

**Titre:** Analyse et conception de murs de refend ductiles couplés en acier  
avec poutres simplement assemblées dans les bâtiments multi  
étagés de moyenne hauteur  
Title:

**Auteur:** Benoit Charland  
Author:

**Date:** 2018

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Charland, B. (2018). Analyse et conception de murs de refend ductiles couplés en  
acier avec poutres simplement assemblées dans les bâtiments multi étagés de  
moyenne hauteur [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].  
Citation: PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/3303/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:**  
PolyPublie URL: <https://publications.polymtl.ca/3303/>

**Directeurs de  
recherche:** Robert Tremblay, & Larry A. Fahnestock  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE ET CONCEPTION DE MURS DE REFEND DUCTILES COUPLÉS EN ACIER  
AVEC POUTRES SIMPLEMENT ASSEMBLÉES DANS LES BÂTIMENTS MULTI ÉTAGÉS  
DE MOYENNE HAUTEUR

BENOIT CHARLAND

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ANALYSE ET CONCEPTION DE MURS DE REFEND DUCTILES COUPLÉS EN ACIER  
AVEC POUTRES SIMPLEMENT ASSEMBLÉES DANS LES BÂTIMENTS MULTI ÉTAGÉS  
DE MOYENNE HAUTEUR

présenté par : CHARLAND Benoit

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI, Najib, Ph. D, président

M. TREMBLAY Robert, Ph. D, membre et directeur de recherche

M. FAHNESTOCK Larry A., Ph. D, membre et codirecteur de recherche

M. LACHAPELLE Éric, M.Sc.A, membre

## DÉDICACE

*À ma mère, la plus grande fan de Isaac Newton*



## REMERCIEMENTS

Je désire tout d'abord offrir mes remerciements sincères à Lainco inc., entreprise partenaire de cette recherche, qui a généreusement contribué à ce projet tant au niveau financier qu'au niveau du partage de leurs connaissances. Tout particulièrement, merci à Éric Lachapelle, vice-président de Lainco, d'avoir cru en moi et de m'avoir permis de mettre le travail de côté temporairement afin de pouvoir compléter ce projet.

Merci M. Robert Tremblay de m'avoir guidé tout au long de ce projet. Votre réputation vous précède et vos connaissances m'ont toujours été d'une grande aide.

I also want to thank Professor Larry A. Fahnestock, who accepted to share his expertise with us during this project after we met at a conference he gave at Polytechnique, where he first gave me the idea of doing my research on coupled steel plate shear walls.

Je tiens aussi à remercier Élie St-Onge, Marie-Ève Gagné et Sebastian Apari, ces amis et collègues qui ont tous les trois complété des maîtrises à Polytechnique, me démontrant ainsi que c'était possible.

Je remercie finalement le FQRNT et le CRSNG pour leur contribution aux bourses d'études sans lesquelles je n'aurais pas pu entreprendre ce projet.

## RÉSUMÉ

Le mur de refend ductile en acier est un système de reprise des charges latérales très performant pour les bâtiments multi étagés. Sa ductilité, sa rigidité et la redondance qu'il offre en font un système de choix pour la résistance aux charges sismiques. Le mur de refend est constitué d'un cadre en acier dans lequel est insérée une plaque élancée qui dissipe de l'énergie par la formation de champs de tension. Pouvant être en grande partie préfabriqué en usine, son utilisation peut également permettre de réduire les délais d'érection au chantier. Malheureusement, les coûts de fabrication élevés empêchent souvent son utilisation dans les bâtiments au Canada. De plus, pour les bâtiments plus hauts, les dimensions du mur doivent être augmentées et la préfabrication en usine et la livraison deviennent plus difficiles.

Afin d'améliorer ces deux faiblesses, on propose d'utiliser un système de murs couplés qui comprend deux murs étroits couplés au moyen de poutres qui sont fixées aux colonnes avec des assemblages rigides afin de former un cadre à nœuds rigides. Les assemblages des poutres aux poteaux à l'intérieur de chacun des deux murs sont des assemblages simples et économiques. L'utilisation de deux murs étroits permet de conserver les avantages du système quant à la préfabrication, alors que l'utilisation d'assemblages simples aux extrémités des poutres des murs permet d'en réduire les coûts sans nuire à la performance cyclique inélastique grâce au cadre formé par les poutres de couplage.

Très peu de recherches ont été effectuées sur ce système à ce jour. Le but de ce projet est de déterminer des méthodes de conception pour le mur de refend couplé au Canada et de déterminer son niveau de performance en tant que système de reprise des charges sismiques. Les règles de calcul déjà en place pour les murs de refend individuels ont été étendues au calcul des murs couplés. Une méthode de conception a été proposée pour le calcul des éléments non couverts par les normes en vigueur c'est-à-dire les poutres de couplage et les colonnes intérieures.

Suivant ces méthodes, plusieurs bâtiments prototypes contreventés par des murs de refend simples et couplés ont été conçus pour des sites de catégorie C et E à Montréal, QC, et Vancouver, CB. Pendant la conception, des analyses paramétriques ont été effectuées afin de guider la conception vers un résultat le plus économique possible tel qu'il serait recherché en pratique. Les murs de refend couplés ainsi conçus ont ensuite été soumis à une suite de simulations numériques non linéaires dans lesquelles les spécimens sont soumis à de nombreux signaux de tremblements

de terre. Les résultats de ces analyses rigoureuses ont permis de valider les différentes procédures de conception proposée.

En comparaison avec des murs de refend simples conçus selon les normes actuelles, les murs de refend couplés conçus selon la méthode proposée permettent des économies de temps et d'argent, en plus d'offrir une rigidité supérieure et d'être moins contraignant pour l'aménagement architectural et la mécanique du bâtiment. Les simulations numériques ont démontré que les murs couplés ont généralement réagi avec un bon comportement sous les secousses sismiques. Certains prototypes ont exhibé des déplacements inter-étages légèrement trop importants, mais aucun effondrement n'a été observé, ce qui est le résultat principal recherché par le code national du bâtiment du Canada. Les méthodes qui ont été établies pour la détermination des efforts dans les colonnes intérieures se sont avérées adéquates et permettent de concevoir les murs de refend couplés de manière conservatrice.

## ABSTRACT

Ductile steel plate walls are a very efficient lateral force resisting system in multi-story buildings. Its high ductility, stiffness and redundancy make it an ideal choice for resisting seismic loads. A steel plate wall is composed of a steel frame with a thin infill plate welded inside of it. During a severe earthquake, energy is dissipated through yielding of the infill plate in the form of a diagonal tension field. Erection time on the work site can be greatly reduced by pre-assembling the wall in the shop before sending it out. However, the high fabrication costs often preclude from using the system in buildings in Canada. Additionally, for taller buildings, wider walls are required, which cannot be preassembled in the shop and shipped to the site.

In order to improve on these weaknesses, a coupled steel plate wall system with economical beam connections is proposed in this project. The system consists in a pair of adjacent conventional walls coupled by beams that are rigidly connected to the columns to develop moment frame action. Beam-to-column connections inside each conventional wall are pin-connected. The system retains the important benefits from steel plate walls: they can be prefabricated and cause less architectural constraints. Using simple connections for the beams inside the walls permits significant cost savings, without sacrificing ductility and inelastic performance, thanks to the coupling beams.

To this day, only limited research is available on this system. The goal of this project is to determine design methods for ductile coupled steel plate walls as well as to establish its performance level as a seismic force resisting system in Canada. The current conventional steel plate wall design specifications were extended to the coupled configuration, and a design method was proposed for calculating elements which are not covered in the current standards and literature: coupling beams and interior columns.

Following these methods, a range of different prototype buildings braced with simple and coupled steel plate walls were designed using current code provisions and analysis methods. During the preliminary design phase, parametric studies were performed to guide the design of the most economical coupled walls, as would be done in practice. The prototype walls designed this way were then analysed using time history analyses under different ground shaking signals. The results of these analyses were then compared with the expected behavior from the linear spectral dynamic analysis.

Compared with single walls design with current code provisions, coupled steel plate walls offer more lateral stiffness and allow time and cost savings. Under seismic loads, the analysed coupled walls exhibited a stable response. Some prototypes showed large story drifts, but all prevented the collapse of the building, which is the main goal of the building code. The proposed method for determining axial loads in interior columns was proven to be adequate and allows for a conservative design of coupled plate walls.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XIX
LISTE DES ANNEXES .....	XXVI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs et portée de l'étude .....	4
1.3 Méthodologie .....	4
1.4 Organisation du mémoire .....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE ET DE LA PRATIQUE .....	6
2.1 Murs de refend simples .....	6
2.1.1 Comportement général .....	7
2.1.2 Effet du cadre rigide.....	8
2.1.3 Murs avec assemblages simples.....	9
2.1.4 Contrôle de la capacité .....	12
2.2 Murs de refend couplés .....	14
2.2.1 Poutres de couplage.....	16
2.2.2 Tests analytiques, numériques et expérimentaux .....	20

2.3	Conception des murs de refend en acier au Canada.....	29
2.3.1	Charges dues aux séismes .....	29
2.3.2	Charges dues au vent.....	36
2.3.3	Effets du second-ordre ( $P-\Delta$ ) et charges latérales conceptuelles .....	38
2.3.4	Conception des murs de refend selon la norme CSA-S16 .....	39
CHAPITRE 3	CONCEPTION DES BÂTIMENTS .....	47
3.1	Caractéristiques des bâtiments prototypes .....	47
3.1.1	Charges gravitaires .....	49
3.1.2	Calcul des charges latérales.....	53
3.1.3	Matériaux .....	56
3.2	Modélisation des bâtiments sur ETABS .....	57
3.2.1	Modélisation des murs de refend .....	57
3.2.2	Dimensionnement des poutres gravitaires.....	59
3.2.3	Dimensionnement des colonnes gravitaires .....	59
3.2.4	Dimensionnement des diaphragmes.....	61
3.3	Conception des murs de refend .....	62
3.3.1	Détermination des charges de conception .....	62
3.3.2	Calcul des plaques d'âme .....	63
3.3.3	Calcul des colonnes.....	63
3.3.4	Calcul des poutres .....	64
3.3.5	Calcul des poutres de couplage .....	65
3.3.6	Calcul des bielles.....	66
3.3.7	Vérification des déplacements latéraux et des effets du second ordre .....	67
3.4	Résultats .....	69

3.4.1	Analyse modale .....	69
3.4.2	Calcul des coûts de fabrication.....	72
3.4.3	Dimensionnement des murs de refend .....	72
3.4.4	Calcul du facteur $M_v$ .....	80
3.4.5	Discussion des résultats.....	81
CHAPITRE 4 ANALYSES NON LINÉAIRES.....		85
4.1	Modèles numériques .....	85
4.1.1	Géométrie des modèles .....	85
4.1.2	Matériaux et rotules plastiques.....	86
4.2	Validation des modèles .....	87
4.2.1	Comportement inélastique.....	87
4.3	Analyses de type « Pushover » statiques.....	90
4.3.1	Effort tranchant à la base.....	91
4.3.2	Effort de compression dans les colonnes .....	95
4.4	Analyses dynamiques temporelles .....	96
4.4.1	Signaux sismiques utilisés.....	96
4.4.2	Définition des cas de chargement.....	98
4.4.3	Résultats .....	99
CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....		116
5.1	Conclusion.....	116
5.2	Recommandations pour les recherches futures .....	118
RÉFÉRENCES ET BIBLIOGRAPHIE .....		120
ANNEXES .....		129



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Dimensions, poids et charges gravitaires des bâtiments prototypes .....	52
Tableau 3-2 : Données climatiques considérées pour la conception de bâtiments prototypes selon le CNBC 2010 .....	53
Tableau 3-3: Charges de vent totales en kN appliquées sur les bâtiments de 6 étages .....	54
Tableau 3-4: Charges de vent totales en kN appliquées sur les bâtiments de 12 étages .....	54
Tableau 3-5 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 6 étages à Montréal, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) : .....	55
Tableau 3-6 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 6 étages à Vancouver, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) : .....	55
Tableau 3-7 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 12 étages à Montréal, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) : .....	56
Tableau 3-8 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 12 étages à Vancouver, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) : .....	56
Tableau 3-9 : Colonnes gravitaires.....	61
Tableau 3-10 : Exemple de résultats de l'analyse modale d'un bâtiment de 6 étages .....	69
Tableau 3-11 : Exemple de résultats d'analyse modale bâtiment de 12 étages .....	69
Tableau 3-12 : Bâtiments de 6 étages contreventés avec des murs de refend simples .....	74
Tableau 3-13 : Bâtiments de 6 étages contreventés avec des murs de refend couplés .....	75
Tableau 3-14 : Bâtiments 12 étages .....	77
Tableau 3-15 : Degrés de couplage élastiques et facteurs de modes supérieures calculés pour chaque bâtiment prototype. ....	81
Tableau 4-1 : Signaux d'enregistrements historiques d'accélération du sol pour Vancouver .....	97
Tableau 4-2 : Signaux simulés d'accélération du sol pour Montréal .....	98
Tableau 4-3 : Coefficients d'amortissement proportionnel.....	99

Tableau 4-4 : Efforts de compression a la base des colonnes .....	105
Tableau A-1 : composition des murs de refend conçus avec la philosophie 1.....	135
Tableau A-2 : Composition des murs de refend conçus avec la philosophie 2.....	136
Tableau A-3 : déplacements latéraux.....	137

