les essais en compression. Selon l'ASTM C1314 on demande à ce que la charge initiale appliquée soit 50% de la charge de compression maximale ( $P_{max}$ ). Par la suite, une charge de compression avec un taux de chargement uniforme doit être appliquée de manière à ce que la rupture se produise entre 1 et 2 minutes. Pour chacun des essais, une charge initiale de 225 kN<sup>6</sup> est appliquée aux spécimens. Chacun des prismes est instrumenté de deux potentiomètres de 50 mm de course pour mesurer le déplacement vertical entre les deux plateaux de chargement de la presse. De cette manière, le module de Young pour les prismes ( $E_m$ ) peut être calculé. Une cellule de charge de 1500 kN est utilisée pour les essais. La figure 4.9 montre la presse utilisée et la disposition des potentiomètres.

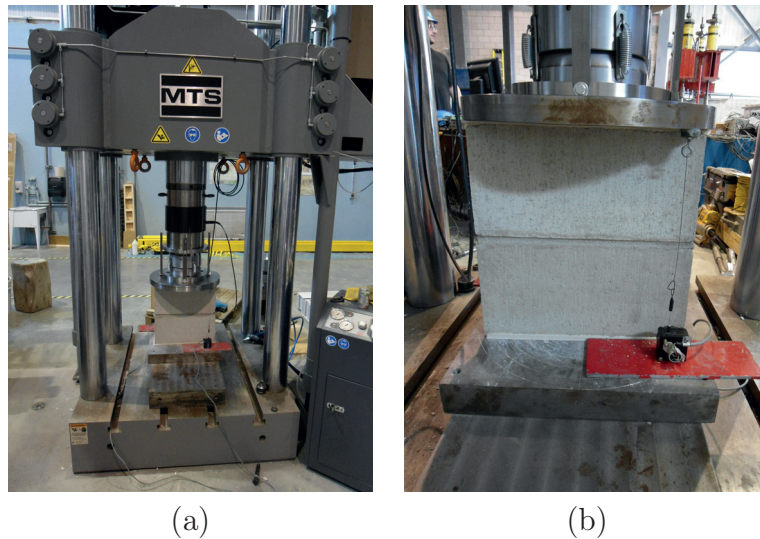


Figure 4.9 Prismes testés au laboratoire (a) presse utilisée (b) disposition des potentiomètres

La résistance en compression d'un prisme se calcule en divisant la charge maximale en compression appliquée à l'aire nette du prisme. La norme ASTM C1314 demande d'arrondir le résultat au 0.1 MPa. La résistance en compression du prisme doit ensuite être multipliée par un facteur de correction afin de tenir compte de l'élançement du prisme. Les facteurs de correction ( $h_p/t_p$ ) sont donnés au tableau 4.4. Les spécimens ont une hauteur totale de  $\pm 390$  mm et une épaisseur de  $\pm 190$  mm. Pour un rapport  $h_p/t_p$  de 2, le facteur

---

<sup>6</sup>Valeur tirée d'un essai préliminaire sur un prisme servant de cobaye.

de correction correspond à 1. Le mode de rupture des prismes sera également identifié, tel que spécifié par la norme ASTM C1314 (figure 4.10).

Tableau 4.4 facteurs de correction en fonction du rapport  $h_p/t_p$  [ASTM, 2010a]

$h_p/t_p$	1.3	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Facteur de correction	0.75	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

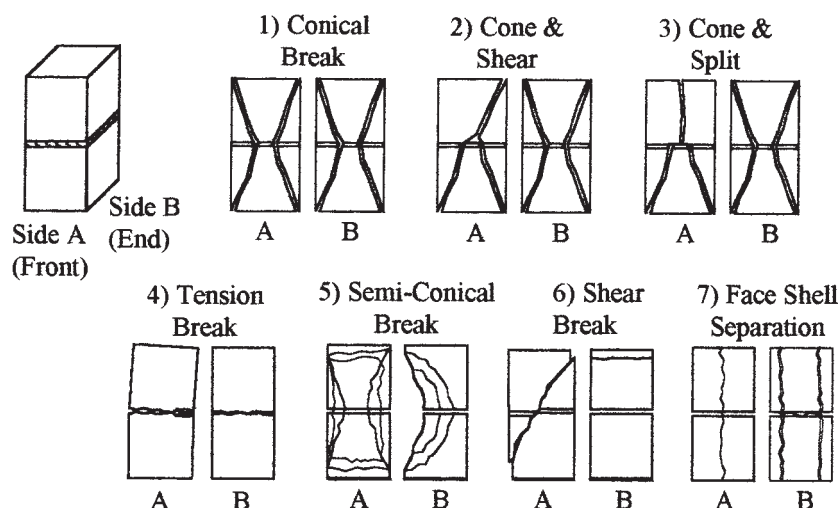


Figure 4.10 Modes de rupture possibles d'un prisme de maçonnerie [ASTM, 2010a]

#### 4.2.4 Essais en compression excentrique sur prismes de maçonnerie

Les essais de caractérisation de l'ASTM C952 proposent deux méthodes afin de calculer l'adhérence du mortier à la maçonnerie dont une s'applique spécifiquement aux unités de maçonnerie en béton. L'essai en compression excentrique nécessite la construction d'un montage particulier dont les détails de construction sont donnés dans la norme. Le montage expérimental est montré aux figures 4.11a et 4.11b. L'adhérence du mortier se calcule selon l'aire brute ou l'aire nette de la section ( $f_g$  ou  $f_n$ ).

L'essai s'effectue en appliquant une charge en compression excentrique sur un prisme de deux unités de hauteur. Le taux de chargement appliqué doit être de 2.7 kN/min ou un taux de chargement suffisant pour causer une rupture du joint de mortier à l'intérieur d'une à deux minutes. Une série de 3 prismes de maçonnerie a été confectionnée pour chacun des deux premiers murs en suivant attentivement la procédure dictée par l'ASTM C952. Le joint de mortier liant les deux unités de maçonnerie fait 10 mm d'épaisseur et est

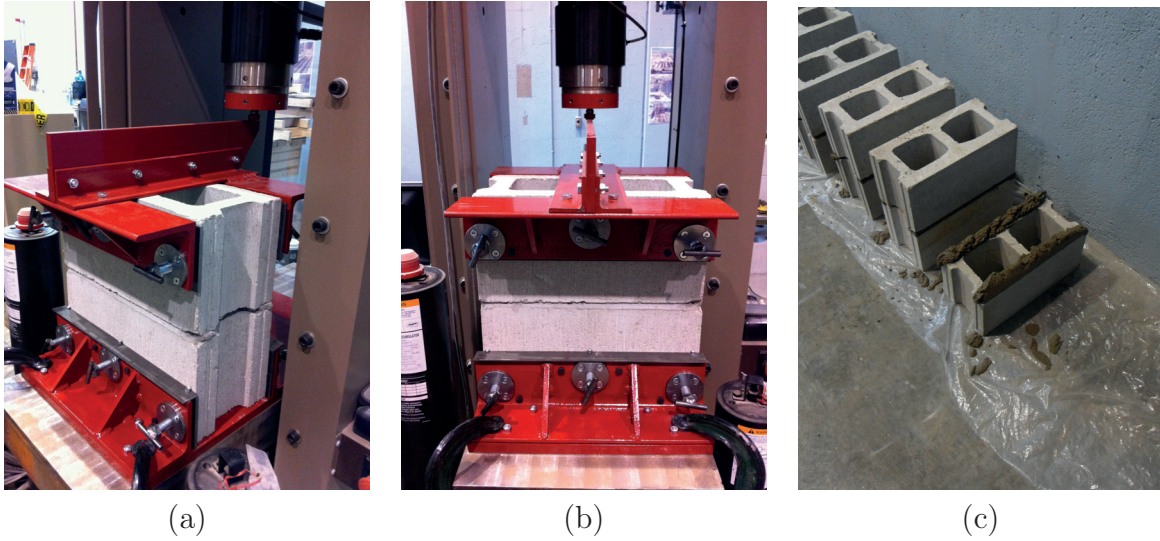


Figure 4.11 Montage expérimental pour l'essai d'adhérence ou compression excentrique (a) vue de côté du montage (b) vue de face du montage (c) endroit de l'application du joint de mortier

uniquement présent sur les deux semelles d'un bloc (fig 4.11c). Après leur construction, les prismes ont été laissés à l'air libre jusqu'au jour de l'essai afin d'obtenir des valeurs représentatives de la résistance du mortier des murs. Les essais ont été effectués le jour de l'essai dynamique à l'aide de la presse 315.01 *MTS* du laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Une cellule de charge de 500 kN a été utilisée. Le calcul de l'adhérence en flexion du mortier pour un prisme sans coulis à l'intérieur des cellules se calcule à l'aide des équations 4.2 et 4.1.

$$f_g = (xPc/I_g) - (P/A_g) \quad (4.1)$$

$$f_n = (xPc/I_n) - (P/A_n) \quad (4.2)$$

où

$f_g$  = Adhérence du mortier par rapport à l'aire brute (N/m<sup>2</sup>)

$f_n$  = Adhérence du mortier par rapport à l'aire nette (N/m<sup>2</sup>)

$x$  = Longueur du bras de levier (m)

$P$  = Charge appliquée (N)

$c$  = Distance de la face du spécimen à l'axe neutre (m)

$I_g$  = Moment d'inertie de la section brute (m<sup>4</sup>)

$I_n$  = Moment d'inertie de la section nette ( $m^4$ )

$b$  = Longueur d'une unité (m)

$t$  = Dimension minimale d'une des parois d'une unité (m)

$A_g$  = Aire brute de la section ( $m^2$ )

$A_n$  = Aire nette de la section ( $m^2$ )<sup>7</sup>

## 4.3 Essais dynamiques sur table sismique

### 4.3.1 Balayage fréquentiel

Tel que présenté à la section 3.7, une première estimation des fréquences naturelles de vibration du cadre périphérique a été effectuée à l'aide du logiciel *SAP2000*. Les fréquences naturelles de vibration obtenues sont données à la section 3.7, au tableau 3.16. Le modèle numérique utilisé comporte des assemblages de pied de poteaux parfaitement rigides et a un taux d'amortissement de 0.2%. Le dimensionnement du cadre d'acier a été effectué de manière à obtenir des déplacements relatifs maximums en-tête de l'ordre de 10 mm. Tel que discuté à la section 3.7, les déplacements maximums obtenus à l'aide des analyses temporelles sont très variables, allant de 7.8 mm à 13.5 mm. Une meilleure approximation peut être obtenue si l'on connaît les propriétés modales exactes dans la direction de chargement. Ceci permettra de sélectionner l'accélérogramme qui représentera le mieux le déplacement voulu. Les essais par balayage fréquentiel permettent d'identifier avec une très grande précision les fréquences propres d'une structure et d'obtenir une valeur d'amortissement de qualité. Cette méthode s'applique exclusivement à la capacité fréquentielle des actionneurs fournissant l'excitation du balayage. La fréquence naturelle du mode de vibration qui nous intéresse en vue des essais dynamiques, soit le 2<sup>e</sup> mode de vibration du cadre correspondant à un mode flexionnel hors-plan, se situe aux environs de 12 Hz. Le vérin *MTS* de la table sismique atteint ses limites à une valeur d'environ 40 Hz, ce qui est amplement supérieur à la valeur estimée de 12 Hz. Au total, 4 accéléromètres triaxiaux *Kinematics FBA ES-T/ES-U* ont été installés sur le montage, soit trois au sommet de la poutre (Acc. 1956, Acc. 1957, Acc. 1958) et un directement sur la table sismique (figure 4.12). Le lecteur peut se référer à la section 4.4 en ce qui concerne le positionnement des instruments sur le montage expérimental. Les accéléromètres aux deux extrémités de la poutre ont été installés dans le but de détecter un éventuel mode de torsion, se situant lui aussi aux alentours de 12 Hz (3<sup>e</sup> mode de vibration selon les analyses *SAP2000*).

#### Principe théorique des essais

---

<sup>7</sup> $A_n = 2bt$  ( $m^2$ ).

---

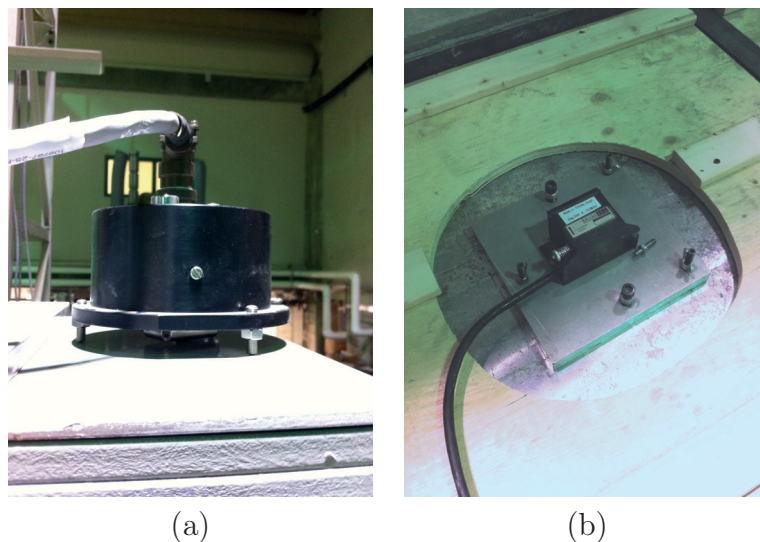


Figure 4.12 Accéléromètres utilisés pour l'essai de balayage fréquentiel (a) accéléromètres au sommet du cadre d'acier (*Kinemetrics FBA ES-T*) (b) accéléromètre sur la table sismique (*Kinemetrics FBA ES-U*)

Les essais par balayage fréquentiel consistent à appliquer à la structure une excitation harmonique d'une amplitude connue et à une fréquence donnée, et à mesurer la réponse de la structure. L'essai consiste à balayer une plage de fréquence à un pas de fréquence donné, de manière à obtenir une analyse fiable des modes propres de la structure. Un pas de fréquence raffiné doit être sélectionné au voisinage des fréquences propres afin d'éviter de manquer le pic de réponse. Un pas de fréquence plus large peut être utilisé en s'éloignant du mode. La table sismique a été utilisée pour l'application d'accélération harmoniques à la base générant des forces d'inertie harmoniques. Ainsi, les accélérations résultantes peuvent être mesurées au sommet du cadre. Comme ces essais sont préliminaires, une seule plage de fréquences aux alentours du 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> mode de vibration du cadre périphérique a été balayée, soit de 9 Hz à 13 Hz. À chaque pas de fréquence, les amplitudes et les phases des signaux harmoniques d'excitation et de réponse obtenus permettent de bâtir des courbes de réponse en fréquences (FRF) de la structure. Une première courbe donne le facteur d'amplification dynamique de la structure en fonction de la fréquence d'excitation (FRF en amplitude normalisée par le rapport de l'amplitude de réponse sur l'amplitude d'excitation). Une seconde courbe donne le déphasage entre le signal de réponse et l'excitation en fonction de la fréquence d'excitation (FRF en phase). Seules les réponses permanentes établies de la structure sont mesurées. Une fois les courbes de réponse en fréquence obtenues, l'identification des propriétés modales se fait par la méthode de l'acuité en résonance. La fréquence propre  $f$  correspond à la fréquence du pic de réponse en amplitude normalisée  $R_{d,max}$  et à la fréquence pour laquelle les réponses de la



structure et l'excitation appliquée sont en quadrature de phase, soit pour un déphasage de  $\pm 90$  degrés. Le taux d'amortissement pour chaque mode,  $\xi$ , s'obtient à partir de l'équation 4.3 [Paultre, 2005] :

$$\xi = \frac{\bar{f}_a - \bar{f}_b}{2f} \quad (4.3)$$

où  $f$  est la fréquence propre de la structure correspondant à  $R_{d,max}$ , et  $\bar{f}_a$  et  $\bar{f}_b$  sont les deux fréquences encadrant le pic de résonance correspondant à un facteur d'amplification dynamique égal à  $R_{d,max}/\sqrt{2}$ . L'équation 4.3 montre l'importance d'une bonne estimation du pic de la FRF en amplitude pour l'obtention d'une valeur d'amortissement précise, surtout si l'amortissement est faible et que le pic de réponse est très étroit. La mauvaise estimation du pic en raison d'un pas de fréquence trop grand est la principale source d'erreur au niveau des amortissements modaux selon la méthode du balayage fréquentiel.

### Essais et résultats

Uniquement le deuxième mode de vibration<sup>8</sup> du cadre périphérique a pu être excité et a fait l'objet d'une identification modale par balayage fréquentiel. Le balayage fréquentiel a été effectué manuellement plutôt que par incréments automatiques du contrôleur de la table sismique afin de s'assurer qu'à chaque pas de fréquence, les algorithmes de contrôle de la table sismique se soient stabilisés. En procédant ainsi, l'excitation harmonique fournie et la réponse permanente de la structure sont stables au moment de l'acquisition du signal. À chaque pas de fréquence, un enregistrement à une fréquence de 200 Hz, d'une durée de 3 secondes, a été capté par les 4 accéléromètres installés sur le montage. Le protocole détaillé du balayage fréquentiel du mode à l'étude est présenté au tableau 4.5, indiquant la plage de fréquence balayée et les pas de fréquence utilisés  $\Delta_f$ . L'amplitude des excitations harmoniques  $\ddot{U}_g$  a été préétablie à 15 mg.

Les courbes de réponse en fréquence sont construites en extrayant les amplitudes maximales et les phases des signaux enregistrés pour chacun des pas de fréquence. À l'aide du logiciel *MATLAB* et des fonctions préprogrammées de la boîte d'outils *Ezyfit*, la méthode *curvefitting* est utilisée afin d'idéaliser les excitations générées par la table sismique en fonctions sinusoïdales de la forme générique  $g(t) = a_0 + a_1 \sin(2\pi ft + \varphi)$ . Ainsi, une fonction  $g(t)$  a été recherchée pour chaque signal d'accélération enregistré. Les paramètres de la fonction sinusoïdale sont calculés par le logiciel, et  $a_1$ ,  $f$  et  $\varphi$  servent à tracer les

---

<sup>8</sup>Mode de translation hors-plan du cadre (voir figure 3.19). Le chargement sismique lors des essais expérimentaux sera dans la direction hors-plan. Uniquement ce mode nous intéresse pour ce projet de recherche. L'excitation lors de l'essai du balayage fréquentiel était dans la direction hors-plan.

Tableau 4.5 Balayage fréquentiel des modes à l'étude

Fréquence Hz	$\Delta_f$ Hz	$\ddot{U}_g$ g
9.00 - 11.00	0.10	0.015
11.00 - 11.05	0.05	0.015
11.05 - 11.30	0.01	0.015
11.30 - 11.50	0.05	0.015
11.50 - 12.00	0.10	0.015
12.00 - 13.00	1.00	0.015

fonctions de réponse en fréquence [Gauron, 2010]. Ce procédé d'analyse de données fournit d'excellentes informations concernant les signaux de réponse de la structure. Ce procédé est en revanche plus difficile à appliquer à l'accéléromètre situé sur la table sismique, mesurant l'excitation réellement soumise à la structure. En effet, des distorsions de la FRF de la table sismique ont pour effet de modifier le signal (voir section 4.1.1) d'excitation obtenu par rapport à la commande envoyée. Malgré plusieurs algorithmes de correction présents dans le contrôleur de la table sismique, qui améliorent grandement le signal de sortie, une partie de ces perturbations persiste. Ces perturbations sont davantage notables aux alentours de la fréquence propre de la structure installée (figure 4.23). Selon cette figure, il est possible d'observer une réponse beaucoup plus importante (pic) lorsque la fréquence d'excitation de la table est égale à la fréquence naturelle du spécimen.

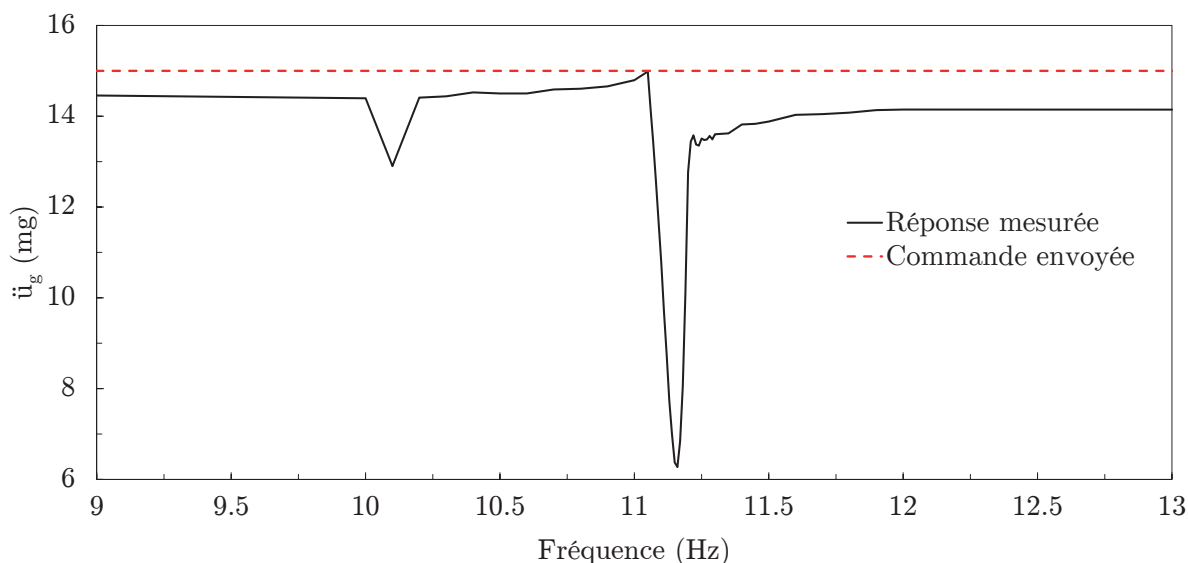


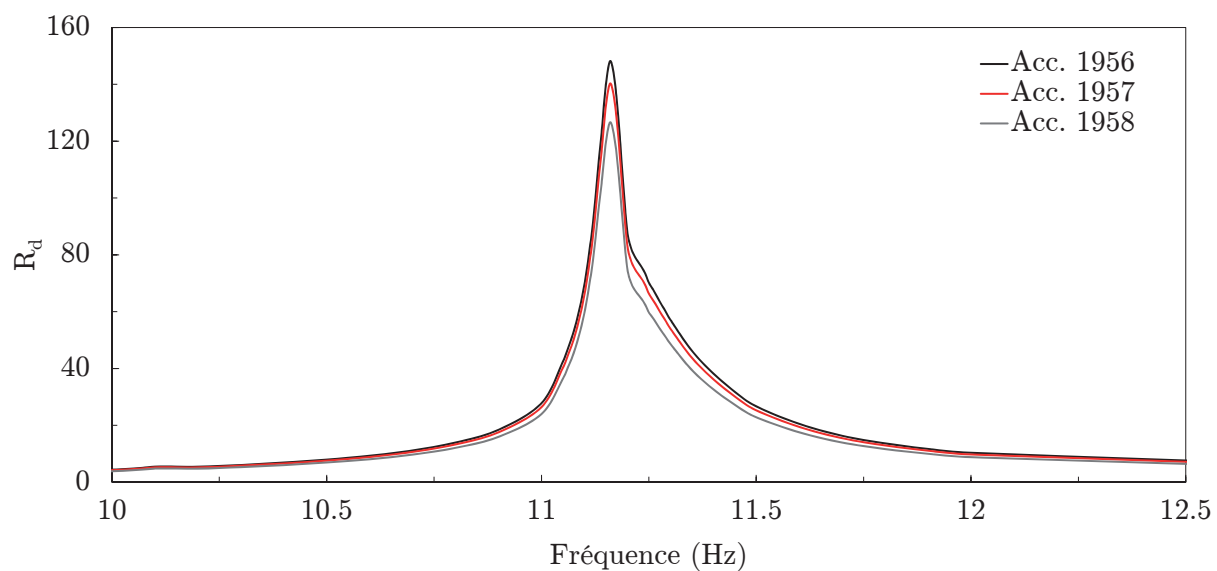
Figure 4.13 Perturbations du signal

Pour des essais par balayage fréquentiel, ces perturbations se traduisent essentiellement par la présence d'harmoniques de plus hautes fréquences qui s'ajoutent au signal fondamental

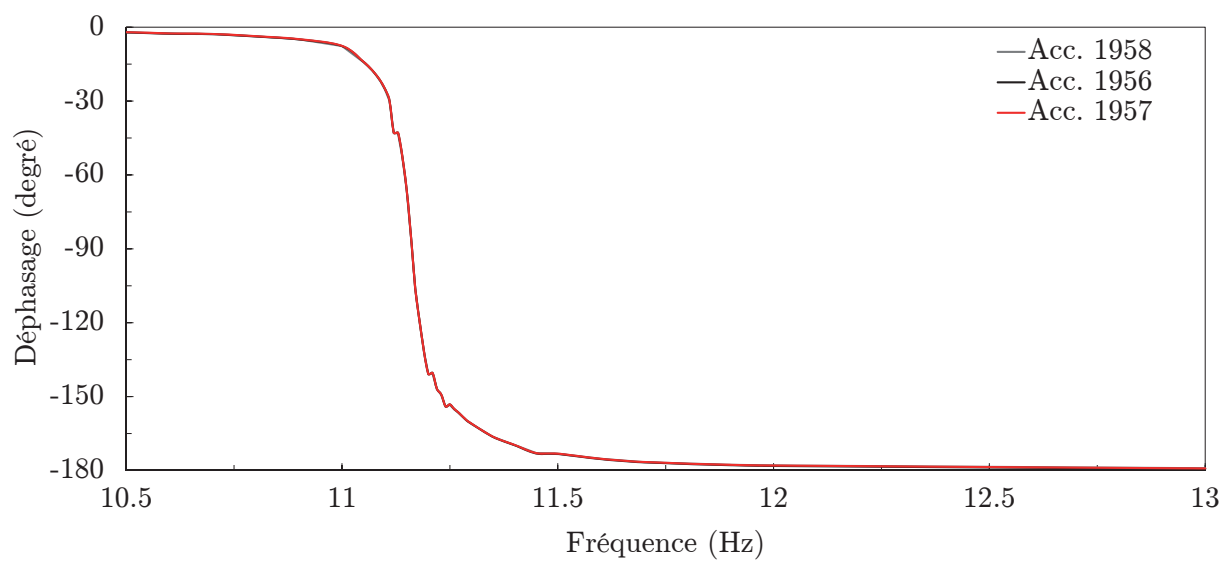
commandé, ainsi que par une amplitude d'excitation variable selon la fréquence malgré une commande constante. Le traitement du signal d'excitation avant analyse (*tunning*) est donc très important afin d'obtenir une FRF précise. De plus, il est important de normaliser les amplitudes de la réponse de la structure par rapport à l'amplitude réelle de l'excitation. Sans aucun traitement, le signal de commande enregistré n'est pas utilisable pour une analyse par *curvefitting* [Gauron, 2010]. À chaque pas de fréquence, le signal d'excitation mesuré a été filtré numériquement pour n'extraire que la composante fondamentale, la seule responsable de la réponse parfaitement harmonique de la structure à cette fréquence. La figure 4.14 présente les courbes FRF en amplitude et en phase de la structure à partir desquelles la fréquence naturelle et l'amortissement ont été trouvés. Tel que mentionné précédemment, la fréquence propre correspond à un déphasage de  $+90$  degrés ou  $-90$  degrés et l'amortissement est trouvé à partir de la méthode d'acuité en résonance. Selon la figure 4.14b, la fréquence naturelle de vibration du mode excité est évaluée à 11.16 Hz. De petits écarts sont notés entre les valeurs  $R_{d,max}$  pour chacun des accéléromètres, mais après analyse, les trois instruments convergent pour un taux d'amortissement égal à 0.27% (figure 4.14a).

---





(a) FRF d'amplitude (facteur d'amplification dynamique)



(b) FRF de phase

Figure 4.14 FRF expérimentale du deuxième mode pour le cadre d'acier

### 4.3.2 Calibration du modèle numérique et choix de l'accélérogramme à appliquer aux spécimens expérimentaux

Tel que discuté précédemment, l'essai par balayage fréquentiel présenté à la section 4.3.1 a permis d'identifier les propriétés du 2<sup>e</sup> mode du cadre périphérique, soit la fréquence naturelle de vibration ( $f$ ) et le taux d'amortissement ( $\xi$ ). Une calibration du modèle numérique initial, présenté à la section 3.7, a été effectuée afin de prédire avec exactitude les déplacements relatifs maximums hors-plan du cadre d'acier pour un accélérogramme donné. Le taux d'amortissement initial supposé pour le 2<sup>e</sup> mode, soit de 0.2%, a été modifié pour la valeur expérimentale de 0.27% afin que le modèle numérique ait les mêmes propriétés dynamiques que le cadre installé sur la table sismique. De plus, des ajustements ont été apportés au modèle afin d'obtenir une fréquence naturelle de vibration de 11.16 Hz pour le deuxième mode du cadre d'acier. Les mêmes accélérogrammes utilisés lors de la modélisation avec *ETABS* ont été appliqués au modèle numérique calibré. Par contre, ceux-ci ont été mis à l'échelle pour une plage de période de 0.05 à 0.20 s et selon le spectre de dimensionnement de La Malbaie. La moyenne et l'écart-type des rapports  $SA_{targ}/SA_{sim}$  pour chacun des accélérogrammes sont montrés au tableau 4.6. Les déplacements relatifs maximums hors-plan obtenus par une analyse temporelle après calibration du modèle numérique sont montrés au tableau 4.7.

Tableau 4.6 Accélérogrammes sélectionnés pour La Malbaie

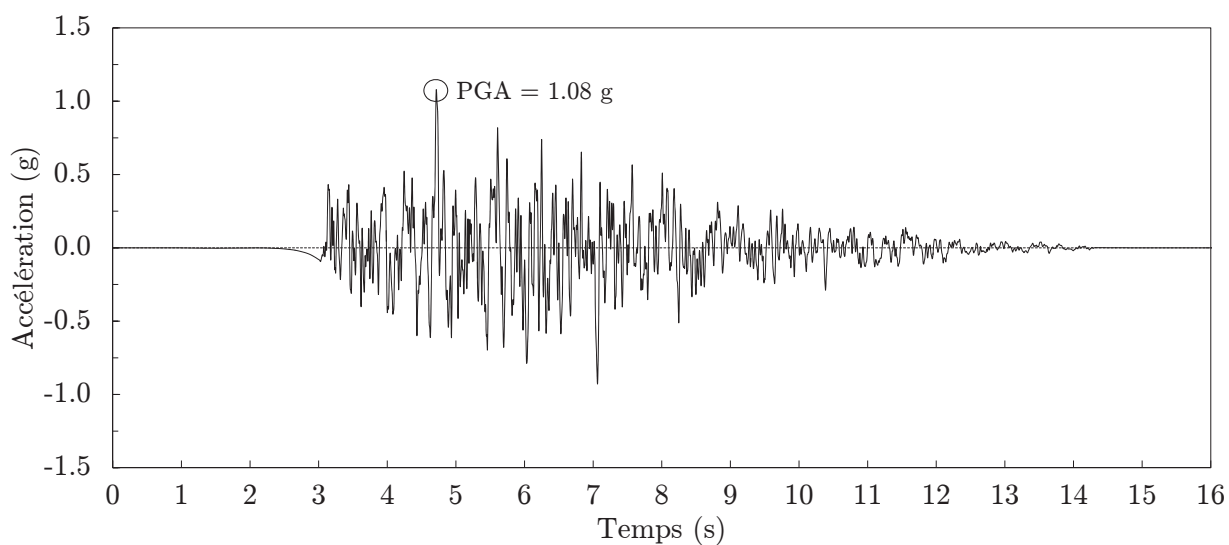
Accélérogramme	Rapport $SA_{targ}/SA_{sim}$	
	Écart-type	Moyenne
east7c1-9	0.1070	0.9949
east7c1-10	0.1349	1.1229
east7c1-12	0.1569	1.0761
east7c1-23	0.1170	0.9388
east7c1-28	0.2243	1.7167
east7c1-43	0.1699	0.9892
east7c1-44	0.1274	1.0256

En réalité, les 7 accélérogrammes choisis au tout départ sont tous compatibles avec le spectre de dimensionnement *UHS* de La Malbaie et donnent des valeurs de déplacements relatifs maximums hors-plan de l'ordre de grandeur voulu, soit de 9.1 mm à 16.7 mm. Par contre, un seul accélérogramme doit être sélectionné en vue des essais dynamiques sur table sismique. Trois enregistrements donnent des résultats très près du 10 mm ciblé au tout départ, soit les enregistrements *east7c1-9*, *east7c1-10* et *east7c1-28*. Par contre, l'enregistrement *east7c1-9* se démarque des autres par son faible écart-type et par sa moyenne près

Tableau 4.7 Déplacements relatifs maximums pour le cadre expérimental

Accélérogramme	Déplacements relatifs maximums (mm)
east7c1-9	10.7
east7c1-10	9.1
east7c1-12	8.6
east7c1-23	16.7
east7c1-28	10.8
east7c1-43	13.3
east7c1-44	16.0

de l'unité du rapport  $SA_{targ}/SA_{sim}$ . Ainsi, pour ces raisons, l'accélérogramme *east7c1-9* a été sélectionné. La figure 4.15 montre l'accélération en fonction du temps pour l'enregistrement *east7c1-9*. L'accélération maximale au sol correspond à 1.08 g.

Figure 4.15 Accélération en fonction du temps - *east7c1-9*

### 4.3.3 Procédure pour les essais dynamiques

Les essais ont été réalisés à partir de l'accélérogramme défini à la section précédente. L'accélérogramme *east7c1-9* fut appliqué successivement à différentes intensités allant de 5% à 100% de son intensité maximale. Le tableau présente les essais réalisés sur les trois murs. Les acronymes présentés au tableau 4.8 seront utilisés dans les sections suivantes dans le but de simplifier l'appellation de chaque essai.

Tableau 4.8 Présentation des essais réalisés pour chacun des murs

Essai	Mur 1			Mur 2			Mur 3		
	Acronyme	Intensité †	PGA (g)	Acronyme	Intensité †	PGA (g)	Acronyme	Intensité †	PGA (g)
1	MAL1-0.05	5%	0.054	MAL1-0.05	5%	0.054	MAL1-0.05	5%	0.054
2	MAL2-0.75 *	7.5%	0.081	MAL2-0.75	7.5%	0.081	MAL2-0.10	10%	0.108
3	MAL3-0.75	7.5%	0.081	MAL3-0.10	10%	0.108	MAL3-0.125	12.5%	0.135
4	MAL4-0.10	10%	0.108	MAL4-0.125	12.5%	0.135	MAL4-0.15	15%	0.162
5	MAL5-0.125	12.5%	0.135	MAL5-0.15	15%	0.162	MAL5-0.175	17.5%	0.189
6	MAL6-0.15	15%	0.162	MAL6-0.20	20%	0.216	MAL6-0.20	20%	0.216
7	MAL7-0.175	17.5%	0.189	MAL7-0.30	30%	0.324			
8	MAL8-0.20	20%	0.216	MAL8-0.40	40%	0.432			
9	MAL9-0.25	25%	0.270	MAL9-0.50	50%	0.540			
10	MAL10-0.30	30%	0.324	MAL10-0.60	60%	0.648			
11	MAL11-0.35	35%	0.378	MAL11-0.70	70%	0.756			
12	MAL12-0.40	40%	0.432						
13	MAL13-0.45	45%	0.486						
14	MAL14-0.50	50%	0.540						
15	MAL15-0.60	60%	0.648						
16	MAL16-0.70	70%	0.756						
17	MAL17-0.80	80%	0.863						
18	MAL18-0.90	90%	0.971						

† Pourcentage par rapport à l'intensité maximale de l'accélérogramme east7c1-9 mis à l'échelle pour La Malbaie

\* Erreur de manipulation

## 4.4 Instrumentation et systèmes d'acquisition

### 4.4.1 Premier et deuxième mur

Les deux premiers murs du programme expérimental sont munis d'un système de retenue latérale et ont été instrumentés de manière à obtenir les valeurs suivantes (fig. 4.16) :

- Accélérations et déplacements en tête du cadre périphérique dans la direction de l'excitation uniquement.
- Profils d'accélérations et de déplacements du mur selon la hauteur dans la direction de l'excitation uniquement.
- Accélérations et déplacements de la table sismique dans la direction de l'excitation.
- Efforts et déformations générés au système de retenue latérale.
- Déplacements des plaques d'ancrage (glissement et soulèvement).

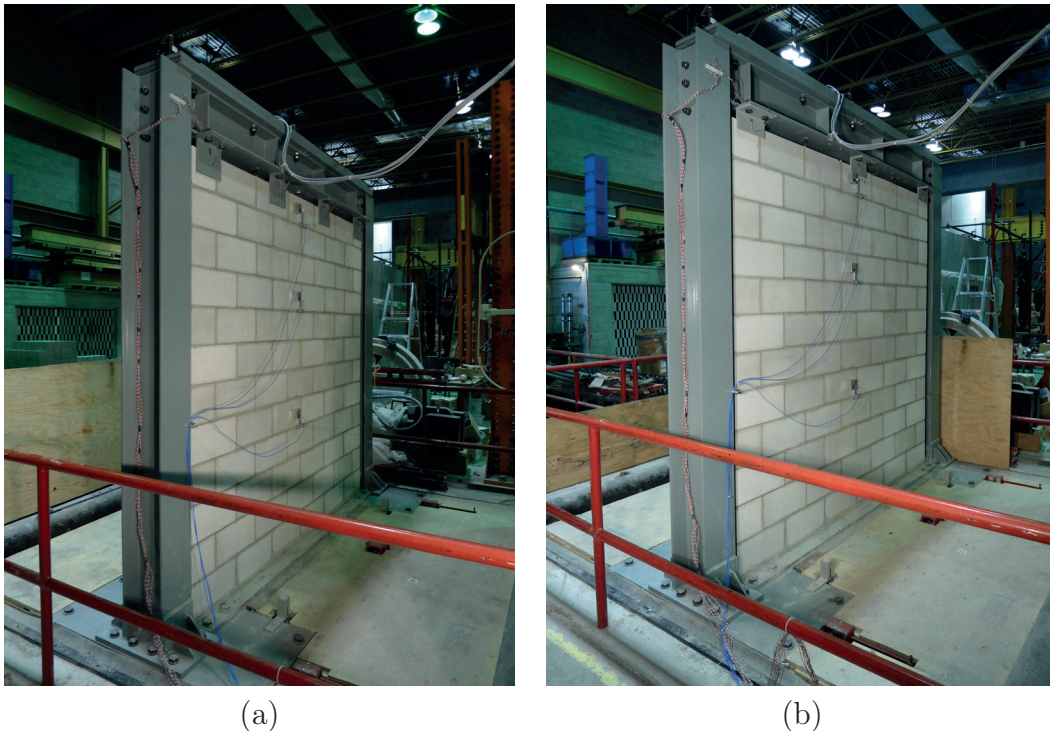


Figure 4.16 Instrumentation des spécimens expérimentaux (a) premier mur (b) deuxième mur

### Capteurs d'accélération

Pour les deux premiers murs, le montage expérimental est équipé d'un total de 4 accéléromètres triaxiaux *Kinematics EpiSensor ES-T/ES-U* utilisés pour la mesure des

accélérations en tête du cadre d'acier périphérique et à la base la table sismique (figure 4.12). Le capteur installé à la base du montage constitue une vérification des données fournies par l'accéléromètre intégré à la table sismique. En plus des 4 accéléromètres triaxiaux *Kinematics EpiSensor ES-T/ES-U*, trois autres accéléromètres piézométriques *PCB* sont fixés au mur de maçonnerie dans le but d'obtenir le profil d'accélération en fonction de la hauteur. Un 4<sup>e</sup> accéléromètre *PCB* est installé directement sur la table sismique. Tel que montré à la figure 4.17, l'ensemble des accéléromètres *PCB* sont protégés à l'aide d'un boîtier d'aluminium dans le but d'éviter un bris causé par le détachement de blocs ou par la rupture complète du mur. De plus, les accéléromètres *PCB* sont positionnés sur des isolateurs afin d'éliminer toute interférence avec les boîtiers d'aluminium.

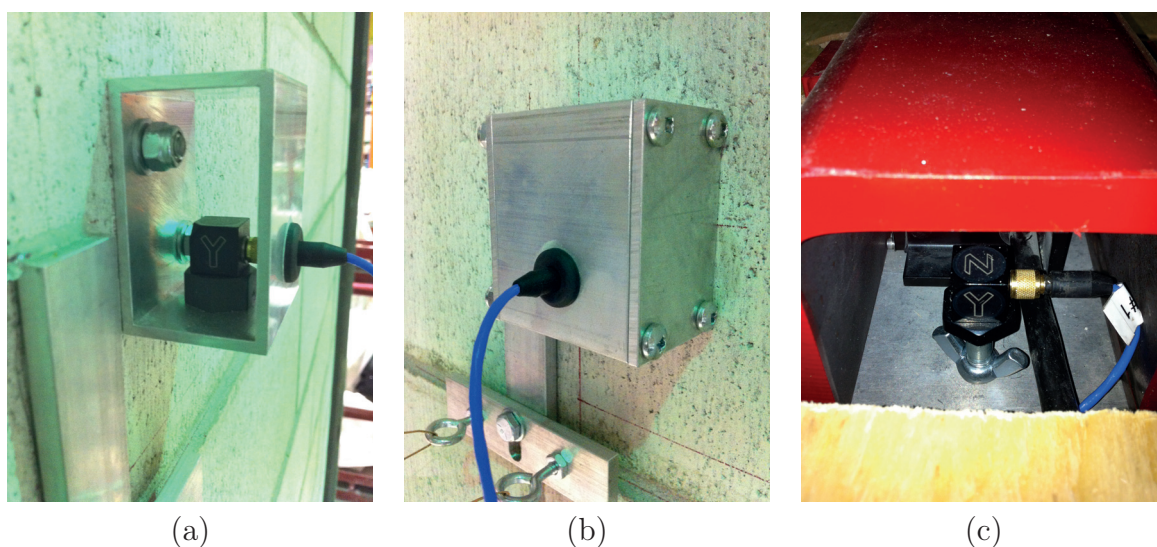


Figure 4.17 Accéléromètre *PCB* et boîtier de protection (a) accéléromètre *PCB* fixé au mur de maçonnerie (b) boîtier de protection fait à partir d'aluminium (c) accéléromètre *PCB* installé sur la table sismique

### Capteurs de déplacement et jauges de déformation

Les déplacements du cadre d'acier, du mur et de la table sismique sont mesurés à l'aide de paires de potentiomètres à câble *Celeco PTX 101* 0-50 mm et 0-127 mm. Pour de faibles déplacements, les valeurs seront captées par les potentiomètres 0-50 mm et pour de grands déplacements, les valeurs seront captées par les potentiomètres 0-127 mm. Ainsi, les erreurs de mesure seront minimisées. Tous les potentiomètres sont reliés au montage expérimental par un fil de cuivre fin servant de fusible de force. L'ajout de ces dispositifs évite l'endommagement des instruments en cas de déplacements excessifs ou d'une rupture des spécimens expérimentaux. Une paire de potentiomètres est installée au sommet du cadre d'acier, au centre de la poutre. Quatre autres paires de potentiomètres sont



installées directement au mur de maçonnerie. La figure 4.18 montre la configuration des potentiomètres et des attaches.

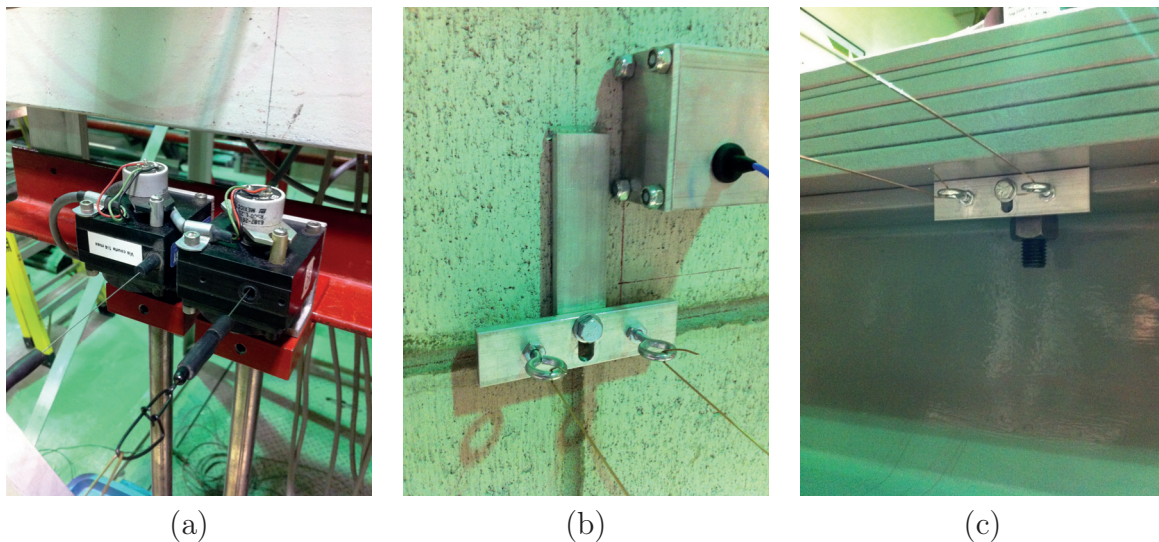


Figure 4.18 Potentiomètres et système d'attache au mur (a) paire de potentiomètres 0-50 mm et 0-127 mm (b) système d'attache au mur (c) système d'attache à la poutre

Le déplacement généré à la base est également mesuré par une paire de potentiomètres 0-50 mm et 0-127 mm. Ceux-ci permettent de vérifier l'exactitude des déplacements fournis par le LDVT intégré à la table sismique et de connaître les déplacements relatifs de tout le montage. Quatre LVDT ( $\pm 12.5$  mm et  $\pm 2.5$  mm) ont été installés aux abords des plaques d'appui des colonnes afin de mesurer le glissement ou le soulèvement de celles-ci par rapport à la surface de la table sismique lors des essais. Tel que montré aux figures 4.19 et 4.20, chacun des LVDT est protégé par un boîtier d'aluminium ou d'acier. Des jauges de déformation pour l'acier ont été installées sur les différents systèmes de retenue latérale utilisés (figure 4.21).

### Systèmes d'acquisition

L'enregistrement des données provenant des potentiomètres, des LVDT, des jauges de déformation et des accéléromètres triaxiaux *Kinematics EpiSensor EST/ES-U* est effectué à partir de l'acquisiteur *National Instrument*. L'incompatibilité des accéléromètres piézométriques *PCB* avec ce système d'acquisition a forcé l'utilisation d'un deuxième acquisiteur, soit le *TEAC LX10*. Ainsi, les données provenant des deux acquisiteurs devront être synchronisées manuellement puisque les signaux de ceux-ci seront déphasés. Les données ont été échantillonnées à une fréquence de 200 Hz avec l'acquisiteur *National Instrument* et à 600 Hz avec l'acquisiteur *TEAC LX10*. Chacun des systèmes d'acquisition est branché à

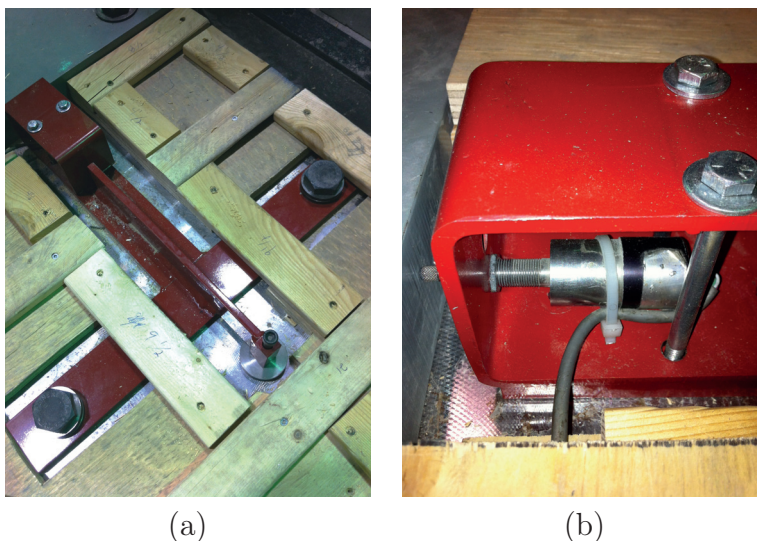


Figure 4.19 LVDT utilisés pour la vérification du glissement des plaques d'appuis (a) vue d'ensemble (b) vue rapprochée

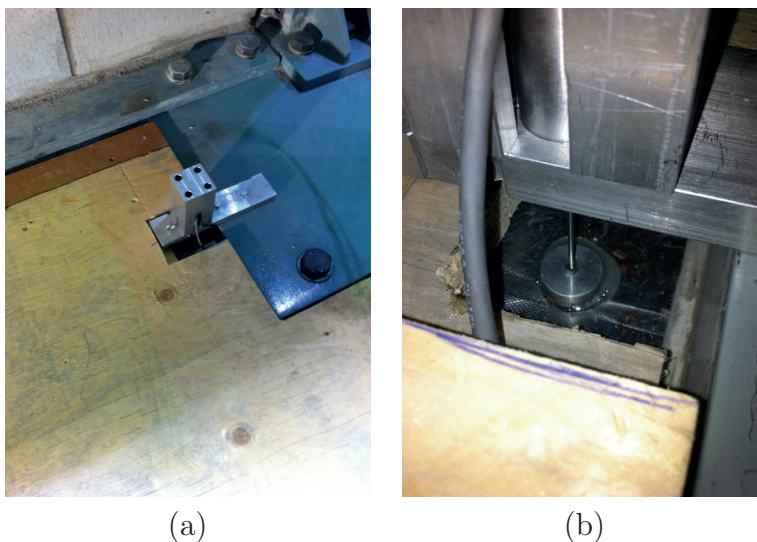


Figure 4.20 LVDT utilisés pour la vérification du soulèvement des plaques d'appuis (a) vue d'ensemble (b) vue rapprochée



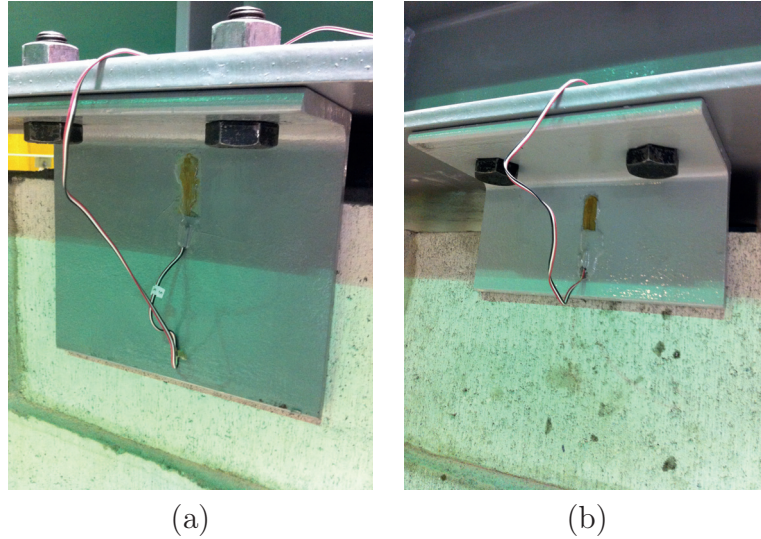


Figure 4.21 Jauges de déformation (a) jauge sur une cornière du premier mur (L178x102x9.5) (b) jauge sur une cornière du deuxième mur (L102x102x9.5)

un ordinateur portable muni des utilitaires *NI Labview 8.6* et *LX-Navi*, servant à contrôler l'acquisition des données. Tout le traitement des données a par la suite été effectué avec le logiciel *MATLAB*. La figure 4.22 montre les deux systèmes d'acquisition et les ordinateurs utilisés.

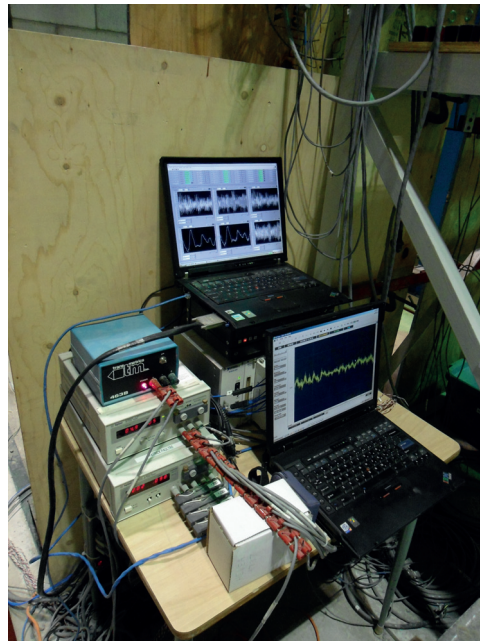


Figure 4.22 Systèmes d'acquisition et ordinateurs utilisés

### 4.4.2 Troisième mur

Pour les essais sur le 3<sup>e</sup> spécimen, tous les capteurs susceptibles d'être endommagés par un effondrement du mur ont été éliminés. De plus, puisque le mur est totalement indépendant du cadre d'acier, tous les capteurs reliés au cadre ont également été ignorés. Les capteurs activés pour les essais sont les suivants (fig. 4.23) :

- 1 Accéléromètre situé à la base de la table sismique (*Kinematics FBA ES-U*)
- 1 Paire de potentiomètres installée sous la table sismique
- 4 LVDT installés aux abords des plaques d'ancrages

Les instruments installés permettront de connaître l'accélération et le déplacement de la table sismique lors des essais. De plus, les LDVT permettront de détecter tout glissement entre la table sismique et les plaques d'ancrage. Uniquement le système d'acquisition *National Instrument* est utilisé. Les données sont échantillonnées à 200 Hz. Il est important de rappeler que l'instrumentation du 3<sup>e</sup> mur est différente puisque celui-ci n'a aucun système de retenue latérale à son sommet.



Figure 4.23 Montage expérimental (3<sup>e</sup> spécimen)

## 4.5 Plan d'instrumentation utilisé

La localisation des instruments pour les trois spécimens expérimentaux est donnée aux figures 4.24, 4.25 et 4.26. Les tableaux 4.9, 4.10, 4.11 et 4.12 présentent de l'information sur les instruments utilisés pour l'acquisition des données.

Tableau 4.9 Informations par rapport aux accéléromètres installés sur le montage expérimental

No.	Marque	Modèle	Gamme	Instrument	Direction
1	Kinematics	EpiSensor ES-T	$\pm 4g$	1956	X,Y
2	Kinematics	EpiSensor ES-T	$\pm 4g$	1957	X,Y
3	Kinematics	EpiSensor ES-T	$\pm 4g$	1958	X,Y
4	Kinematics	EpiSensor ES-U	$\pm 4g$	977	X
5	PCB Piezotronics <sup>1</sup>	356A17	$\pm 10g$	37885	X,Y
6	PCB Piezotronics <sup>1</sup>	356A17	$\pm 10g$	38908	X,Y
7	PCB Piezotronics <sup>1</sup>	356A17	$\pm 10g$	39845	X,Y
8	PCB Piezotronics <sup>1</sup>	356A17	$\pm 10g$	39848	X,Y

<sup>1</sup> Installé sur un isolateur PBC Piezotronics de modèle 080A145

Tableau 4.10 Informations par rapport aux potentiomètres installés sur le montage expérimental

No.	Marque	Modèle	Course	Instrument	Direction
9	Celesco	PTX101	50 mm	3007A	X
10	Celesco	PTX101	50 mm	3008A	X
11	Celesco	PTX101	50 mm	3009A	X
12	Celesco	PTX101	50 mm	3010A	X
13	Celesco	PTX101	127 mm	3142C	X
14	Celesco	PTX101	127 mm	3143C	X
15	Celesco	PTX101	127 mm	5107B	X
16	Celesco	PTX101	127 mm	2360C	X
29	Celesco <sup>1</sup>	PTX101	50 mm	3015A	X
30	Celesco <sup>1</sup>	PTX101	125 mm	5106B	X

<sup>1</sup> Installé sous la table sismique, non montré sur les plans d'instrumentation

Tableau 4.11 Informations par rapport aux LVDT installés sur le montage expérimental

No.	Marque	Modèle	Course	Instrument	Direction
17	InterTechnonology	Trans-Trek 351	$\pm 2.5$ mm	2521	X
18	InterTechnonology	Trans-Trek 351	$\pm 2.5$ mm	2522	X
19	InterTechnonology	Trans-Trek 243	$\pm 12.5$ mm	4736	Z
20	InterTechnonology	Trans-Trek 243	$\pm 12.5$ mm	4737	Z

Tableau 4.12 Informations par rapport aux jauges de déformation installées sur le montage expérimental

No.	Marque	Modèle	Longueur	Résistance
21	Vishay - MM	C2A-06-250LW-120	6.35 mm	120 $\Omega$
22	Vishay - MM	C2A-06-250LW-120	6.35 mm	120 $\Omega$
23	Vishay - MM	C2A-06-250LW-120	6.35 mm	120 $\Omega$
24	Vishay - MM	C2A-06-250LW-120	6.35 mm	120 $\Omega$
25	Vishay - MM	C2A-06-250LW-120	6.35 mm	120 $\Omega$
26	Vishay - MM	C2A-06-250LW-120	6.35 mm	120 $\Omega$

---

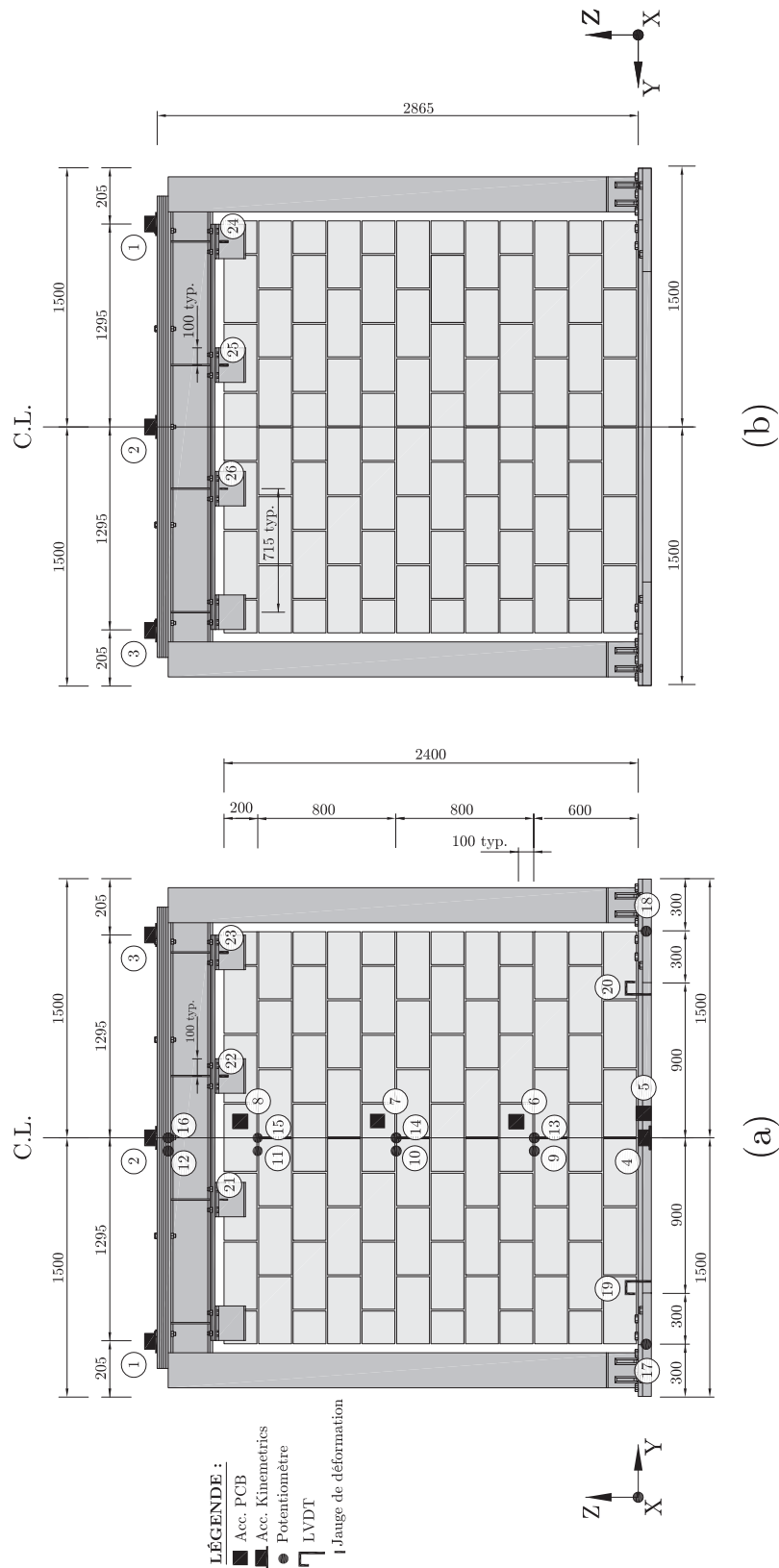


Figure 4.24 Plan de l'instrumentation du 1<sup>er</sup> mur (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur

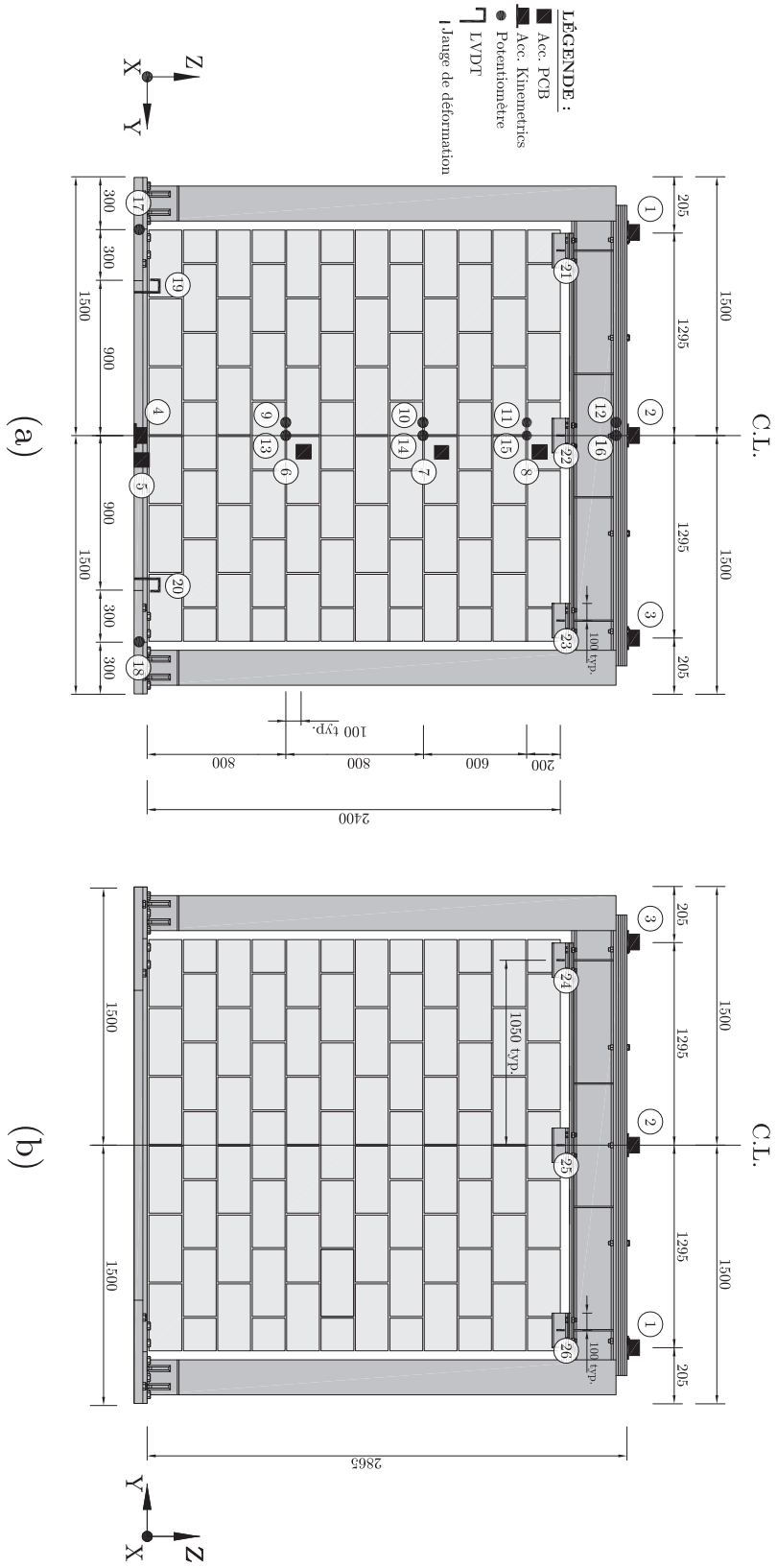


Figure 4.25 Plan de l'instrumentation du 2<sup>e</sup> mur (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur

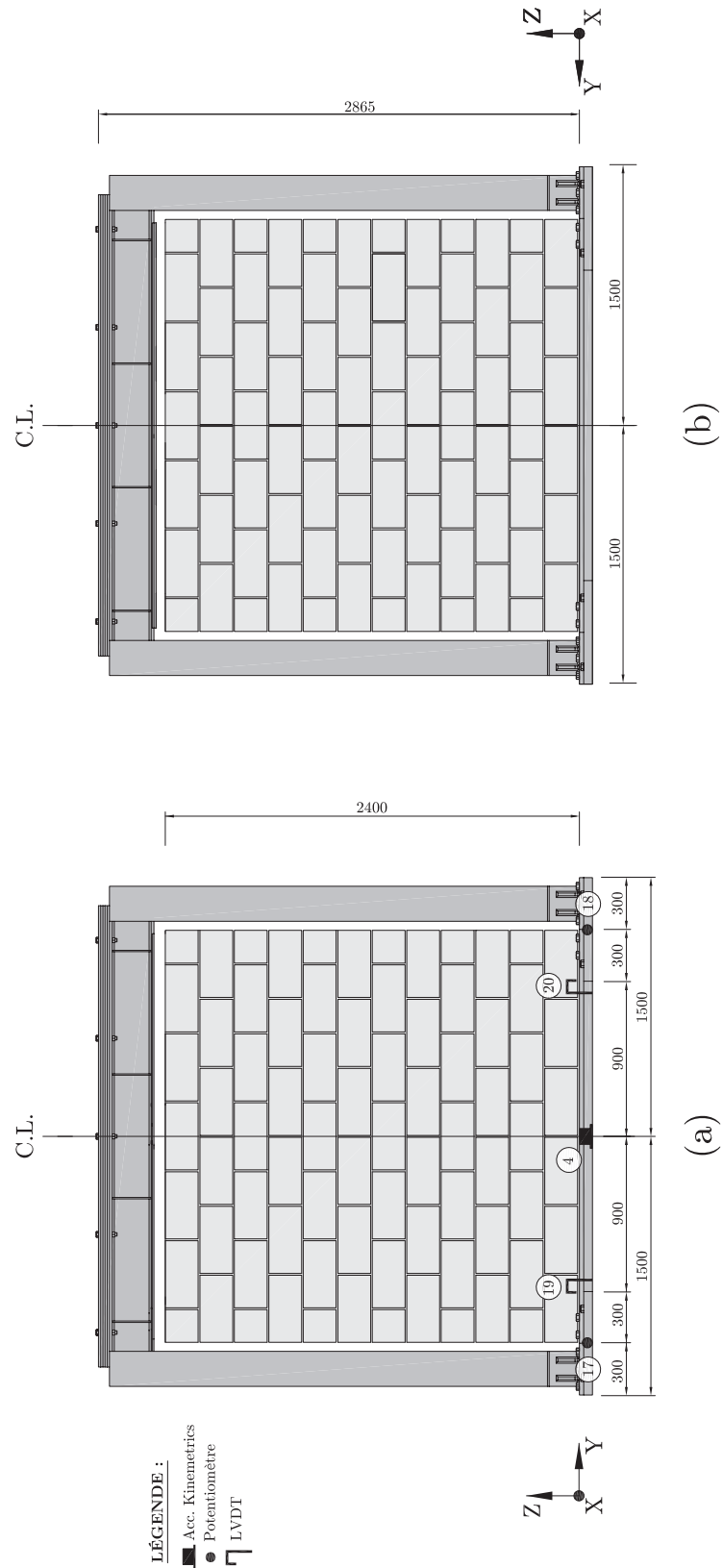


Figure 4.26 Plan de l'instrumentation du 3<sup>e</sup> mur (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur





# CHAPITRE 5

## RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

### 5.1 Caractérisation des matériaux

#### 5.1.1 Essais en compression sur cubes de mortier

Les tableaux 5.1 et 5.2 présentent les résultats des essais en compression réalisés sur les cubes de mortier confectionnés lors de la construction des murs 1 et 2.

Tableau 5.1 Résultats des essais en compression sur les cubes de mortier

Spécimen	Mur 1				Mur 2			
	Âge (j)	$P_{max}$ (kN)	$f_m$ (MPa)	$\Delta f_m^\ddagger$ (%)	Âge (j)	$P_{max}$ (kN)	$f_m$ (MPa)	$\Delta f_m^\ddagger$ (%)
1-1	21	23.58	9.4	-	21	24.24	9.7	-
1-2	28	24.47	9.8	4.3	28	25.58	10.2	5.2
1-3	60	26.25	10.5	7.1	81	29.14	11.7	14.7
2-1	21	17.79	7.1	-	21	20.46	8.2	-
2-2	28	20.02	8.0	12.7	28	22.02	8.8	7.3
2-3	60	21.80	8.7	8.8	81	26.91	10.8	22.7
3-1	21	22.91	9.2	-	21	23.58	9.4	-
3-2	28	23.80	9.5	3.3	28	24.69	9.9	5.3
3-3	60	27.58	11.0	15.8	81	28.91	11.6	17.2
S-1	21	22.46	9.0	-	21	23.35	9.3	-
S-2	28	23.35	9.3	3.3	28	24.24	9.7	4.3
S-3	62	25.8	10.3	10.7	88	28.25	11.3	16.5

$^\ddagger$  Gain de résistance en compression pour une période donnée (%).

Tableau 5.2 Résistances en compression moyennes et coefficients de variation

Âge (j)	Mur 1			Âge (j)	Mur 2		
	Moyenne (MPa)	COV (%)	$\Delta f_m^\ddagger$ (%)		Moyenne (MPa)	COV (%)	$\Delta f_m^\ddagger$ (%)
21	8.7	12.2	-	21	9.2	7.2	-
28	9.2	8.7	5.7	28	9.7	6.2	5.4
60+	10.1	9.8	9.7	80+	11.4	3.6	17.5

$^\ddagger$  Gain de résistance en compression pour une période donnée (%).

Tel que discuté au chapitre 4, des essais ont été réalisés à 21 et 28 jours. Les autres essais ont été réalisés le jour des essais dynamiques sur les murs<sup>1</sup> et lors des essais de caracté-

<sup>1</sup>Jour 60 pour le premier mur et jour 81 pour le deuxième mur.

sation<sup>2</sup> sur les prismes de maçonnerie. Après le 28<sup>e</sup> jour de mûrissement, la résistance en compression moyenne des cubes de mortier est de 9.2 MPa pour les spécimens du premier mur et de 9.7 MPa pour les spécimens du deuxième mur. Celles-ci sont supérieures à la résistance en compression minimale de 5.17 MPa exigée par l'ASTM C270 pour un type de mortier N. Les coefficients de variation (COV) associés sont de 8.7% et 6.2%. Le coefficient de variation obtenu à 28 jours pour les spécimens du premier mur dépasse légèrement l'exigence de l'ASTM C109 correspondant à 7.5%. Les écarts de résistance observés peuvent être attribués à la variation de la quantité d'eau ajoutée aux sacs prémélangés lors de la préparation de chaque gâchée. Selon les instructions du fournisseur, on demande d'ajouter 5L par sacs de mortier. Par contre, afin de représenter les méthodes de construction québécoises, l'eau a été ajoutée approximativement par le maçon de manière à obtenir l'ouvrabilité voulue.