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Assemblage de segments de murs de refend au chantier. Photo gracieuseté de Lainco.	1
Figure 2.1 : Résistance aux charges latérales par la formation de Champs de tension (Lachapelle & Charland, 2015).	7
Figure 2.2: Comportement inélastique d'un mur de refend en acier (Tremblay, 2014).	8
Figure 2.3 : Hystérésis sans cadre rigide (gauche) et avec cadre rigide (droite) tiré de Berman, J. W. & Bruneau, M. (2003).	9
Figure 2.4 : Courbes hystérétiques du déplacement latéral du premier niveau en fonction de l'effort de cisaillement à la base. Tiré de Moghimi & Driver (2013).	11
Figure 2.5 : Détail typique en plan d'un RBS dans un mur de refend, gracieuseté de Lainco.	13
Figure 2.6 : Photos de murs de refend conçus avec des plaques perforées et des RBS dans les poutres, gracieuseté de Lainco.	14
Figure 2.7 : Flèches obtenues lors de la modélisation sur d'un bâtiment sur ETABS, gracieuseté de Lainco.	16
Figure 2.8 : Modes déformations inélastiques des segments ductiles dans des contreventements excentriques et dans les cadres à nœuds rigides. (Tremblay, 2014).	17
Figure 2.9 : À gauche, courbe d'hystérésis d'un segment ductile remplaçable de contreventement de type EBF (Mansour, Shen, Christopoulos, & Tremblay, 2008). À droite, Courbe d'hystérésis d'une poutre de cadre à nœuds rigides (Mansour et al., 2008).	18
Figure 2.10 : Extraits de plans de structure montrant les détails d'un assemblage BUEP, gracieuseté de Lainco.	19
Figure 2.11 : de gauche à droite : Extrait du modèle SDS/2 pour EBF modulaire. Photo au chantier d'une poutre de toit. Photo au chantier d'une poutre de plancher. Photos courtoisie Lainco.	20
Figure 2.12 : Photo de segments ductiles connectés avec des assemblages BUEP après des tests en laboratoire (Mansour, 2010).	20

Figure 2.13 : Résultats des relations entre la force latérale et le déplacement (Li et al., 2012).....	21
Figure 2.14 : Etat des poutres de couplage après les tests en laboratoire (Li et al., 2012) .....	22
Figure 2.15 : Schémas des murs de refend couplés testés (Dubina & Dinu, 2014). .....	25
Figure 2.16 : Courbe d'hystérésis obtenue avec assemblage a) rigides et b) semi rigides (Dubina & Dinu, 2014). .....	26
Figure 2.17 : Charges dans les colonnes intérieures (Wang et al., 2017). .....	28
Figure 2.18 : Champs de tension et perforations dans les murs de refend (CISC, 2016) .....	40
Figure 2.19 Diagramme de corps libéré des poutres de murs de refend (CISC, 2016).....	42
Figure 2.20 : Charges appliquées sur les colonnes (CISC, 2016) .....	44
Figure 3.1 : Photos du bâtiment modèle à Vaudreuil, pendant et après la construction. ....	48
Figure 3.2 : Plan de la structure d'un étage typique, courtoisie de Lainco inc. ....	48
Figure 3.3 : Plan d'architecture d'un étage typique (Utilisé avec la permission de NEUF architectes). ....	49
Figure 3.4 : Extraits de plans d'architecture montrant la composition de la toiture et des murs (utilisé avec la permission de NEUF architectes). ....	50
Figure 3.5 : Vue isométrique des modèles de bâtiments de 6 et 12 étages. ....	57
Figure 3.6 : Modèle d'un mur de refend simple de 6 étages et d'un système de murs couplés de 12 étages. ....	59
Figure 3.7 : Plan des colonnes et des murs de refend. ....	60
Figure 3.8 : Présence de deux (2) bielles entre l'ancrage du mur de refend aux fondations et la poutre du premier niveau, photo gracieuseté de Lainco.....	67
Figure 3.9 : Déplacements latéraux et contraintes dans les plaques dans un modèle ETABS de 6 étages. ....	68
Figure 3.10 : Déplacements latéraux et contraintes dans les plaques dans un modèle ETABS de 12 étages. ....	68
Figure 3.11 : Les six (6) premiers modes de vibration d'un bâtiment de 6 étages. ....	70

Figure 3.12 : Les six (6) premiers modes de vibration d'un bâtiment de 12 étages. ....	71
Figure 3.13 : Comparaison des facteurs $M_v$ calculés avec les valeurs suggérées par le code a) dans l'est du Canada et b) dans l'ouest du Canada.....	80
Figure 4.1 : Modèle numérique d'un mur couplé de 6 étages avec bandes de tension. ....	86
Figure 4.2: Protocole de chargement des rotules. Rotation maximale de 0,0426 rad (0.04 rad de rotation plastique) pour les rotules en flexion et 0.01 mm/mm de déformations pour les plaques d'âme.....	87
Figure 4.3 : Comparaison des relations moment-rotation des rotules plastiques modélisées avec des tests expérimentaux.....	88
Figure 4.4 : Relation constitutive du matériel des plaques d'âme. ....	89
Figure 4.5 : Simulation numérique et réponse expérimentale (Driver, 1997).....	90
Figure 4.6 : Effort de cisaillement normalisé à la base en fonction de la dérive du toit. ....	91
Figure 4.7 : Configuration déformée d'un mur couplé de 12 étages gouverné par a) la charge de séisme et b) la charge de vent à la fin de l'analyse statique inélastique de type « pushover ». ....	92
Figure 4.8 : Effort de cisaillement normalisé à la base en fonction de la dérive du toit, deuxième cas de chargement latéral. ....	93
Figure 4.9 : Comparaison de la configuration déformée des modèles MTL 6 E R et VAN 12 C D avec les deux différents cas de chargement. ....	94
Figure 4.10: Efforts de compression dans les colonnes intérieures et extérieures en fonction du déplacement du toit. ....	95
Figure 4.11 : Déplacements maximaux prévus et obtenus en valeur absolue pour les bâtiments de 6 étages.....	100
Figure 4.12 : Déplacements maximaux prévus vs obtenus en valeur absolue pour les bâtiments de 12 étages.....	101
Figure 4.13 : Dérive inter-étages des bâtiments de 6 étages. ....	102

Figure 4.14 : Comparaison de la dérive inter-étages et des déplacements maximaux pour des murs couplés et non couplés de 6 étages.....	103
Figure 4.15 : Dérive inter-étage des bâtiments de 12 étages.....	104
Figure 4.16 : Comparaison des efforts de compression obtenus dans les colonnes intérieures avec les efforts prévus par les 3 cas de chargement proposés dans les bâtiments MTL 6 C D COUP et MTL 6 E R COUP.....	106
Figure 4.17 : Comparaison des efforts de compression obtenus dans les colonnes intérieures avec les efforts prévues par les 3 cas de chargement proposés dans les bâtiments MTL 12 E R et VAN 12 E D.....	108
Figure 4.18 : Comparaison de la réponse dynamique du niveau 1 avec les résultats de « pushovers » statiques.....	109
Figure 4.19 : Comparaison de la réponse dynamique du niveau 4 (bâtiments de 6 étages) et du niveau 8 (bâtiments de 12 étages) avec les résultats de « pushovers » statiques. ....	110
Figure 4.20 : Configuration déformée des bâtiments de 6 et 12 étages après un séisme. Rotules plastiques en flexion seulement dans les poutres de couplage.....	111
Figure 4.21 : Hystérésis de rotation plastique des poutres de couplage à chaque niveau du bâtiment MTL 12 E R sous le séisme MTLE7.....	112
Figure 4.22 : Hystérésis de rotation plastique des poutres de couplage à chaque niveau du bâtiment VAN 12 E D sous le séisme VANE12.....	113
Figure 4.23 : Rotations plastiques maximales des poutres de couplage. ....	114
Figure 4.24 : Comparaison entre la rotation plastique prévue et la rotation plastique obtenue dans les poutres de couplage. ....	115
Figure A-1 : Modélisation simplifiée des sections de poutres réduites.....	129
Figure A-2 : Augmentation des déplacements latéraux causée par l'ajout de sections de poutres réduites en fonction de la longueur et la rigidité des poutres de couplage.....	130
Figure A-3 : Dérive inter-étages moyenne sur la hauteur du bâtiment en fonction de la rigidité et la longueur des poutres de couplage.....	131

Figure A-4 : Dérive inter-étages des différents modèles, sous les mêmes charges latérales.....	132
Figure A-5 : Poids d'acier supplémentaire requis pour réduire la flèche latérale de 1 mm.....	133
Figure A-6 : Déplacements inter étages sous les charges de vent et les charges sismiques.....	138

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$\bar{V}_s$	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement (m/s)
$\bar{N}_{60}$	Résistance moyenne à la pénétration standard
$A$	Aire d'une section d'acier
$A_b$	Aire de la section d'une poutre
$A_c$	Aire de la section d'une colonne
$A_{TL}$	Aire tributaire (m <sup>2</sup> )
$B$	Coefficient de turbulence d'arrière-plan
$b$	Largeur de la semelle d'un profilé d'acier
$b_c$	Épaisseur des ailes d'une colonne
<i>BUEP</i>	Bolted unstiffened end-plate
$B_x$	Rapport au niveau x qui détermine la sensibilité à la torsion
<i>CB</i>	Poutre de couplage
$C_e$	Coefficient d'exposition
$C_{eH}$	Coefficient d'exposition au faîte du bâtiment
$C_f$	Charge de compression axiale pondérée
$C_g$	Coefficient de rafale
<i>CNB</i>	Code National du Bâtiment
$C_p$	Coefficient de pression extérieure
$C_{pr}$	Facteur tenant compte les effets de l'écrouissage, retenue locale, renfort additionnel, et autres conditions d'assemblage
$D$	Charges permanentes
$D$	Diamètre des perforations, dimension nominale d'un cordon de soudure
$D$	Dimension du bâtiment parallèle à la direction du vent



$d_b$	Profondeur d'une poutre
$DC$	Degré de couplage
$d_c$	Profondeur d'une colonne
$D_{nx}$	Dimension en plan du bâtiment au niveau x perpendiculaire à la direction de la charge sismique considérée
$E$	Charges dues aux séismes
$e$	Longueur c/c entre les colonnes intérieures
$E$	Module d'élasticité de l'acier
$EBF$	Eccentrically braced frame
$F$	rapport d'énergie de la rafale
$F.E.$	Facteur d'échelle
$f_{l1}$	Facteur de modification de rigidité axiale dans la direction de l'axe local 1
$F_a$	Coefficient du site lié à l'accélération
$F_i$	Force de vent au niveau i
$f_n$	Fréquence propre la plus faible du bâtiment
$f_{nD}$	fréquence propre de vibration dans la direction du vent
$F_u$	Résistance ultime de l'acier
$F_v$	Coefficient du site lié à la vitesse
$F_y$	Limite élastique de l'acier
$h$	Hauteur d'un panneau de mur de refend
$H$	hauteur de la façade au vent du bâtiment
$H$	Hauteur du bâtiment
$H_c$	Hauteur nette d'un panneau
$h_i$	Hauteur de l'étage i
$h_i$	Hauteur du niveau i

$h_n$	Hauteur du bâtiment
$I_b$	Moment d'inertie d'une poutre
$I_c$	Moment d'inertie d'une colonne
$I_E$	Coefficient de risque pour les charges et les effets dus aux séismes
$I_S$	Coefficient de risque pour les charges et les effets dus à la neige et la pluie
$I_w$	Coefficient de risque pour les charges et les effets dus au vent
$K$	Coefficient de longueur efficace
$K$	Coefficient qui dépend du coefficient de rugosité du terrain
$L$	Longueur centre à centre entre les colonnes
$L$	Surcharge due à l'utilisation
$L_{cf}$	Longueur entre les faces intérieures des colonnes
$L_i$	Longueur entre les faces intérieures des colonnes
$L_u$	Longueur non contreventée la plus longue pour laquelle une poutre atteindra $M_r = \phi M_p$
$M_f$	Moment de flexion pondéré
$M_i$	Masse du niveau i
$M_p$	Moment résistant plastique
$M_{pr}$	Moment probable maximum à la rotule plastique
$M_r$	Résistance à la flexion pondérée d'un élément
$M_{rb}$	Résistance à la flexion pondérée d'une poutre
$M_u$	Effort de flexion causé la plastification des plaques d'âme et des poutres
$M_v$	Coefficient de mode supérieur
$N_r$	Nombre de perforations dans une bande
$n_s$	Nombre total d'étages
$p$	Pression du vent

$P_b$	Charge axiale dans une poutre
$P_f$	Charge axiale pondérée
$Pl$	Indice de plasticité
$P_u$	Effort axiale causé par la plastification des plaques d'âme et des poutres
$R$	Facteur de réduction des charges sismiques
$RBS$	Section de Poutre Réduite (« Reduced Beam Section »)
$R_d$	Facteur de modification de force liée à la ductilité reflétant la capacité d'une structure à disperser l'énergie par comportement non élastique
$R_{mech}$	Facteur prenant en considération la sur-résistance due à la mobilisation de la capacité complète de toute la structure
$R_o$	Facteur de modification de force liée à la sur-résistance tenant compte de la partie assurée de la résistance d'une structure
$R_{sh}$	Facteur prenant en considération la sur-résistance due à l'écrouissage
$R_{size}$	Facteur prenant en considération la sur-résistance due au nombre de choix restreint des profilés utilisés
$R_{TL}$	Coefficient de réduction de la surcharge due à l'utilisation
$R_y$	Coefficient appliqué à $F_y$ afin d'évaluer la limite élastique probable
$r_y$	Rayon de giration d'un élément sur l'axe faible
$R_{yield}$	Facteur prenant en considération la sur-résistance due à la limite élastique qui peut être plus élevée que la limite élastique spécifiée
$R_\phi$	Facteur prenant en considération la sur-résistance due aux coefficients de tenue
$S$	Charges dues à la neige
$s$	Dimension totale longitudinale d'une section de poutre réduite
$S(T)$	Réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période $T$

$S_a(T)$	Réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5%, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période $T$
$S_{diag}$	Espacement diagonal centre à centre des perforations
$SFRL$	Système de reprise des charges latérales
$SFRS$	Système de reprise des charges sismiques
$S_u$	Résistance du sol non drainé au cisaillement
$T$	Période de la structure
$T_a$	Période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment ou de la structure dans la direction considérée, exprimée en secondes
$T_x$	Couple de torsion accidentelle appliqué au niveau $x$
$U_2$	Facteur d'amplification tenant compte des effets de second degré des charges gravitaires sur un étage déformé latéralement
$UHS$	Uniform Hazard Spectrum
$V$	Force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure déterminée avec la méthode statique équivalente
$V_b$	Effort tranchant dans une poutre provenant de la formation de rotules plastiques en flexion
$VBE$	Colonne de mur de refend
$V_d$	Force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure déterminée avec une méthode d'analyse dynamique
$V_e$	Force élastique sismique latérale agissant à la base de la structure déterminée avec une méthode d'analyse dynamique
$V_E$	Force latérale sismique
$V_{ed}$	Force de calcul sismique latérale élastique agissant à la base de la structure déterminée avec une méthode d'analyse dynamique
$V_f$	Force latérale de calcul pondérée
$V_H$	Vitesse moyenne du vent au faîte de la structure