Un autre paramètre à considérer est le gain de résistance des cubes de mortier pour une période donnée. Pour les spécimens du premier mur, l'augmentation de résistance en compression moyenne entre le 28<sup>e</sup> jour et le 60<sup>e</sup> jour correspond à 9.7%. Pour les spécimens du deuxième mur, une augmentation de 17.5% est observée entre la résistance en compression moyenne à 28 jours et celle à plus de 80 jours. Selon la littérature, on estime que la résistance d'un ciment de béton à 56 et 90 jours est environ de 10% à 15% plus élevée que la résistance à 28 jours [Kosmatka *et al.*, 2011]. Ainsi, des similitudes avec le béton sont apparentes. De plus, à partir des résultats obtenus, on peut conclure que le temps d'attente avant l'échantillonnage a une influence sur la résistance en compression des cubes. Lors de la construction des deux murs, la deuxième série d'échantillons a été prélevée à 50 et à 70 minutes après la préparation de la première gâchée. À partir du tableau 5.1, on peut voir que les résistances obtenues pour la deuxième série sont inférieures à celles des autres séries. Le même phénomène est observé pour la 4<sup>e</sup> série du premier mur, pour des échantillons prélevés après 50 minutes du gâchage. Il est spécifié dans la littérature que la résistance d'un mortier peut diminuer jusqu'à 35% dans un délai de 2h30 entre le mélange et la pose du mortier [Bothara *et al.*, 2010]. Au niveau de l'influence du mûrissement à cure humide, on peut comparer les résultats obtenus à un autre projet du CRCP réalisé par Julie Therrien-Truchon. La résistance en compression moyenne obtenue après 28 jours de mûrissement dans une chambre humide est de 17.69 MPa, ce qui équivaut à une augmentation de la résistance en compression d'environ 85% [Therrien-Truchon, 2011].

---

<sup>2</sup>Jour 62 pour le premier mur et jour 88 pour le deuxième mur.

---

### 5.1.2 Essais en compression sur unités de maçonnerie

Les unités de maçonnerie utilisées pour la construction des murs ont un poids moyen de 18.15 kg et mesurent 390 mm de longueur, 190 mm de largeur et 190 mm de hauteur. Des variations de l'ordre de 0.5% à 1% sont observées d'une unité à l'autre au niveau des dimensions. La masse volumique moyenne est de 2615 kg/m<sup>3</sup>. Les résultats des essais en compression réalisés sur les unités de maçonnerie sont présentés au tableau 5.1 et à la figure 5.1. La résistance en compression et le module de Young ont été calculés par rapport à l'aire brute et à l'aire nette des unités, tel que demandé par l'ASTM C140. La résistance en compression moyenne par rapport à l'aire nette des unités est de 26.7 MPa et est supérieure à l'exigence minimale de 4.14 MPa prescrit par l'ASTM C129. De plus, la résistance en compression moyenne calculée par rapport à l'aire brute des unités est de 13.7 MPa, soit légèrement inférieure à la valeur donnée dans les spécifications du fournisseur. Le coefficient de poisson moyen obtenu est d'environ 0.18, soit très près de la valeur pour un élément en béton.

Tableau 5.3 Résultats des essais en compression sur unités de maçonnerie

Spécimen	$P_{max}$ (kN)	$f_{m,unité}$		$E_{m,unité}$	
		$A_g$ (MPa)	$A_n$ (MPa)	$A_g$ (MPa)	$A_n$ (MPa)
UC1	977	13.2	25.7	7245	3715
UC2	1052	14.2	27.7	8669	4446
UC3	1010	13.6	26.6	8563	4391
Moyenne	1014	13.7	26.7	8159	4184
COV (%)	3.7	3.7	3.7	9.7	9.7

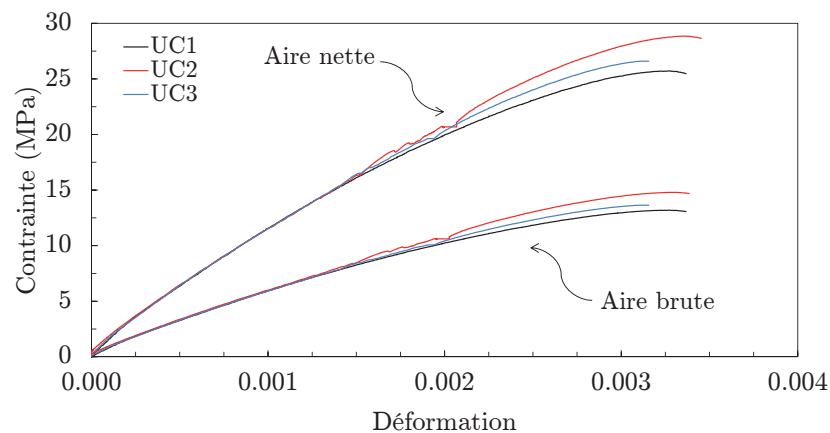


Figure 5.1 Courbe contrainte-déformation pour les unités testées en compression selon l'aire brute et l'aire nette des spécimens

Le module de Young a été calculé à partir des données enregistrées par la cellule de force de la presse et par les jauges de déformation verticales. Tel que spécifié dans l'ASTM E111, le module de Young doit correspondre à la pente de la courbe contrainte-déformation après le préchargement initial qui équivaut à 450 kN. Les valeurs moyennes obtenues sont de 8159 MPa et de 4184 MPa par rapport à l'aire nette et à l'aire brute respectivement. L'aire brute utilisée pour les calculs correspond à 0.0741 m<sup>2</sup>, soit une surface de 390 mm x 190 mm. L'aire nette, qui correspond à 0.038 m<sup>2</sup>, a été calculée à l'aide du logiciel *SolidWorks* selon les dimensions moyennes des unités. Il est important de rappeler que les valeurs de module de Young obtenues ne correspondent pas à la valeur  $E_m$  utilisée pour la modélisation de l'école typique. Cette valeur tient compte de l'interaction du mortier avec les unités de maçonnerie et s'obtient à l'aide d'essais en compression sur des prismes d'au moins deux unités de hauteur.

La rupture en compression des unités est fragile avec une fissuration horizontale dans la partie supérieure et une fissuration verticale aux extrémités. La figure 5.2 illustre le mode de rupture typique observé pour les unités de maçonnerie.

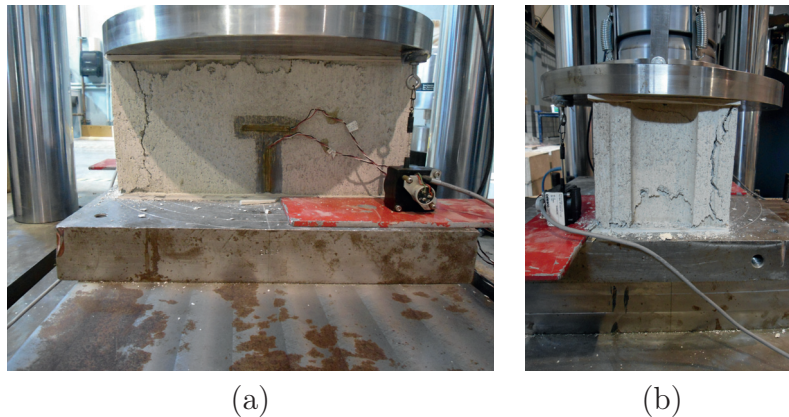


Figure 5.2 Rupture d'une unité de maçonnerie lors d'un essai en compression  
(a) vue de la façade avant du bloc (b) vue de côté du bloc

### 5.1.3 Essais en compression concentriques sur prismes de maçonnerie

Les résultats des essais en compression concentriques réalisés sur les prismes sont présentés au tableau 5.4 et à la figure 5.3. Toutes les valeurs sont calculées par rapport à l'aire nette des spécimens, tel que spécifié par l'ASTM C1314. La résistance en compression ( $f_{mt}$ ) a été calculée en tenant compte du facteur de correction suggéré par la norme ASTM C1314. Cependant, pour un rapport  $h_p/t_p$  de 2, le facteur de correction n'a aucune influence

puisque'il est égal à 1. Le module de Young des spécimens a été calculé à partir de la pente de la courbe contrainte-déformation après le préchargement initial de 225 kN, tel que spécifié dans l'ASTM E111. L'aire nette correspond à 0.038 m<sup>2</sup>, identique à la valeur calculée à la section précédente. La résistance en compression moyenne et le module de Young moyen des prismes sont respectivement de 15.2 MPa et 5427 MPa pour les spécimens du premier mur et de 17.43 MPa et 5853 MPa pour les spécimens du deuxième mur.

Tableau 5.4 Résultats des essais en compression concentriques sur les prismes de deux unités

Spécimen	Mur 1				Mur 2			
	Âge (j)	$P_{max}$ (kN)	$f_{mt}$ (MPa)	$E_{mt}$ (MPa)	Âge (j)	$P_{max}$ (kN)	$f_{mt}$ (MPa)	$E_{mt}$ (MPa)
PC1	62	545.81	14.4	4687	88	660.02	17.4	5923
PC2	62	600.01	15.8	5133	88	653.34	17.2	6602
PC3	62	582.10	15.3	6459	88	673.22	17.7	5034
Moyenne	-	575.98	15.2	5427	-	662.19	17.4	5853
COV (%)	-	4.8	4.8	17.0	-	1.5	1.5	13.4

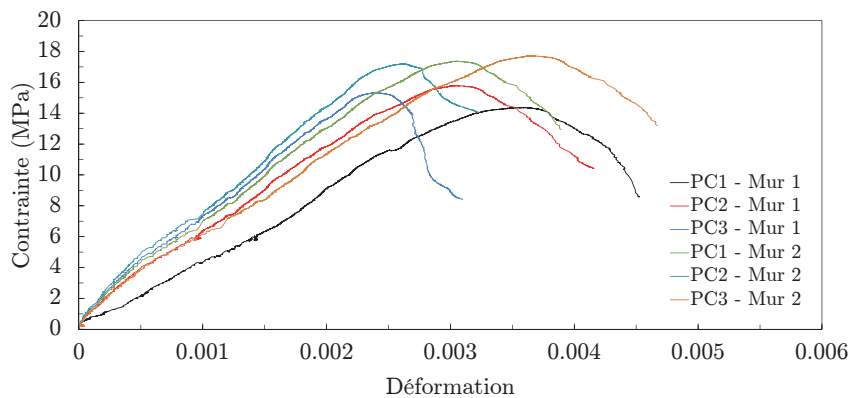


Figure 5.3 Courbes contrainte-déformation pour les prismes en compression

Notons que les modules de Young moyens sont légèrement inférieurs à ceux des unités individuelles, de l'ordre de 25%. De plus, on constate que le module de Young obtenu expérimentalement s'éloigne beaucoup de la valeur utilisée lors de la modélisation d'une école typique au chapitre 3. On note une différence de 54% entre les deux valeurs. En utilisant les valeurs expérimentales, la rigidité globale du bâtiment serait réduite ce qui occasionnerait des déplacements relatifs plus importants lors de l'application des accélérogrammes artificiels. De plus, la résistance moyenne des prismes est inférieure de 43% et 34% à celle des unités testées, pour les spécimens du premier et deuxième mur respectivement. Cette différence s'explique par la présence d'un joint de mortier plus faible en compression que l'unité et aussi par l'élanement du prisme comparativement à l'unité. Les écarts observés

entre les résistances en compression et les modules de Young peuvent être expliqués par les manipulations qui ont dû être effectuées pour chacun des spécimens afin de les installer convenablement sur le plateau inférieur de la presse. De plus, il est impossible d'obtenir des joints parfaitement identiques d'un prisme à l'autre. Finalement, la rupture du prisme de deux unités de hauteur est très similaire à celle d'une unité individuelle, soit une rupture des coins avec une fissuration horizontale située dans la partie supérieure du premier bloc. La figure 5.4 illustre le mode de rupture observé lors des essais. Celui-ci s'apparente au mode de rupture 7 montré dans l'ASTM C1314.

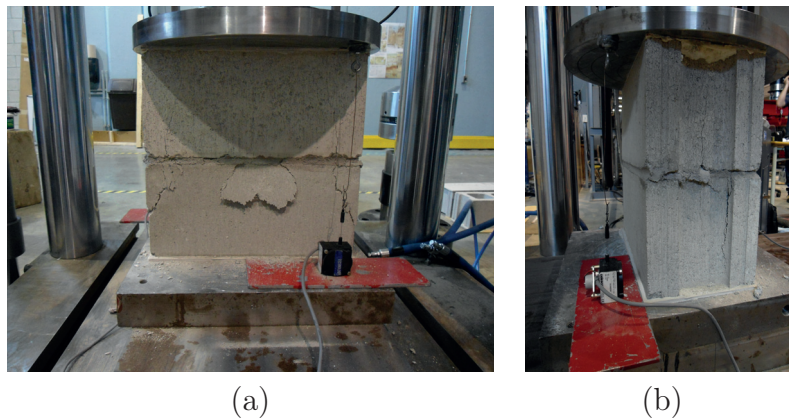


Figure 5.4 Rupture d'un prisme de maçonnerie lors d'un essai en compression concentrique (a) vue de la façade avant du prisme (b) vue de côté du prisme

#### 5.1.4 Essais en compression excentriques sur prismes de maçonnerie

Les résultats des essais en compression excentriques réalisés sur les prismes de deux unités sont présentés au tableau 5.5. Les valeurs présentées sont calculées par rapport à l'aire nette et par rapport à l'aire brute des spécimens, tel que spécifié dans l'ASTM C952. L'aire brute correspond à  $0.0741 \text{ m}^2$  et l'aire nette correspond à la surface recouverte de mortier, soit  $2bt$ <sup>3</sup>. La résistance à l'adhésion du mortier doit être calculée en tenant compte du facteur de correction suggéré par l'ASTM C952. Par contre, pour un rapport  $h_p/t_p$  de 2, le facteur de correction correspond à 1.

Pour les spécimens associés au premier mur, la résistance à l'adhésion moyenne du mortier est de 1.58 MPa par rapport à l'aire brute et de 1.56 MPa par rapport à l'aire nette. Pour les spécimens du deuxième mur, la résistance à l'adhésion moyenne du mortier est de 1.72 MPa par rapport à l'aire brute et de 1.71 MPa par rapport à l'aire nette. Ainsi, il y a

<sup>3</sup>b = 390 mm et t = 31.75 mm, voir chapitre 4.



Tableau 5.5 Résultats des essais en compression excentriques sur les prismes de deux unités

Spécimen	Mur 1				Mur 2			
	Âge (j)	$P_{max}$ (kN)	$f_g$ (MPa)	$f_n$ (MPa)	Âge (j)	$P_{max}$ (kN)	$f_g$ (MPa)	$f_n$ (MPa)
PCE1	62	10.9	1.09	1.08	88	20.5	2.06	2.04
PCE2	62	16.1	1.62	1.60	88	19.1	1.91	1.90
PCE3	62	15.3	1.53	1.52	88	15.2	1.52	1.51
Moyenne	-	15.7	1.58	1.56	-	17.15	1.72	1.71
COV (%)	-	17.9	18.0	17.9	-	16.01	16.25	16.11

une corrélation évidente entre la résistance en compression du mortier et sa résistance à l'adhérence. Plus la résistance en compression du mortier est élevée, plus la résistance à l'adhérence est importante. Pour tous les essais, les coefficients de variation sont assez élevés, soit de l'ordre de 18% pour les spécimens du premier mur et de 16% pour les spécimens du deuxième mur. Les écarts s'expliquent par l'inégalité de la répartition du mortier pour chacun des spécimens et les manipulations qui ont dû être effectuées afin d'installer chacun des prismes sur la presse. La figure 5.5 illustre la rupture d'un joint de mortier lors des essais. Pour tous les prismes, c'est la surface supérieure du joint en tension qui cède en premier. Seulement un décollement se produit, sans aucun endommagement du joint.

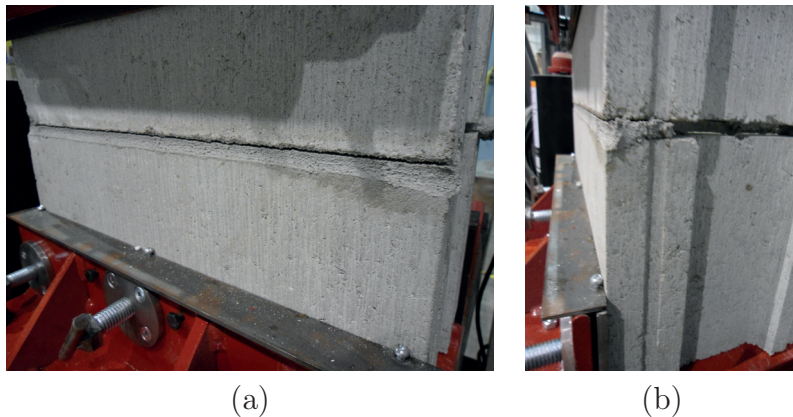


Figure 5.5 Rupture du joint de mortier d'un prisme lors d'un essai en compression excentrique (a) vue de la façade avant du prisme (b) vue de côté du prisme

## 5.2 Essais dynamiques sur les spécimens expérimentaux

### 5.2.1 Comparaison entre la réponse obtenue et la commande envoyée

#### Premier mur

Tel que discuté au chapitre 4, des erreurs introduites par la table sismique engendrent des différences entre le signal d'excitation commandé et celui réellement obtenu. Ces erreurs sont dues en grande partie aux propriétés dynamiques du spécimen et à la qualité de la calibration effectuée. En effet, la réponse de la table sismique est particulièrement affectée à proximité des fréquences propres des spécimens expérimentaux. La calibration permet de modifier la réponse de la table et joue un rôle important afin d'obtenir une excitation la plus près possible de la commande envoyée. Idéalement, une calibration de la table sismique doit être effectuée pour chacun des spécimens ou des essais, si les propriétés dynamiques sont modifiées. Pour des spécimens fragiles, les propriétés dynamiques varient en fonction du degré d'endommagement. Les essais réalisés sur les spécimens de mur ont été effectués successivement pour des intensités variables de 5% à 90% de l'intensité de l'accélérogramme utilisé. L'endommagement progressait au fur et à mesure que l'on procédait à d'autres essais. Par contre, il est impensable de procéder à plusieurs calibrations pour des spécimens fragiles puisque ceux-ci seraient endommagés avant même d'avoir effectué les essais. La méthodologie employée consiste à procéder à une calibration à faible intensité afin d'éviter l'endommagement du spécimen. Cette calibration est effectuée en excitant le spécimen à l'aide d'un bruit blanc générant une réponse au sommet du cadre d'acier du même ordre de grandeur que lors de l'application de l'accélérogramme *east7c1-9* mis à l'échelle à 5% pour La Malbaie. Par la suite, le mode de contrôle itératif OLI<sup>4</sup> de la table sismique permet de générer un fichier de commande à partir de la calibration effectuée. Ce fichier de commande est notamment utilisé afin de générer les autres fichiers pour des intensités plus élevées. Chaque fichier de commande généré est filtré à l'aide d'un filtre passe-haut de 1.25 Hz afin d'éviter une dérive de la table sismique lors des essais. Tel que discuté au chapitre 4, la qualité de la calibration s'évalue à partir de la fonction de réponse en fréquence de la table<sup>5</sup>. Pour une calibration parfaite, la FRF est égale à l'unité sur toute la plage de fréquence. La figure 5.6 présente la FRF obtenue après la calibration de la table sismique effectuée le 20 mars 2013, soit tout juste avant les essais dynamiques effectués sur le premier spécimen. À

---

<sup>4</sup>*Online Iteration.*

<sup>5</sup>FRF, rapport de la réponse mesurée sur la commande envoyée sur la plage de fréquence fonctionnelle.



partir de cette figure, on remarque des distorsions majeures près de la fréquence naturelle du spécimen dans la direction de chargement. La FRF nous permet également d'obtenir une bonne estimation de la fréquence naturelle du spécimen, soit environ 10.5 Hz. Ainsi, l'ajout du mur avec un système de retenue latérale composé de huit cornières 178x102x9.5 réduit légèrement la fréquence comparativement au cadre d'acier seul. L'estimation de la fréquence naturelle du spécimen est à titre indicatif seulement puisqu'une autre méthode devrait être utilisée afin de déterminer avec précision les propriétés dynamiques. De plus, celle-ci est variable en fonction de l'endommagement du mur, donc la valeur estimée est valide seulement pour le mur à son état initial.

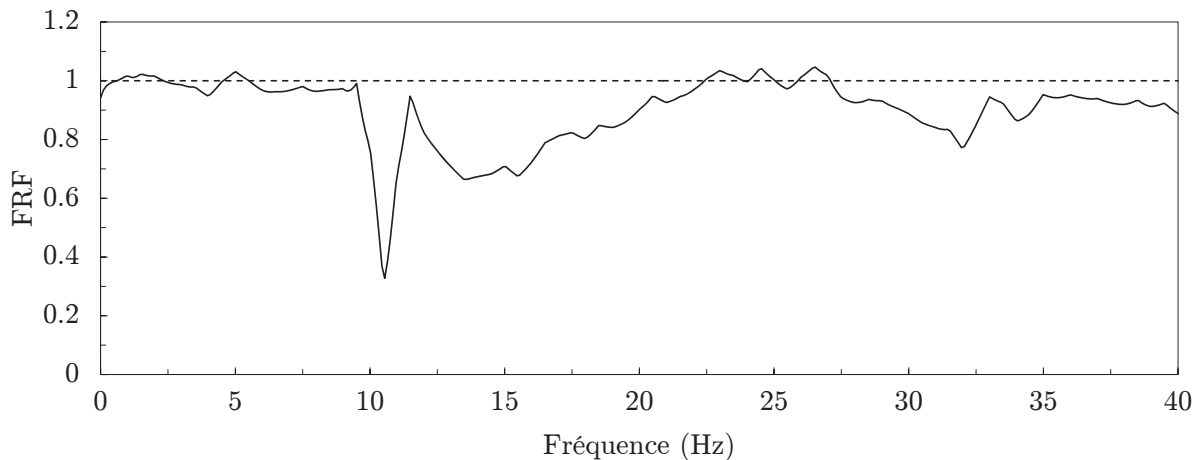


Figure 5.6 Calibration de la table sismique effectuée le 20 mars 2013

Il est possible de comparer la réponse de la table sismique aux commandes envoyées en superposant les contenus fréquentiels obtenus par une transformée de Fourier rapide (TFR, voir les figures 5.7 et 5.8). Des différences de pics dans les zones éloignées des fréquences propres des spécimens ont peu d'impact sur la réponse et peuvent être négligées. Par contre, des pics relativement différents près des fréquences de résonance des spécimens peuvent rendre les excitations incomparables, puisque l'une d'entre elles génère des réponses structurales beaucoup plus fortes que l'autre. Cependant, ce critère n'est qu'à titre indicatif puisque des excitations très semblables en terme de contenu fréquentiel peuvent parfois générer des réponses très différentes [Gauron, 2010]. Tel que montré aux figures 5.7 et 5.8, les signaux d'excitation obtenus sont différents par rapport à la commande envoyée au contrôleur, particulièrement près de la fréquence propre du spécimen dans la direction de chargement. Les contenus fréquentiels présentés correspondent aux commandes et réponses de la table sismiques pour les essais MAL1-0.05 et MAL18-0.90. À l'exception du pic à la fréquence naturelle du spécimen, des différences minimales sont observées entre la commande et la réponse de la table pour l'essai à 5%. Par contre, les contenus fréquen-

tiels des excitations présentent des différences importantes au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'intensité utilisée lors de la calibration. De plus, la réponse de la table est sous-estimée comparativement à la commande envoyée pour des essais à faible intensité et est surestimée pour des essais à haute intensité. Les différences au niveau du contenu fréquentiel pour les autres essais sont montrées à l'annexe B. En conclusion, les réponses obtenues ne représentent pas exactement l'accélérogramme envoyé, mais peuvent être jugées acceptables compte tenu des contraintes imposées lors de la calibration de la table sismique.

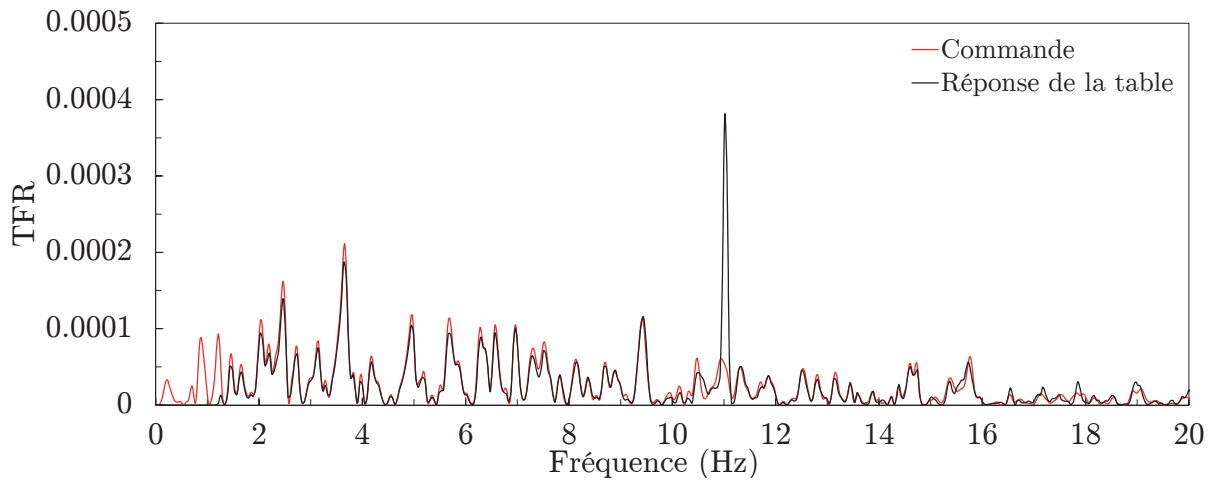


Figure 5.7 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et de la réponse de la table sismique pour l'essai MAL1-0.05 - Mur 1

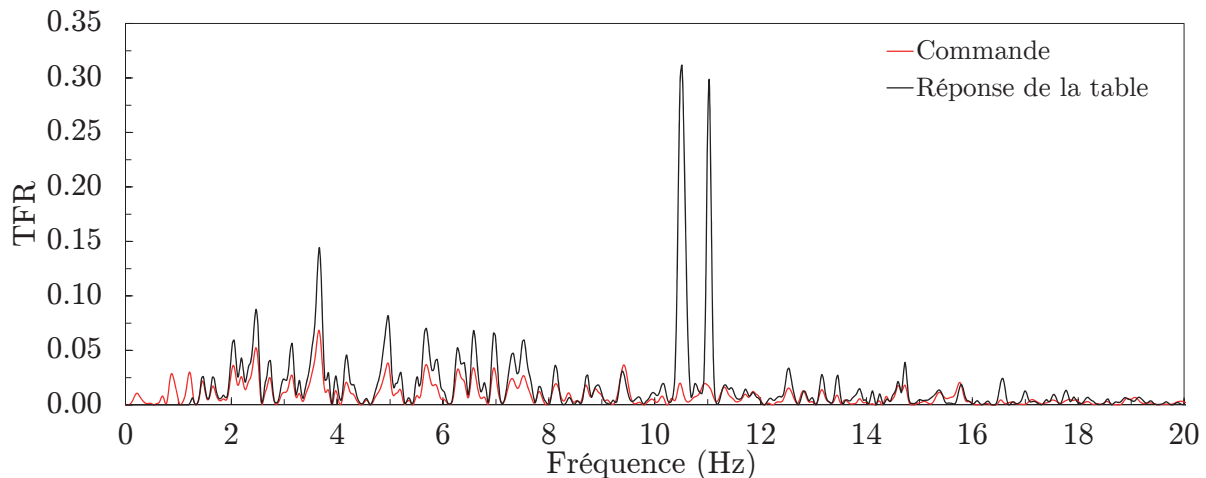


Figure 5.8 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et de la réponse de la table sismique pour l'essai MAL18-0.90 - Mur 1

### Deuxième et troisième mur

La méthodologie utilisée pour la calibration de la table pour les essais sur le 2<sup>e</sup> et le 3<sup>e</sup> murs est similaire à celle employée pour le premier mur. La figure 5.9 montre les FRF obtenues lors des calibrations de la table sismique effectuées le 17 juin 2013 et le 4 octobre 2013. La fréquence naturelle du 2<sup>e</sup> spécimen est dans les mêmes ordres de grandeur que celle du premier spécimen, soit aux environs de 10.5 Hz. Par contre, la fréquence naturelle du 3<sup>e</sup> spécimen (9.7 Hz) est légèrement inférieure à celles des deux autres spécimens. Le calibration de la table pour le 3<sup>e</sup> spécimen a été effectuée avec le système de retenue latérale du 2<sup>e</sup> mur.

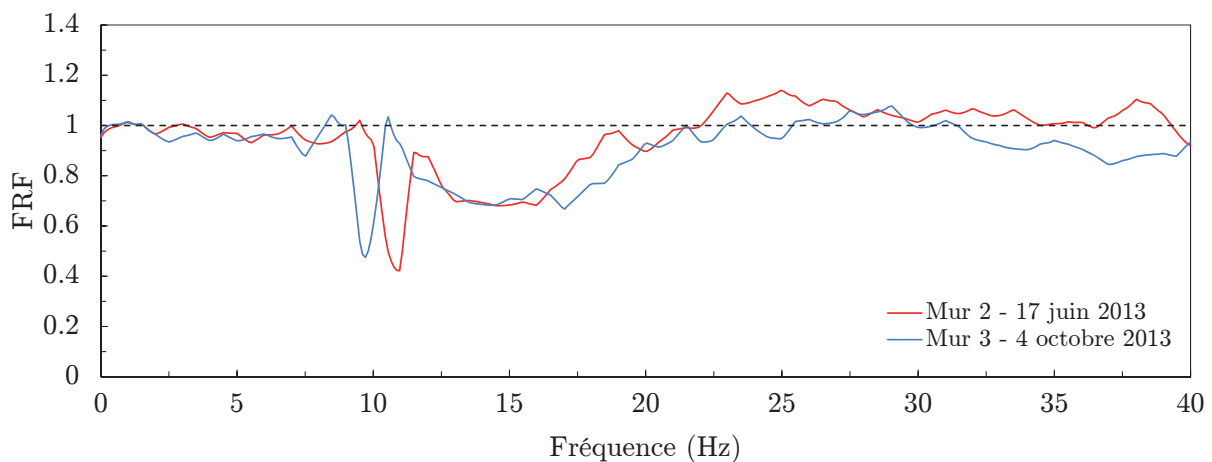


Figure 5.9 Calibrations de la table sismique effectuées le 17 juin 2013 et le 4 octobre 2013

Encore une fois, la réponse de la table est affectée aux alentours de la fréquence naturelle des spécimens dans la direction de chargement. Les différences au niveau du contenu fréquentiel pour tous les essais réalisés sur le 2<sup>e</sup> mur sont montrées à l'annexe B. Similairement aux résultats obtenus lors de la réalisation des essais sur le premier spécimen, les écarts sont acceptables pour des essais à faible intensité et plus importants pour les essais à haute intensité. De plus, la réponse de la table est sous-estimée comparativement à la commande envoyée pour des essais à de faibles intensités et est surestimée pour des essais à hautes intensités.

### Comparaison des réponses de table

Les FRF obtenues lors de la calibration de la table sismique dépendent essentiellement des paramètres de calibration utilisés et des interactions dynamiques avec le spécimen. Ainsi, pour trois spécimens différents, les FRF sont nécessairement différentes puisque les

propriétés dynamiques varient, ce qui fait en sorte que des paramètres de calibration différents doivent être utilisés. En superposant les trois FRF obtenues lors de la calibration de la table sismique le 20 mars 2013, le 17 juin 2013 et le 4 octobre 2013 respectivement, on remarque que l'amplitude du pic près de la fréquence naturelle du 1<sup>er</sup> spécimen est légèrement supérieure à celle du 2<sup>e</sup> spécimen et du 3<sup>e</sup> spécimen. On remarque également de faibles écarts pour de faibles fréquences et de plus importants écarts après le pic de réponse. Ces écarts sont très acceptables compte tenu de la nature expérimentale du problème étudié et des différences entre les deux murs.

Les figures 5.11 et 5.12 permettent de comparer le contenu fréquentiel des réponses de la table sismique pour les trois séries d'essais effectués. Globalement, les réponses sont pratiquement identiques, sauf aux alentours de la fréquence naturelle des spécimens dans la direction d'excitation. Malgré un faible écart des pics de réponse des FRF pour la calibration de la table sismique, on peut observer des écarts majeurs entre les pics de réponse pour les TFR présentées aux figures 5.11 et 5.12. Ainsi, on peut comprendre qu'il est très difficile d'obtenir des excitations similaires pour des spécimens pratiquement identiques et que la calibration initiale de la table sismique a une très grande influence sur les résultats obtenus. Il est important de spécifier que l'écart entre les pics à la fréquence naturelle engendre nécessairement des réponses différentes pour chacun des spécimens. Théoriquement, le premier spécimen générera des réponses structurales beaucoup plus fortes que le deuxième et le troisième spécimen.