$V_p$	Résistance au cisaillement plastique
$V_r$	Résistance au cisaillement pondérée
$V_{r,mrf}$	Résistance à l'effort tranchant pondéré fournie par le cadre à nœuds rigide
$V_w$	Force latérale de vent
$W$	Charges dues au vent
$w$	Dimension du bâtiment dans la direction perpendiculaire au vent
$w$	Épaisseur de la plaque d'âme
$w$	largeur effective de la façade au vent du bâtiment
$W$	Poids du bâtiment
$w'$	Somme de l'épaisseur de l'âme et de la plaque de doublage d'âme
$w$	teneur en eau
$w_{eff}$	épaisseur effective de la plaque d'âme tenant compte de la réduction de rigidité causée par les perforations
$W_i$	Masse modale correspondante au mode i
$w_u$	Charge verticale uniformément répartie due à la plastification des plaques d'âme
$x$	Distance de la face de la semelle au centre de la rotule plastique
$x_i$	Flèche horizontale au niveau i causé par la force $F_i$
$\alpha$	Angle d'inclinaison par rapport à la verticale
$\beta$	Rapport d'amortissement critique dans la direction du vent
$\gamma_p$	Rotation plastique
$\delta_{ave}$	Déplacement moyen de la structure au niveau x
$\Delta_f$	Déplacement latéral de premier ordre (translation) de l'étage dû aux charges pondérées
$\delta_{max}$	Déplacement maximale de la structure au niveau x
$\delta_y$	Déplacement correspondant au début de la plastification

$\mu$	Effet de charge moyen
$\sigma$	Écart=type de l'effet de charge
$\phi$	Coefficient de tenue
$\omega_h$	Paramètre de flexibilité des colonnes

## LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Analyses paramétriques .....	129
Annexe B – Signaux sismiques Simulés .....	139
Annexe C – Signaux sismiques historiques .....	145

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Problématique

Le mur de refend ductile en acier est un système de reprise des forces latérales très performant dans les bâtiments en acier de plusieurs étages. Dans les bâtiments de faible à moyenne hauteur, ces murs peuvent procurer une résistance et une rigidité adéquate tout en demeurant relativement étroits, rendant leur utilisation particulièrement intéressante pour plusieurs raisons. Ils sont peu encombrants architecturalement et, surtout, ils peuvent être presque entièrement préassemblés en usine et livrés au chantier par camion, de 2 à 3 niveaux à la fois. Ces segments de murs sont rapidement assemblés et le système permanent de résistance aux charges latérales est ainsi mis en place, nécessitant très peu de main d'œuvre en chantier.



Figure 1.1 : Assemblage de segments de murs de refend au chantier. Photo gracieuseté de Lainco.

Les excellentes propriétés physiques du mur de refend viennent toutefois avec un fort coût. En effet, les assemblages rigides requis à chaque extrémité des poutres à chaque niveau sont très



complexes et requièrent un temps de fabrication considérable, ce qui entraîne des coûts importants. La fixation des plaques d'âme sur tout leur contour requiert également de longues heures de soudage par une main d'œuvre spécialisée. Ce coût d'assemblage des plaques d'âme est d'autant plus important lorsque la largeur des murs doit être augmentée pour résister à des charges élevées ou pour limiter les déplacements latéraux.

Les murs plus larges causent en effet plusieurs inconvénients. Dû à leur plus grande dimension, ils ne peuvent pas être préassemblés en usine et livrés par camion. Le coût et la durée du soudage et de l'assemblage augmente donc significativement car ces étapes doivent être faites au chantier. Aussi, étant formés de plaques pleines, les murs très larges ajoutent des contraintes indésirables au niveau de l'architecture et la mécanique du bâtiment. Contrairement aux autres types de contreventements généralement utilisés dans les bâtiments en acier, il est très difficile d'y faire passer des conduits de ventilation ou quelconque autre ouverture comme des portes, de la fenestration, etc. Pour pallier à cette problématique, des chercheurs ont considéré une configuration améliorée, c'est-à-dire l'utilisation de deux murs de refend étroits reliés entre eux par des poutres de couplage (Astaneh-Asl, 2001; Borello, D. & Fahnestock, 2011; Borello, D. J. & Fahnestock, 2012; Borello, D. J. & Fahnestock, 2013). À l'aide de cette configuration, il est possible de conserver la majorité des avantages des murs étroits, tout en augmentant considérablement la résistance et surtout la rigidité du système.

Malheureusement, malgré ces avantages, le coût et la complexité de fabrication du système demeurent élevés. En particulier, alors qu'une seule poutre avec assemblages rigides dispendieux est requise à chaque niveau dans un mur simple, trois sont requises avec le système couplé, c'est-à-dire une dans chaque mur en plus de la poutre de couplage. De plus, suite à un séisme, si une déformation permanente résiduelle est présente, la contribution de tous ces cadres à nœuds rigides augmente la force de recentrage requise. Les coûts de réparation sont aussi plus élevés étant donné que le nombre d'éléments destinés à dissiper l'énergie du séisme en s'endommageant augmente.

Actuellement, il y a très peu de documentation pertinente disponible pour guider la conception de murs couplés. Les codes et normes en vigueur ne les mentionnent pas et il manque particulièrement d'informations pour concevoir les poutres de couplage (Li et al., 2012). Le calcul des colonnes intérieures, auxquelles se connectent les poutres de couplages, est également un aspect

important de la conception des murs couplés qui est pratiquement inexistant dans la littérature. Selon des recherches récentes, la charge axiale dans les colonnes intérieures devrait être inférieure à celle des colonnes extérieures dû à l'effet des poutres de couplage qui appliquent une force opposée à celle des plaques d'âme (Li et al., 2012). Lorsque que la plastification de la plaque d'âme applique une charge de compression dans la colonne, la plastification de la poutre de couplage en applique une de traction, et vice-versa. Cette action opposée des poutres de couplage a effectivement été confirmée par d'autres recherches (Wang, Borello, & Fahnestock, 2017) et il a été démontré que le soulagement de la charge axiale dans les colonnes intérieures est intimement lié au degré de couplage, mais aucun ne donne d'indications précises pour un concepteur qui désire en calculer.

Toutes les recherches effectuées jusqu'à maintenant sur les murs de refend couplés en acier sont basées sur une performance, ductilité et redondance maximum sans égard à la praticabilité, la rapidité de fabrication ou l'économie. Les murs étudiés dans ces recherches sont tous munis de poutres avec assemblages rigides sur toute la hauteur du bâtiment, tant à l'intérieur des murs que les poutres de couplage. Il en découle donc un système excessivement efficace et redondant pour résister aux effets des charges sismiques, mais aussi souvent trop coûteux pour en justifier l'utilisation dans des bâtiments au Canada. De plus, tous ces éléments destinés à développer des rotules plastiques doivent être définis comme des zones protégées, ce qui peut facilement devenir difficile à gérer au chantier.

Des recherches ont récemment été effectuées sur les murs de refend en acier avec assemblages simples et économiques pour les poutres (Driver & Moghimi, 2011). Les résultats ont démontré que des murs avec assemblages simples peuvent avoir un comportement inélastique très stable et offrent une excellente capacité de dissipation d'énergie malgré l'absence de cadre à nœuds rigide dans le système. Malheureusement, ces recherches étaient plutôt destinées à déterminer un modèle de murs de refend avec ductilité modérée, et ne touchait pas les murs couplés.

L'utilisation d'un système de murs couplés avec assemblages simples pour les poutres offrirait plusieurs avantages. En effet, l'enlèvement des assemblages rigides coûteux dans les poutres, qui ont un effet négligeable sur la rigidité initiale du système, permet de réduire considérablement la charge axiale dans les colonnes extérieures en plus d'éliminer les fortes charges de flexion locales aux nœuds dues à la formation de rotules plastiques, qui requièrent souvent l'ajout de renforts tels

que des raidisseurs ou des plaques de renfort d'âme. L'effet bénéfique recherché du cadre rigide exigé est alors repris entièrement par la poutre de couplage. En plus de cette réduction initiale des coûts de fabrication, les frais de réparation suite à un séisme seraient également réduits étant donné que les poutres simplement connectées sont destinées à demeurer élastique lors d'un fort séisme, et n'auront donc pas obligatoirement besoin d'être remplacées.

## **1.2 Objectifs et portée de l'étude**

L'objectif principal de cette étude est de déterminer l'efficacité d'un système de murs de refend couplés ductiles en utilisant des poutres avec assemblages simples dans des bâtiments au Canada. Il s'agira également de déterminer une méthode directe de conception des murs de refend couplés ductiles en acier au Canada, en particulier pour la conception des poutres de couplage des colonnes intérieures qui ne sont pas traitées dans les normes en vigueur ni dans la littérature disponible pour un concepteur.

## **1.3 Méthodologie**

Des bâtiments de 6 et 12 étages, contreventés par des murs de refend simples ou par des murs de refend couplés sont conçus selon les critères des normes et codes en vigueur au Canada. Une méthode de conception est proposée pour le calcul des poutres de couplage et des colonnes intérieures qui ne sont pas traitées par les normes en vigueur. Une étude paramétrique est effectuée pour déterminer l'influence des différents éléments (colonnes extérieures, colonnes intérieures, poutres, poutres de couplage, plaques d'âme) sur le coût de fabrication et la rigidité latérale. Des analyses non linéaires de type « Pushover » statiques monotones, et des analyses dynamiques par intégration temporelle sont ensuite effectuées sur les murs de refend ainsi conçus pour vérifier si la méthode de conception proposée est adéquate.

## **1.4 Organisation du mémoire**

Ce mémoire est divisé en 5 chapitres. En premier lieu, la problématique, les objectifs de l'étude ainsi que la méthodologie sont présentés. Au deuxième chapitre, une revue de littérature expose les connaissances actuelles sur le sujet de l'étude. Le troisième chapitre décrit les bâtiments prototypes conçus, les méthodes de calcul ainsi que les résultats des designs préliminaires. Au chapitre 4, les résultats des analyses non-linéaires de type « pushover » monotone, et analyses dyna-

miques temporelles par intégration directe sont discutés. Finalement, les conclusions et recommandations issus de cette recherche sont énoncées au chapitre 5.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE ET DE LA PRATIQUE

Ce chapitre est séparé en trois parties et fait état de l'historique, des recherches et connaissances actuelles en conception et fabrication de murs de refend. La première partie traite des murs de refend simples tel qu'actuellement disponibles dans les normes en vigueur. Les murs de refend couplés sont quant à eux traités en deuxième part, et les règles de conception au Canada pour les systèmes de reprise des charges latérales sont décrites en dernier lieu.

### 2.1 Murs de refend simples

Le mur de refend en acier est un système de reprise des charges latérales relativement nouveau utilisé dans les bâtiments en acier. Malgré les recherches originales sur ce système qui datent des années 1980 (Thorburn, Kulak, & Montgomery, 1983; Timler & Kulak, 1983) et son utilisation dans différents bâtiments depuis plusieurs décennies (Sabelli & Bruneau, 2007), il a seulement été introduit officiellement dans la norme Canadienne en 1994 (CSA, 1994) en tant que « steel plate shear wall », et dans la norme américaine (AISC, 2005) en 2005 en tant que « Special plate shear wall ». Avant cette édition, les concepteurs américains utilisaient les équations de la capacité en cisaillement des poutres assemblées pour faire la conception de ces murs (AISC, 1999; Astaneh-Asl, 2001; SSRC, 1998), malgré que des recherches subséquentes ont démontré que plusieurs critères de conception associés à ces poutres n'étaient pas appropriés pour les murs de refend (Berman & Bruneau, 2004).

Essentiellement, le mur de refend en acier est constitué d'une plaque d'acier, appelée plaque d'âme, fixée sur tout son contour à des colonnes continues (couramment nommées « VBE » pour Vertical « Boundary Element ») et à des poutres horizontales à chaque niveau, (couramment nommées « HBE » pour « Horizontal Boundary Element »). Des éléments horizontaux supplémentaires nommés bielles ou « struts » peuvent être utilisés entre les niveaux afin de réduire les charges de flexion et respecter les critères de rigidité imposés aux colonnes (Tsai, Li, Lin, Tsai, & Yu, 2010) ou pour limiter les dimensions des plaques en fonction de leur disponibilité sur le marché (Lachapelle & Charland, 2015).

Ce système de reprise des charges latérales se comporte de manière très ductile lors de déformations inélastiques cycliques et possède d'excellentes capacités de dissipation d'énergie. De plus,

sa forte rigidité initiale en fait un système très efficace pour limiter les déplacements horizontaux d'un bâtiment lors de grands vents ou d'un séisme.

### 2.1.1 Comportement général

Sous un chargement latéral, le comportement d'un mur de refend en acier peut être associé à celui d'une poutre profonde en porte-à-faux encastrée à la base. La plaque d'âme, comme l'âme d'une poutre profonde, résiste aux efforts de cisaillement. Autrefois, la plaque d'âme était relativement épaisse ou raidie de manière à empêcher son flambement en cisaillement (Berman, J. & Bruneau, M., 2003). Toutefois, il a été découvert que ces plaques, tout comme les âmes des poutres profondes, peuvent résister à des charges cisaillement bien au-delà de la charge causant leur voilement grâce à l'effet de champs de tension (Thorburn et al., 1983; Timler & Kulak, 1983), ce qui permet d'utiliser des plaques beaucoup plus minces sans utilisation de raidisseurs. Les colonnes, comme les ailes d'une poutre, résistent en tension et en compression aux efforts de flexion dans le plan. Dans les murs de refend, elles servent également à ancrer la plaque d'âme de manière à lui permettre de développer un champ de tension uniforme et complet. Lors d'un séisme majeur, c'est cette plastification de la plaque d'âme par champs de tension qui procure la majorité de la dissipation d'énergie.