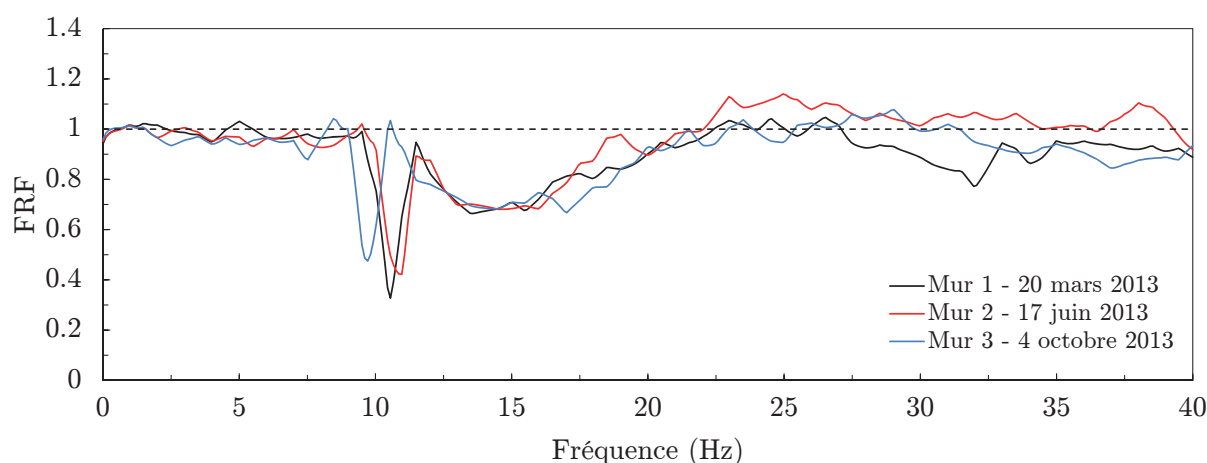


Figure 5.10 Comparaison des calibrations de la table sismique effectuée le 20 mars 2013, le 17 juin 2013 et le 4 octobre 2013

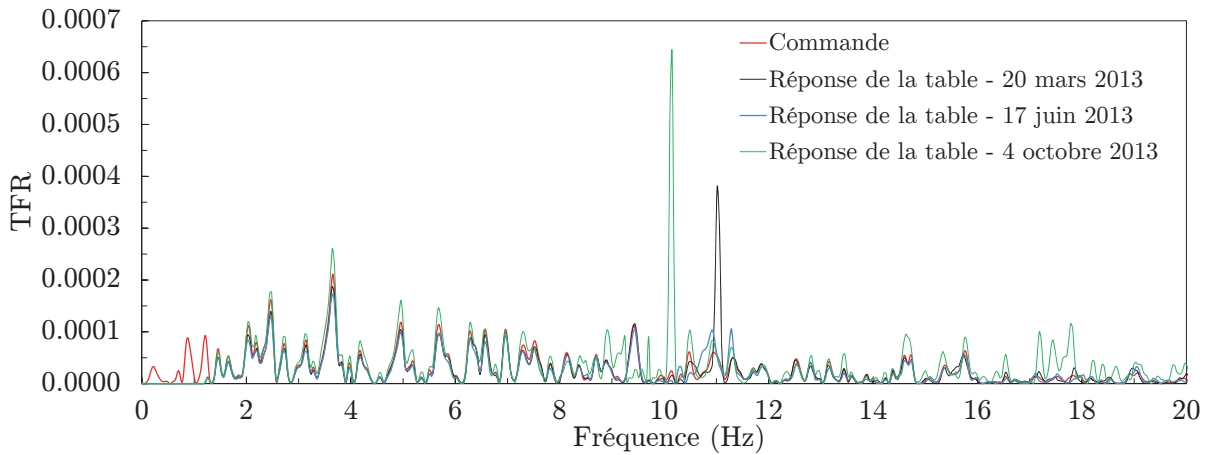


Figure 5.11 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai à 5% de l'accélérogramme *east7c1-9* mis à l'échelle pour La Malbaie

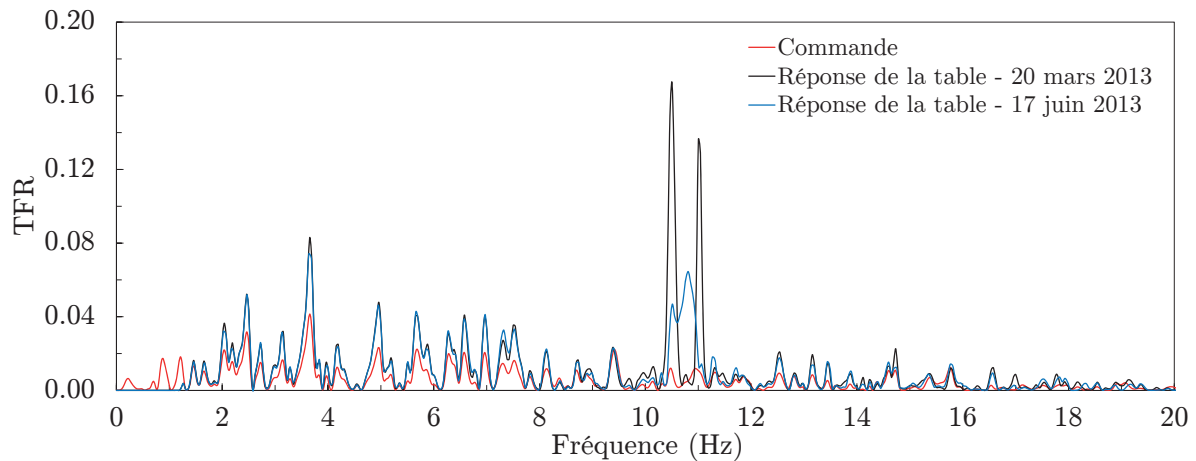


Figure 5.12 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai à 70% de l'accélérogramme *east7c1-9* mis à l'échelle pour La Malbaie

## 5.2.2 Observations et endommagement du mur lors des essais

### Premier mur

Pour faciliter la lecture de cette partie du mémoire, il est recommandé au lecteur de se référer à la nomenclature du tableau 4.8, présent à la section 4.3.3. Aucun endommagement n'a été observé lors du premier essai, qui correspond à 5% de l'intensité de l'accélérogramme *east7c1-9* mis à l'échelle pour La Malbaie. Lors du 2<sup>e</sup> essai (MAL2-0.075), une erreur de manipulation des fichiers de commande a été commise, ce qui a engendré une énorme secousse atteignant une accélération maximale au sol de 0.244 g. Cette secousse a généré une accélération maximale au sommet du cadre de 2.325 g et a entraîné un décollement partiel du 3<sup>e</sup> joint supérieur du mur. À la fin de l'essai, aucun endommagement visible n'a été détecté, ce qui veut dire que le joint s'est complètement refermé sans fissurer. On peut supposer qu'à cette intensité, la contrainte de flexion résultante au niveau du joint est supérieure à la résistance à l'adhésion du mortier aux blocs de maçonnerie. Lors des essais MAL4-0.10, MAL5-0.125 et MAL6-0.15, un mouvement au niveau du 3<sup>e</sup> joint supérieur du mur a été observé et quelques fissures ont été identifiées sur la façade avant. Aucune fissure n'a été constatée sur la façade arrière du mur. Contrairement aux résultats obtenus par Meisl, cette première fissuration s'est produite au 3/4 de la hauteur totale du mur, plutôt qu'au 2/3. Par contre, le mur adopte le même comportement, soit un basculement de deux corps rigides indépendants (fig. 5.16a). Lors de l'essai correspondant à la première fissuration du mur (MAL4-0.10), l'accélération maximale au sol atteinte est de 0.154 g, ce qui correspond à environ 13% de la valeur d'accélération maximale au sol prescrite par le CNBC-2010 pour la région de La Malbaie. De plus, l'accélération atteinte au sommet du cadre est de 0.73 g et le déplacement relatif maximum correspond à 1.42 mm. La figure 5.13 montre les premières fissures observées au 3<sup>e</sup> joint supérieur sur la façade avant du mur après l'essai MAL4-0.10. Il est clair que l'erreur de manipulation à l'essai MAL2-0.075 a eu une influence sur l'apparition hâtive des premiers signes d'endommagement.

Ce n'est qu'après l'essai MAL8-0.25 qu'une fissuration est observée sur la façade arrière du mur (figure 5.14a). De plus, tel que montré à la figure 5.14b, un endommagement à la base du mur est noté du côté avant. La figure 5.14c présente l'ampleur de l'endommagement du mur après l'essai MAL8-0.25.

Aucun endommagement supplémentaire n'est noté après les essais MAL10-0.30, MAL11-0.35 et MAL12-0.40. Lors de l'essai MAL13-0.45, le patron de fissuration du mur s'est pratiquement étendu sur toute la partie supérieure du mur, mais plus précisément près des blocs retenus par le système de retenue latérale. On peut ainsi supposer que les forces

---

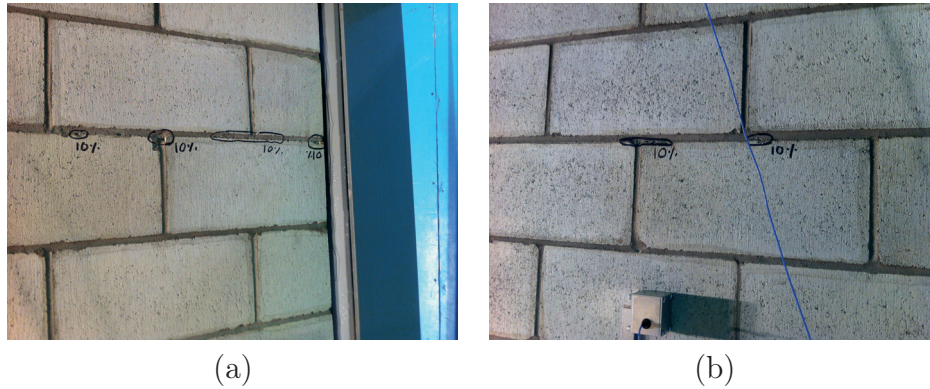


Figure 5.13 Photos des premières fissures observées sur la façade avant du mur 1 au niveau du 3<sup>e</sup> joint supérieur, après l'essai MAL4-0.10 (a) extrémité droite du mur (b) partie centrale du mur

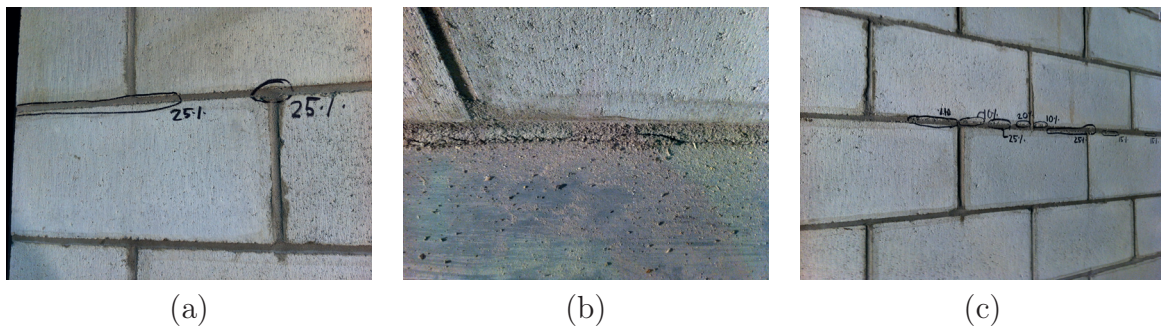


Figure 5.14 Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL8-0.25 (a) extrémité gauche de la façade avant du mur (b) endommagement à la base du mur sur la façade avant (c) endommagement de la partie centrale sur la façade avant du mur



transmises du mur aux cornières sont supérieures à la résistance à l'adhérence du mortier. À cette intensité, la table atteint une accélération maximale de 0.649 g. De plus, le cadre subit une accélération maximale en tête de 3.83 g et un déplacement relatif maximum de 7.34 mm. Des photos de l'endommagement de la partie supérieure du mur sont montrées à la figure 5.15.

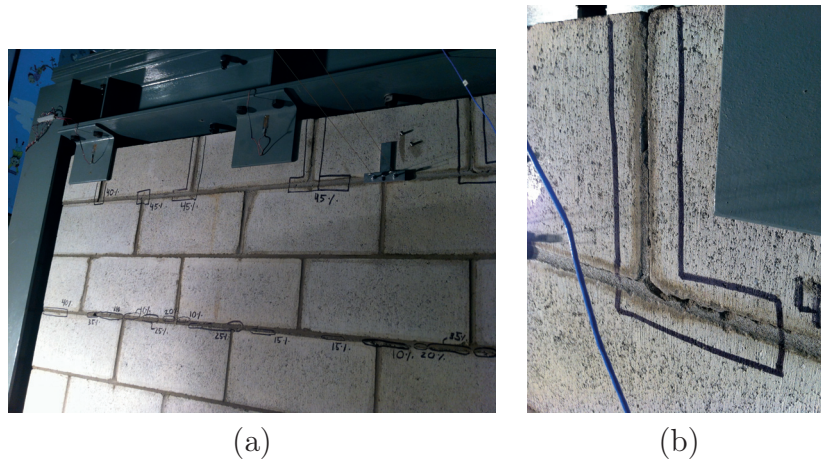


Figure 5.15 Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL13-0.45  
(a) façade avant du mur (b) vue rapprochée d'une fissure

Lors de l'essai MAL15-0.60, il y a eu rupture complète des joints verticaux et horizontaux de la rangée supérieure de blocs. De plus, un détachement partiel du bloc central de la première rangée a été observé. Quelques photos de l'endommagement du mur après l'essai sont montrées à la figure 5.17. C'est également à partir de cet essai que le mur adopte un comportement différent, soit un basculement en porte-à-faux de la partie inférieure à la première rangée de blocs (fig. 5.16b). Par contre, la friction présente entre les blocs de la première rangée et la deuxième rangée permet au mur de résister à la secousse sismique sans s'effondrer. Le même comportement est observé à l'essai MAL16-0.70. À l'essai MAL17-80, tous les blocs non retenus par les cornières étaient en mouvement et se sont partiellement détachés du mur. Encore une fois, un système de friction s'impose et empêche la chute des blocs ou bien l'effondrement complet du mur.

Lors du dernier essai, qui correspond à 90% de l'intensité de l'accélérogramme de départ, un détachement de la partie supérieure droite du mur (vue d'avant) est observé. Par contre, le cadre périphérique a empêché l'entité de se détacher et a peut-être fait en sorte qu'aucun effondrement du mur ne s'est produit (figure 5.18a). Tel que montré à la figure 5.18b, le bloc central de la rangée supérieure était sur le point de se détacher complètement du mur. Les essais ont alors été interrompus afin d'éviter l'effondrement du mur. À ce moment, une accélération maximale au sol de 1.244 g a été atteinte, ce qui est supérieur à la valeur



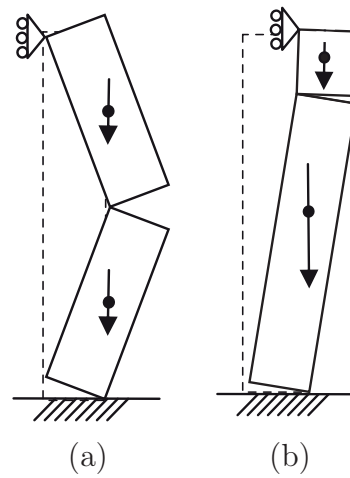


Figure 5.16 Comportement du 1<sup>er</sup> mur lors des essais (a) basculement de deux corps rigides (b) basculement en porte-à-faux d'un seul corps rigide

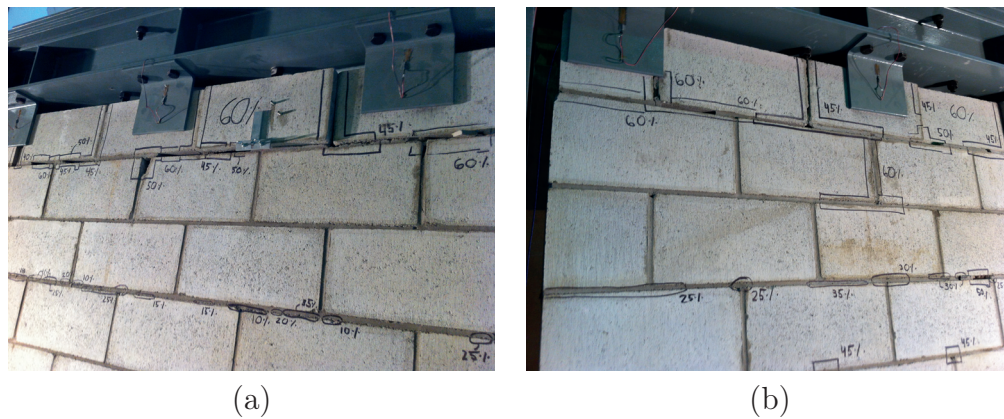


Figure 5.17 Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL15-0.60 (a) façade avant du mur (b) façade arrière du mur

de PGA du CNBC-2010 pour la région de La Malbaie. De plus, l'accélération maximale enregistrée au sommet du cadre d'acier est de 7.09 g et le déplacement relatif maximum de la poutre de 17.2 mm. Le mode de rupture final est différent de celui observé lors des essais réalisés par Meisl et s'apparente à une rupture en porte-à-faux du mur (fig 5.16b) plutôt qu'à une rupture par balancement des segments (fig 5.16a). Les essais de Meisl ont été réalisés sur des murs avec le même élancement, mais d'une plus grande hauteur. Ceci laisse croire que la hauteur du mur a nécessairement une influence sur le mode de rupture. La figure 5.19 présente des photos de l'endommagement global du mur pour les façades avant et arrière. Les figures 5.20 et 5.21 présentent l'évolution chronologique de l'endommagement lors des essais, et ce, pour la façade avant et arrière du mur.



Figure 5.18 Photos de l'endommagement du mur 1 après l'essai MAL19-0.90 (a) détachement de la partie supérieure droite du mur (façade avant) (b) détachement des blocs de la première rangée (façade arrière)

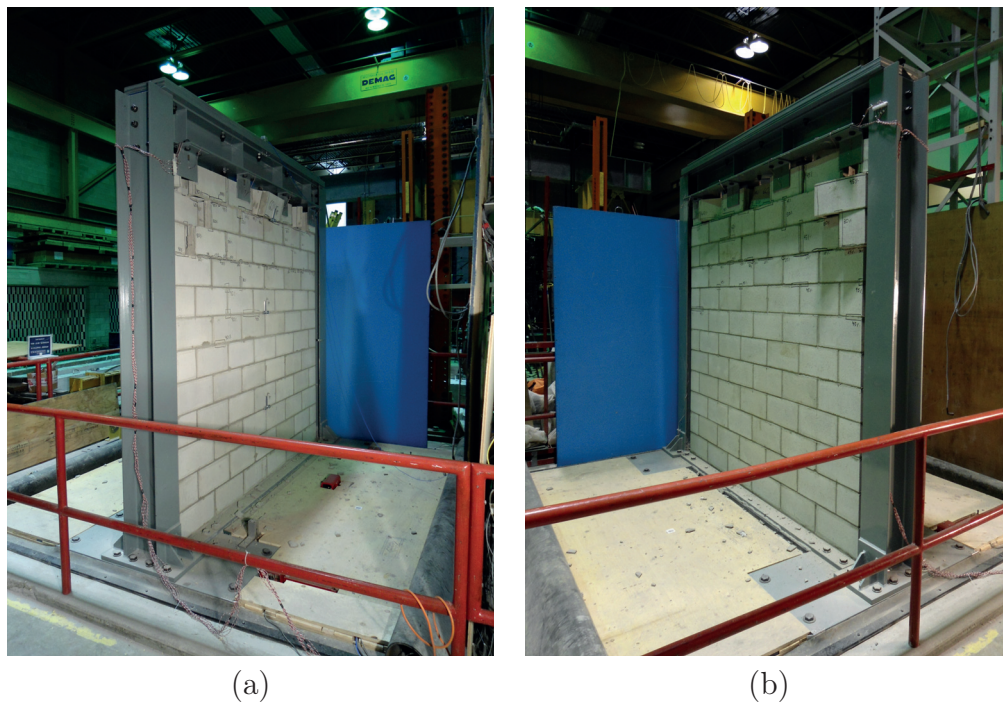


Figure 5.19 Photos de l'endommagement du mur 1 après le dernier essai (MAL19-0.90) (a) façade avant (b) façade arrière

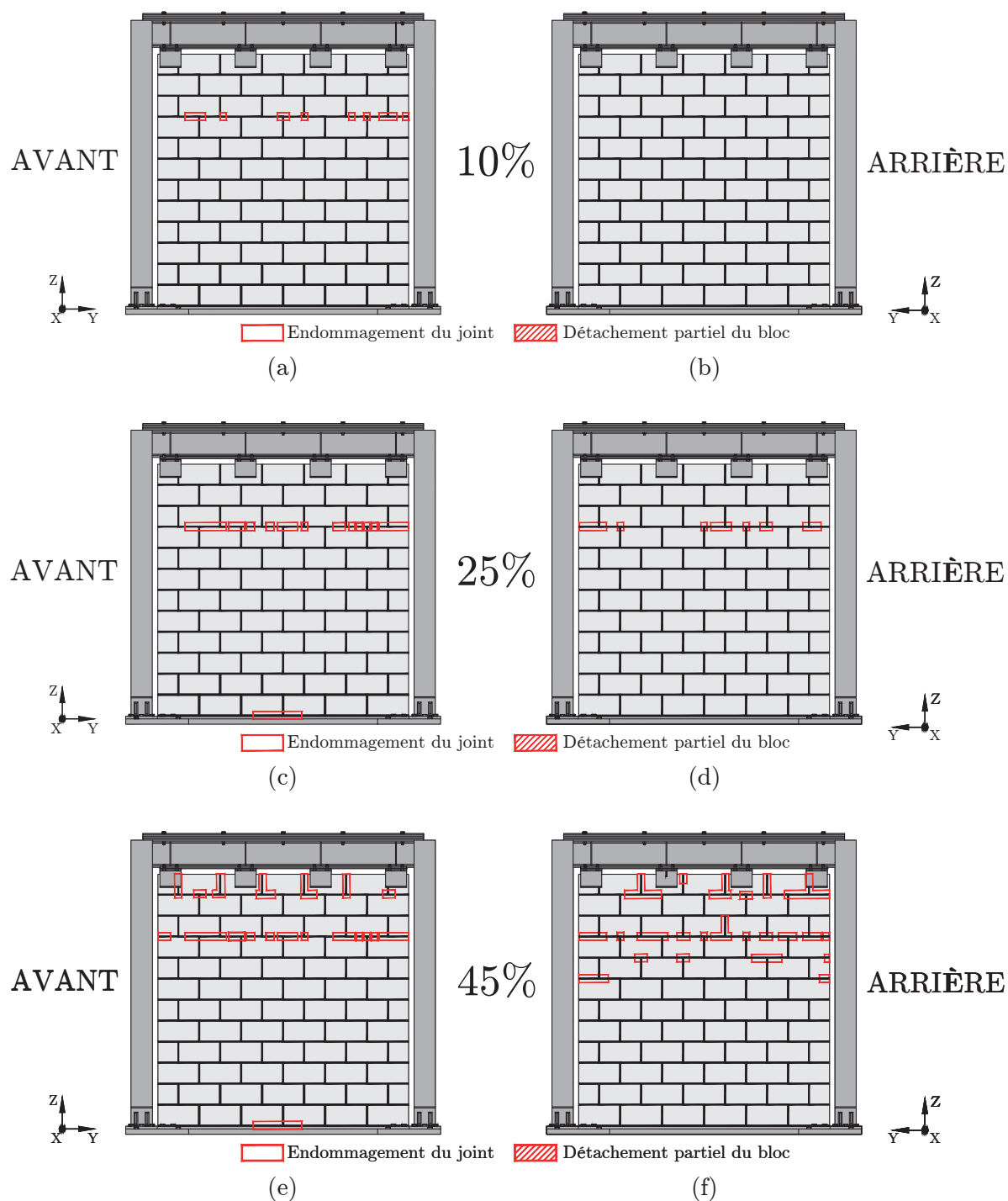


Figure 5.20 Représentation visuelle de l'endommagement du mur 1 après l'essai (a) MAL4-0.10 - façade avant (b) MAL4-0.10 - façade arrière (c) MAL9-0.25 - façade avant (d) MAL9-0.25 - façade arrière (e) MAL13-0.45 - façade avant (f) MAL13-0.45 - façade arrière

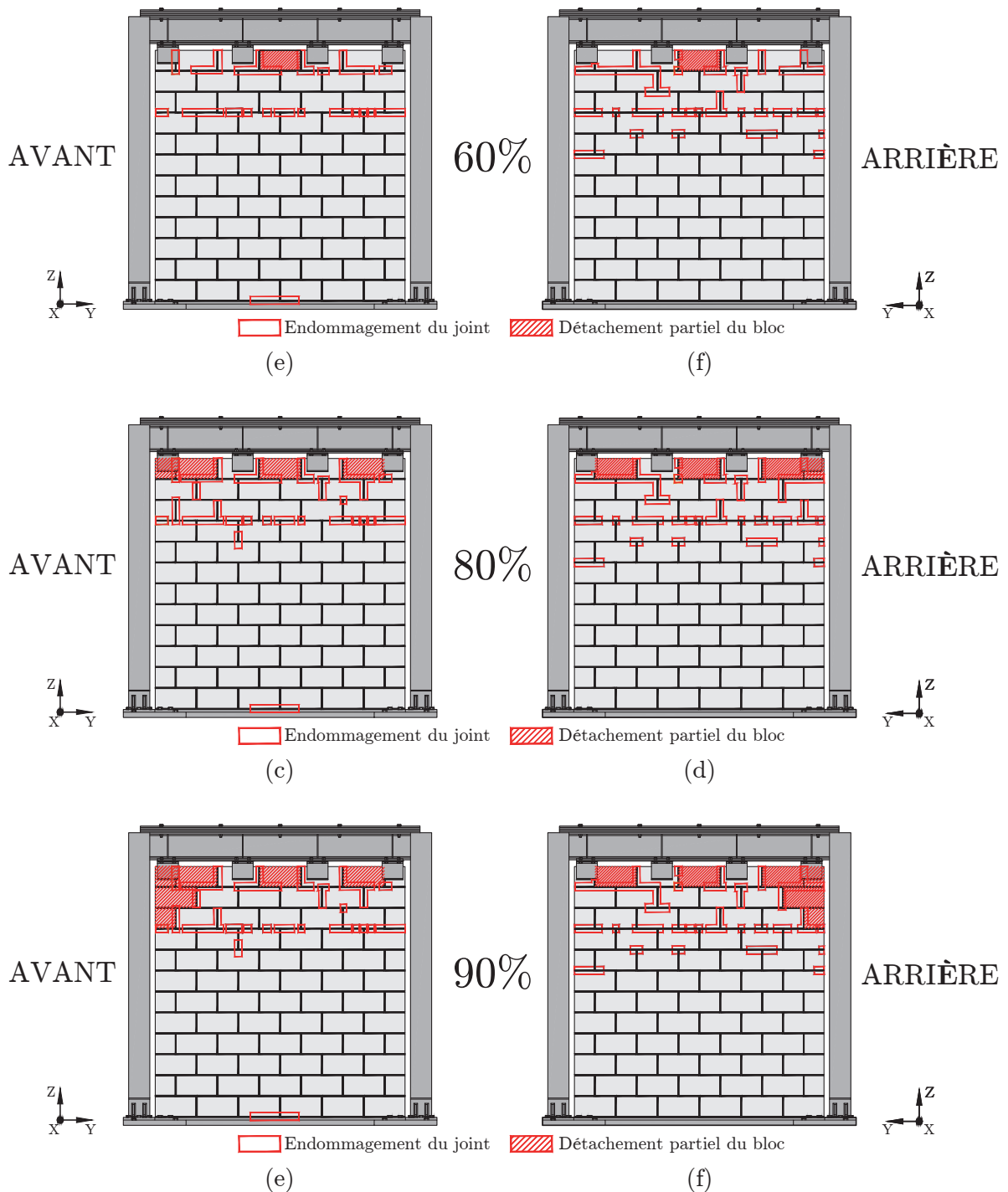


Figure 5.21 Représentation visuelle de l'endommagement du mur 1 après l'essai (a) MAL15-0.60 - façade avant (b) MAL15-0.60 - façade arrière (c) MAL17-0.80 - façade avant (d) MAL17-0.80 - façade arrière (e) MAL18-0.90 - façade avant (f) MAL18-0.90 - façade arrière



## Deuxième mur

Pour faciliter la lecture de cette partie du mémoire, il est recommandé au lecteur de se référer à la nomenclature du tableau 4.8, présent à la section 4.3.3. Aucun endommagement des joints de mortier n'a été identifié lors des 5 premiers essais. Lors de l'essai MAL6-0.20, un mouvement ainsi qu'un décollement du 2<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> joint supérieur a été observé. Après l'essai, les deux joints se sont complètement refermés et seulement quelques signes d'endommagement ont été détectés sur les deux façades du mur. C'est à partir de cette intensité que le mur a adopté un comportement de basculement de trois corps rigides contrairement au basculement de deux corps rigides observé lors des essais sur le premier mur. La figure 5.23 montre un comparatif entre les comportements initiaux adoptés par le premier et le deuxième mur. De plus, le décollement des joints de mortier s'est produit à une intensité similaire que lors de l'erreur de manipulation sur le premier spécimen, soit à une accélération maximale au sol d'environ 0.25 g. Par contre, le décollement initial a eu lieu au 2<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> joint supérieur plutôt que seulement qu'au 3<sup>e</sup>. Ainsi, on peut constater que la modification du système de retenue latérale a fait en sorte que le décollement initial s'est produit au niveau de deux joints comparativement à un seul joint pour le premier spécimen. Les premiers signes d'endommagement du mur ont été observés à une valeur d'accélération maximale au sol qui correspond à 22% de la valeur de PGA prescrite par le CNBC-2010 pour la région de La Malbaie. La figure 5.22 montre l'endommagement de la façade avant du mur, au niveau du 2<sup>e</sup> joint supérieur.

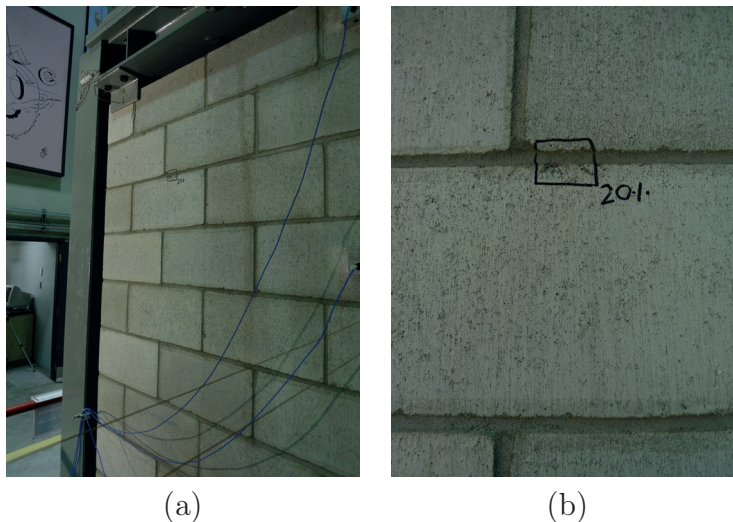


Figure 5.22 Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL6-0.20 (a) vue globale de la façade avant du mur (b) vue rapprochée d'un joint endommagé

Lors de l'essai MAL7-0.30, le mur a adopté le même comportement qu'à l'essai MAL6-0.20 et des fissures plus importantes ont été identifiées au niveau du 2<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> joint supérieur. La figure 5.24 présente l'ampleur des dommages occasionnés sur la façade arrière du mur lors de l'essai MAL7-0.30. Les deux façades ont un endommagement pratiquement similaire. Aucun endommagement supplémentaire n'a été observé lors de l'essai MAL8-0.40, sauf pour l'apparition de quelques fissures supplémentaires au niveau du 2<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> joint supérieur du mur.

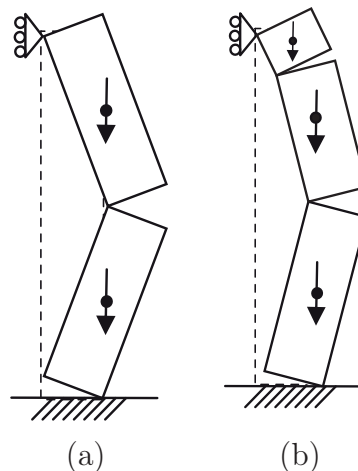


Figure 5.23 Comparatif des comportements initiaux du premier et deuxième mur (a) basculement de deux corps rigides - mur 1 (b) basculement de trois corps rigides - mur 2

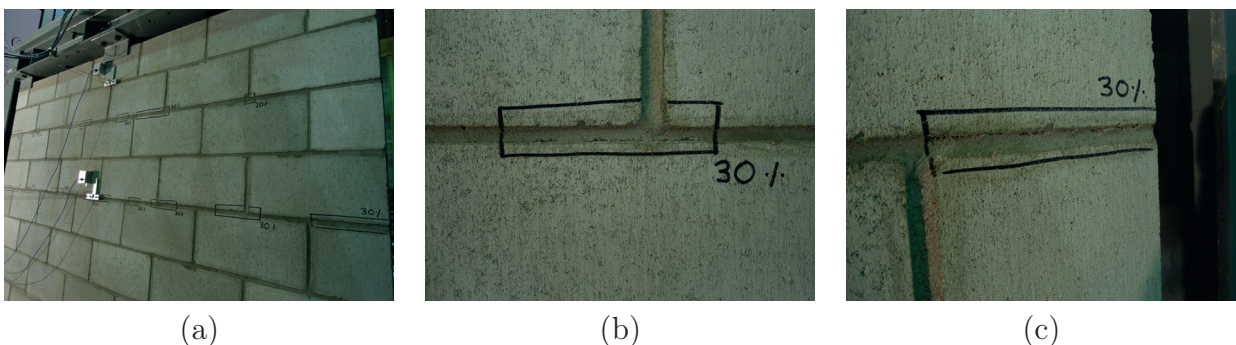


Figure 5.24 Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL7-0.30 (a) vue globale de la façade avant (b) vue rapprochée d'un joint endommagé (c) vue rapprochée d'un joint endommagé à l'extrémité droite de la façade avant

Ce n'est qu'à partir de l'essai MAL9-0.50 que certains joints verticaux ont été gravement endommagés dans la partie supérieure du mur. Un endommagement similaire est survenu pour le premier spécimen à l'essai correspondant à 45% de l'intensité de l'accélérogramme utilisé. La figure 5.25 présente l'état d'endommagement de la partie supérieure du mur

après l'essai MAL10-0.50. Lors de l'essai, des accélérations maximales de 0.70 g et 3.57 g ont été enregistrées au sol et au sommet du cadre d'acier respectivement. Le déplacement relatif maximum au sommet du cadre d'acier est de 12.96 mm.

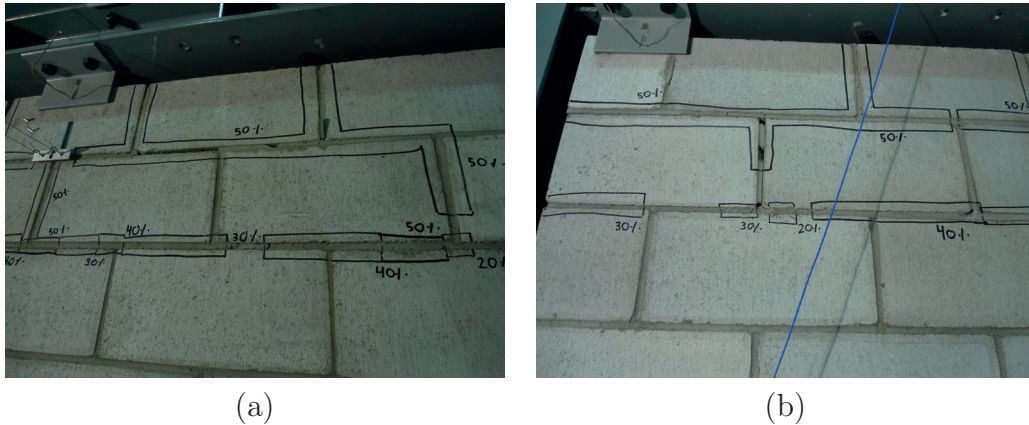


Figure 5.25 Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL10-0.50  
 (a) endommagement de la partie centrale sur la façade avant du mur (b) endommagement de l'extrémité gauche sur la façade avant du mur

Lors des deux derniers essais, soit MAL11-0.60 et MAL12-0.70, il y a eu éclatement des joints verticaux de la première rangée de blocs avec un détachement partiel de quelques unités (fig. 5.26). De façon similaire aux essais sur le premier spécimen, le comportement est modifié et s'apparente à un basculement en porte-à-faux. La friction et le confinement des blocs ont permis d'éviter la chute d'unités sur la table sismique et les essais ont été arrêtés après l'essai MAL12-0.70 afin d'éviter l'effondrement du mur. À cette intensité, la table a atteint une accélération maximale de 0.96 g, ce qui correspond à 80% de la valeur de PGA donnée par le CNBC-2010 pour La Malbaie. Encore une fois, le mode de rupture final s'apparente à celui observé pour le premier spécimen, soit une rupture de la partie supérieure du mur. La figure 5.27 présente des photos de l'endommagement global du mur pour les façades avant et arrière. De mêmes manières qu'avec le premier mur, les figures 5.28 et 5.29 présentent l'évolution de l'endommagement du mur pour les différents essais réalisés.



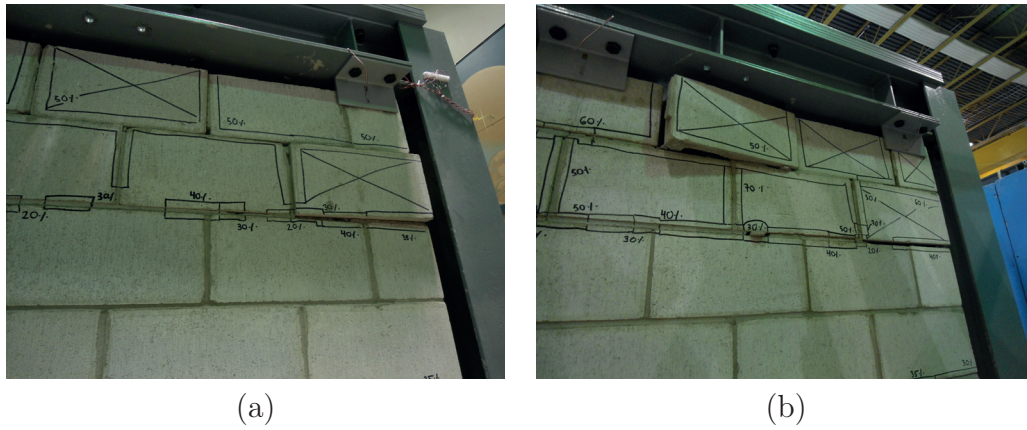


Figure 5.26 Photos de l'endommagement du mur 2 après l'essai MAL12-0.70 (a) façade arrière du mur à l'extrémité droite (b) façade avant du mur à l'extrémité droite

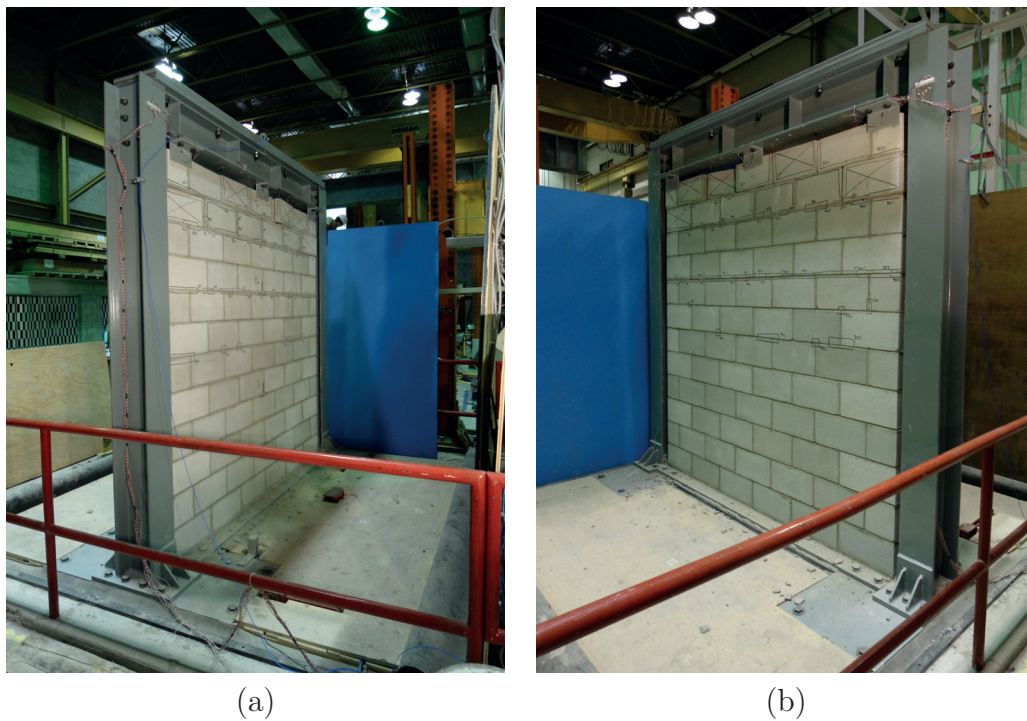


Figure 5.27 Photos de l'endommagement global du mur 2 après le dernier essai (MAL12-0.70) (a) façade avant (b) façade arrière

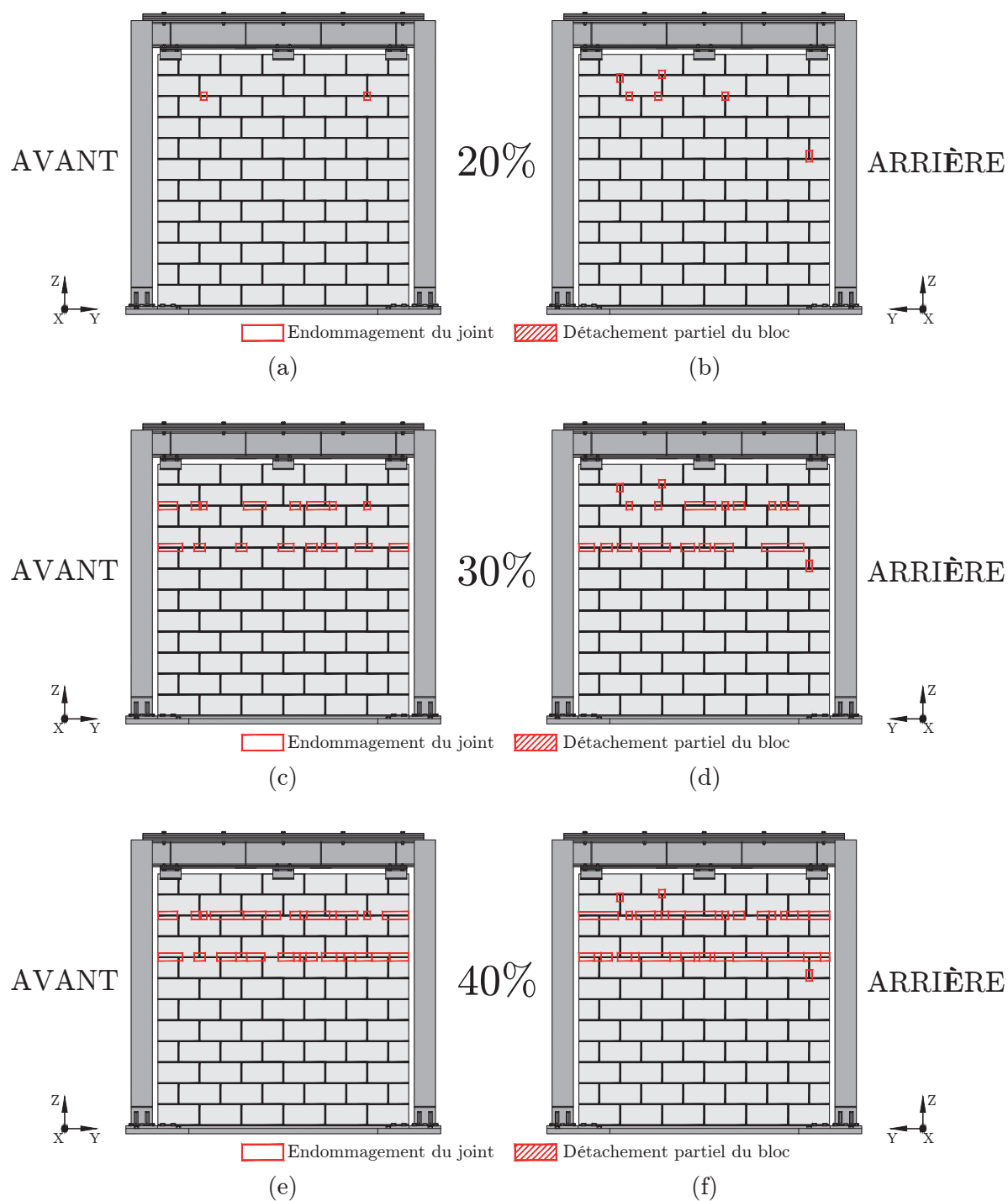


Figure 5.28 Représentation visuelle de l'endommagement du mur 2 après l'essai (a) MAL6-0.20 - façade avant (b) MAL6-0.20 - façade arrière (c) MAL7-0.30 - façade avant (d) MAL7-0.30 - façade arrière (e) MAL9-0.40 - façade avant (f) MAL9-0.40 - façade arrière

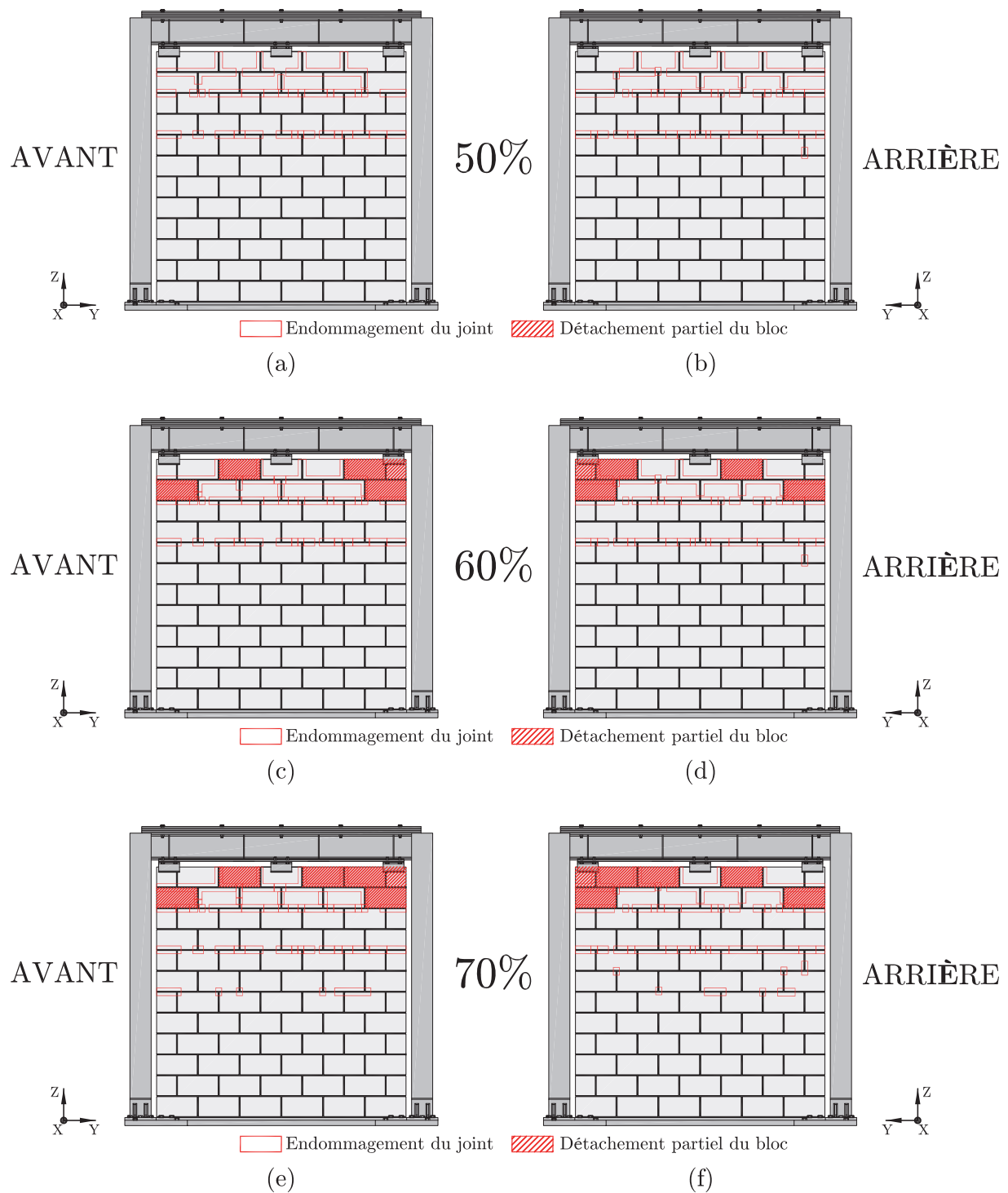


Figure 5.29 Représentation visuelle de l'endommagement du mur 2 après l'essai (a) MAL10-0.50 - façade avant (b) MAL10-0.50 - façade arrière (c) MAL11-0.60 - façade avant (d) MAL11-0.60 - façade arrière (e) MAL12-0.70 - façade avant (f) MAL12-0.70 - façade arrière

### Troisième mur

Aucun endommagement du mur n'est noté après avoir effectué le premier essai (MAL1-0.05). Par contre, lors de l'essai MAL2-0.10, on observe un décollement du joint inférieur de la fondation suivi d'un basculement en porte-à-faux du mur. Le même comportement est observé pour les essais suivants (MAL3-0.125 à MAL3-0.20). Lors de l'essai MAL3-0.20, des déplacements importants sont observés en tête du mur. Les essais ont par la suite été arrêtés dans le but d'éviter l'effondrement du mur ou l'atteinte du point d'instabilité statique. À cette intensité, la table a atteint une accélération maximale de 0.395 g, ce qui correspond à 33% de la valeur de PGA donnée par le CNBC-2010 pour La Malbaie. Si un essai à plus haute intensité avait été effectué, les probabilités d'effondrement du mur auraient été très élevées. Les essais effectués sur un mur de maçonnerie non armée sans système de retenue latérale permettent de bien visualiser le mode de rupture de basculement en porte-à-faux. La figure 5.30 montre l'endommagement du joint liant le mur à la fondation, suite à l'essai MAL2-0.10.



Figure 5.30 Endommagement du joint inférieur du mur après l'essai MAL2-0.10 (a) vue d'ensemble du joint inférieur (b) vue rapprochée du joint inférieur

### 5.2.3 Déplacements du mur et du cadre d'acier

#### Premier mur

Les figures 5.31 et 5.32 montrent les profils des déplacements relatifs maximums du mur pour les essais MAL1-0.05 à MAL13-0.45. Une augmentation des déplacements relatifs est observée avec l'augmentation de l'intensité de la commande d'entrée.

Les deux figures donnent également une bonne indication du niveau d'endommagement du mur et de son comportement lors des essais. À de faibles intensités, les forces d'inertie générées par le mouvement de la table sismique n'ont pas été assez grandes pour engendrer

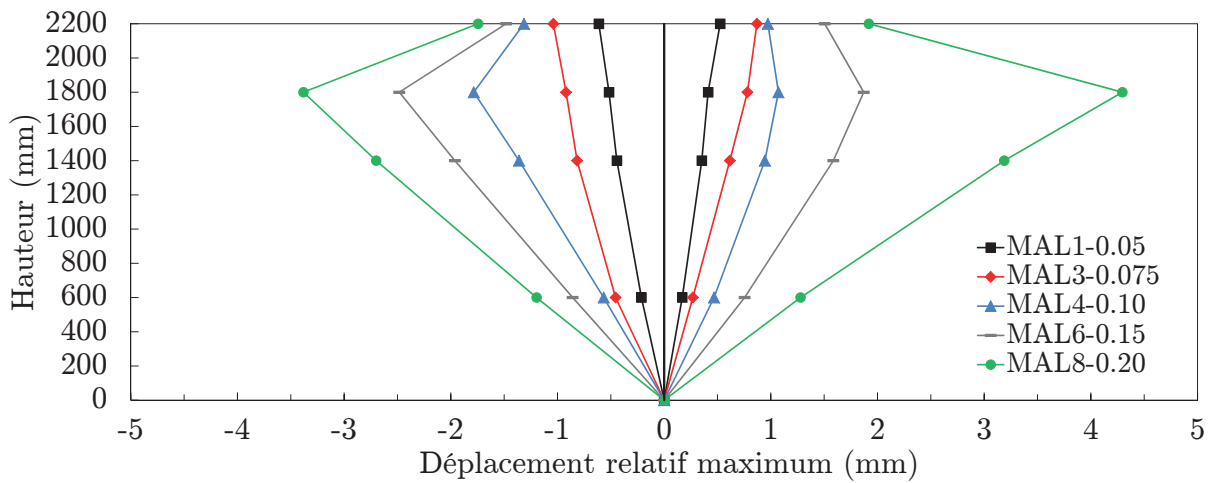


Figure 5.31 Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 5%, 7.5%, 10%, 15% et 20% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 1

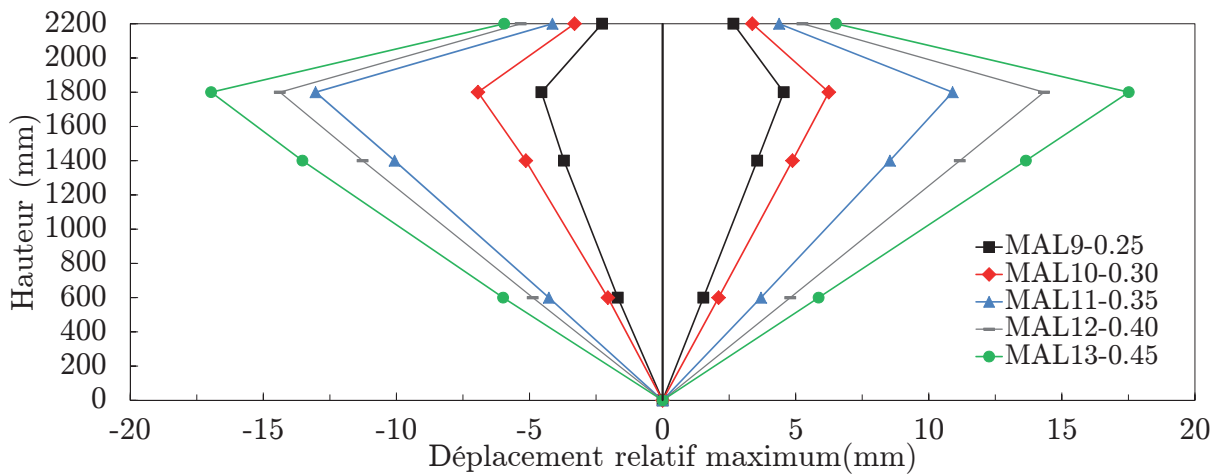


Figure 5.32 Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 25%, 30%, 35%, 40% et 45% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 1



la fissuration du mur. Le profil des déplacements relatifs maximums est alors linéaire jusqu'à l'apparition des premières fissures. Tel que présenté à la section précédente, ce n'est qu'à partir de l'essai MAL4-0.10 que les premières fissures ont été observées. Une fois le mur fissuré, celui-ci se comporte comme un ensemble de deux corps rigides indépendants. À partir de cet instant, le profil des déplacements relatifs maximums du mur est de forme triangulaire avec un maximum se produisant au-dessus de la mi-hauteur du mur, au niveau du 3<sup>e</sup> joint supérieur. Malgré qu'aucune donnée de déplacement n'ait été prise pour les essais MAL14-0.50 à MAL18-0.90, on peut tout de même supposer que le profil des déplacements relatifs maximums serait pratiquement linéaire sur toute la hauteur du mur puisque celui-ci tend à avoir une rupture en porte-à-faux de la partie sous le 1<sup>er</sup> joint supérieur. Le déplacement relatif maximum serait alors au niveau du 1<sup>er</sup> joint supérieur du mur.

Les potentiomètres installés sur le mur ont été retirés après l'essai MAL13-0.45 afin d'éviter de les endommager advenant l'effondrement du mur. Seulement les potentiomètres installés au sommet du cadre et sous la table sismique ont été laissés en place. Tel que montré au plan d'instrumentation du chapitre 4, aucun potentiomètre n'avait été installé à l'endroit du 3<sup>e</sup> joint supérieur lors des essais. Ainsi, il est important de spécifier que les valeurs à une hauteur de 1800 mm sont approximatives et ont été estimées à partir d'une extrapolation des valeurs expérimentales obtenues des potentiomètres en place sur le spécimen. Des exemples typiques de réponses dans le temps en terme de déplacements absolus et relatifs sont présentés aux figures 5.33 et 5.34 respectivement.

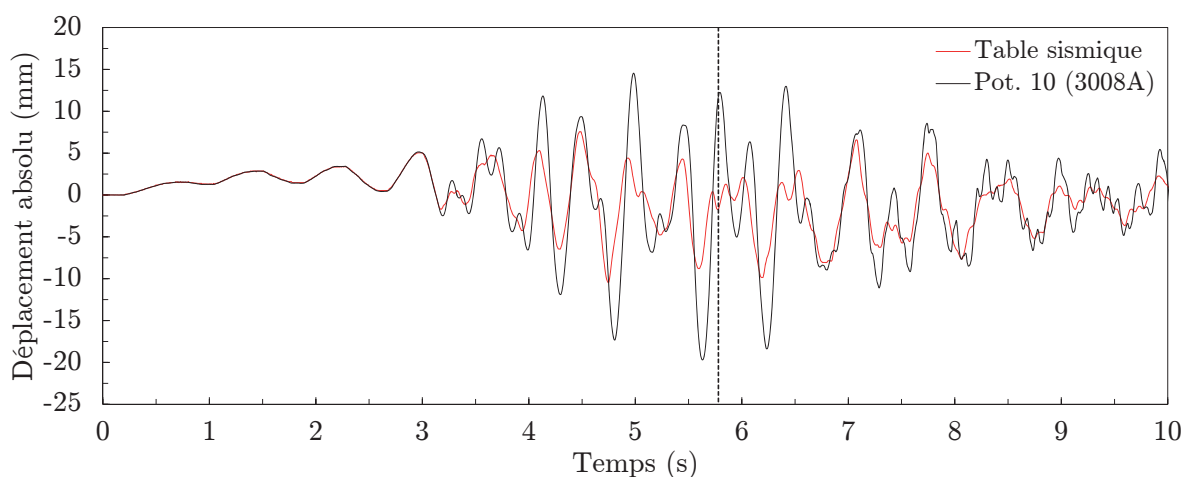


Figure 5.33 Déplacements absolus du mur 1 et de la table sismique lors de l'essai MAL13-0.45

Tel qu'illustré à la figure 5.33, le déplacement relatif maximum a lieu à 5.78 secondes du début de l'essai MAL13-0.45, lorsque la table se déplace dans la direction opposée au mur.

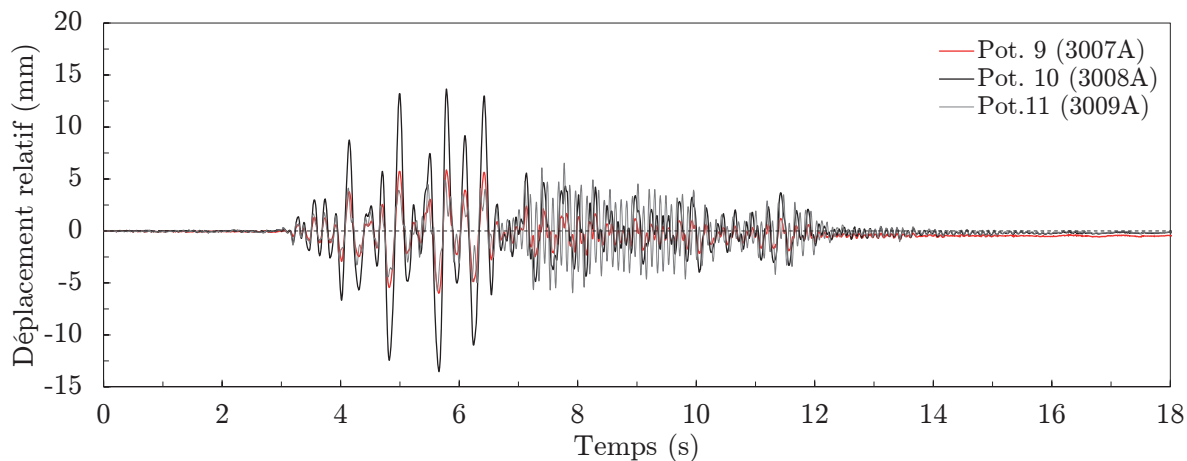


Figure 5.34 Déplacements relatifs du mur 1 lors de l'essai MAL13-0.45

Le déplacement relatif maximum enregistré lors de cet essai est de 13.65 mm. Le même phénomène est observé tout au long des essais.

Le déplacement relatif maximum du cadre d'acier atteint pour toute la série d'essais est de 17.2 mm. Les déplacements relatifs maximums obtenus pour tous les essais sont illustrés à la figure 5.35. Tel qu'illustré, le déplacement varie linéairement avec l'augmentation de l'intensité de l'accélérogramme. Seulement les valeurs enregistrées par les potentiomètres de 50 mm de course ont été utilisées. Aucun déplacement n'a excédé  $\pm 25$  mm lors des essais.

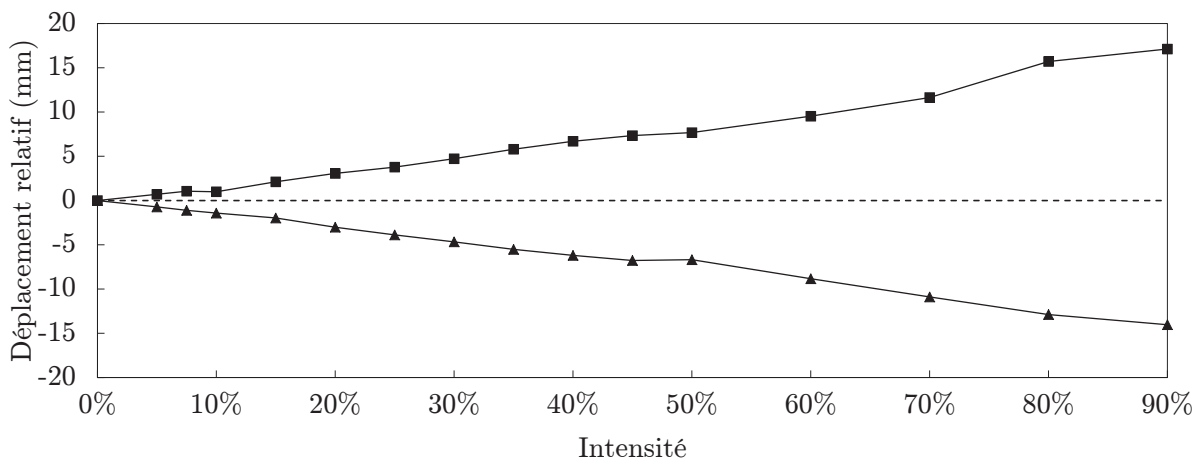


Figure 5.35 Déplacements maximums de la poutre lors des essais sur le mur 1

De plus, durant toute la durée des essais, aucun glissement ou soulèvement des plaques d'acier n'a été observé et enregistré par les LDVT installés à la base de la table sismique.

Les assemblages au pied des colonnes peuvent donc être considérés comme parfaitement encastrés à la table sismique.

### Deuxième mur

Tel que montré aux figures 5.36 et 5.37, le profil des déplacements relatifs maximums du mur est de forme linéaire avant la fissuration initiale et devient triangulaire lorsque le mur adopte un comportement de basculement de corps rigides à l'essai MAL6-0.20.

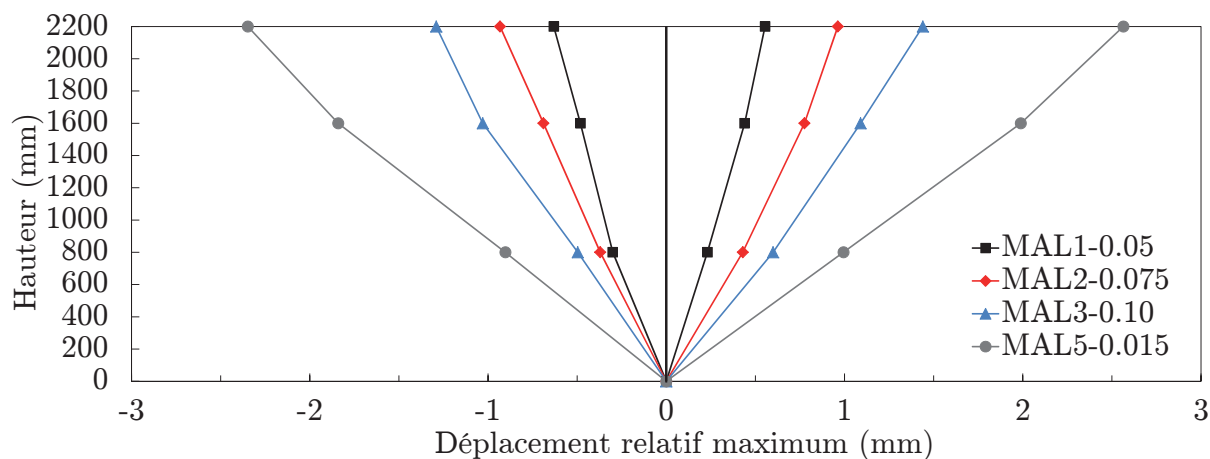


Figure 5.36 Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 5%, 7.5%, 10%, 15% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 2

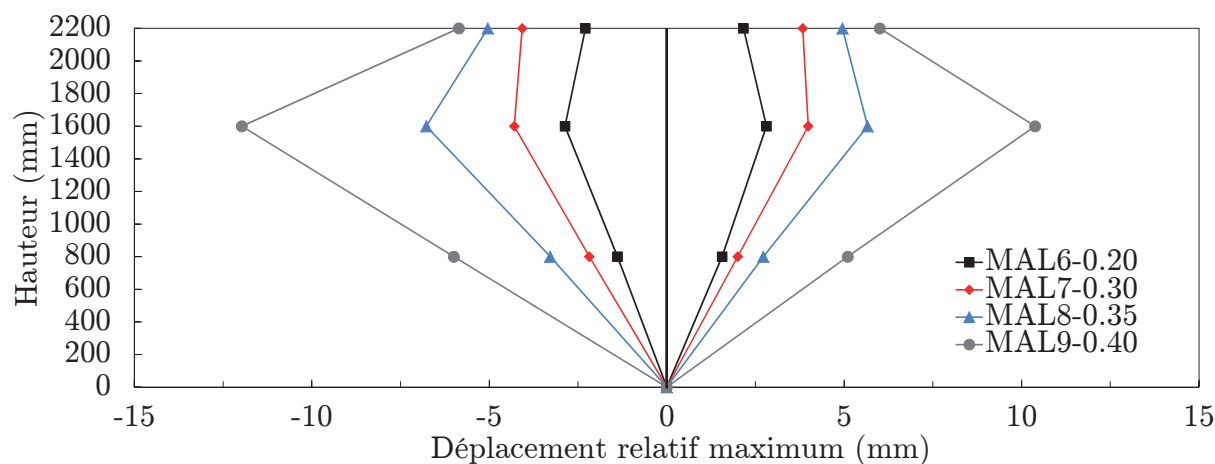


Figure 5.37 Profil des déplacements relatifs maximums selon la hauteur du mur pour les essais à 20%, 30%, 35%, 40% de l'intensité de l'accélérogramme de départ - Mur 2

De même manière que lors des essais sur le premier spécimen, une augmentation des déplacements relatifs est observée avec l'augmentation de l'intensité de la commande d'entrée.



Contrairement aux résultats obtenus lors des essais sur le premier spécimen, aucune interpolation des déplacements n'a dû être effectuée puisqu'une série de potentiomètres étaient présents à l'endroit du déplacement maximal atteint. Par contre, aucun potentiomètre n'a été installé au niveau du 2<sup>e</sup> joint supérieur ce qui fait en sorte que le profil des déplacements obtenus est tout de même de forme triangulaire. Si une série de potentiomètres avaient été installés au niveau du joint en question, le profil des déplacements relatifs du mur serait plutôt un ensemble de trois droites linéaires. Au moins, on peut tout de même quantifier le déplacement relatif maximum, qui se situe au niveau du 4<sup>e</sup> joint supérieur. Les paires de potentiomètres installés directement sur le mur ont été retirées après l'essai MAL9-0.40 afin d'éviter le bris des instruments. Seulement les potentiomètres installés au sommet du cadre et à la table sismique ont été laissés en place. Les déplacements relatifs maximums enregistrés au sommet de la poutre varient linéairement selon l'intensité des séismes et sont montrés à la figure 5.38. Le maximum atteint lors du dernier essai (MAL12-0.70) est de l'ordre de 13 mm. La figure montre également un comparatif entre les déplacements maximums obtenus à la hauteur de la poutre pour les essais réalisés sur le premier et sur le deuxième mur. On remarque que les déplacements obtenus sont du même ordre de grandeur. La différence au niveau des pics des FFT ne semble pas affecter les déplacements du cadre.

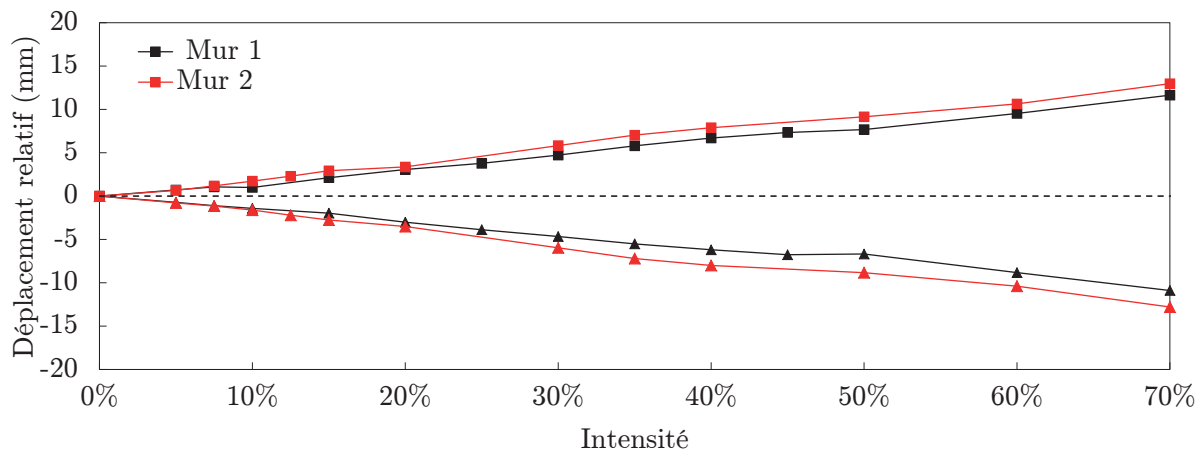


Figure 5.38 Comparaison des déplacements maximums de la poutre lors des essais sur le mur 1 et le mur 2

De façon similaire que lors des essais réalisés sur le premier spécimen, aucun glissement ou soulèvement des plaques d'acier n'a été enregistré par les LDVT.

## 5.2.4 Déformations du système de retenue latérale lors des essais

### Premier mur

Lors des essais dynamiques, les cornières utilisées pour retenir les murs ont été soumises à des efforts cycliques causés par la poussée du mur. Le moment de flexion maximal ou la contrainte maximale générée lors des essais se situe à la jonction des deux ailes de la cornière, soit à l'endroit où ont été installées les jauges de déformation. La figure 5.39 montre les contraintes maximales enregistrées lors des essais sur le premier spécimen. À titre indicatif, toutes les valeurs de contraintes montrées à la figure 5.39 sont positives bien que chaque jauge ait été installée du côté de la fibre en compression. La contrainte maximale enregistrée pour l'ensemble des cornières survient lors de l'essai MAL13-0.45, au moment où le mur subit un endommagement majeur près du système de retenue latérale. La jauge la plus sollicitée atteint une contrainte maximale de 127 MPa, soit 42% de la limite élastique d'une cornière en acier G40.21-300W. Les cornières situées au centre, soit celles instrumentées par les jauges 21, 22, 25, 26<sup>6</sup> subissent les contraintes les plus importantes. Après l'éclatement des joints de la partie supérieure du mur à l'essai MAL15-0.60, les contraintes maximales enregistrées se stabilisent et restent pratiquement constantes pour les trois derniers essais.

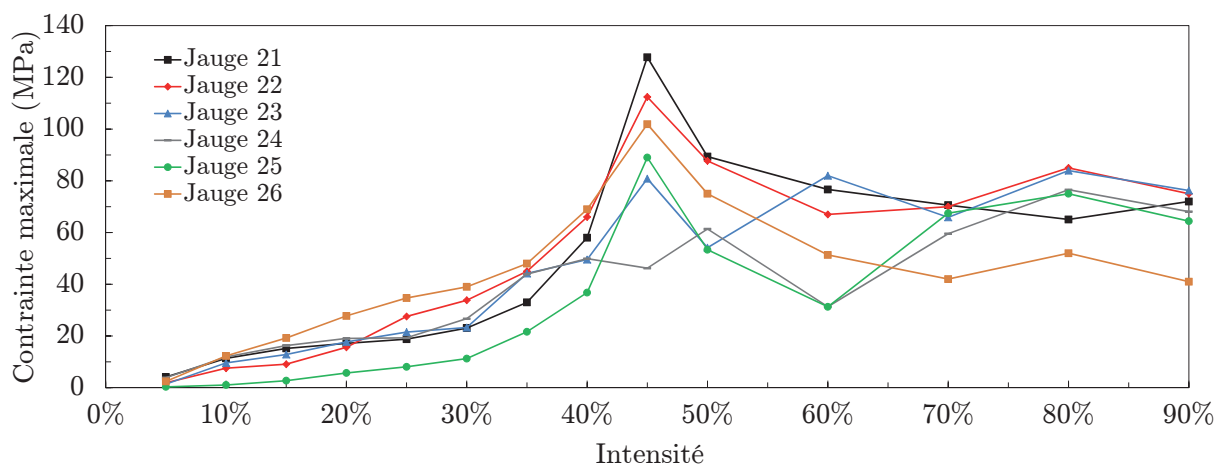


Figure 5.39 Contraintes maximales enregistrées lors des essais sur le mur 1

### Deuxième mur

La figure 5.40 montre les contraintes maximales subies par les cornières lors des essais réalisés sur le deuxième spécimen. De même manière que pour le premier spécimen, toutes les valeurs de contraintes montrées à la figure 5.40 sont positives bien que chaque jauge

<sup>6</sup>Voir le plan d'instrumentation présenté au chapitre 4.

ait été installée du côté de la fibre en compression. La contrainte maximale enregistrée au niveau des cornières centrales (jauges 22 et 25) survient au moment de l'apparition des premières fissures au joint supérieur du mur, soit à l'essai MAL10-0.50. À partir des représentations visuelles de l'endommagement présentées à la section 5.2.2, on remarque qu'à l'essai MAL11-0.50, aucun endommagement n'est observé pour les joints verticaux situés aux deux extrémités du mur. C'est à l'essai suivant (MAL11-0.60) que ceux-ci subissent un endommagement et que les cornières aux deux extrémités du mur subissent à leur tour leur contrainte maximale. De plus, à cette intensité, le mur subit un détachement de blocs sur l'extrémité gauche de la façade avant, ce qui peut expliquer la sollicitation plus marquée des jauges 23 et 24. Malgré que les essais ont été interrompus après l'essai MAL12-0.70, on peut constater que les contraintes enregistrées pour toutes les jauges semblent se stabiliser comme on a pu voir lors des essais sur le premier spécimen. De plus, en comparant les valeurs obtenues pour les deux séries d'essais, on constate que les contraintes maximales obtenues sont du même ordre de grandeur. Théoriquement, en utilisant des cornières plus longues, le moment de flexion devient supérieur. Par contre, le 2<sup>e</sup> système de retenue latérale est composé de moins de cornières, ce qui fait en sorte que les forces d'inertie générées par le mur sont transférées à un nombre inférieur d'appuis, ce qui augmente la réaction à chacune des cornières. Ainsi, la réduction des dimensions semble équilibrer la réduction du nombre de cornières utilisées.