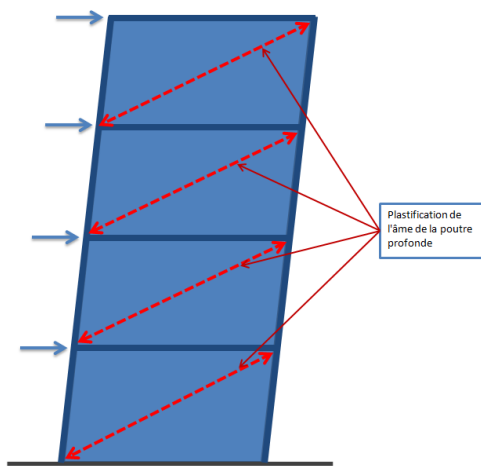


Figure 2.1 : Résistance aux charges latérales par la formation de Champs de tension (Lachapelle & Charland, 2015).

Les poutres, à chaque niveau, agissent comme des raidisseurs et, comme les colonnes, doivent être suffisamment résistantes et rigides pour permettre aux champs de tension de se former dans

la plaque d'âme (Bruneau, M. & Bhagwagar, 2002; Purba & Bruneau, 2012). Lorsque le joint entre les poutres et les colonnes est assemblé de manière rigide, le cadre à nœuds rigide formé par les poutres et colonnes participe également à la dissipation d'énergie par la formation de rotules plastiques dans les poutres, près de la face des colonnes.

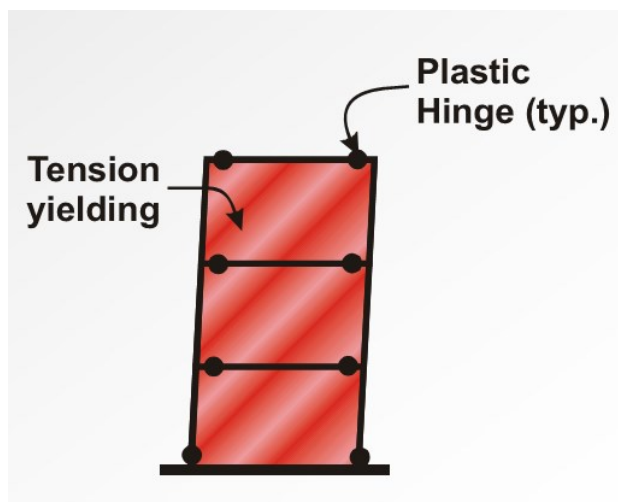


Figure 2.2: Comportement inélastique d'un mur de refend en acier (Tremblay, 2014).

### 2.1.2 Effet du cadre rigide

Les recherches ont démontré que d'un cycle à l'autre, alors que la plaque accumule de grandes déformations inélastiques, la rigidité et la capacité des plaques à résister aux charges et à dissiper de l'énergie peut se dégrader substantiellement. Ce phénomène est bien illustré par le graphique hystérésis fortement pincé, mis en évidence dans la figure 2.3. montrant une rigidité presque nulle lorsque la direction de la charge est inversée (Berman, J. W. & Bruneau, M., 2003; Qu & Bruneau, 2009). En formant un cadre rigide à l'aide des poutres et des colonnes entourant les plaques, on assure une certaine rigidité et dissipation d'énergie continue.

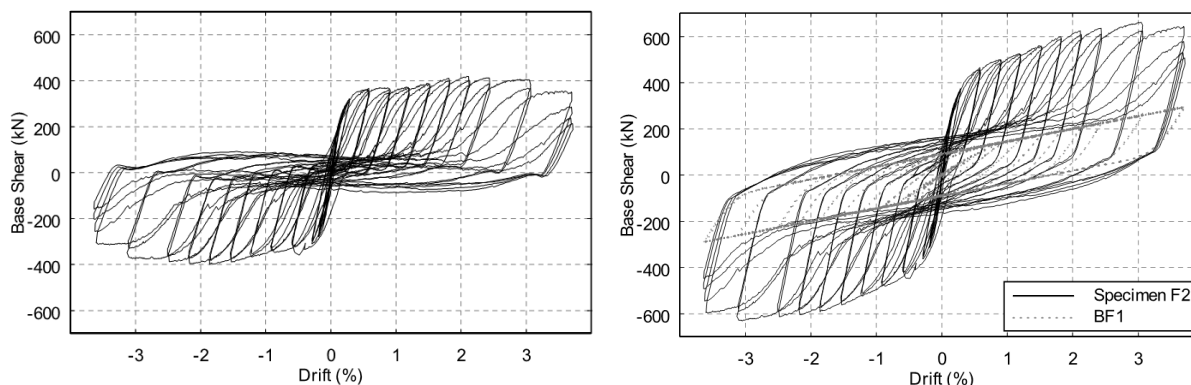


Figure 2.3 : Hystérésis sans cadre rigide (gauche) et avec cadre rigide (droite) tiré de Berman, J. W. & Bruneau, M. (2003).

Ce comportement est évidemment préférable, limitant les fortes accélérations d'un cycle à un autre et augmentant la quantité d'énergie dissipée. Pour ces raisons, depuis son édition de 2009, la norme S16 (CSA, 2009) exige que le cadre rigide puisse résister à lui seul à 25% de la charge sismique de cisaillement à chaque niveau. La dernière édition de la norme américaine (AISC, 2016b) a également introduit cette même exigence. Il est important de noter que cette capacité à résister à 25% de la charge de cisaillement ne doit pas nécessairement être obtenue à l'aide d'une analyse élastique. En effet, les bénéfices du cadre rigide sont uniquement requis à des fins d'amortissement et de dissipation d'énergie lors de grands déplacements, lorsque la plaque d'âme a subi de grandes déformations inélastiques et que des rotules plastiques se forment dans les poutres (CISC, 2011, 2016; Qu & Bruneau, 2009). Pour cette raison, les normes ne permettent pas de considérer la résistance de ce cadre rigide pour résister aux charges de cisaillement. Ces charges doivent être résistées par les plaques seulement.

### 2.1.3 Murs avec assemblages simples

Différentes recherches récentes ont été effectuées sur des murs de refend sans assemblages rigides aux extrémités des poutres. Dans l'une de ceux-ci (Dastfan, 2011), bien que le but principal était d'étudier le comportement des colonnes construites de profilés d'acier partiellement noyés dans le béton, des spécimens ont été construits avec des cadres rigides, et d'autres sans cadres rigides. Selon les résultats obtenus, le modèle sans cadre rigide a dissipé plus d'énergie que le modèle avec les assemblages rigides. Des analyses de type « pushover » par éléments finis ont



montrés que les murs munis de poutres construites avec des assemblages simples permettent une distribution plus uniforme de la plastification des plaques.

Mentionnant que les murs tels que conçus actuellement sont très ductiles, résilients et redondants mais engendrent des coûts trop importants pour une utilisation dans les zones sismiques faibles à modérées, des chercheurs proposent différents types de construction modulaire en favorisant le boulonnage au chantier et les assemblages simples pour les poutres (Driver & Moghimi, 2011). Ils proposent un système plus efficace et plus clair que le « type LD » de la norme S16 actuellement en vigueur, avec l'utilisation d'assemblages en cisaillement simple aux extrémités des poutres, formés de deux cornières soudées sur la poutre et boulonnées sur les colonnes. De cette manière, le coût de construction est réduit et les charges de flexion devant être reprises par les colonnes sont diminuées. Ils proposent également de permettre un peu de plastification dans les colonnes, similairement à ce qui est permis dans les cadres à nœuds rigides de type LD. Des tests non-linéaires de type « pushover » en éléments finis démontrent que le système tel que proposé semble avoir un bon potentiel de ductilité et de dissipation d'énergie.

Des spécimens de grande échelle ont ensuite été construits avec ce type d'assemblages simples pour les poutres, puis sont soumis à des tests de chargements latéraux cycliques en laboratoire (Moghimi & Driver, 2013). Les plaques d'âme étaient boulonnées et les colonnes étaient encastées à la base. Le cisaillement maximal à la base a été obtenu à un déplacement de cinq (5) fois supérieur au déplacement correspondant au début de la plastification ( $5\delta_y$ ). Ensuite, les colonnes se sont mises à fracturer à la base, ce qui a réduit la capacité des spécimens car elles agissaient alors comme si elles étaient rotulées. Le système a tout de même continué à produire une courbe d'hystérésis stable jusqu'à des déplacements de  $8\delta_y$ . Le test a été arrêté après 25 cycles dont 18 élastiques parce que la plaque commençait à déchirer significativement au premier étage. Malgré cet endommagement, le mur offrait encore une résistance équivalente à 70% de sa capacité maximale. Le spécimen a presque aussi bien réagi que des deux modèles testés par (Driver, 1997) qui avaient été construits avec des cadres à nœuds rigides. Les assemblages à doubles cornières se sont également bien comportés avec de légères déformations permanentes ayant débuté à un déplacement de  $4\delta_y$ . Il y a eu un peu de déformations permanentes dans les colonnes mais aucun mécanisme de rupture indésirable n'a été formé. L'auteur suggère que ce système peut ne pas être applicable lorsque de très hauts niveaux de ductilité ou de redondance sont requis, mais avec les

résultats démontrant de hauts niveaux de ductilité et de dissipation d'énergie, ce système est très efficace pour les zones sismiques faibles à modérées et permet une forte réduction des coûts de fabrication.

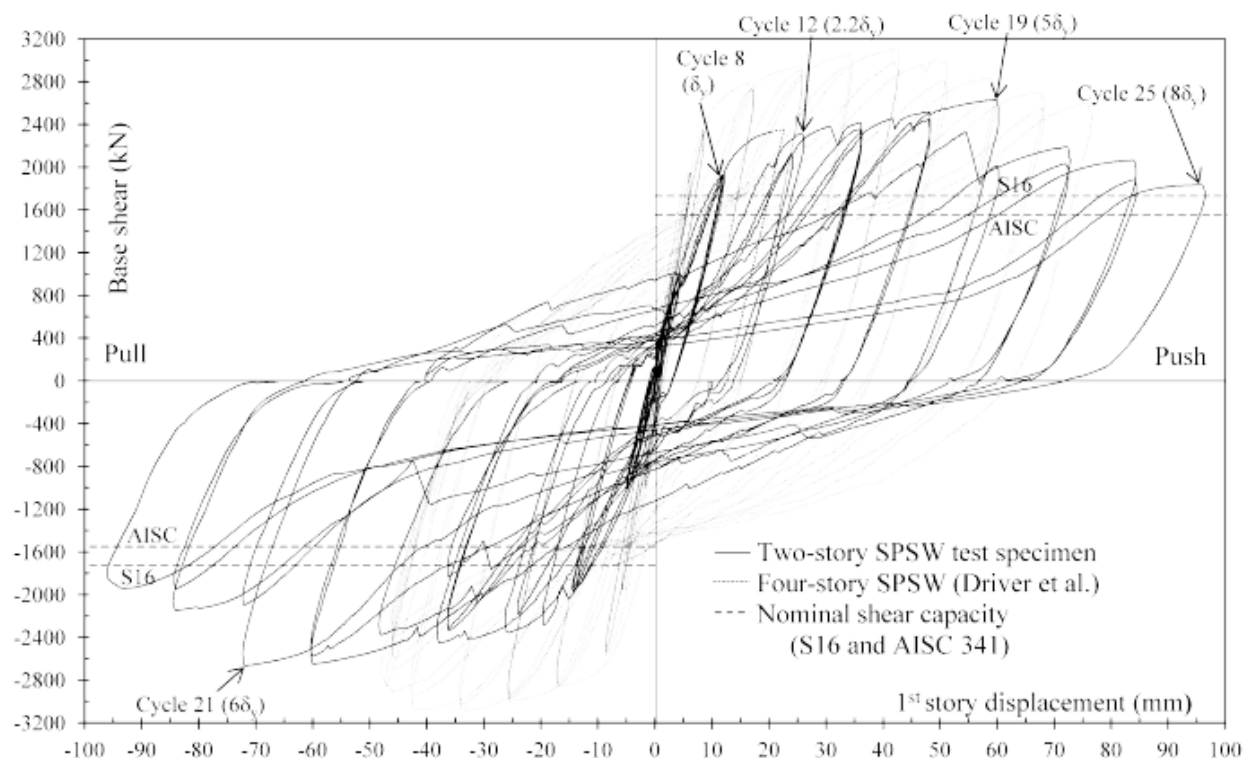


Figure 2.4 : Courbes hystérétiques du déplacement latéral du premier niveau en fonction de l'effort de cisaillement à la base. Tiré de Moghimi & Driver (2013).

Moghimi & Driver (2014) développent une méthode pour déterminer les charges de conception dans les poutres et assemblages de murs de refend en acier conçus avec des assemblages de poutres simples. Les auteurs suggèrent l'utilisation d'assemblages qui permettent une bonne rotation tels qu'une plaque d'extrémité ou un assemblage en cornières doubles car la rotation libre aux appuis des poutres améliore la distribution des déformations plastiques dans les plaques d'âme, augmentant aussi potentiellement la quantité d'énergie totale pouvant être dissipée par le système. Plusieurs recommandations sont faites afin de procurer des assemblages le moins rigides possibles permettant d'obtenir cette rotation. Pour les plaques de bout et les assemblages en cornières doubles, il est ainsi suggéré d'utiliser un espacement transversal (« gage ») des boulons le plus grand possible afin de réduire davantage la rigidité de l'assemblage et de les concevoir pour une résistance le plus proche possible de la charge pondérée à laquelle ils doivent résister

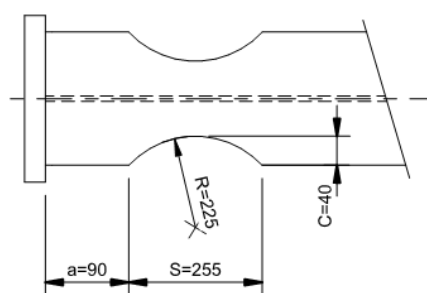
pour garder leur rigidité au niveau le plus faible possible. Un assemblage trop résistant ou trop rigide risque de moins bien performer, induisant des charges de traction dans les boulons, des ruptures par fracture, des charges non prévues dans les colonnes, etc. Les assemblages en cisaillement simple de type « Shear tab » sont déconseillés. Il est également suggéré que, pour le calcul par capacité des poutres simplement supportées, si la capacité de la plaque au-dessus est plus élevée que 80% de la capacité de celle en-dessous, la poutre devrait être conçue pour résister à une charge minimale correspondant à la charge associée à la plastification de la plaque en-dessous, moins 80% de la charge associée à la plastification de la plaque au-dessus.