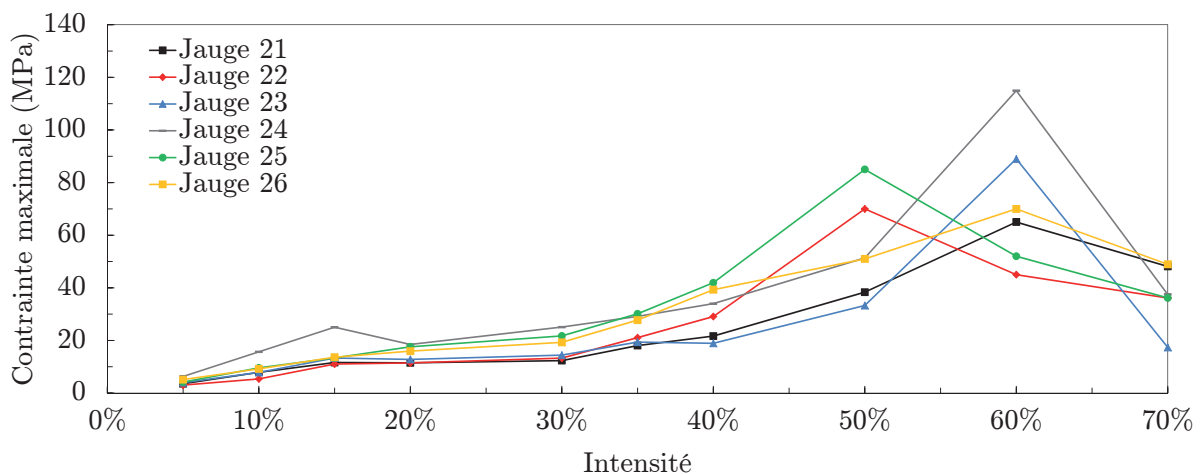


Figure 5.40 Contraintes maximales enregistrées lors des essais sur le mur 2

## 5.2.5 Accélérations

### Premier mur

Tel que présenté au chapitre 4, des accéléromètres ont été installés sur les spécimens expérimentaux dans le but de connaître les accélérations maximales à la base de la table sismique, les accélérations maximales au sommet du cadre d'acier périphérique et le profil d'accélérations maximales selon la hauteur du mur. Les accélérations maximales enregistrées au sommet du cadre d'acier et à la base de la table sismique lors des essais sur le premier spécimen sont montrées à la figure 5.41. La figure montre uniquement les valeurs d'accélérations maximales captées par les accéléromètres *Kinematics FBA EST/ES-U* pour les essais MAL1-0.05 à MAL13-0.45. Les trois accéléromètres *Kinematics FBA EST* installés au sommet de la poutre ont été conservés jusqu'à l'obtention des valeurs limites des instruments, qui se situent aux environs de 4 g. Lors des essais suivants, un accéléromètre PCB a été installé au sommet du cadre afin de poursuivre l'enregistrement des données. Ce type d'accéléromètre est capable de lire des accélérations jusqu'à 10 g.

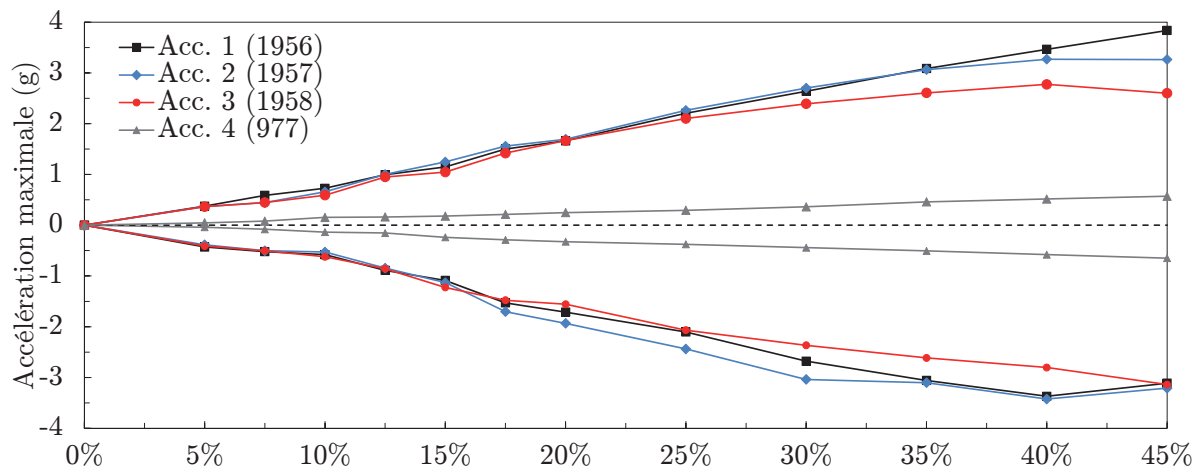


Figure 5.41 Accélérations maximales enregistrées par les accéléromètres *Kinematics* au sommet de la poutre et à la base de la table sismique - Mur 1

Tel qu'illustré à la figure 5.41, la grande rigidité du spécimen occasionne des amplifications significatives entre les accélérations enregistrées à la base de la table sismique et au sommet du cadre d'acier. De plus, on remarque que les accélérations maximales enregistrées par les trois capteurs au sommet de la poutre sont relativement similaires jusqu'à l'essai MAL8-0.20 puis divergent légèrement pour les essais suivants. En effet, la poutre subit des accélérations maximales plus importantes du côté des accéléromètres 1956 et 1957, signe qu'une torsion est présente lors des essais. C'est également à l'extrémité où est situé l'accéléromètre 1956 que l'on perçoit un détachement d'une partie du mur lors du

dernier essai. Ainsi, on peut supposer que les accélérations plus élevées observées d'une seule extrémité du montage ont une influence sur l'endommagement local du mur.

Les profils d'accélérations maximales selon la hauteur du mur ont été tracés pour les essais MAL1-0.05 à MAL9-0.25 et sont présentés à la figure 5.42. Après l'essai MAL10-0.30, il a été jugé nécessaire de retirer les accéléromètres PCB afin d'éviter de les endommager advenant la chute de blocs ou bien la rupture complète du mur. Tel que mentionné plus tôt, un des accéléromètres PCB a été par la suite installé au sommet du cadre d'acier. Tel que montré à la figure 5.42, les profils d'accélérations maximales sont linéaires à de faibles intensités, plus particulièrement avant la fissuration initiale du mur. Par après, les profils d'accélérations maximales du mur tendent à former une courbe non linéaire avec des valeurs d'accélérations en tête du mur beaucoup plus importantes.

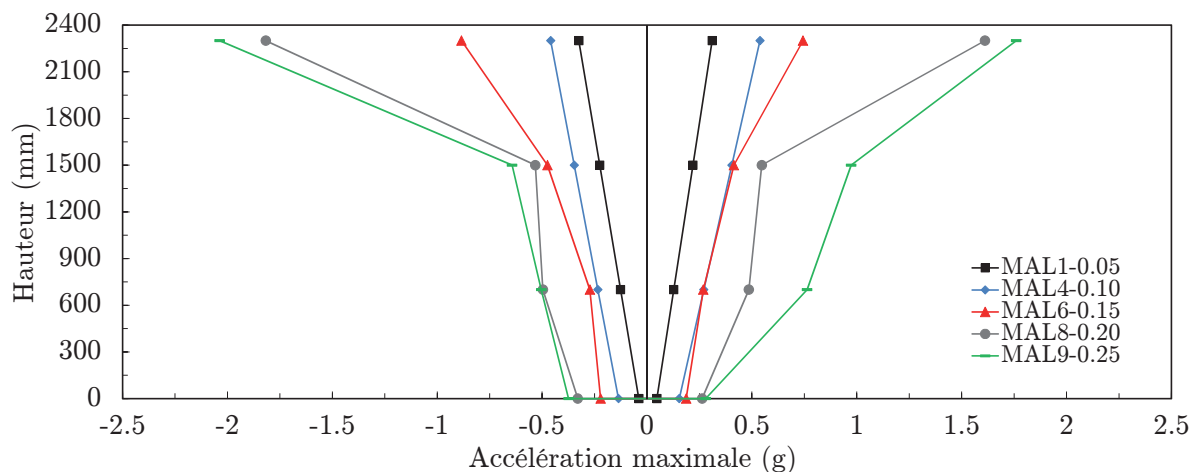


Figure 5.42 Profil des accélérations maximales selon la hauteur du mur - Mur 1

À l'essai MAL10-0.30, lorsque le mouvement de basculement des deux corps rigides s'amplifie davantage, des pics d'accélérations d'une très grande intensité ont été enregistrés par les accéléromètres *PCB* situé à 1500 mm de la table sismique. Le claquement des blocs au niveau du 3<sup>e</sup> joint supérieur lors du basculement des deux corps rigides est à l'origine de ses pics d'accélération. Un exemple est illustré à la figure 5.43. Pour cette raison, le profil d'accélérations maximales pour cet essai n'est pas montré à la figure 5.42.

La figure 5.44 illustre les accélérations enregistrées par l'accéléromètre PCB au sommet de la poutre pour les essais MAL14-0.50, MAL15-0.60, MAL16-0.70, MAL17-0.80 et MAL18-0.90. Lors du dernier essai, le spécimen a subi une accélération de l'ordre de 7 g au sommet du cadre d'acier, et ce, sans s'effondrer. Ceci permet de supposer que le mur est plutôt

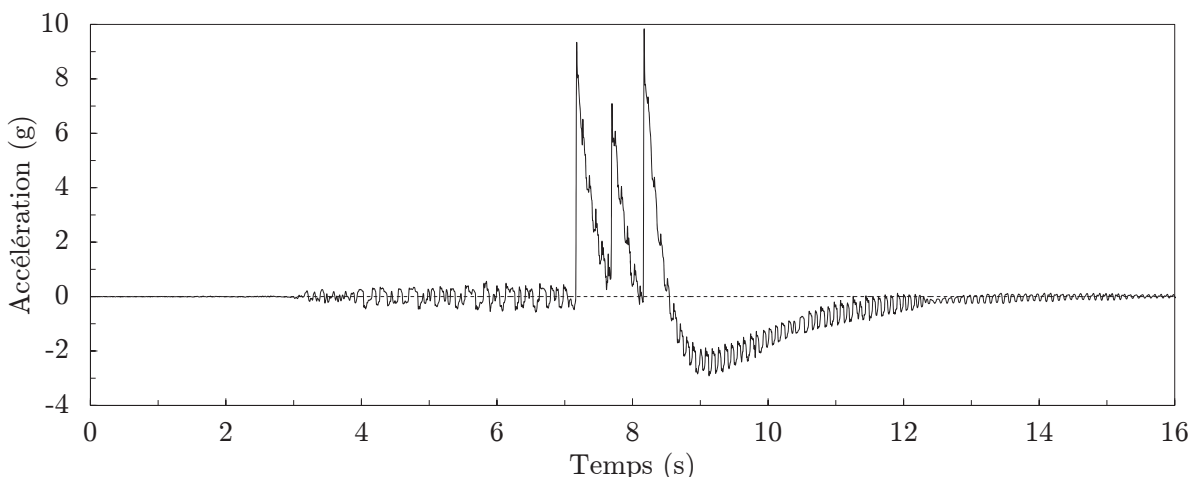


Figure 5.43 Accélération selon le temps lors de l'essai MAL10-0.30 (PCB 7 - 39845) - Mur 1

sensible aux grands déplacements qu'aux grandes accélérations. Tel que mentionné dans la revue de littérature au chapitre 2, les essais de Griffith et al. (2004) ont également montrés que les murs de maçonnerie non armée sont sensibles à la demande en déplacement plutôt qu'à la demande en accélération pour une secousse sismique donnée. Les murs testés pour un enregistrement avec un faible déplacement maximal du sol ont une probabilité d'effondrement beaucoup plus faible que ceux testés avec un enregistrement avec un grand déplacement maximal du sol. Les murs testés sous de grands déplacements du sol s'effondrent généralement lorsque le déplacement se situant à la fissure principale dépasse le déplacement d'instabilité, calculé à l'aide de la méthode de calcul présenté par Doherty (2002).

À titre d'information, les accélérations maximales au sol enregistrées lors des essais sont montrées au tableau 5.6. Les écarts entre les accélérations maximales mesurées par l'accéléromètre à la base de la table et les accélérations maximales des commandes envoyées sont également montrés. Tel que mentionné à la section 5.2.2, l'erreur de manipulation à l'essai 2 a générée des écarts importants entre la réponse de la table sismique et la commande envoyée. Cet écart est de l'ordre de 200%. L'essai a dû être réalisé une deuxième fois à la même intensité. On peut voir au tableau 5.6 que la reprise de l'essai a générée un écart beaucoup plus faible.

## Deuxième mur

Les accélérations maximales enregistrées au sommet du cadre d'acier et à la base de la table sismique lors des essais sur le 2<sup>e</sup> mur sont montrées sous forme de graphique à la figure

Tableau 5.6 Comparaison des accélérations maximales obtenues pour la réponse et la commande envoyée - Mur 1

Essai	Accronyme	Intensité †	Accélérations max. positives			Accélérations max. négatives		
			Commande (g)	Réponse (g)	Écart (%)	Commande (g)	Réponse (g)	Écart (%)
1	MAL1-0.05	5%	-0.046	-0.039	15.9	0.054	0.047	12.9
2	MAL2-0.075 *	7.5%	-0.070	-0.209	200.3	0.081	0.244	201.4
3	MAL3-0.075	7.5%	-0.070	-0.079	13.5	0.081	0.081	0.1
4	MAL4-0.10	10%	-0.093	-0.136	46.6	0.108	0.154	25.0
5	MAL5-0.125	12.5%	-0.116	-0.154	32.8	0.135	0.163	20.8
6	MAL6-0.15	15%	-0.139	-0.238	71.0	0.162	0.180	11.2
7	MAL7-0.175	17.5%	-0.162	-0.288	77.3	0.189	0.214	13.3
8	MAL8-0.20	20%	-0.186	-0.324	74.6	0.216	0.249	15.4
9	MAL9-0.25	25%	-0.232	-0.376	62.1	0.270	0.293	8.6
10	MAL10-0.30	30%	-0.278	-0.442	58.8	0.324	0.362	11.8
11	MAL11-0.35	35%	-0.325	-0.506	55.8	0.378	0.460	21.8
12	MAL12-0.40	40%	-0.371	-0.580	56.3	0.432	0.516	19.5
13	MAL13-0.45	45%	-0.418	-0.649	55.4	0.486	0.571	17.6
14	MAL14-0.50	50%	-0.464	-0.717	54.5	0.540	0.626	16.0
15	MAL15-0.60	60%	-0.557	-0.861	54.6	0.648	0.796	22.9
16	MAL16-0.70	70%	-0.650	-0.966	48.7	0.756	0.926	22.5
17	MAL17-0.80	80%	-0.742	-1.091	47.0	0.863	1.081	25.2
18	MAL18-0.90	90%	-0.835	-1.244	48.9	0.971	1.225	26.1

† Pourcentage par rapport à l'intensité de l'accélérogramme *east7c1-9*, mis à l'échelle pour La Malbaie.

\* Erreur de manipulation, l'essai a dû être répété.

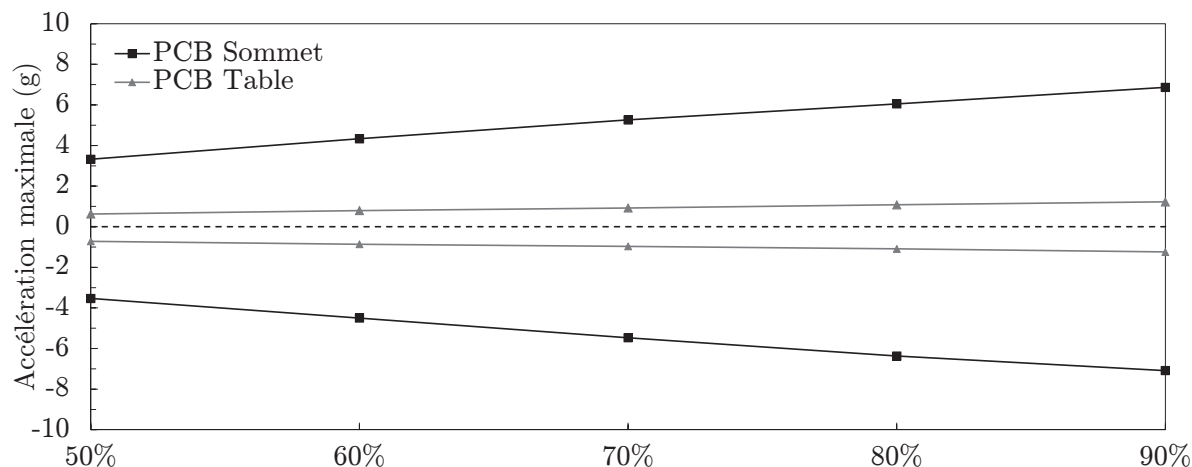


Figure 5.44 Accélérations maximales enregistrées par les accéléromètres PCB au sommet de la poutre et à la base de la table sismique - Mur 1

5.45. De même manière que pour la présentation des résultats du premier mur, la figure montre uniquement les valeurs d'accélérations maximales captées par les accéléromètres *Kinematics FBA EST/ES-U* pour les essais MAL1-0.05 à MAL8-0.35.

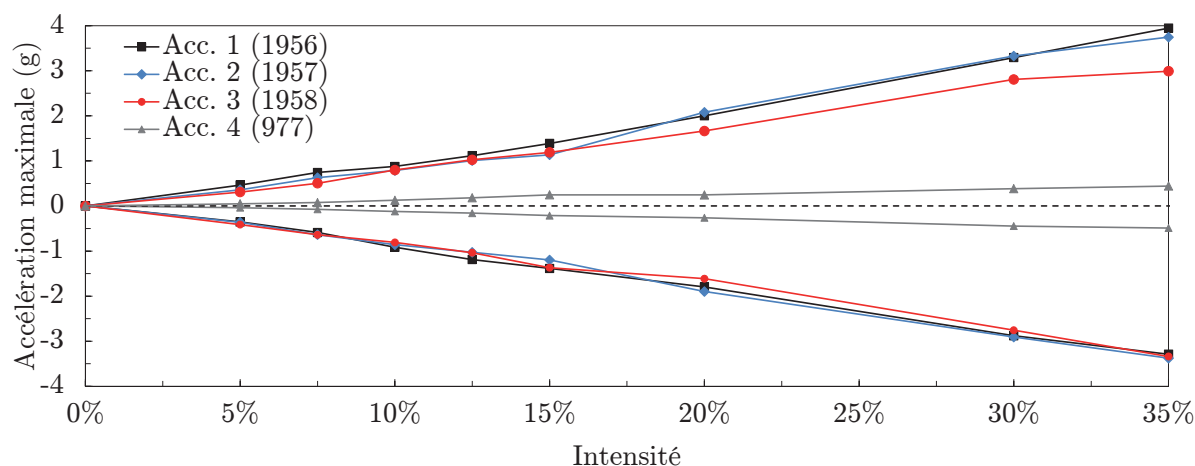


Figure 5.45 Accélérations maximales enregistrées par les accéléromètres *Kinematics* au sommet de la poutre et à la base de la table sismique - Mur 2

Pour le deuxième mur, les accéléromètres *Kinematics* ont été retirés hâtivement, soit après l'essai MAL9-0.40. Dès l'essai MAL8-0.35, un des accéléromètres a atteint sa limite permise. Par contre, par mesures préventives, un accéléromètre PCB avait été installé au sommet du cadre après l'essai MAL8-0.35. Par la suite, tel qu'illustré à la figure 5.46, tout semble se stabiliser puisque les accélérations enregistrées sont du même ordre de grandeur que celles obtenues lors des essais sur le premier mur.



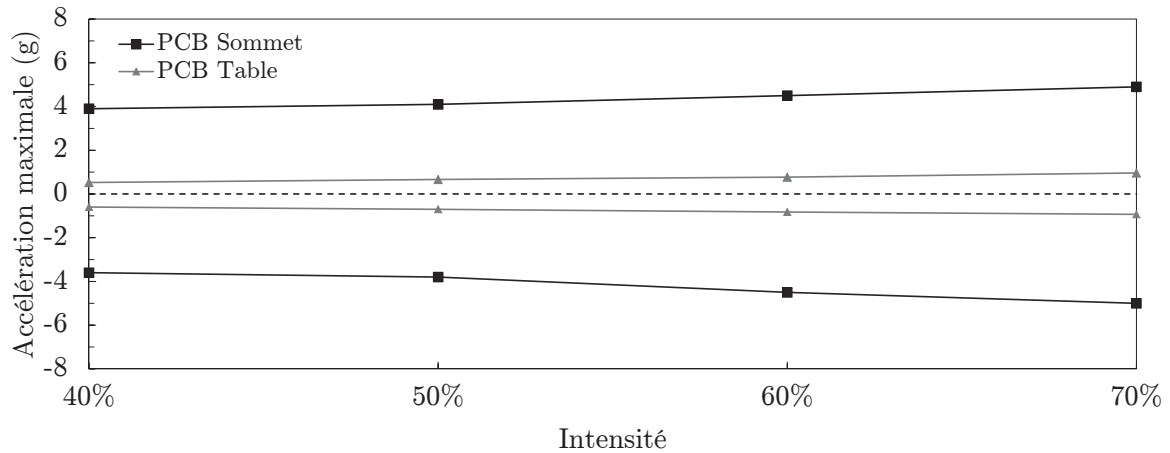


Figure 5.46 Accélérations maximales enregistrées au sommet de la poutre et à la base de la table sismique (PCB)

Encore une fois, de la torsion est présente lors des essais puisque les accélérations aux extrémités du cadre sont différentes de l'accélération au centre. Avant les premiers signes d'endommagement du mur, soit avant l'essai MAL6-0.20, les accélérations enregistrées par les trois capteurs sur la poutre sont pratiquement similaires. Les profils d'accélérations maximales selon la hauteur du mur sont montrés à la figure 5.47 pour les essais MAL1-0.05 à MAL6-0.20. Les pics d'accélérations rencontrés lors des essais sur le premier mur ont également été observés lors des essais sur le second mur. Les profils montrés à la figure 5.47 sont pratiquement tous linéaires sauf pour l'essai MAL8-0.20 où l'on observe une courbe de forme parabolique. En effet, le changement d'allure des profils est lié au niveau d'endommagement du mur.

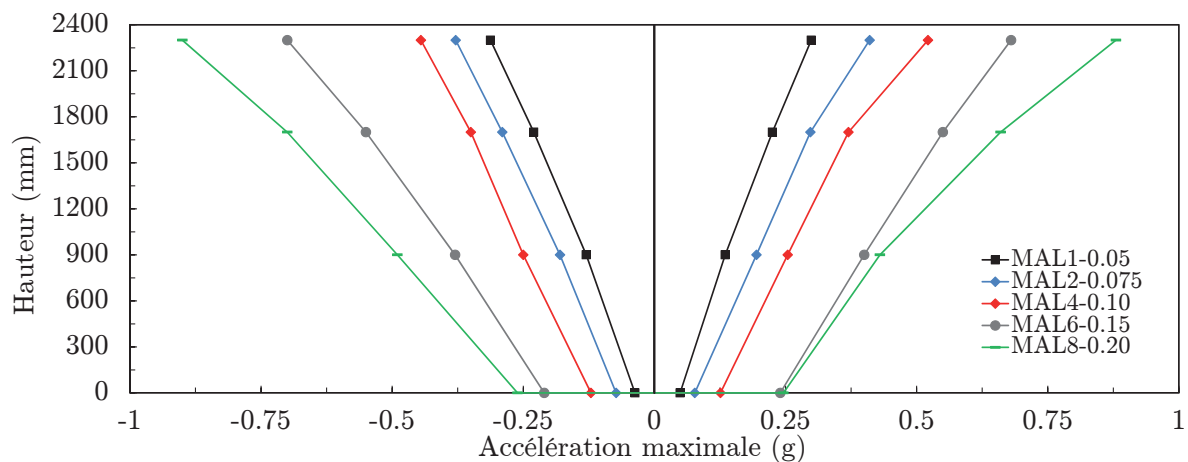


Figure 5.47 Profil des accélérations maximales selon la hauteur du mur - Mur 2

À titre d'information, les écarts entre les accélérations maximales mesurées par l'accéléromètre à la base de la table sismique et les accélérations maximales des commandes envoyées sont présentés au tableau 5.7. Les écarts obtenus sont du même ordre de grandeur que ceux présentés au tableau 5.6.

### **Troisième mur**

À titre d'information, les écarts entre les accélérations maximales mesurées par l'accéléromètre à la base de la table sismique et les accélérations maximales des commandes envoyées sont présentés au tableau 5.8. Les écarts obtenus sont supérieurs à ceux obtenus pour lors des essais sur le 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> mur.

---

Tableau 5.7 Comparaison des accélérations maximales obtenues pour la réponse et la commande envoyée - Mur 2

Essai	Accronyme	Intensité †	Accélérations max. positives			Accélérations max. négatives		
			Commande (g)	Réponse (g)	Écart (%)	Commande (g)	Réponse (g)	Écart (%)
1	MAL1-0.05	5%	-0.046	-0.037	20.3	0.054	0.049	9.2
2	MAL2-0.075	7.5%	-0.070	-0.073	4.9	0.081	0.077	4.9
3	MAL3-0.10	10%	-0.093	-0.121	30.4	0.108	0.126	16.7
4	MAL4-0.125	12.5%	-0.116	-0.158	36.2	0.135	0.183	35.6
5	MAL5-0.15	15%	-0.139	-0.212	52.3	0.162	0.248	53.2
6	MAL6-0.20	20%	-0.186	-0.261	40.6	0.216	0.246	14.0
7	MAL7-0.30	30%	-0.278	-0.445	59.8	0.324	0.385	18.9
8	MAL8-0.35	35%	-0.325	-0.489	50.6	0.378	0.443	17.3
9	MAL9-0.40	40%	-0.371	-0.596	60.6	0.432	0.525	21.6
10	MAL10-0.50	50%	-0.464	-0.700	50.9	0.540	0.662	22.7
11	MAL11-0.60	60%	-0.557	-0.823	47.8	0.648	0.771	19.1
12	MAL12-0.70	70%	-0.650	-0.932	43.5	0.756	0.960	27.1

† Pourcentage par rapport à l'intensité de l'accélérogramme *east7c1-9*, mis à l'échelle pour La Malbaie.

Tableau 5.8 Comparaison des accélérations maximales obtenues pour la réponse et la commande envoyée - Mur 3

Essai	Acronyme	Intensité †	Accélérations max. positives			Accélérations max. négatives		
			Commande (g)	Réponse (g)	Écart (%)	Commande (g)	Réponse (g)	Écart (%)
1	MAL1-0.05	5%	-0.046	-0.071	52.5	0.054	0.061	13.1
2	MAL2-0.10	7.5%	-0.093	-0.185	99.3	0.108	0.141	30.7
3	MAL3-0.125	10%	-0.116	-0.244	110.3	0.135	0.186	37.6
4	MAL4-0.15	12.5%	-0.139	-0.294	111.3	0.162	0.227	40.1
5	MAL5-0.175	15%	-0.162	-0.353	117.4	0.189	0.273	44.4
6	MAL6-0.20	20%	-0.186	-0.395	112.8	0.216	0.300	38.8

† Pourcentage par rapport à l'intensité de l'accélérogramme *east7cl-9*, mis à l'échelle pour La Malbaie.

## 5.3 Exigences la CSA S832-06 et de l'ASCE/SEI41-06

Dans la norme CSA S832-06 (*Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments*), on spécifie des rapports d'élançement  $h/t$  à respecter afin d'assurer la stabilité des murs de cloison en maçonnerie en cas de tremblement de terre. Ces rapports s'appliquent à des murs non armés, mais retenus latéralement au sommet. Ces exigences ont été en autres présentées dans la revue de littérature au chapitre 2, aux sections 2.5 et 2.6. Les rapports d'élançement proposés sont en fonction de l'accélération spectrale à 0.2 seconde pour un lieu donné et l'emplacement du mur dans le bâtiment. Pour la région de La Malbaie, l'accélération spectrale à 0.2 seconde  $F_a S_a(0.2)$  pour un type de sol C est égale à  $2.3 g$ <sup>7</sup>. Pour un mur situé au premier étage d'un bâtiment, la limite d'élançement  $h/t$  est fixée à 13 pour la zone correspondant à une accélération spectrale  $F_a S_a(0.2) > 0.55 g$ . Les deux spécimens construits au laboratoire ont une hauteur de 2390 mm et une épaisseur de 190 mm, ce qui donne un rapport d'élançement  $h/t$  de 12.58. Ainsi, les murs respectent théoriquement les exigences de la CSA S832-06. Au niveau des normes américaines, le rapport  $h/t$  permis est de 13 pour les murs d'un bâtiment à un étage et de 15 pour les murs situés au premier étage d'un bâtiment multi étage. Les critères  $h/t$  présentés dans l'ASCE/SEI41-06 sont également en fonction de l'accélération spectrale pour un lieu donné, mais à 1 seconde au lieu de 0.2 seconde. Les rapports  $h/t$  de 13 et de 15 sont en vigueur pour des zones avec des accélérations spectrales à 1 seconde supérieures à  $0.37 g$  ( $S_{X1} > 0.37$ ). L'accélération spectrale à 1.0 seconde pour un type de sol C pour La Malbaie est de  $0.53 g$ . Il a été mentionné aux sections précédentes que les réponses de la table sismique sont différentes des commandes envoyées. Ainsi, il est pertinent de tracer les spectres des réponses afin de connaître les valeurs d'accélérations spectrales et de les comparer aux valeurs prescrites par le CNBC-2010.

### Premier mur

Le spectre correspondant à la réponse d'une structure à un seul degré de liberté pour un amortissement de 5% pour le dernier essai réalisé, soit l'essai MAL18-0.90, est présenté à la figure 5.48. Tel qu'illustré, les valeurs d'accélérations spectrales pour la plage de période de 0.1 à 0.2 seconde sont supérieures aux valeurs du spectre de dimensionnement du CNBC-2010 pour La Malbaie. La valeur d'accélération spectrale exacte pour une période de 0.2 s correspond à  $2.52 g$ . Cependant, il est impossible de connaître l'accélération spectrale à 1 seconde puisque tous les accélérogrammes ont été filtrés avec un filtre passe-haut de 1.25 Hz (0.8 seconde) avant les essais. Pour le premier système de retenue latérale utilisé, on

---

<sup>7</sup>Selon le CNBC-2010.

constate que les exigences d'élanement  $h/t$  sont adéquates puisque même après une série d'essais consécutifs, aucun effondrement ou chute de blocs ne s'est produit.

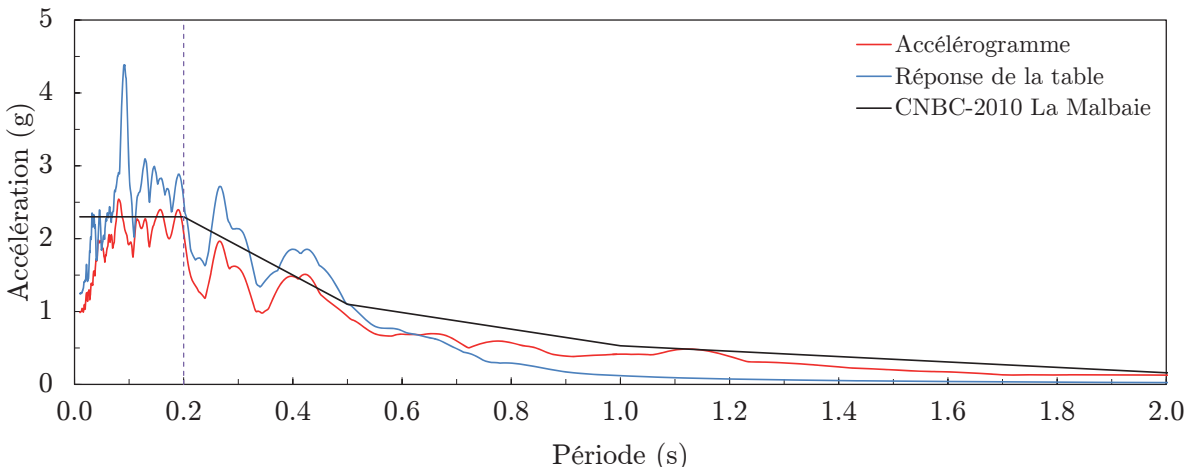


Figure 5.48 Spectres correspondant à la réponse de la table pour l'essai MAL18-0.90, à la commande envoyée et au CNBC-2010 pour la région de La Malbaie - Mur 1

## Deuxième mur

Le spectre de réponse correspondant à la réponse d'une structure à un seul degré de liberté pour un amortissement de 5% pour le dernier essai réalisé, soit l'essai MAL12-0.70, est montré à la figure 5.49.

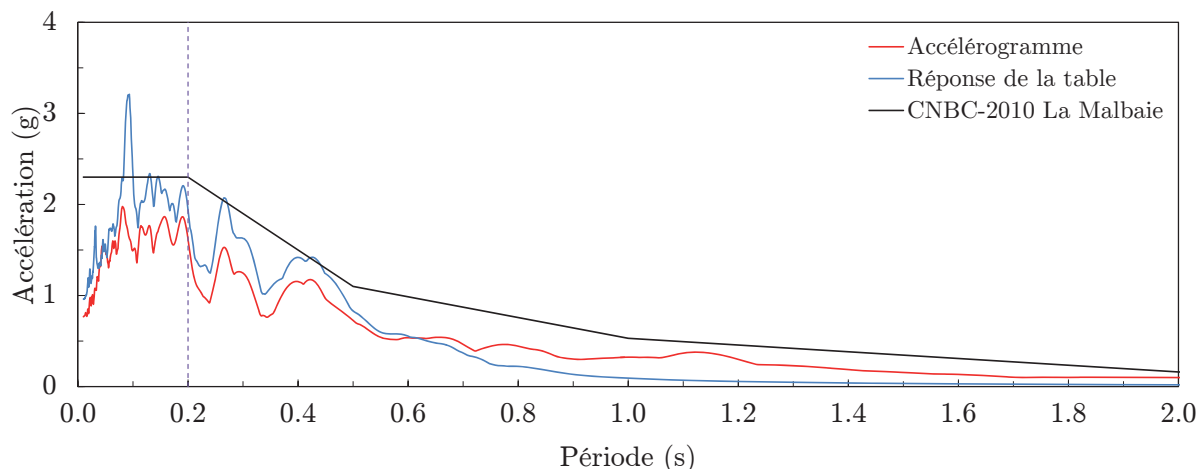


Figure 5.49 Spectres correspondant à la réponse de la table pour l'essai MAL12-0.70, à la commande envoyée et au CNBC-2010 pour la région de La Malbaie - Mur 2

On note que le spectre correspondant à la réponse de la table pour l'essai MAL12-0.70 est pratiquement toujours inférieur à celui du CNBC-2010 sur toute la plage de période. La

valeur d'accélération spectrale à exactement 0.2 s est de 1.93 g, ce qui correspond à un écart de 16% par rapport à valeur du CNBC-2010. D'après les observations prises lors des essais, la rupture complète du mur serait survenue probablement à l'essai suivant. Ainsi, théoriquement, un mur avec un rapport  $h/t$  d'environ 13 avec un système de retenue latérale tel que présenté par la CSA S832-06 serait jugé non conforme, si l'on se fit uniquement à la valeur d'accélération spectrale à exactement 0.2 s. Par contre, en pratique, il est impossible de juger de l'efficacité du mur puisque celui-ci a été soumis à plusieurs secousses consécutives d'intensité importante. D'un autre côté, il est également possible qu'un mur soit déjà endommagé avant un événement majeur. Par contre, il serait rare qu'un mur subisse deux tremblements de terre de haut niveau en l'espace d'un court intervalle sans qu'il y ait réfection de celui-ci. Ainsi, il serait nécessaire d'effectuer des essais à 100% de l'accélérogramme *east7c1-9* sur des murs vierges ou des murs avec un endommagement mineur afin de voir s'il y aurait effondrement ou non. Ceci permettrait de juger convenablement l'efficacité des systèmes de retenue latérale utilisés pour un rapport  $h/t$  donné.