#### **2.1.4 Contrôle de la capacité**

En respectant les codes en vigueur actuellement au Canada, le concepteur doit considérer que seule la plaque d'âme peut résister aux charges cisaillement appliquées à un mur de refend. Tous les éléments autour des plaques sont conçus selon les principes de conception par capacité (« capacity-design »), en fonction de la résistance probable de cette dernière (Berman & Bruneau, 2008; CSA, 2014a; Qu & Bruneau, 2010). Pour cette raison, il est souhaitable d'obtenir une résistance la plus proche possible de la charge de conception, car lorsqu'une plaque trop résistante est utilisée, tous les autres éléments du SRFS doivent être inutilement renforcés en conséquence. Originellement, des plaques laminées à chaud étaient utilisées dans la construction de murs de refend, entraînant souvent une énorme sur-résistance. Des recherches ont démontré que l'utilisation de plaques minces pouvait être envisagée tout en procurant un aussi bon comportement (Berman & Bruneau, 2005). Toutefois, pour éviter que la fabrication et la manutention des plaques soit trop impraticable, il est également souhaitable d'éviter l'utilisation de plaques démesurément minces, empêchant parfois d'obtenir une capacité raisonnablement proche de la charge. Une forte différence entre la charge et la résistance peut aussi être causée par le fait que les choix d'épaisseurs de plaques disponibles sur le marché sont limités. Par exemple, pour une charge arbitraire, un calcul pourrait donner comme résultat une plaque d'un minimum de 4.95 mm d'épaisseur requise. Sur le marché, la plaque disponible la plus mince offrant une capacité suffisante a une épaisseur de 6.35 mm, causant ainsi une surcapacité de plus de 25% ce qui, en retour, cause une augmentation du poids d'acier requis de la même proportion pour tous les autres éléments du mur. Afin de permettre une conception plus optimale et de diminuer les efforts de capacité, des chercheurs ont proposé différentes méthodes pour réduire la résistance des plaques

d'âme sans nuire à leur performance au niveau de la ductilité ou de la dissipation d'énergie (Bhowmick, Grondin, & Driver, 2014; Cortés & Liu, 2011; Hitaka & Matsui, 2003; Liu, 2017; Ozcelik & Clayton, 2017; Purba & Bruneau, 2009; Roberts & Sabouri-Ghomi, 1992; Vian & Bruneau, 2005; Wang, Yang, Shi, & Xu, 2015; Wei, Liew, Yong, & Fu, 2017). L'utilisation de perforations circulaires placées en quinconce à 45 degrés s'avère une méthode efficace et facile à fabriquer. C'est d'ailleurs la seule méthode qui est couverte par la norme Canadienne en vigueur (CSA, 2014a). Ces perforations allègent également le calcul de la résistance des plaques ainsi que leur modélisation étant donné que l'angle d'inclinaison  $\alpha$  des bandes de tension demeure ainsi constant à 45 degrés (Lachapelle & Charland, 2015).

Pour contrôler la capacité des rotules plastiques qui se forment dans les poutres lorsque celles-ci font partie d'un cadre à nœuds rigides, des sections de poutres réduites (RBS) ont été utilisées avec succès dans la construction de murs de refend. Cette réduction de section près des extrémités permet de réduire la charge de flexion dans les assemblages ainsi que la charge transmise aux colonnes et aux fondations. Il a également été démontré que l'utilisation de RBS contribue à améliorer le comportement des murs de refend en empêchant la formation d'une rotule plastique fortement indésirable au centre ou près du centre de la portée des poutres (Bruneau, Michel, Uang, & Sabelli, 2011; Purba & Bruneau, 2012, 2015a; Qu, Bruneau, Lin, & Tsai, 2008; Vian & Bruneau, 2005). Toutefois, la localisation et la résistance des RBS diffèrent de ceux typiquement calculées dans les cadres à nœuds rigides et doivent être calculés selon les équations développées pour l'utilisation dans les murs de refend (Bruneau, Michel et al., 2011; Qu & Bruneau, 2010, 2011).



DÉTAIL DE RBS (W360X45)

Figure 2.5 : Détail typique en plan d'un RBS dans un mur de refend, gracieuseté de Lainco.

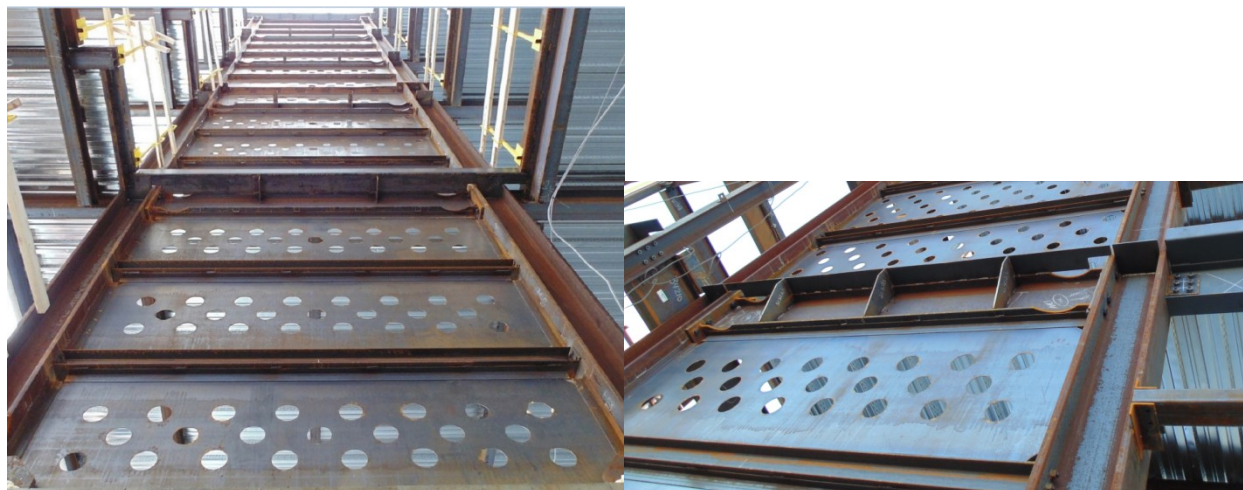


Figure 2.6 : Photos de murs de refend conçus avec des plaques perforées et des RBS dans les poutres, gracieuseté de Lainco.

## 2.2 Murs de refend couplés

Similaire aux populaires murs de refend couplés en béton armé bien connus et documentés dans la norme Canadienne de calcul des ouvrages en béton (CSA, 2014b), le système de murs de refend couplés en acier est formé de deux murs planaires construits séparément, reliés entre eux par des poutres avec assemblages rigides nommées poutres de couplage. Il a été démontré par des chercheurs que ce système possède une grande ductilité favorable pour une utilisation en tant que système de résistance aux charges sismiques (Astaneh-Asl & Zhao, 2000). Des changements et ajouts aux normes américaines au sujet des murs couplés en acier ont également été proposés il y a plusieurs années (Astaneh-Asl, 2001) mais n'ont toujours pas été adoptés.

Dans un système de murs couplés, en plus de résister individuellement à un moment de flexion, chaque mur agit comme un pilier qui résiste au moment de renversement par traction et compression (Borello, D. J. & Fahnestock, 2012; Paultre, 2011). Ces charges de traction et compression sont transmises d'un pilier à l'autre par les poutres de couplage. Le rapport entre le moment de renversement résisté par l'effet de piliers et le moment repris individuellement par chaque mur est caractérisé à l'aide du calcul d'un degré de couplage. Plus la rigidité des poutres de couplage est élevée, plus le degré de couplage augmente. Plus le degré de couplage augmente, moins les murs reprennent de charges de flexion individuellement. Dans un système de murs couplés en acier, les murs individuels ne sont donc pas nécessairement symétriques. Avec l'effet de piliers

combiné à la flexion individuelle des murs, les charges axiales dans les colonnes intérieures sont diminuées (Borello, D. J. & Fahnestock, 2013).

Par rapport à l'utilisation de deux murs individuels côte à côte, l'ajout de poutres de couplage pour relier les deux murs ensemble permet de réduire dramatiquement les déplacements latéraux sous un même chargement latéral. Autrement dit, Pour obtenir la même rigidité, les murs couplés nécessitent beaucoup moins d'acier que des murs individuels de mêmes dimensions. La figure 2.6 démontre bien cet effet. Dans les trois configurations déformées montrées, les mêmes charges et la même quantité d'acier sont utilisés. À gauche, les deux murs sont reliés par des poutres rotulées, donc la flèche correspond à la rigidité procurée par deux murs de refend individuels. À droite, la déformée obtenue lorsque seul le cadre rigide résiste aux charges appliquées. Au centre, le mur couplé est formé des deux systèmes travaillant ensemble. La seule différence entre la conception de gauche et celle du centre est l'ajout d'assemblages rigides aux extrémités des poutres du centre pour en faire des poutres de couplage, ainsi qu'une augmentation négligeable du poids de ces dernières. Ce faisant, la flèche latérale est réduite de près de 50%.

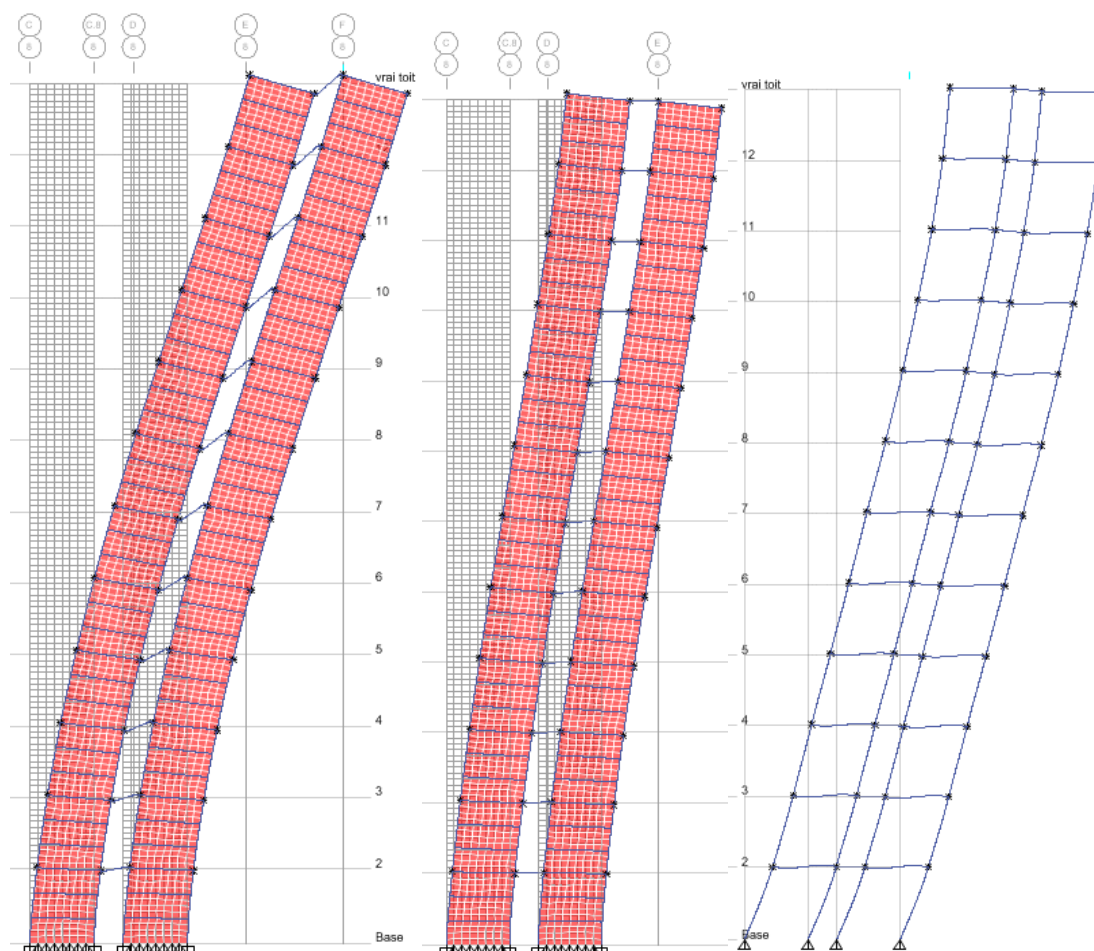


Figure 2.7 : Flèches obtenues lors de la modélisation sur d'un bâtiment sur ETABS, gracieuseté de Lainco.

## 2.2.1 Poutres de couplage

### 2.2.1.1 Ductilité et modes de rupture

En plus d'augmenter dramatiquement la rigidité du système, les poutres de couplage, qui relient les murs de refend entre eux, participent à la dissipation d'énergie lors d'un séisme. En effet, en fonction de leur résistance à la flexion, au cisaillement et de leur longueur, les poutres de couplage peuvent avoir trois (3) modes de rupture différents, tous très stables et bien documentés. Les poutres dites « courtes », qui ont une longueur  $e < 1,6M_p/V_p$  ont un mécanisme de rupture en cisaillement fortement similaire aux segments ductiles modulaires dans un système de contreventement excentrique (EBF) (Li et al., 2012; Mansour, 2010). Dans ce dernier, qui est un des systèmes les plus efficaces dans les bâtiments en acier, le segment de poutre qui plastifie en cisail-

lement est responsable à lui seul de toute la dissipation d'énergie dans le bâtiment. Lorsque les poutres de couplages sont dites longues, avec une longueur supérieure à  $2,6M_p/V_p$ , elles agissent plutôt comme des poutres de cadres à nœuds rigides ductiles, un autre système bien connu et très utilisé dans les zones à haut potentiel sismique. Dans celles-ci, lors de grandes déformations, des rotules plastiques en flexion se forment près des colonnes. Finalement, pour les poutres d'une longueur intermédiaire,  $1,6M_p/V_p < e \leq 2,6M_p/V_p$ , un mélange des deux modes de rupture mentionnés plus haut peuvent se produire simultanément.