Les comparaisons effectuées jusqu'à maintenant sont purement théoriques. Expérimentalement, le spectre de la réponse du mur a pu être obtenu et la fréquence naturelle du système a pu également être estimée. On peut voir que la valeur d'accélération spectrale correspondant à la fréquence naturelle du spécimen est supérieure à la valeur du plateau de 2.3 g provenant du spectre du CNBC-2010. On peut donc dire que la réponse du mur pour l'accélérogramme utilisé est beaucoup plus violente qu'en réalité. Pour cette raison, il serait intéressant de juger des exigences en comparant la valeur d'accélération spectrale à la fréquence naturelle du spécimen plutôt qu'à exactement 0.2 g.

## 5.4 Discussion de la performance des systèmes de retenue latérale

Les essais ont démontré que l'ajout d'un système de retenue latérale augmente considérablement la résistance sismique et la stabilité des murs de cloison en maçonnerie non armée. Tel que montré à la section 5.2.2, le mur sans système de retenue latérale est capable de résister à de faibles secousses sismiques avant d'atteindre le point d'instabilité statique amenant la rupture complète du mur. On estime que le spécimen testé en laboratoire aurait atteint son point d'instabilité statique à une intensité légèrement supérieure à 20% de l'accélérogramme utilisé. Les murs dotés d'un système de retenue latérale, quant à eux, ont une résistance sismique beaucoup plus importante. Le premier et le deuxième spécimen

---

ont été capable de résister à une secousse sismique d'une intensité correspondante à 90% et à 70% de l'accélérogramme utilisé, sans s'effondrer. Malgré qu'une première fissuration survient à une intensité d'environ 20% de l'accélérogramme *east7c1-9*, les spécimens demeurent stable jusqu'à l'atteinte d'un endommagement considérable à l'endroit où est situé le système de retenue latérale. On estime que les deux spécimens auraient pu subir une secousse sismique beaucoup plus élevée avant de s'effondrer. Par contre, ces essais n'ont pas été réalisés afin d'éviter de briser l'instrumentation et la table sismique.

---



# CHAPITRE 6

## CONCLUSION

### 6.1 Retour sur les objectifs visés

L'objectif principal du projet de recherche visait à mieux connaître le comportement sismique hors-plan de la maçonnerie non armée, particulièrement au niveau des murs de cloison présents dans plusieurs constructions du Québec. Au chapitre 1, plusieurs objectifs spécifiques ont été fixés.

Premièrement, une revue de littérature concernant la maçonnerie non armée a été présentée au chapitre 2. Celle-ci donne un aperçu des types de matériaux, des types d'ouvrages au Québec, des modes de rupture pour des murs sollicités latéralement, des publications techniques utilisées au Canada ou aux États-Unis et des résultats expérimentaux d'essais réalisés par d'autres chercheurs. La revue de littérature englobe des informations sur les murs structuraux et non structuraux, mais une attention particulière est portée envers les murs de cloison. Les quatre inventaires réalisés par Boutin, Karbassi, Nollet et Paquette documentent la présence de maçonnerie non armée et permettent de relever les grandes tendances au niveau des types de construction utilisés. Tel que discuté dans la revue de littérature, la maçonnerie non armée est présente dans une grande majorité de constructions au Québec, en particulier dans les bâtiments de catégorie de risque *élevé* ou de *protection civile* du CNBC. Ces bâtiments peuvent être désignés comme centre d'accueil ou de refuge temporaire en cas de désastre naturel. Il est alors important que les bâtiments avec des défaillances soient réhabilités afin de donner les services nécessaires aux sinistrés. Le survol des documents techniques présentés par le CNRC, la CSA, la CCMPA et la CMACN a permis d'explorer des solutions de réhabilitation sismique appliquées aux constructions problématiques construites en maçonnerie non armée. La section traitant des essais réalisés concernant le comportement sismique de la maçonnerie non armée a permis de comprendre les différents modes de rupture d'un mur et l'utilité d'installer un système de retenue latérale au sommet des murs problématiques.

Le deuxième objectif consistait à développer une base de données expérimentale sur le comportement sismique des murs en maçonnerie non armée. Des essais dynamiques sur

table sismique ont été effectués dans le cadre du projet de recherche. Au total, trois murs ont été testés, dont deux munis d'un système de retenue latérale. Des essais de caractérisation des matériaux utilisés ont également été effectués, ce qui a permis d'évaluer les propriétés mécaniques du mortier et de la maçonnerie. Les essais réalisés sur le mur sans système de retenue latérale ont permis de bien comprendre l'importance à accorder aux travaux de recherches concernant la réhabilitation sismique des bâtiments composés d'éléments en maçonnerie non armée. Chacun des murs a été construit de manière à ce qu'il soit représentatif d'un mur de cloison du Québec. Les trois murs ont été construits par un maçon expérimenté et ont été soumis à un chargement dynamique typique d'un tremblement de terre de La Malbaie, soit la région avec l'aléa sismique le plus élevé du Québec. Les essais ont démontré que l'ajout d'un système de retenue latérale augmente considérablement la résistance sismique et la stabilité des murs de cloison en maçonnerie non armée. Les spécimens munis d'un système de retenue latérale ont été capables de résister à plusieurs secousses sismiques consécutives d'une intensité allant jusqu'à 90% (1<sup>er</sup> mur) et 70% (2<sup>e</sup> mur) de l'accélérogramme utilisé. L'accélérogramme utilisé est représentatif d'une secousse sismique pouvant se produire dans la région de La Malbaie (probabilité de dépassement de 2% en 50 ans). Cet accélérogramme a une accélération maximale au sol de 1.08 g. Il est important de noter qu'à la fin des derniers essais réalisés, les murs étaient très endommagés. On estime par contre que les spécimens auraient pu subir des secousses sismiques encore plus élevées, mais ces essais n'ont pas été réalisés afin d'éviter d'endommager les instruments et la table sismique. À titre de comparaison, le mur testé sans système de retenue latérale a pu résister à une secousse égale à 20% de l'accélérogramme utilisé. Ainsi, l'installation de cornières dos-à-dos ou en quinconce est une méthode économique et très efficace afin de rehausser significativement le niveau de sécurité de la population en cas d'un tremblement de terre d'intensité modérée ou élevée.

## 6.2 Recommandations pour les travaux futurs

Ce projet de recherche du CRCP est le premier à avoir été concentré sur des murs de cloisons en maçonnerie non armée. Évidemment, plusieurs recommandations sont données en vue de projets futurs. Premièrement, seulement deux spécimens comportant des systèmes de retenue latérale ont été testés en laboratoire. Il serait intéressant de tester d'autres spécimens afin de voir si le comportement est similaire d'un mur à l'autre. De plus, des contraintes ont dû être imposées en vue des essais, puisque la table sismique a des dimensions d'uniquement 3 m x 3 m avec un moment de renversement maximal de seulement 273 kN·m. En réalité, les murs de cloison en blocs de béton présents dans les constructions du

Québec sont beaucoup plus élancés et pourraient avoir un comportement sismique différent de celui observé en laboratoire. Il serait alors intéressant d'avoir une base de données expérimentale plus détaillée, comprenant des murs avec des rapports d'élancement  $h/t$  différents. Il serait aussi intéressant de débiter des travaux de recherche concernant la modélisation numérique d'un mur de cloison soumis à un chargement dynamique.

---



# ANNEXE A

## Photos de la construction des murs

### A.1 Premier mur



Figure A.1 Pose du mortier sur la 2<sup>e</sup> rangée inférieure de blocs - Mur 1



Figure A.2 Système d'alignement lors de la construction des murs - Mur 1



Figure A.3 Pose des deux dernières rangées de blocs - Mur 1



Figure A.4 Tirage de joints - Mur 1



## A.2 Deuxième mur



Figure A.5 Préparation du mortier - Mur 2



Figure A.6 Confection des cubes de mortier - Mur 2

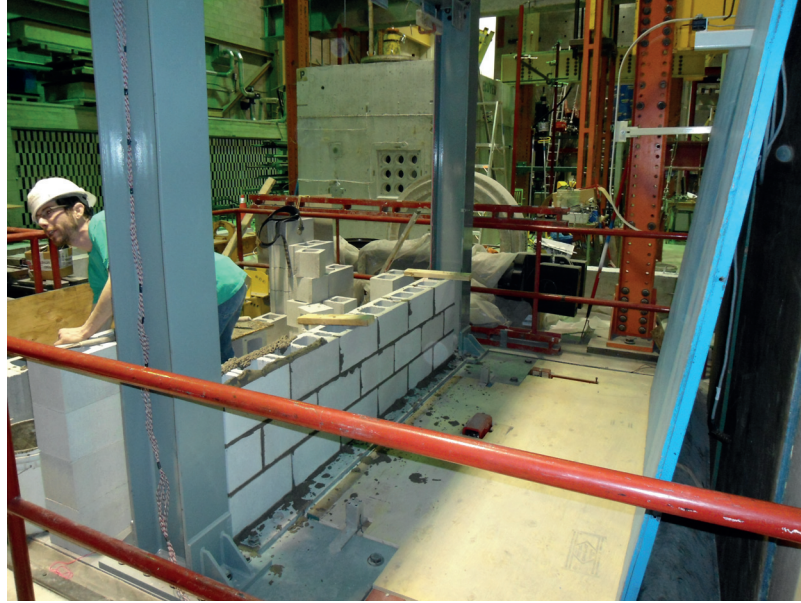


Figure A.7 Pose du mortier sur la 3<sup>e</sup> rangée inférieure de blocs - Mur 2



Figure A.8 Tirage de joints - Mur 2





Figure A.9 Positionnement du système d'alignement - Mur 2



Figure A.10 Pose de la dernière rangée de blocs - Mur 2

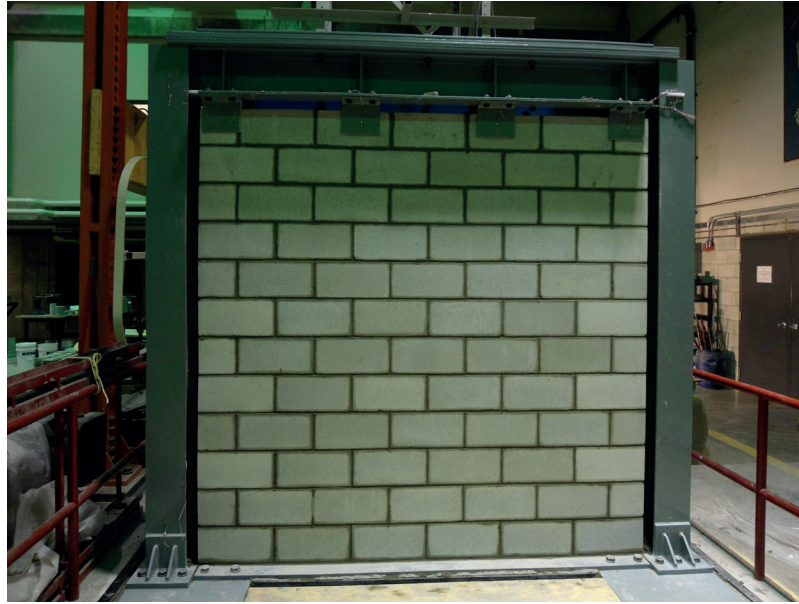


Figure A.11 Résultat final - Mur 2



Figure A.12 Construction des primers pour les essais en compression concentrique - Mur 2

# ANNEXE A

## Données expérimentales

### A.1 Premier mur

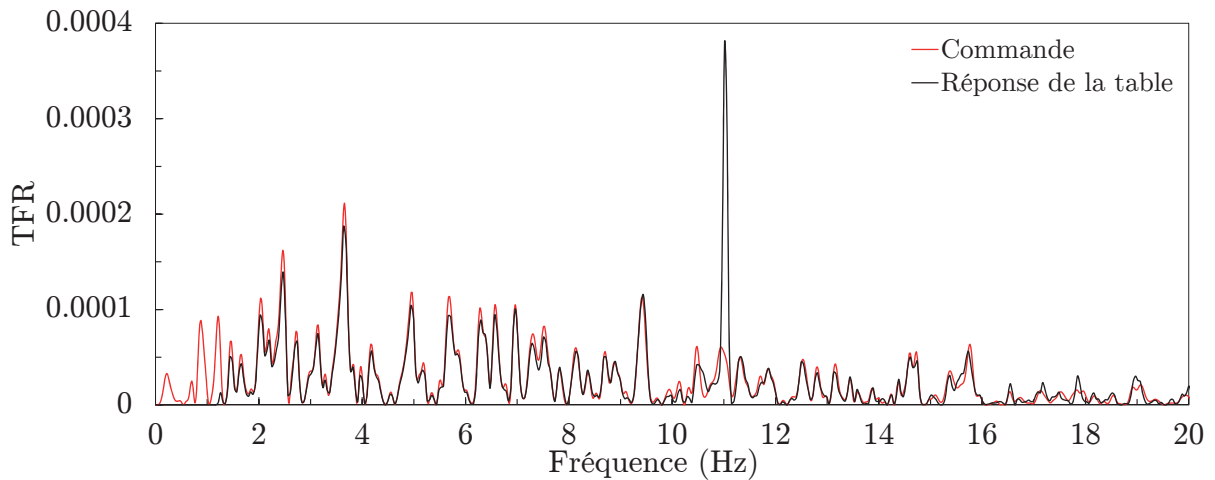


Figure A.1 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL1-0.05 - Mur 1

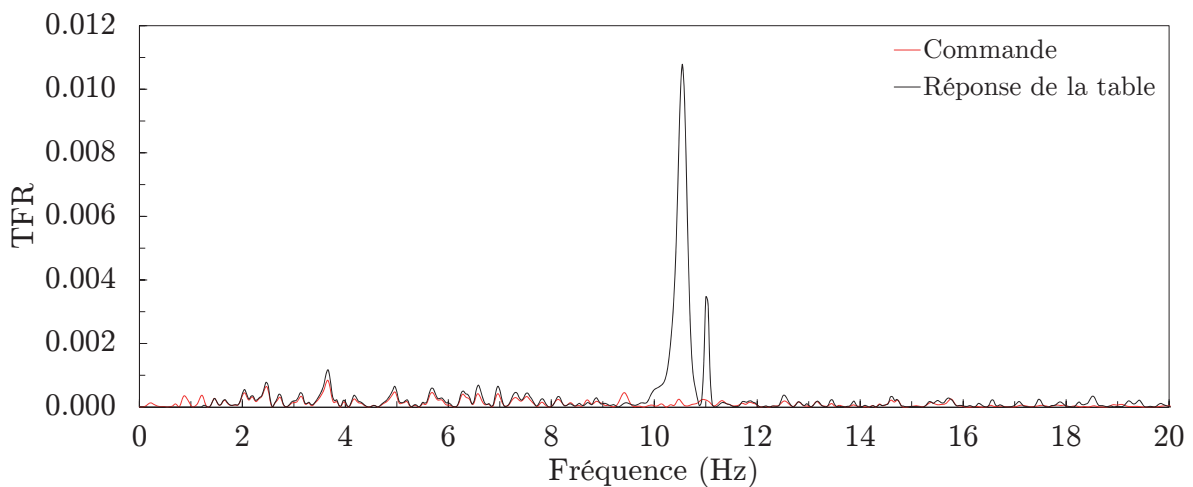


Figure A.2 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL4-0.10 - Mur 1

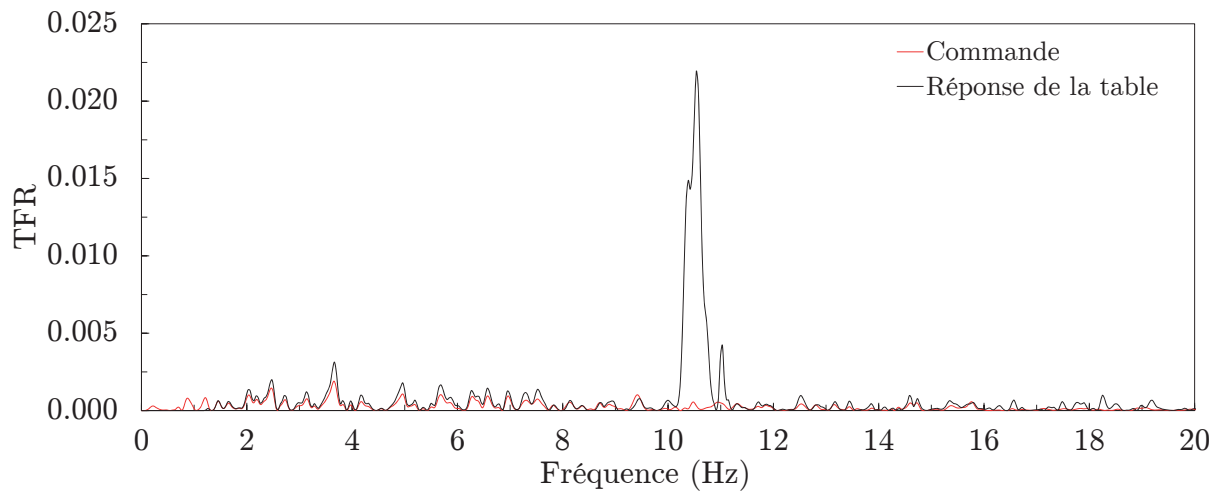


Figure A.3 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL6-0.15 - Mur 1

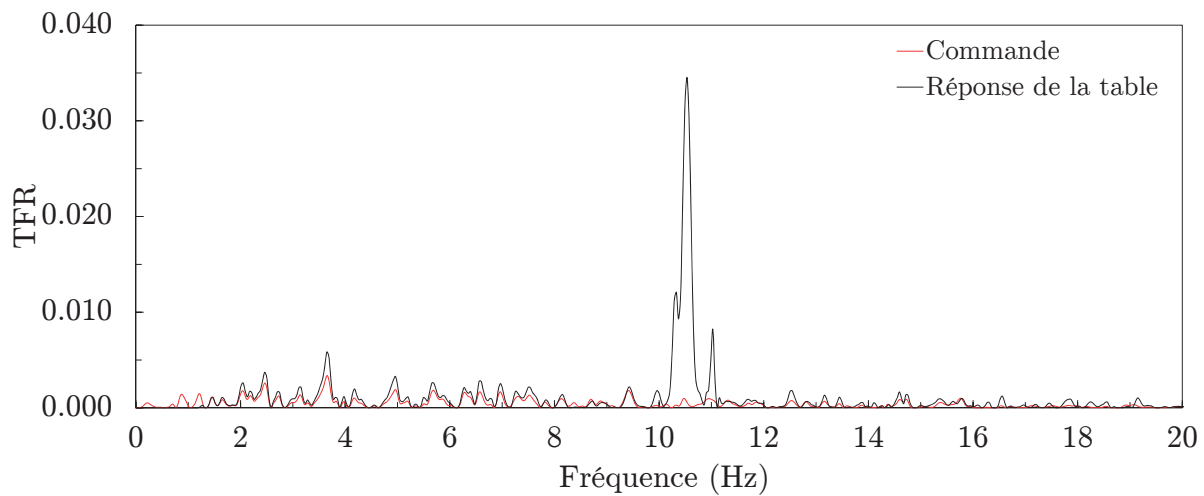


Figure A.4 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL8-0.20 - Mur 1

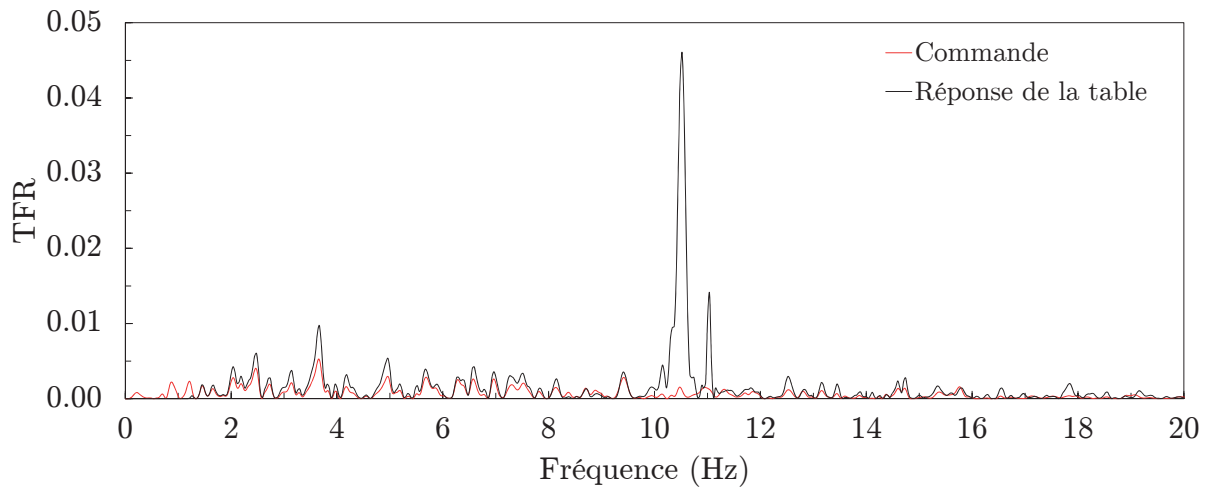


Figure A.5 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL9-0.25 - Mur 1

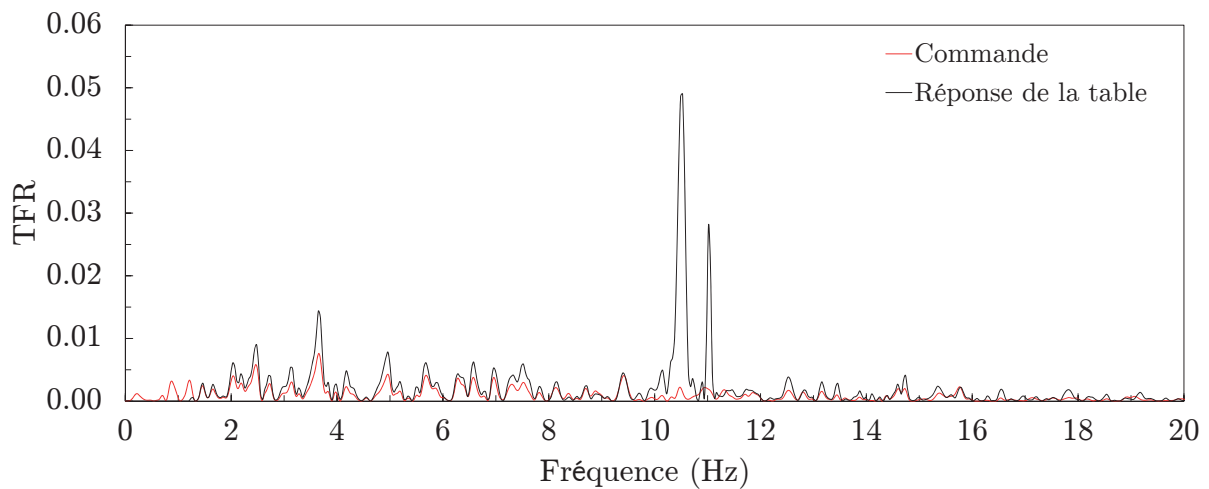


Figure A.6 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL10-0.30 - Mur 1

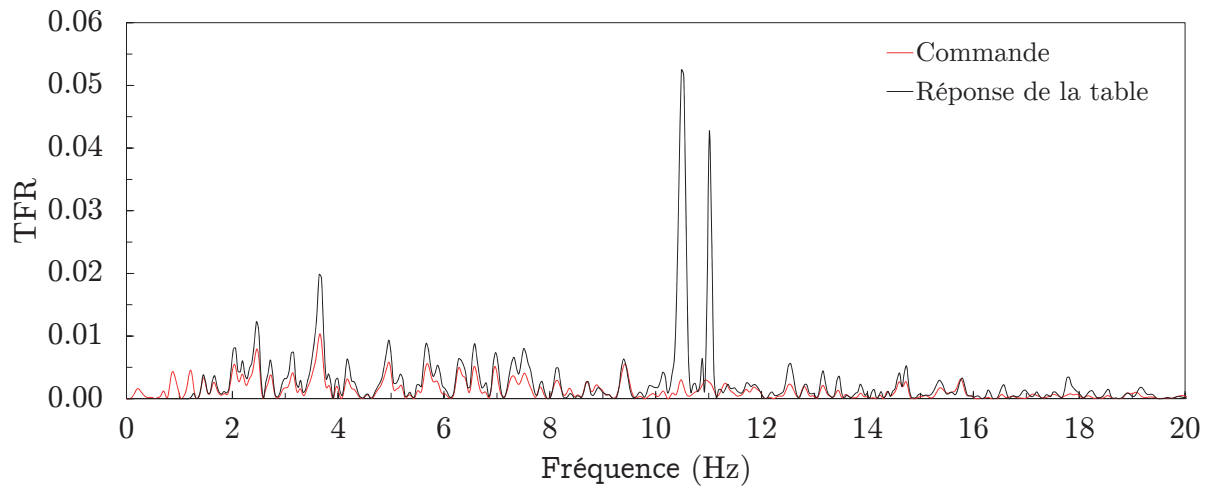


Figure A.7 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL11-0.35 - Mur 1

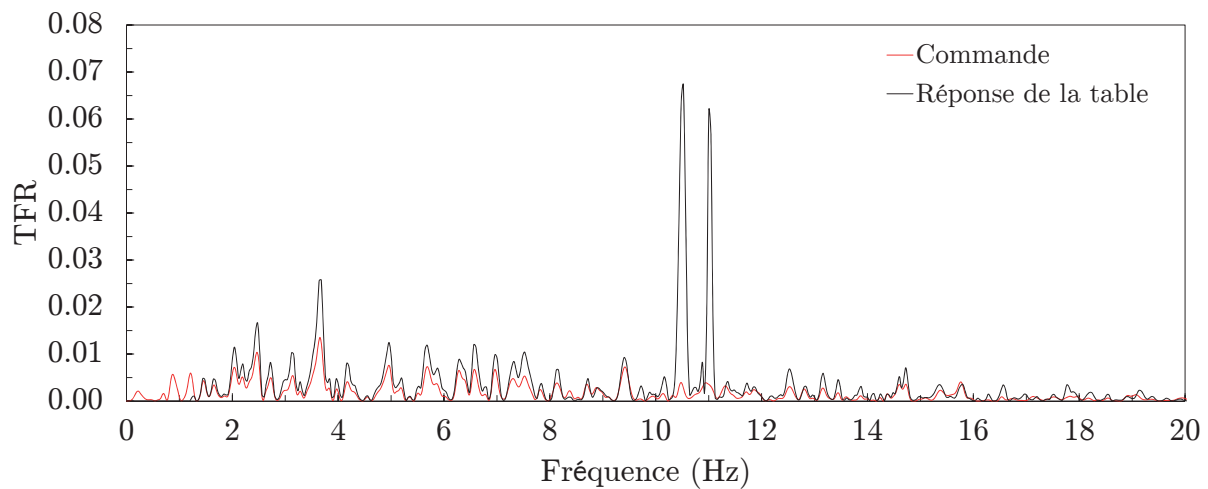


Figure A.8 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL12-0.40 - Mur 1



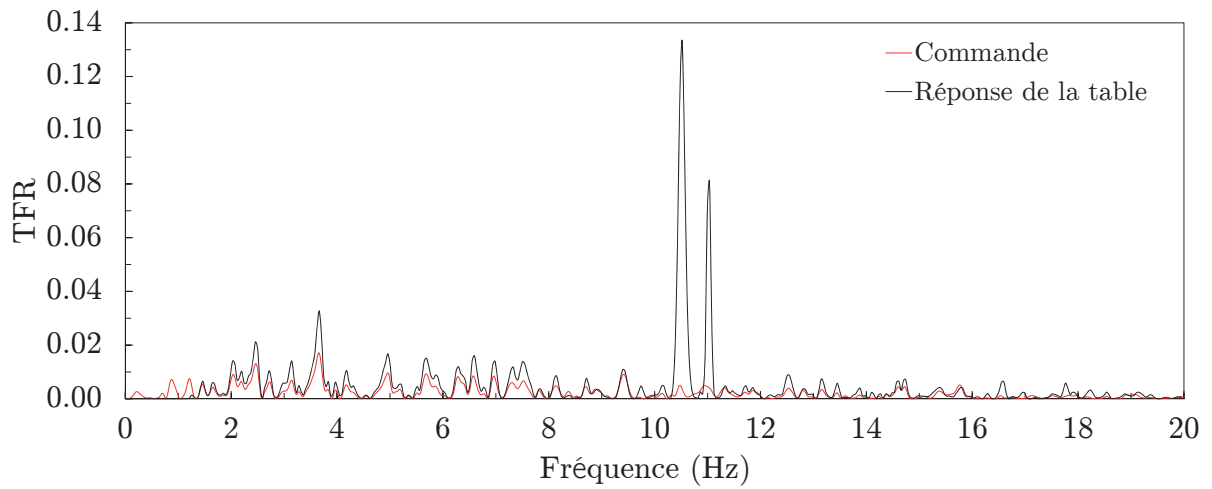


Figure A.9 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL13-0.45 - Mur 1

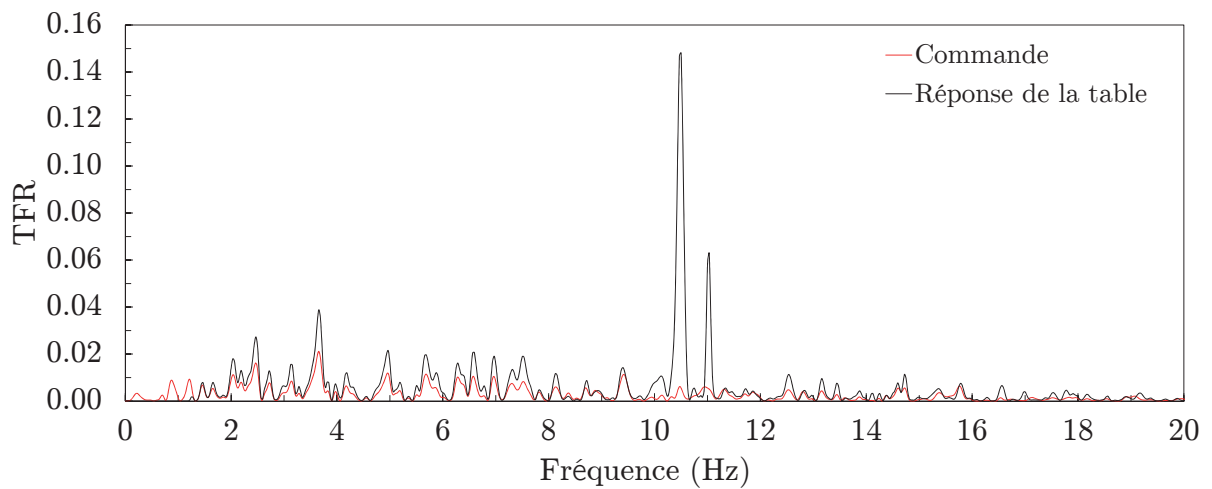


Figure A.10 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL14-0.50 - Mur 1

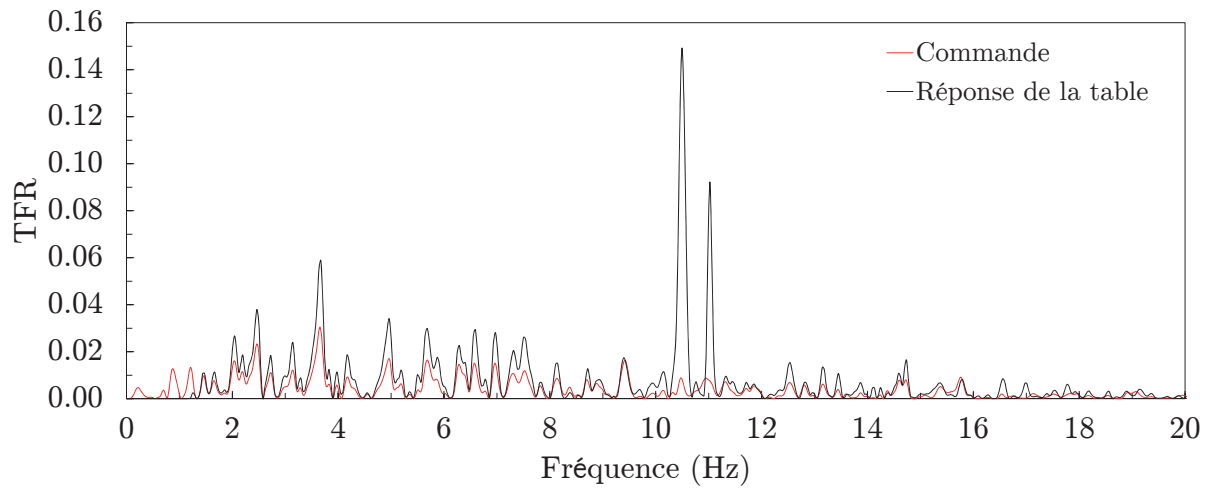


Figure A.11 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL15-0.60 - Mur 1

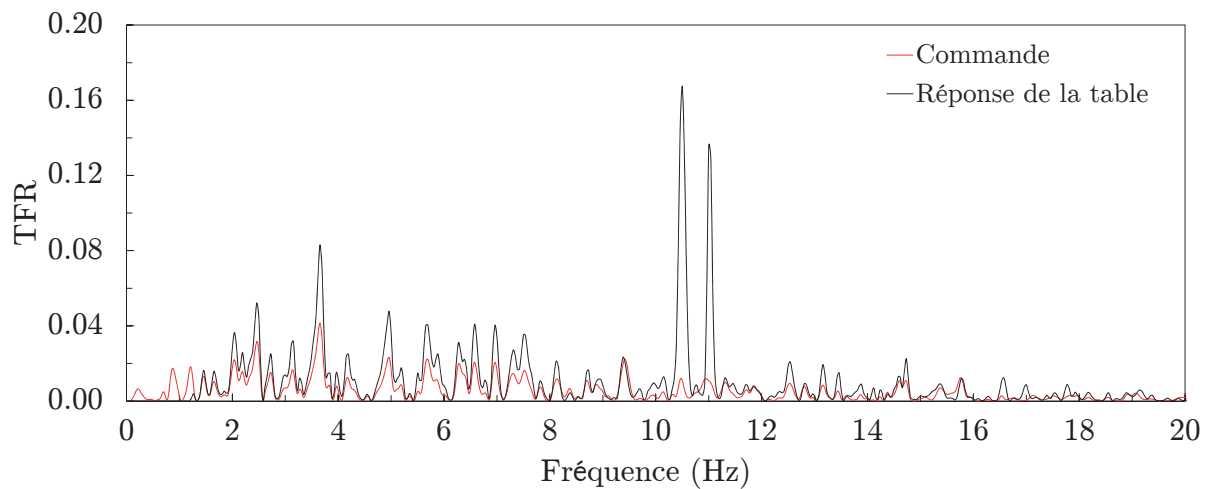


Figure A.12 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL16-0.70 - Mur 1



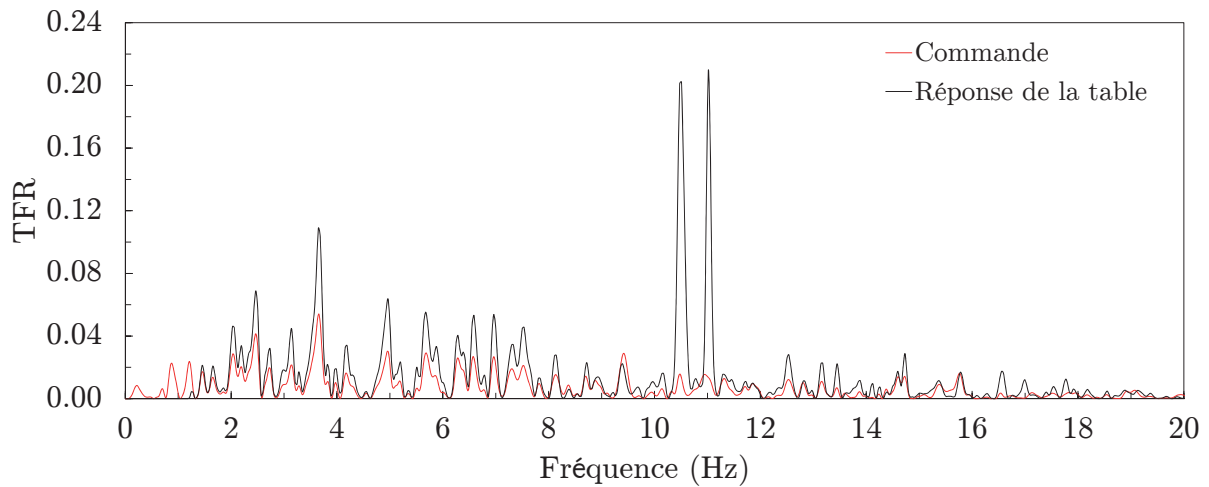


Figure A.13 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL17-0.80 - Mur 1