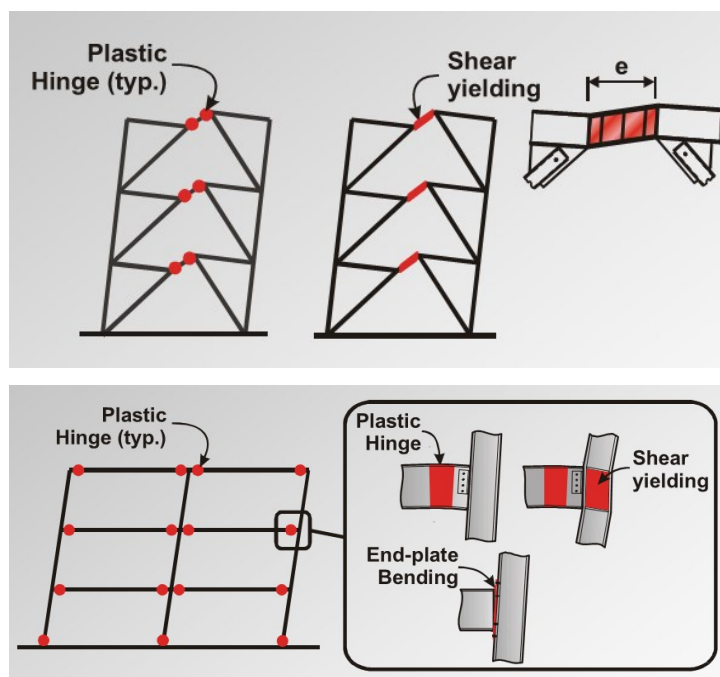


Figure 2.8 : Modes déformations inélastiques des segments ductiles dans des contreventements excentriques et dans les cadres à nœuds rigides. (Tremblay, 2014).



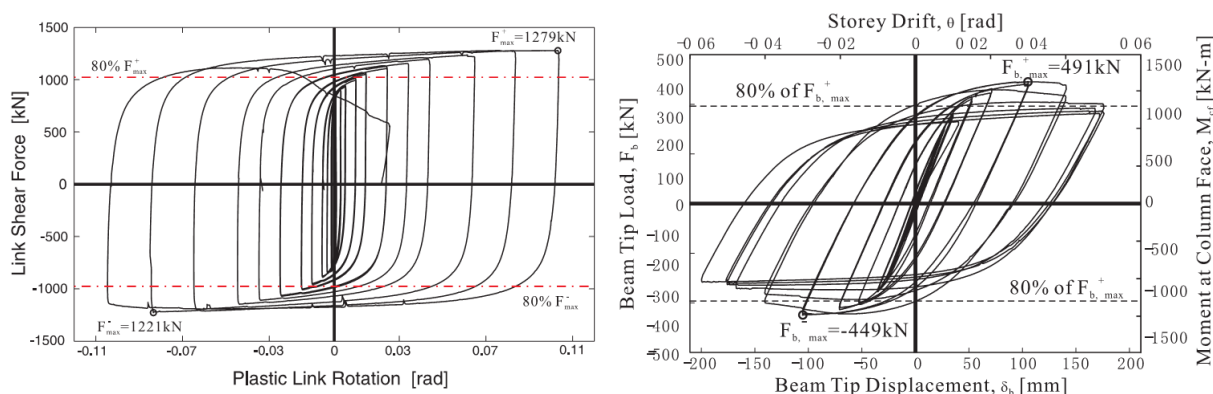


Figure 2.9 : À gauche, courbe d'hystérésis d'un segment ductile remplaçable de contreventement de type EBF (Mansour, Shen, Christopoulos, & Tremblay, 2008). À droite, Courbe d'hystérésis d'une poutre de cadre à noeuds rigides (Mansour et al., 2008).

### 2.2.1.2 Assemblage des poutres de couplage

L'assemblage aux extrémités des poutres de couplage doit être particulièrement bien conçu selon les principes du design par capacité, et doit être robuste et surtout bien détaillé pour permettre la plastification de toute la section d'acier. Des guides et normes sont disponibles pour la conception d'assemblages pré-approuvés pour les cadres à noeuds rigides ductiles (AISC, 2016a; CISC, 2014). Ces guides et normes ont en grande partie été rédigés suite aux leçons apprises suite au séisme de Northridge en 1994 et portent une attention particulière à la qualité et au type de soudage utilisé pour éviter tout mode de rupture fragile tel qu'une fracture du métal d'apport (FEMA, 2000). Parmi les différents assemblages présentés dans ces documents, l'assemblage de type BUEP (Bolted Unstiffend End-Plate) est l'un des plus appréciés par les fabricants de charpente d'acier (Lachapelle & Charland, 2015). Peu encombrant et relativement facile à fabriquer, ce type d'assemblage se prête déjà très bien à la construction des poutres de mur de refend et a été utilisé dans plusieurs bâtiments conçus et construits par Lainco.

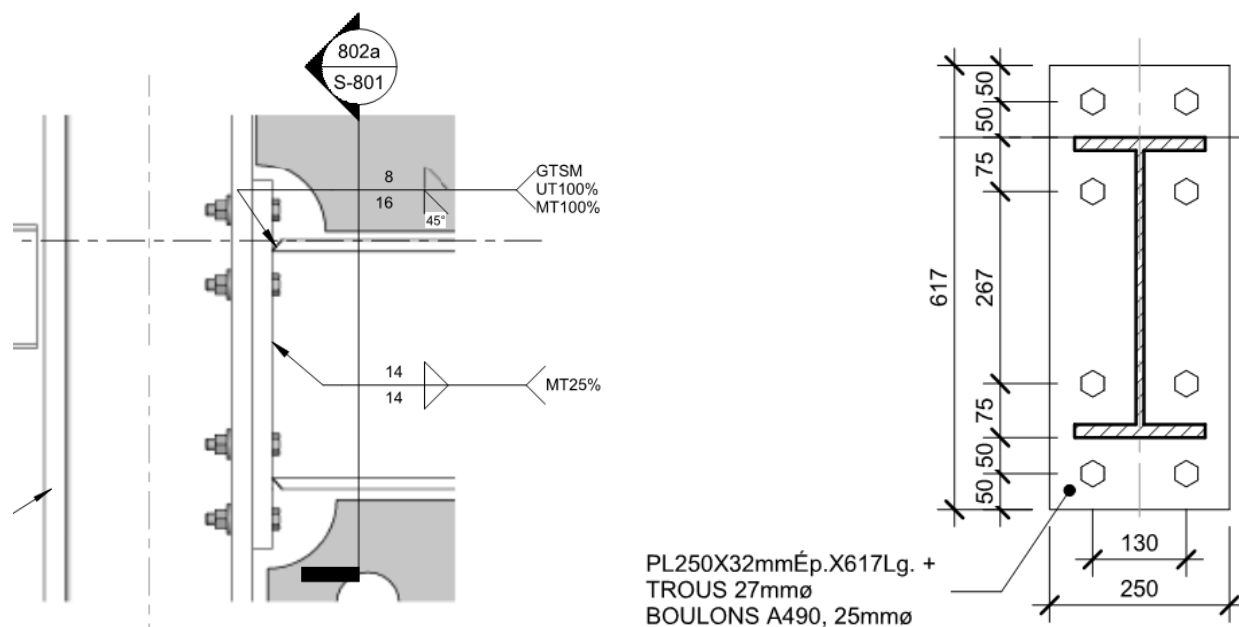


Figure 2.10 : Extraits de plans de structure montrant les détails d'un assemblage BUEP, gracieuseté de Lainco.

Bien que l'assemblage BUEP ait initialement été développé pour les cadres à nœuds rigides dans lesquels l'assemblage doit résister aux charges correspondant à la formation d'une rotule plastique en flexion près des extrémités, des chercheurs ont également prouvé avec succès l'utilisation d'assemblages BUEP pour la construction de segments ductiles remplaçables dans des systèmes de contreventements excentriques (Mansour, 2010; Mansour et al., 2008). Dans ceux-ci, la poutre ainsi connectée ne développe pas de rotules plastiques en flexion, mais plastifie plutôt en cisaillement bien au-delà du plateau plastique. Dans les tests effectués, l'assemblage résiste très bien à ces charges et c'est d'ailleurs la seule méthode d'assemblage actuellement spécifiée dans la norme canadienne (CISC, 2014) pour l'assemblage des segments ductiles modulaires pour ce type de contreventement nouvellement adopté par cette dernière. Initialement, le BUEP a été conçu et testé pour résister à des rotations de jusqu'à 0.04 rad dans un cadre à nœuds rigides, mais les tests ont montré que pour des segments ductiles plastifiant en cisaillement, les assemblages résistaient bien à des rotations de plus de 0.08 rad (Mansour, 2010). Une performance acceptable de l'assemblage BUEP a également été démontrée pour les systèmes de « link column » (Dusicka & Lewis, 2010) et pour l'assemblage d'un segment ductile à une colonne dans un système de contreventement excentrique (Okazaki, 2004).

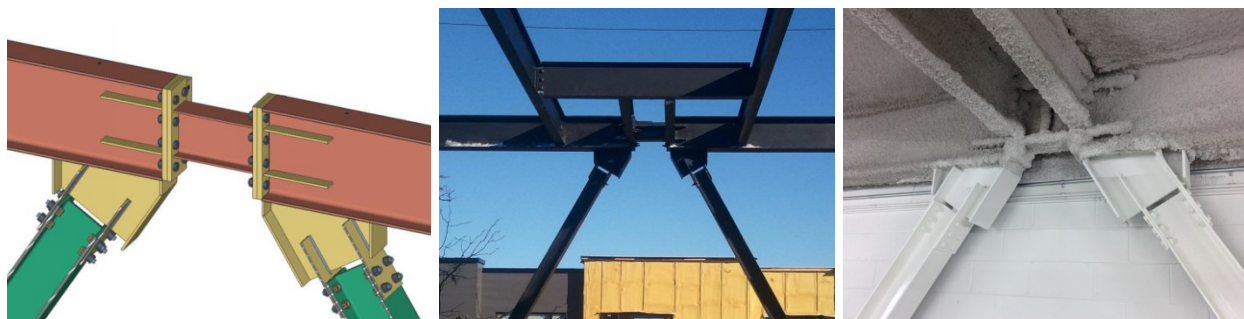


Figure 2.11 : de gauche à droite : Extrait du modèle SDS/2 pour EBF modulaire. Photo au chantier d'une poutre de toit. Photo au chantier d'une poutre de plancher. Photos courtoisie Lainco.

Lors de tests effectués en laboratoire sur des murs de refend couplés, des rotations de 0.04 rad ont été observées dans les poutres de couplage (Borello, D. J., 2014), et l'auteur suggère donc l'utilisation d'assemblages qui respectent les critères de l'article 27.2.5 S16-14, lesquels sont respectées par l'assemblage BUEP.



(e)  $\gamma = 0.09 \text{ rad}$  ( $\gamma_p = 0.085$ )



(f)  $\gamma = 0.11 \text{ rad}$  ( $\gamma_p = 0.104$ )

Figure 2.12 : Photo de segments ductiles connectés avec des assemblages BUEP après des tests en laboratoire (Mansour, 2010).

## 2.2.2 Tests analytiques, numériques et expérimentaux

Les premiers tests en laboratoire effectués sur des murs de refend couplés en acier démontraient déjà une bonne performance (Astaneh-Asl, 2001; Astaneh-Asl & Zhao, 2000). Des modèles réduits à l'échelle  $\frac{1}{2}$  des murs de refend utilisés dans le cadre d'une réhabilitation du bâtiment General Services Administration ont été construits et testés. Un des spécimens a résisté à 79 cycles dont 39 inélastiques. La Rupture a eu lieu à une dérive inter étage de 3.3%. L'autre spécimen a

quant à lui résisté à 29 cycles dont 15 inélastiques jusqu'à la fracture d'une poutre de couplage à 2.2% de dérive. Les deux spécimens ont démontré un comportement très ductile. Dans les deux cas, quand la poutre de couplage a fracturé, la résistance du système a diminué de l'ordre de 40%.

Li et al. (2012) ont testé deux spécimens de murs couplés à l'échelle 40% représentant les 2.5 étages du bas d'un bâtiment de 6 étages à Chiayi City en Taiwan, conçu selon les normes américaines. Le système était muni d'un cadre à nœuds rigides dans le mur. Les poutres de couplage ont été conçues comme des segments ductiles de EBF et avaient une longueur de  $1.47 M_p/V_p$ . Les modes de rupture habituels attendus des poutres, colonnes et plaques d'âme ont été obtenus et le système a démontré une réponse inélastique stable. Les poutres de couplage ont plastifié en cisaillement tel que prévu et les résultats ont montré que la demande en rotation des poutres de couplage est plus faible que la demande en rotation des segments ductiles de EBF. Les auteurs recommandent d'estimer la demande en rotation des poutres de couplage comme étant égale à la dérive inter étages de conception. À la fin des tests, les poutres de couplage étaient en bon état et exemptes de fracture même après que le système ait subi des déplacements de jusqu'à 5% radians et que les plaques d'âme aient déchiré.

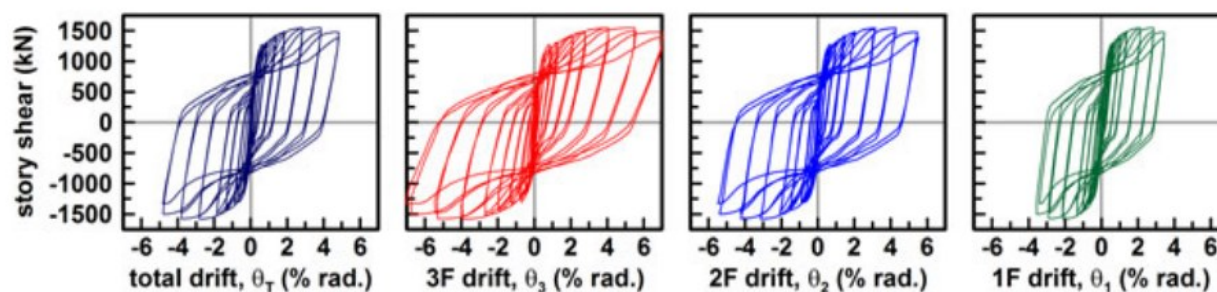


Figure 2.13 : Résultats des relations entre la force latérale et le déplacement (Li et al., 2012)



Figure 2.14 : Etat des poutres de couplage après les tests en laboratoire (Li et al., 2012)

Borello, D. & Fahnestock (2011) ont conçu des bâtiments prototypes de 6 étages selon la méthode statique équivalente de la norme ASCE7 et les normes américaines de conception de charpente d'acier en vigueur à ce moment pour investiguer le comportement des murs de refend couplés. Dans leurs conceptions, ils utilisent la capacité du cadre à nœuds rigide formé des poutres à l'intérieur du mur et les poutres de couplage pour résister à une partie de la charge de cisaillement à chaque niveau, et la plaque d'âme est ensuite conçue pour résister à la balance de cette charge. Les colonnes intérieures ont été conçues en considérant la charge correspondant à la plastification simultanée de toutes les plaques et toutes les poutres de couplage. Des modèles OpenSees ont été créés et validés avec les résultats de (Driver, 1997). Trois types de poutres de couplage sont à l'étude : des poutres possédant 100%, 200% et 400% de la capacité des poutres dans les murs. Il a été démontré qu'en argumentant le degré de couplage, la flèche latérale est diminuée.

Dans la suite de cette recherche, 32 bâtiments ont été conçus avec des murs couplés en variant le nombre d'étages (6 et 12), ainsi que la longueur et la résistance des poutres de couplage (Borello, D. J. & Fahnestock, 2012). Ces spécimens ont également été conçus selon la méthode où le cadre à nœuds rigides et la plaque d'âme partagent la charge de cisaillement à chaque niveau. Les au-

teurs déterminent une manière de calculer le degré de couplage (DC) analytiquement avec la méthode d'équilibre et la méthode cinématique, les 2 donnant le même résultat :

Pour un système d'un étage,

$$DC = \frac{\frac{2M_{P(CB)}}{e}(L + e)}{2M_{P(EVBE)} + 2M_{P(IVBE)} + 4M_{P(HBE)} + 2M_{P(CB)} + F_y w H L \sin(2\alpha)}$$

Pour un bâtiment multi étagé, le degré de couplage à la base est déterminé comme suit :

$DC$

$$= \frac{\sum_{i=1}^{n_s} \frac{2M_{P(CB)_i}}{e}(L + e)}{2M_{P(EVBE)_1} + 2M_{P(IVBE)_1} + \sum_{i=1}^{n_s} [4M_{P(HBE)_i} + 2M_{P(CB)_i} + F_y L h_i (w_i \sin(2\alpha_i) - w_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1}))]}$$

Des modèles numériques ont été construits pour valider ces équations en effectuant des analyses non linéaires de type « pushover » jusqu'à des déplacements de 4% et les résultats sont très proches des résultats calculés analytiquement. Selon les auteurs, un degré de couplage entre 0.4 et 0.6 semble donner des conceptions optimales.

Pour comparer davantage la contribution des poutres de couplage, 14 bâtiments prototypes de 6 et 12 étages ont été conçus avec résistance de poutres de couplage variable pour obtenir les trois modes de rupture possibles, c'est-à-dire la plastification de l'âme en cisaillement, la formation de rotules plastiques en flexion et des cas intermédiaires (Borello, D. J. & Fahnestock, 2013). Ceux-ci ont également été comparés avec un mur planaire pleine largeur et deux murs étroits non couplés. Les charges sismiques ont été déterminées selon la méthode statique équivalente de la norme ASCE7 à Los Angeles. Les murs ont été conçus selon une méthode de conception par capacité similaire à celle utilisée au Canada. Les plaques d'âme ont été conçues en partageant l'effort de conception avec le cadre rigide formé par les poutres à l'intérieur des murs, les colonnes et les poutres de couplage. Les poutres de couplages ont été conçues selon les critères de conception des segments ductiles de contreventements excentriques. L'auteur souligne que dans les murs couplés, la résistance et la rigidité du cadre à nœuds rigide est plus importante que dans les murs simples, ce qui permet d'avoir recours à des plaques plus minces. En retour, les charges dues au design par capacité des plaques sont plus faibles, et permet un design final plus écono-

mique. Les murs couplés ainsi conçus étaient à peine plus lourds que les murs simples pleine largeur, mais offrent tous les avantages des murs plus étroits. Les murs étroits non-couplés, quant-à-eux, avaient un poids démesurément trop élevé, démontrant qu'ils deviennent complètement inadéquats dans les bâtiments plus hauts ou lorsque les charges sont très élevées. Les bâtiments prototypes ont ensuite été analysés sur OpenSEES à l'aide d'analyses de type « pushover » statiques et d'analyses dynamiques temporelles. Les résultats obtenus démontrent clairement que les murs couplés offrent une performance équivalente ou meilleure que les murs simples planaires conçus selon les exigences actuelles des normes.

Borello, D. J. (2014) a effectué des tests expérimentaux sur des murs de refend couplés. Tous les spécimens étaient munis de poutres avec assemblages rigides. Deux différentes poutres de couplage ont été utilisées pour étudier le mode de rupture en flexion (FLEX) et le mode de rupture intermédiaire flexion-cisaillement (INT). Les bâtiments prototypes de 6 étages ont été conçus selon la méthode des forces statiques équivalentes de l'ASCE7-10 en Californie avec un facteur  $R = 7$ . Comme dans les recherches précédentes, la conception des plaques d'âme a été faite en considérant la résistance du cadre à nœuds rigides dans le partage des forces de cisaillement. Les colonnes intérieures ont été conçues selon les principes de design par capacité en considérant que toutes les poutres de couplage et toutes les plaques d'âme plastifient complètement simultanément (cas de chargement #3 décrit au chapitre 3). Des spécimens sont construits à l'échelle 0,42. Le spécimen INT était plus léger, plus résistant et plus rigide grâce à son plus haut degré de couplage. Le spécimen INT a également dissipé davantage d'énergie à chaque cycle pendant les tests. Ces derniers ont aussi démontré que la charge axiale dans les colonnes intérieures est plus faible que dans les colonnes extérieures et que cet effet est plus marqué quand les poutres de couplage sont plus résistantes. Les deux spécimens ont démontré un très bon niveau de ductilité, de rigidité et de dissipation d'énergie. Aucun des spécimens n'a souffert d'une diminution de résistance significative même après le percement d'une plaque et des fractures dans les poutres et les poutres de couplage, démontrant que le système offre une grande redondance. Dans les deux cas, les plaques d'âme ont plastifié bien avant tout le reste. Il a été démontré que lorsqu'elles sont bien détaillées, les poutres de couplage peuvent résister à de grandes rotations inélastiques avec une réponse robuste. Le comportement des spécimens était stable jusqu'à un peu plus de 0.05 rad et les poutres de couplage sont demeurées intactes jusqu'à la fin des tests, à une dérive de 4%. Il a donc été impossible de déterminer leur capacité maximale en rotation, mais il était évident que



leur capacité est plus que suffisante. En moyenne, les résultats montrent une grande sur-résistance des spécimens, de l'ordre de 2,5.

Dubina & Dinu (2014) ont effectué des tests expérimentaux sur différents types de systèmes. Ils ont étudié un système dans lequel les poutres sont continues d'une colonne extérieure à l'autre, avec des colonnes intérieures interrompues à chaque étage et connectées avec un assemblage simple. Des murs de refend couplés ont également été étudiés avec des assemblages rigides et d'autres avec des assemblages semi rigides. Des analyses numériques monotones et cycliques ainsi que des tests expérimentaux ont été effectués sur les différents spécimens. Les bâtiments prototypes sont des bâtiments de six (6) étages à Bucarest conçus selon le code sismique roumain et les eurocodes. Ils ont construit quatre (4) spécimens correspondant aux 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> étages des bâtiments, à une échelle de 0.5. Deux spécimens ont été fabriqués avec des assemblages rigides et les deux autres, avec des assemblages semi-rigides. Dans les murs de refend, les assemblages semi rigides se font rigidifier par l'effet de gousset causé par la plaque d'âme dans les coins (Alinia, Jamshidi, & Habashi, 2012). Selon les résultats obtenus, le type d'assemblage des poutres du mur a un effet négligeable sur le comportement du système avant la plastification, jusqu'à une dérive inter-étage de presque 0.9%. Tous les spécimens ont un comportement cyclique inélastique stable jusqu'à une dérive d'environ 4% et commencent à se détériorer par après.

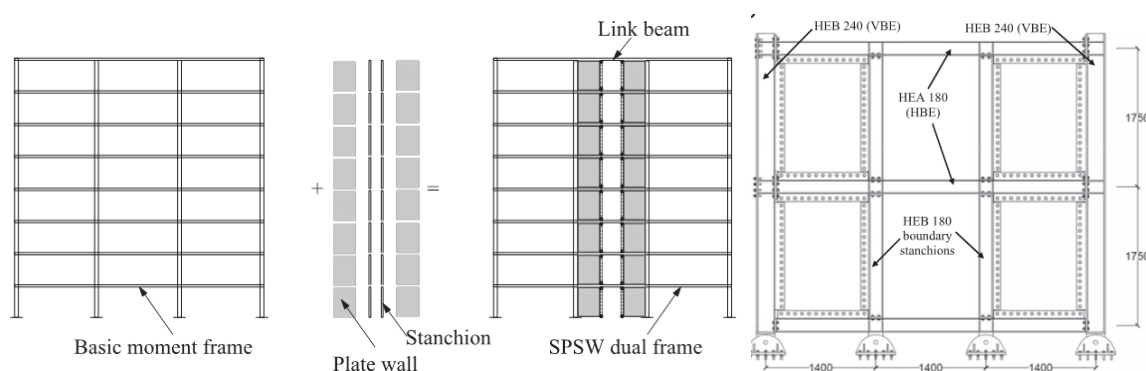


Figure 2.15 : Schémas des murs de refend couplés testés (Dubina & Dinu, 2014).

Tel qu'anticipé, le modèle avec assemblage rigide procure une rigidité supérieure au modèle avec assemblages semi-rigides lors du renversement de la charge. La courbe d'hystérésis est un peu moins pincée et la capacité ultime est légèrement supérieure (Figure 2.15). Par contre, contrairement à un mur de refend non couplé sans assemblage rigide, l'action du cadre à nœuds rigide



dans le mur couplé avec assemblages semi rigides est quand même présent et l'hystérésis est beaucoup moins pincé, et ce même si les poutres de couplage ont subi relativement peu de déformations inélastiques. Les résultats démontrent aussi que très peu d'énergie supplémentaire a été dissipée dans les spécimens avec des assemblages rigides.

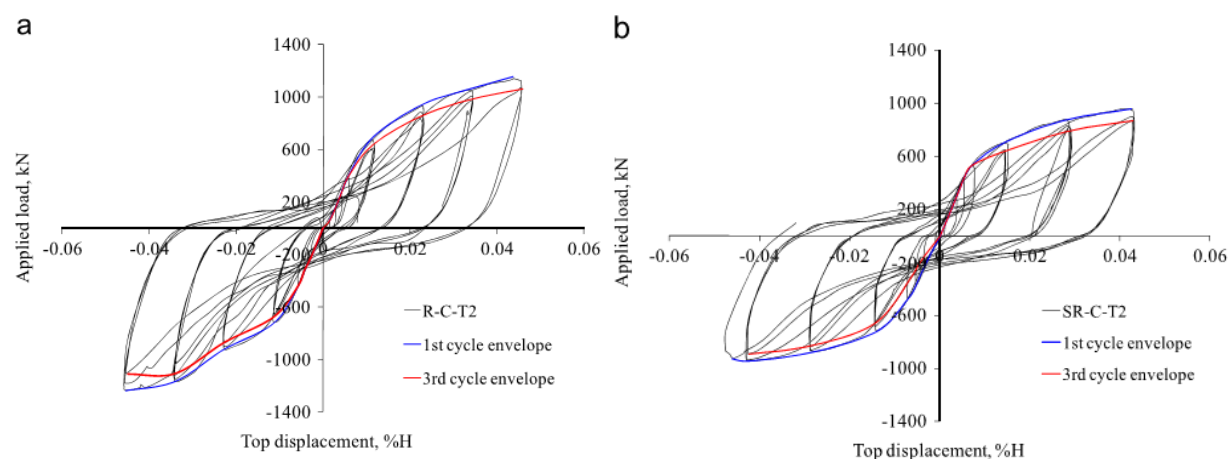


Figure 2.16 : Courbe d'hystérésis obtenue avec assemblage a) rigides et b) semi rigides (Dubina & Dinu, 2014).

Wang et al. (2017) ont étudié la contribution du cadre à nœuds rigides dans le système de murs couplés. Six (6) bâtiments prototype de six (6) étages conçus selon la méthode statique équivalente de l'ASCE7 à Los Angeles, avec 6 méthodes de conception bien distinctes. Celles-ci sont :

- PLANAR : Mur de refend simple pleine largeur dans lequel la plaque d'âme et le cadre à nœuds rigides résistent ensemble aux charges de cisaillement selon une analyse élastique;
- PLANAR-K : Mur de refend simple pleine largeur dans lequel la plaque d'âme et le cadre à nœuds rigides résistent ensemble aux charges de cisaillement selon une analyse plastique décrite par (Berman, J. & Bruneau, M., 2003);
- UNCOUP : Deux murs étroits côte-à-côte non couplés dans lesquels la plaque d'âme et le cadre à nœuds rigides résistent ensemble aux charges de cisaillement selon une analyse élastique;
- FLEX : Deux murs étroits couplés avec des poutres de couplage conçues pour plastifier en flexion (poutres de couplage longues) dans lesquels la plaque d'âme et le cadre à nœuds rigides résistent ensemble aux charges de cisaillement selon une analyse élastique;

- INT : Deux murs étroits couplés avec des poutres de couplage conçues pour plastifier en flexion et en cisaillement (poutres de couplage de longueur intermédiaire) dans lesquels la plaque d'âme et le cadre à nœuds rigides résistent ensemble aux charges de cisaillement selon une analyse élastique;
- INT-S : Deux murs étroits couplés avec des poutres de couplage conçues pour plastifier en flexion et en cisaillement (poutres de couplage de longueur intermédiaire) dans lesquels les plaques d'âme résistent à elles seules aux charges de cisaillement, conformément aux nouvelles exigences de la norme américaine;
- SHEAR : Deux murs étroits couplés avec des poutres de couplage conçues pour plastifier en cisaillement (poutres de couplage courtes) dans lesquels la plaque d'âme et le cadre à nœuds rigides résistent ensemble aux charges de cisaillement selon une analyse élastique.