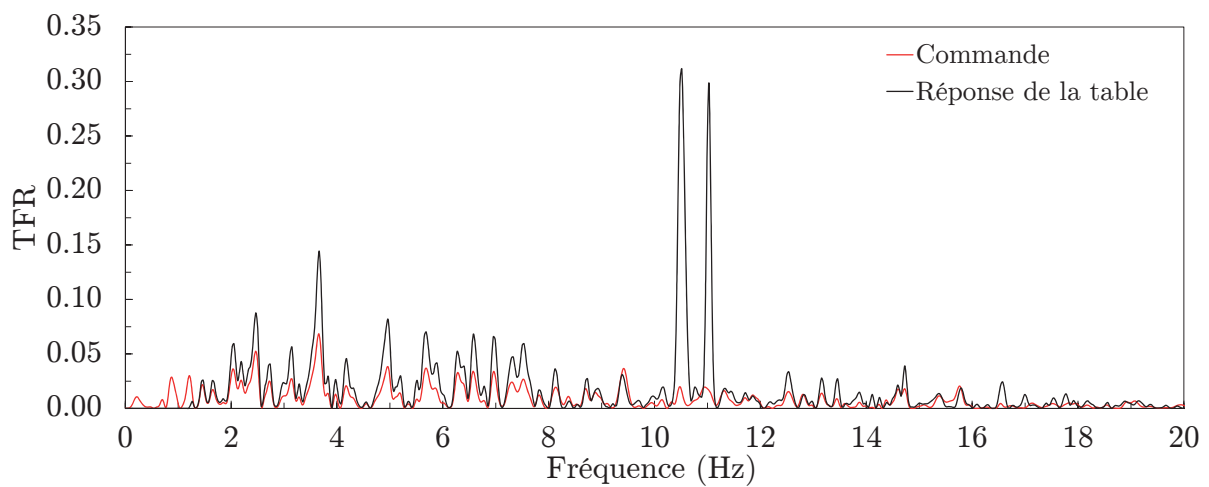


Figure A.14 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL18-0.90 - Mur 1

## A.2 Deuxième mur

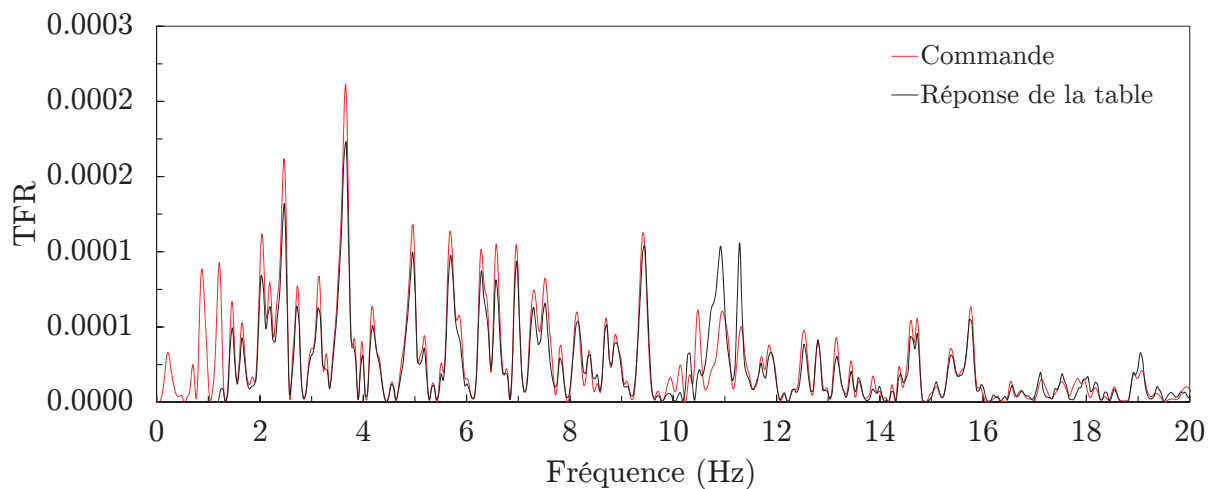


Figure A.15 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL1-0.05 - Mur 2

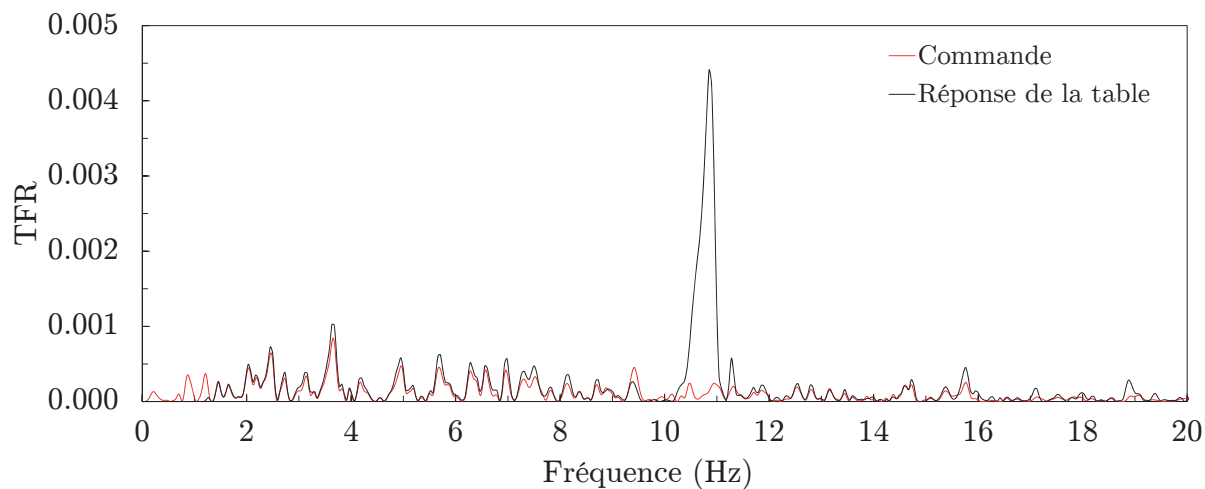


Figure A.16 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL3-0.10 - Mur 2

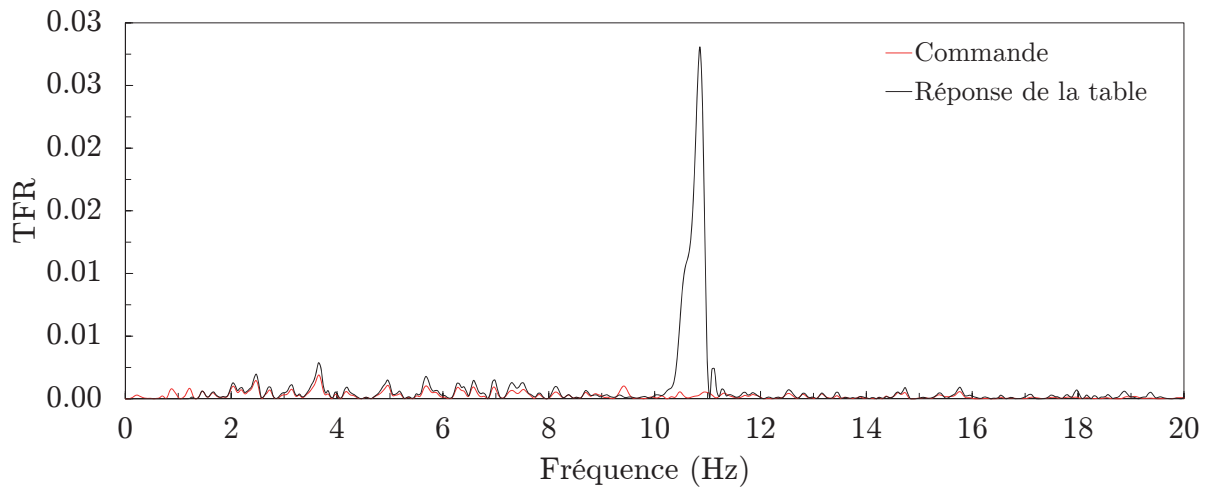


Figure A.17 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL5-0.15 - Mur 2

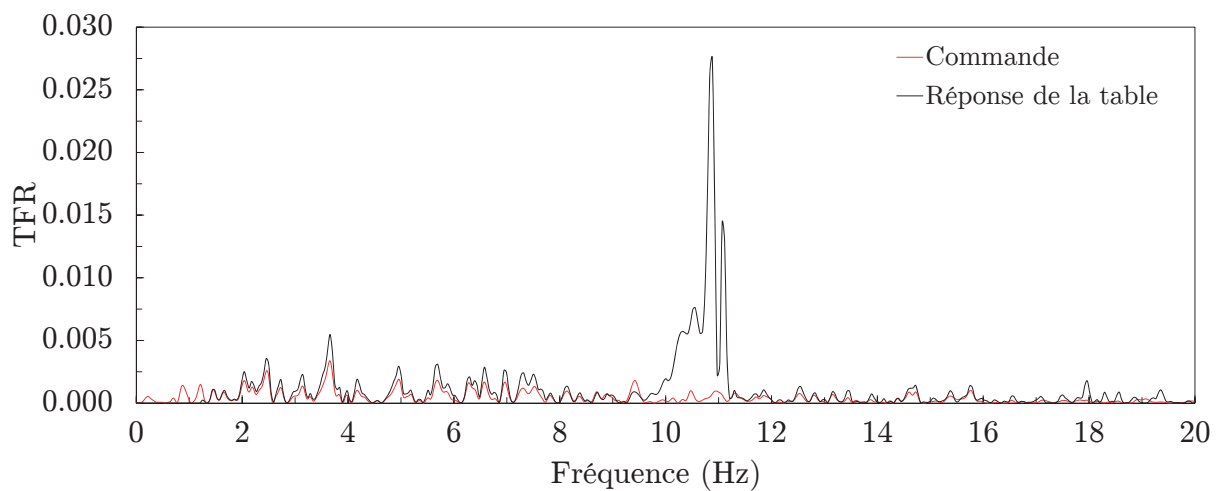


Figure A.18 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL6-0.20 - Mur 2

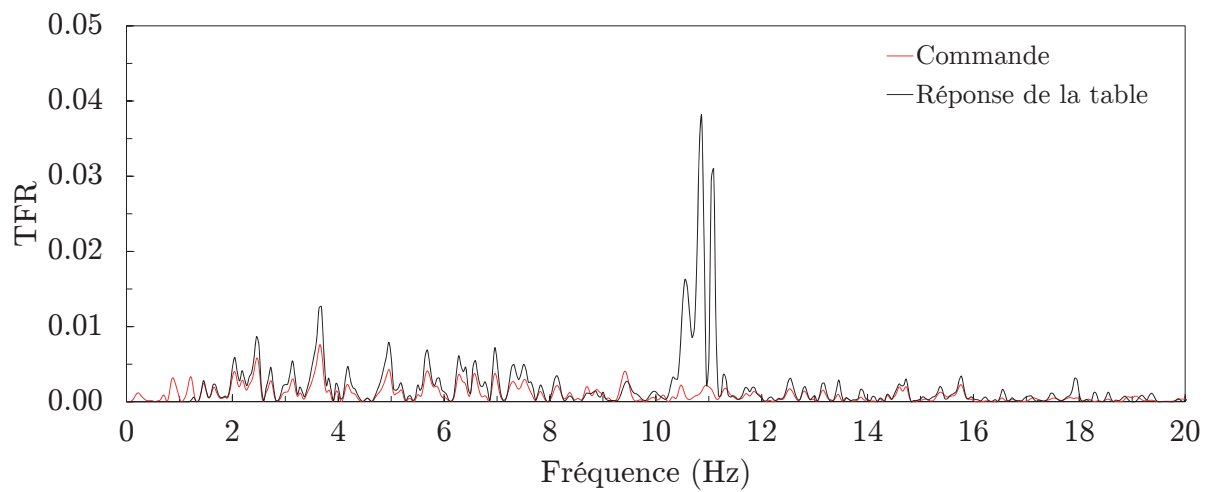


Figure A.19 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL7-0.30 - Mur 2

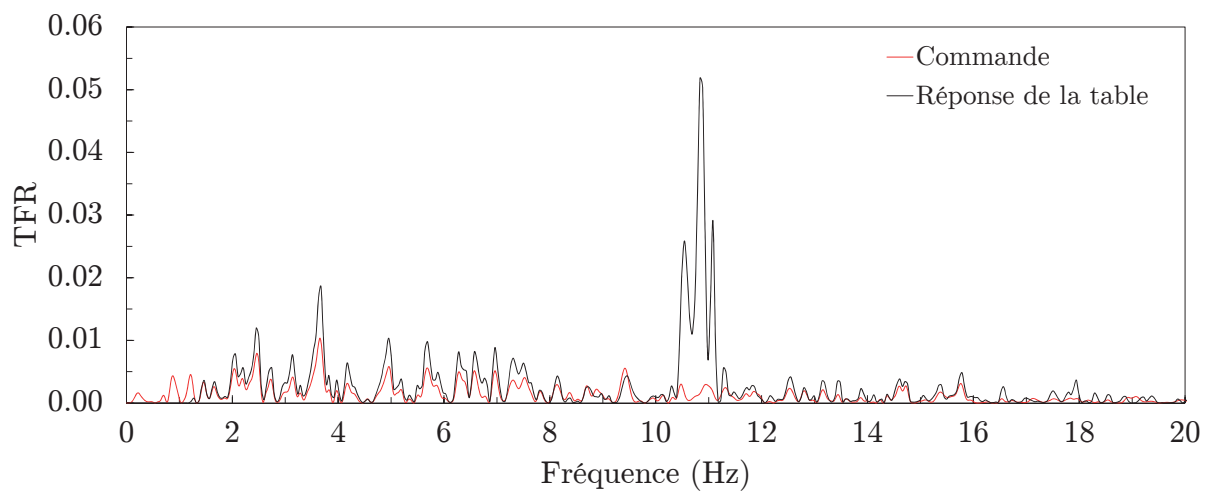


Figure A.20 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL8-0.35 - Mur 2

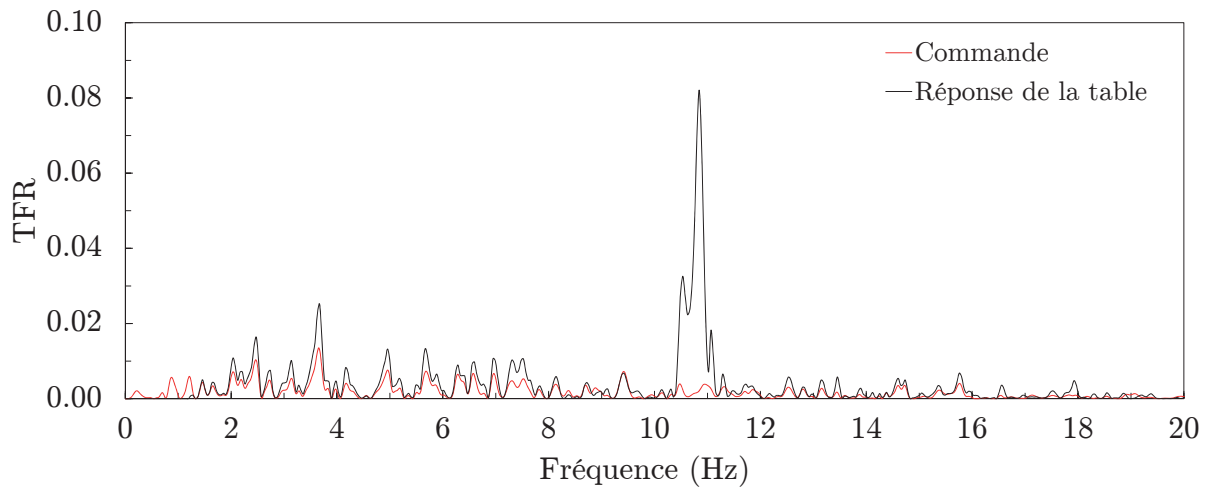


Figure A.21 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL9-0.40 - Mur 2

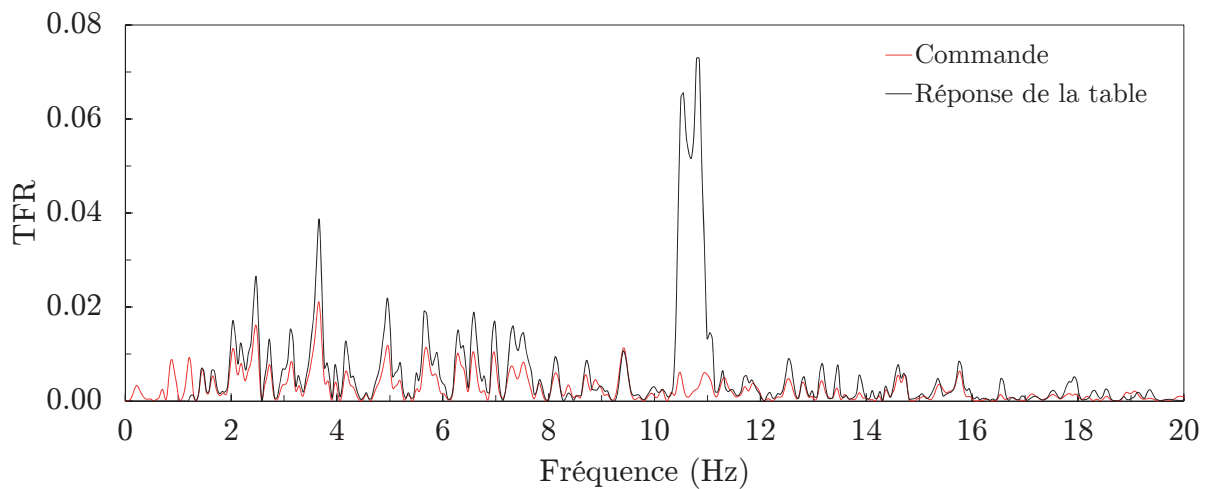


Figure A.22 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL10-0.50 - Mur 2

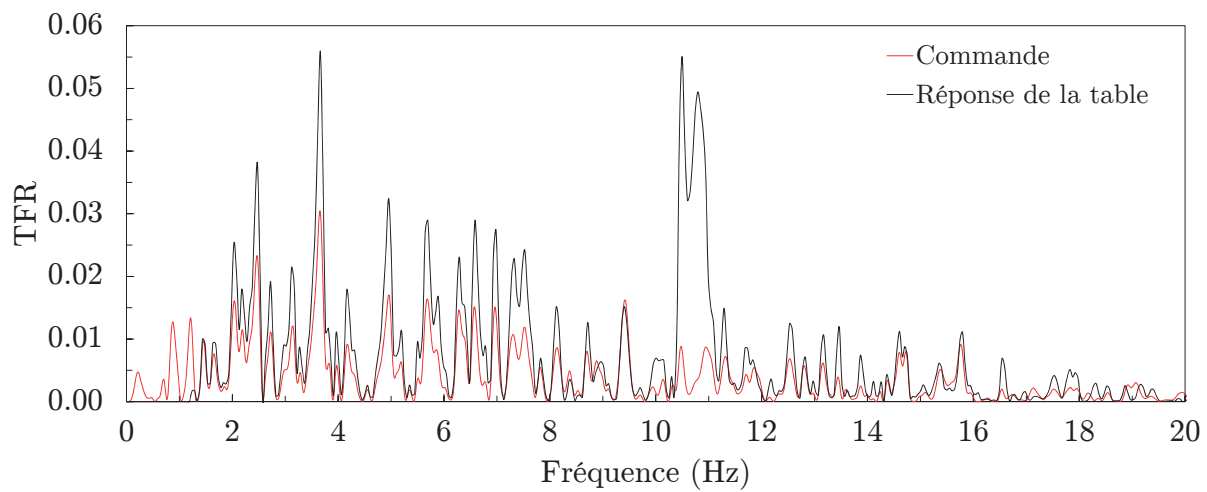


Figure A.23 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL11-0.60 - Mur 2

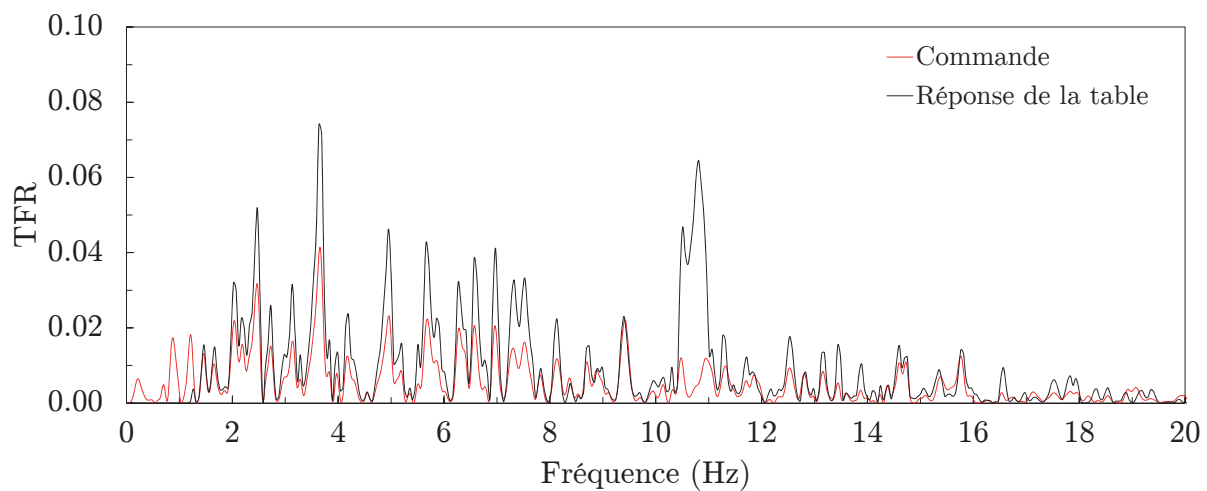


Figure A.24 Comparaison des TFR de l'accélérogramme et des réponses de la table sismique pour l'essai MAL12-0.70 - Mur 2

# LISTE DES RÉFÉRENCES

- ABK (1981). *Methodology for Mitigation of Seismic Hazards in Existing Unreinforced Masonry Buildings : Wall Tesing, Out-of-plane* (Rapport technique 04). ABK, 386 p.
- ABK (1984). *Methodology for Mitigation of Seismic Hazards in Existing Unreinforced Masonry Buildings : The Methodology* (Rapport technique 08). ABK, 174 p.
- Abrams, D. P. (2000). Seismic Reponse Patterns for URM Buildings. *TMS Journal*, volume 18, numéro 1, p. 71–77.
- Allen, D. (1999). Évaluation et protection parasismique des bâtiments. *Publications du CNRC*, volume 26, p. 1–6.
- Allen, D., Fontaine, L., Maurenbrecher, A. et Gingras, M. (1989). *Le séisme de 1988 dans la région du Saguenay : Dommages aux constructions en maçonnerie* (Rapport technique 584). Conseil National de Recherches du Canada, Institut de recherche en construction, 16 p.
- Anderson, C. (1984). Arching Action in Transverse Laterally Loaded Masonry Wall Panels. *The Structural Engineer*, volume 62B, numéro 1, p. 12–23.
- ASCE/SEI41 (2006). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, United States of America, 450 p.
- ASTM (2009). *C952 Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 7 p.
- ASTM (2010a). *C1314 Standard Test Methods for Compressive Strenght of Masonry Prisms*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 10 p.
- ASTM (2010b). *C34 Standard Specification for Structural Clay Load-Bearing Wall Tile*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 3 p.
- ASTM (2010c). *C56 Standard Specification for Structural Clay Nonloadbearing Tile*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 3 p.
- ASTM (2011a). *C109 Standard Test Method for Compression Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 10 p.
- ASTM (2011b). *C129 Standard Specification for Nonloadbearing Concrete Masonry Units*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 3 p.
- ASTM (2012a). *C140 Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 18 p.

- ASTM (2012b). *C1552 Standard Practice for Capping Concrete Masonry Units, Related Units and Masonry Prisms for Compression Testing*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 4 p.
- ASTM (2012c). *C216 Standard Specification for Facing Brick*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 14 p.
- ASTM (2012d). *C62 Standard Specification for Building Brick*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 4 p.
- ASTM (2012e). *C652 Standard Specification for Hollow Brick*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 7 p.
- ASTM (2012f). *C90 Standard Specification for Loadbearing Concrete Masonry Units*. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 4 p.
- Atkinson, G. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 36, numéro 6, p. 991–1000.
- Atkinson, G. M. et Beresnev, A. (1998). Compatible Ground-motion Time Histories for New National Seismic Hazard Maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 25, numéro 2, p. 305–318.
- Beall, C. (1993). *Masonry Design and Detailing for Architects, Engineers, and Contractors*. McGraw-Hill, 583 p.
- Beaulieu, Picard, Tremblay, Grondin et Massicotte (2008). *Calcul des charpentes d'acier, tome 1*, 2<sup>e</sup> édition. Institut canadien de la construction en acier, 793 p.
- Bothara, J., Dhakal, R. et Mander, J. (2010). Seismic Performance of an Unreinforced Masonry Building : An Experimental Investigation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 39, numéro 1, p. 45–68.
- Bouchard, K. M. (2007). *A performance-based approach to retrofitting unreinforced masonry structures for seismic loads*. Mémoire de maîtrise, Massachusetts Institute of Technology, Boston, Massachusetts, United States of America, 112 p.
- Boutin, M. (2013). *Dynamic characterization of unreinforced masonry buildings through ambient vibration testing*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 120 p.
- Brandow, G. E., Ekwueme, C. G. et Hart, C. (2007). *2006 Design of Reinforced Masonry Structures*, 2<sup>e</sup> édition. Concrete Masonry Association of California and Nevada, 343 p.
- Bruneau, M. (1994). Seismic Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings, A State-of-the-Art Report. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 21, numéro 3, p. 512–539.
- Bruneau, M. (1995). Performance of Masonry Structures during the 1994 Northridge (Los Angeles) Earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 22, numéro 2, p. 378–402.
-



- CANAM (2007). *Catalogue des poutrelles*. Groupe Canam, Saint-Gédéon, Québec, Canada, 76 p.
- CCMPA (2013). *Metric Technical Manual - Seismic Design Guide for Masonry Buildings*. Canadian Concrete Masonry Producers Association, Toronto, Ontario, Canada, 317 p.
- CMMA (2010). *Concrete Masonry Handbook*. Techmedia Publishing PTY LTD, Artarmon, Australia, 30 p.
- CNRC (1942). *Code national du bâtiment du Canada 1942*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada.
- CNRC (1953). *Code national du bâtiment du Canada 1953*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada.
- CNRC (1970). *Code national du bâtiment du Canada 1970*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 229 p.
- CNRC (1975). *Code national du bâtiment du Canada 1975*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 387 p.
- CNRC (1977). *Code national du bâtiment du Canada 1977*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 404 p.
- CNRC (1980). *Code national du bâtiment du Canada 1980*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 588 p.
- CNRC (1985). *Code national du bâtiment du Canada 1985*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 490 p.
- CNRC (1990). *Code national du bâtiment du Canada 1990*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 464 p.
- CNRC (1993). *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario, Canada, 106 p.
- CNRC (1995). *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants*. Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario, Canada, 58 p.
- CNRC (2005). *Code national du bâtiment du Canada 2005*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 1325 p.
- CNRC (2010). *Code national du bâtiment du Canada 2010*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, Ontario, Canada, 1311 p.
- CSA (2004). *A179 - Mortier et coulis pour la maçonnerie en éléments*. Association Canadienne de Normalisation, Toronto, Ontario, Canada, 47 p.
- CSA (2006). *S832 - Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments (CFO)*. Association Canadienne de Normalisation, Toronto, Ontario, Canada, 120 p.
-

- Doherty, K., Griffith, M. C., Lam, N. et Wilson, J. (2002). Displacement-based Seismic Analysis for Out-of-plane Bending of Unreinforced Masonry Walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 31, numéro 4, p. 833–850.
- Elgawady, M. A. (2004). *Dynamic In-Plane Behavior of URM Wall Upgraded with Composites*. Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse, 187 p.
- Elgawady, M. A., Lestuzzi, P. et Badoux, M. (2007). Static Cyclic Response of Masonry Walls Retrofitted with Fiber-reinforced Polymers. *Journal of Composites for Construction*, volume 11, numéro 1, p. 50–61.
- FEMA (1992). *FEMA 172, NEHRP Handbook for Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America, 197 p.
- FEMA (1997). *FEMA 274, NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America, 488 p.
- FEMA (1998a). *FEMA 306, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America, 270 p.
- FEMA (1998b). *FEMA 310, Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings - A Pre-standard*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America, 288 p.
- FEMA (2000). *FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America, 518 p.
- FEMA (2002). *FEMA 154, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards : A Handbook*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America, 164 p.
- FEMA (2006). *FEMA 547, Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America, 571 p.
- Gauron, O. (2010). *Contrôle sismique d'un bâtiment en acier de 3 étages à l'échelle 1/3 par amortisseurs élastomères et contreventements en chevron*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 240 p.
- Ghiassi, B., Soltani, M. et Tasnimi, A. (2012). Seismic Evaluation of Masonry Structures Strengthened with Reinforced Concrete Layers. *Journal of Structural Engineering*, volume 138, numéro 6, p. 729–743.
- Griffith, M., Nelson, L., Wilson, T. K., Leonard, J. et Doherty, K. (2004). Experimental Investigation of Unreinforced Brick Masonry Walls in Flexure. *ASCE Journal of Structural Engineering*, volume 130, numéro 3, p. 423–432.
-

- Housner, G. (1963). The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 53, numéro 2, p. 403–417.
- Jaffe, R. C. (2004). *Masonry Instant Answers*. McGraw-Hill, 263 p.
- Karbassi, A. et Nollet, M. J. (2008). Development of An Index Assignment Procedure Compatible with the Regional Seismicity in the Province of Quebec for the Rapid Visual Screening of Existing Buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 35, numéro 9, p. 925–937.
- Kodur, V., Erki, M. et Quennville, J. (1995). Seismic Design and Analysis of Masonry-infilled Frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 22, numéro 3, p. 576–587.
- Kosmatka, S., B.Kerkhoff, Panarese, W., MacLeod, N. et McGrath, R. (2011). *Dosage et contrôle des mélanges de Béton*, 8<sup>e</sup> édition. Association Canadienne du Ciment, 353 p.
- Lamontagne, M. (2002). An Overview of Some Significant Eastern Canadian Earthquakes and their Impacts on the Geological Environment, Buildings and the Public. *Natural Hazards*, volume 26, numéro 1, p. 55–67.
- Lefebvre, K. (2004). *Caractérisation structurale et évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en maçonnerie du Vieux-Montréal*. Mémoire de maîtrise, École de Technologie Supérieure, Montréal, Québec, Canada, 208 p.
- Little, T. (2007). A Technical Seminar on the Development and Application of the Response Spectrum Method for Seismic Design of Structures. Dans *Ground Motion Time-histories Matching*. p. 1–7.
- Maganes, G. et Calvi, G. M. (1997). In-plane Seismic Response of Brick Masonry Walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 26, numéro 11, p. 1091–1112.
- Mahmoud, A. S., Hamid, A. A. et Magd, S. A. E. (1995). Lateral Response of Unreinforced Solid Masonry Shear Walls : An Experimental Study. *Seventh Canadian Masonry Symposium*, p. 110–125.
- Makris, N. et Konstantinidis, D. (2003). The Rocking Spectrum and the Limitations of Practical Design Methodologies. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 32, numéro 2, p. 265–289.
- MEDDE (2012). Risque sismique.
- Meisl, C. S. (2006). *Out-of-plane Seismic Performance of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls*. Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, Colombie-Britannique, Canada, 218 p.
- Meisl, C. S., Elwood, K. J. et Ventura, C. E. (2007). Shake Table Tests on the Out-of-plane Response of Unreinforced Masonry Walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 34, numéro 11, p. 1381–1392.
-

- Mitchell, Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., Adams, J. et DeVall, D. (2009). Evolution of Seismic Design Provisions in the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 37, numéro 9, p. 1157–1170.
- Mitchell, Tinawi et Law (1990). Damage Caused by the November 25th, 1988, Saguenay Earthquake. *Canadian Journal of Civil*, volume 17, numéro 3, p. 338–365.
- MSJC (2011). *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*. Masonry Standards Joint Comittee, 344 p.
- Nollet, M. J., Lefebvre, K. et Chaallal, O. (2004). Structural Characteristics of Historical Buildings in Old Montreal. Dans *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Numéro 2907, p. 1–11.
- NRCC (1993). *Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings*. National Research Council Canada, Vancouver, Colombie-Britannique, Canada, 166 p.
- Paquette, J. et Bruneau, M. (2003). Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm. *ASCE Journal of Structural Engineering*, volume 126, numéro 6, p. 708–716.
- Paquette, J. et Bruneau, M. (2006). Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm and Comparison with Existing Procedures. *Journal of Building and Construction Materials (Special Issue)*, volume 20, numéro 4, p. 220–228.
- Paquette, J., Bruneau, M. et Filiatrault, A. (2001). Out-of-plane seismic evaluation and retrofit of Turn-of-the-Century North American masonry walls. *ASCE Journal of Structural Engineering*, volume 127, numéro 5, p. 561–569.
- Paquette, L. G. (2011). *Caractérisation des bâtiments comprenant de la maçonnerie non renforcée et de leurs propriétés dynamiques*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 124 p.
- Pauley, T. et Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley Interscience, 744 p.
- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures, applications aux ouvrages de génie civil*, 1<sup>re</sup> édition. Hermes-Lavoisier, 702 p.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé, analyse et dimensionnement*. Presses internationales Polytechnique, 897 p.
- Paultre, P., Lefebvre, G. et Devic, J. P. (1993). Statistical Analyses of Damages to Buildings in the 1988 Saguenay Earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 20, numéro 6, p. 988–998.
- Pelletier, G. (2010). *Rehausse sismique des bâtiments des hôpitaux de La Malbaie et de Baie-Saint-Paul* (Rapport technique). AECOM TecSult inc., 62 p.
- Priestley, M. (1985). Seismic Behavior of Unreinforced Masonry Walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, volume 18, numéro 2, p. 191–205.
-

- RNC (2012). Les zones sismiques dans l'Est du Canada.
- Russell, A. P., Mahmood, H. et Ingham, J. M. (2007). Pseudo-static In-plane Testing of Typical New Zealand Unreinforced Masonry Walls. *8th Pacific Conference on Earthquake Engineering*, , numéro 100, p. 1–7.
- Sharif, I., Meisl, C. et Elwood, K. (2007). Assessment of ASCE 41 Height-to-Thickness Ratio Limits for URM Walls. *Earthquake Spectra*, volume 23, numéro 4, p. 893–908.
- Sismir, C., Aschheim, M. et Abrams, D. (2004). Out-of-plane Dynamic Response of Unreinforced Masonry Bearing Walls Attached to Flexible Diaphragms. Dans *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Numéro 2045, p. 1–15.
- Stafford Smith, B. (1962). Lateral Stiffness of Infilled Frames. *ASCE Journal of the Structural Division*, volume 88, numéro 6, p. 183–199.
- Therrien-Truchon, J. (2011). *Comportement sismique des murs de maçonnerie non armée et essai cyclique sur un mur de remplissage représentatif des années 1950 au Québec*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 198 p.
- Tischer, H., Mitchell, D. et McClure, G. (2012). Ambient Vibration Measurement of Dynamic Properties of School Buildings in Montreal (Quebec). Dans *Structures Congress 2012 - ASCE 2012*.
- TPSG (1995). *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structureaux des bâtiments*. Travaux Publics et Services Gouvernementaux Canada, Ottawa, Ontario, Canada, 63 p.
- West, W. (1973). The Resistance of Brickwork to Lateral Loading. *Proceeding of the British Ceramic Society*, volume 21, numéro 10, p. 141–164.
- Yi, T., Moon, F. L., Leon, R. T. et Kahn, L. F. (2006). Lateral Load Tests on a Two-story Unreinforced Masonry Building. *ASCE Journal of Structural Engineering*, volume 132, numéro 5, p. 643–652.
- Yokel, F. et Fattal, G. (1976). Failure Hypothesis for Masonry Shear Walls. *ASCE Journal of Structural Engineering*, volume 102, numéro 3, p. 515–532.
- Yokel, F. Y., Mathey, R. G. et Dijkers, R. D. (1971). *Strength of Masonry Walls Under Compressive and Transverse Loads*. U.S. National Bureau of Standards, 68 p.
-