Des analyses numériques ont été réalisées avec des vrais éléments « shell » en 3 dimensions sur ABAQUS pour obtenir un comportement réaliste du champ de tension et du voilement des plaques d'âme, ainsi que le voilement local des parois des poutres en I. Les résultats numériques ont été vérifiés et comparés avec les résultats des tests expérimentaux de (Borello, D. J., 2014). Des analyses de type « pushover » statique, « pushover » cycliques et « dynamic response history analysis » sont effectués sur les modèles numériques. Les résultats montrent que le modèle dans lequel la plaque résistait à elle seule aux charges de cisaillement n'était pas plus performant que les autres, malgré l'importante augmentation du poids et du coût engendré par cette méthode. À l'inverse, le modèle dans lequel le partage des charges était déterminé par une analyse plastique n'a pas démontré un comportement adéquat. Les auteurs suggèrent donc que dans les murs couplés, il devrait être permis de considérer le cadre à nœuds rigides pour réduire les charges reprises par les plaques, sans ajouter une résistance de 25% supplémentaire tel qu'exigé par la nouvelle norme américaine, à condition que la distribution des efforts soit effectuée avec une analyse élastique. Les recherches antérieures montrant que le partage de la charge entre la plaque et la cadre était néfaste pour le comportement des murs de refend se limitent aux murs non couplés (Purba & Bruneau, 2014, 2015b, 2015c). Dans un système de murs couplés, La contribution du cadre à nœuds rigides est beaucoup plus marquée que dans un mur simple. Les résultats ont aussi démontré que tous les murs couplés étudiés ont obtenu un meilleur coefficient de dissipation d'énergie que le mur planaire ou les murs non couplés.

Les résultats des analyses « pushovers » montrent aussi que la charge dans les colonnes intérieures ne peut pas être déterminée directement avec les principes de conception par capacité actuels. En effet, la charge axiale maximale dans ces colonnes est étroitement liée au degré de couplage, et calculer les charges dans celles-ci en considérant que tous les éléments qui s'y connectent (plaques et poutres de couplage) plastifient en même temps peut produire des résultats non conservateurs. Pour le modèle FLEX, on peut voir que cette méthode serait acceptable étant donné que la charge maximale augmente lorsque le déplacement augmente. Par contre, tel que montré sur la figure 2.16, la charge maximale dans la colonne intérieure du modèle INT est obtenue à un déplacement d'environ 0.008 rad, où la plastification des plaques d'âme est déjà bien enclenchée, mais pas celle des poutres de couplage. En poussant davantage et en obtenant le mécanisme de rupture final normalement utilisé dans le design par capacité, la charge dans les colonnes intérieures diminue. Aucune méthode directe n'est actuellement disponible pour prévoir la charge maximale dans les colonnes intérieures.

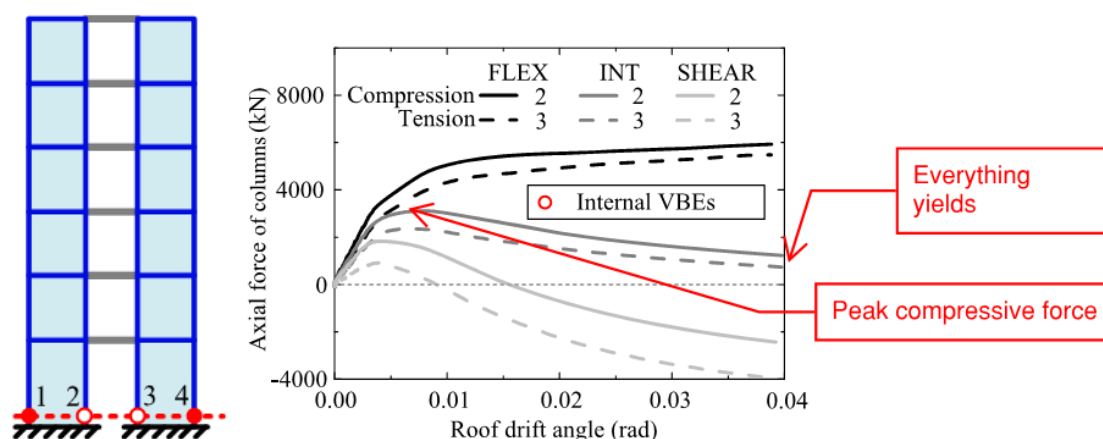


Figure 2.17 : Charges dans les colonnes intérieures (Wang et al., 2017).

Finalement, Pavir & Shekastehband (2017) ont conçu huit (8) bâtiments de quatre (4) étages en variant les poutres de couplage de manière à obtenir les modes de plastification en cisaillement, en flexion, et le mode intermédiaire. Les murs ont été modélisés en éléments « Shell » à l'aide du logiciel Abaqus. Les Courbes hystérétiques obtenues sont stables et acceptables dans tous les cas et démontrent un comportement ductile. La ductilité des modèles étudiés varie de 4.204 à 7.307. Selon leurs résultats, la majorité de l'énergie sismique est dissipée par les plaques, suivi par les colonnes (rotule plastique à la base et plastification de l'âme dans les zones de panneau), puis les poutres, et finalement par les poutres de couplage, qui sont les éléments qui dissipent le moins

d'énergie. Les poutres de couplage se comportent de manière très similaire aux segments ductiles dans un système de contreventement excentrique. Lorsque des poutres de couplage trop courtes ou très résistantes en flexion sont utilisées, la demande en rotation augmente et la dégradation de leur résistance arrive plus tôt dans les tests. Les résultats démontrent clairement que plus la résistance des poutres de couplage augmente, la capacité des murs couplés augmente. Bref, la résistance du système augmente avec le degré de couplage.

## **2.3 Conception des murs de refend en acier au Canada**

Dans le Code national du bâtiment – Canada 2010 (CNRC, 2010a), ci-après nommé « le code », les charges latérales auxquelles doivent typiquement résister un bâtiment sont les charges dues aux séismes (E) et les charges dues vent (W). Souvent, pour les bâtiments de faible et moyenne hauteur dans des zones sismiques modérées, les charges sismiques sont beaucoup plus élevées que les charges de vent, et ces dernières sont souvent ignorées par les concepteurs et les chercheurs. Par contre, étant donné la très forte ductilité du système étudié, les charges de vent peuvent gouverner la conception des murs de refend même pour les bâtiments de plus faible hauteur. Ces charges seront donc étudiées avec précision dans la conception des bâtiments prototypes. Au Canada, les critères de conception des murs de refend en acier sont spécifiés dans la norme CSA-S16 – règles de calcul des charpentes d'acier (CSA, 2014a), ci-après nommée « la norme ».

### **2.3.1 Charges dues aux séismes**

Les charges dues aux séismes sont en réalité les forces d'inertie du bâtiment qui résistent au mouvement du sol. Pour cette raison, les charges varient en fonction de la masse du bâtiment, de ses fréquences propres de vibration et du type de mouvement de sol à l'endroit où le bâtiment est construit. L'influence de ces trois caractéristiques permet de déterminer les accélérations que la structure subit, et donc les forces induites dans les systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS). Le code fournit valeurs d'accélération de L'UHS (Uniform Hazard Spectrum) pour plusieurs régions, qui déterminent les accélérations spectrales d'un bâtiment en fonction de ses périodes de vibration, pour un séisme avec une probabilité d'occurrence de 2% dans 50 ans. Bien que la probabilité d'occurrence soit très faible, les conséquences d'un séisme peuvent être énormes. Un tremblement de terre serait en fait la plus grande catastrophe naturelle pouvant menacer le Canada (Etkin, Haque, Bellisario, & Burton, 2004). Un autre rapport (IBC, 2013) évalue

les pertes économiques à 61 milliards de dollars après un séisme de magnitude 7.1 dans le corridor Québec – Montréal – Ottawa.

### 2.3.1.1 Types de séismes

Au Canada, deux principaux types de séismes distincts ont une probabilité de se déclencher. Dans l'Est, la propagation d'ondes de plus haute fréquence de l'ordre de 10 Hz est favorisée dû à la présence de roche plus dure. Les ondes sismiques ont aussi tendance à se propager sur une plus longue distance, c'est-à-dire que l'atténuation est plus faible (Filiatrault, 1996). Dans l'Ouest du Canada, contrairement à l'Est, les failles sont bien connues et visibles à la surface et elles ont trois différents modes de rupture. Un mouvement de subduction a lieu dans la région continentale, un mouvement latéral dans la région de Reine-Charlotte et un mouvement divergent le long de la côte du Pacifique (Charland, 2015). Essentiellement, ces différences géologiques causent des accélérations spectrales élevées pour les courtes périodes dans l'Est, et des accélérations spectrales beaucoup plus élevés dans les longues périodes pour l'Ouest. Ces différences d'accélération et de contenu fréquentiel ont une forte influence sur le type de réponse structurale d'un bâtiment et sur le niveau de sécurité obtenu par les différents SRFS disponibles (Tremblay & Atkinson, 2001). Dans le code, en plus des variations au niveau des spectres de réponse, ces deux types de séismes distincts sont traités dans la manière de calculer le facteur  $M_v$ , qui tient compte de l'effet des modes supérieurs. Les séismes de l'est du Canada sont caractérisés par l'inégalité  $S_a(0,2)/S_a(2,0) \geq 8$  tandis que ceux de l'Ouest sont caractérisés par  $S_a(0,2)/S_a(2,0) < 8$  (Léger, 2009). Les séismes de la zone arctique sont généralement ignorés étant donné que celle-ci est pratiquement inhabitée.

### 2.3.1.2 Coefficient de réduction lié à la ductilité ( $R_d$ )

Le coefficient  $R_d$  correspond à la capacité d'un système structural à dissiper de l'énergie par un comportement inélastique stable. Plus le système est ductile, plus ce coefficient est élevé. Dans les systèmes actuellement traités par le code,  $R_d$  varie de 1,0, pour les SRFS les plus fragiles, à 5,0 pour les SRFS les plus ductiles, tels que le mur de refend ductile et le cadre à nœuds rigides ductile en acier. Les contreventements à treillis excentriques (EBF), auxquels les poutres de couplage des murs couplés sont généralement comparées, ont quant à eux un coefficient  $R_d$  de 4,0. Pour les systèmes qui ne sont pas traités par le code, le guide d'utilisateur (CNRC, 2010b) propose une démarche à suivre pour déterminer la valeur de  $R_d$ . Essentiellement, il s'agit de démon-

trer, par essais cycliques d'inversion de déformations, que le système à l'étude démontre les mêmes performances qu'un système existant couvert par le code. Ainsi, il est permis d'utiliser le coefficient  $R_d$  correspondant à ce système équivalent. Pour la conception des murs de refend, ce facteur a évolué au fil des années dans la norme. Dans l'édition de 1995 (CNRC, 1995), il était de  $R = 4,0$ . Plus tard, en 2001 (CSA, 2001), il est devenu  $R = 5,0$ . Actuellement, depuis la révision de 2005, les coefficients de réduction pour les murs de refend ductiles sont devenus  $R_d = 5,0$  et  $R_o = 1,6$  (CNRC, 2005; CSA, 2009; Mitchell et al., 2003).

### 2.3.1.3 Coefficient de réduction lié à la sur-résistance ( $R_o$ )

Le coefficient  $R_o$  (Overstrength) correspond à la résistance supplémentaire pouvant être mobilisée par un système en comparaison avec la résistance calculée selon les méthodes de calcul autorisées par la norme. Plusieurs facteurs font en sorte que la résistance maximale réelle peut être plus élevée que sa valeur calculée. Pour les murs de refend ductiles, le code a défini le facteur  $R_o$  à 1.6, calculé à l'aide de l'équation suivante (Mitchell et al., 2003) :

$$R_o = R_{size} R_{\phi} R_{yield} R_{sh} R_{mech}$$

Où

$$R_{size} = 1,10; \quad R_{\phi} = 1,11; \quad R_{yield} = 1,1; \quad R_{sh} = 1,10; \quad R_{mech} = 1,10$$

Ces facteurs prennent en considération la sur-résistance due au nombre de choix restreint des profilés utilisés, aux coefficients de tenue utilisés pour calculer la résistance pondérée, à la limite élastique réelle de l'acier qui peut être plus élevée que la limite élastique spécifiée, à l'écroutissage et à la mobilisation de la capacité complète de toute la structure menant à un mécanisme de ruine, respectivement. Comme pour le facteur  $R_d$ , le code fournit les valeurs de  $R_o$  pouvant être utilisées pour tous les SFRS qui y sont couverts. Pour un système qui n'est pas couvert, le guide de l'utilisateur du code permet de calculer le facteur  $R_o$  en utilisant les valeurs minimales assurées de chaque coefficient à l'aide de l'équation montrée plus haut.

### 2.3.1.4 Méthode de la force statique équivalente

Deux méthodes d'analyse sont préconisées pour déterminer les charges sismiques dans un bâtiment : La méthode statique équivalente et l'analyse dynamique. La deuxième, beaucoup plus précise, est utilisée pour tous les bâtiments étudiés dans ce projet, malgré que le code ne l'oblige

pas pour les bâtiments réguliers de faible hauteur. Dans tous les cas, la méthode statique équivalente doit être utilisée pour déterminer la valeur du cisaillement à la base ( $V$ ), qui est ensuite utilisée pour calibrer les résultats de l'analyse dynamique.

#### 2.3.1.4.1 Détermination de l'effort tranchant à la base

Dans la méthode statique équivalente, la valeur du cisaillement à la base de calcul est déterminée par la formule suivante :

$$V = \frac{S(T_a) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d R_o}$$

Pour les murs, murs couplés et les systèmes mur-ossature, le code ne permet pas de calculer  $V$  avec une période supérieure à 4,0 s. donnant ainsi une borne inférieure au cisaillement à la base :

$$V_{min} = \frac{S(4,0) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d R_o}$$

Une borne supérieure est aussi donnée pour le cisaillement à la base lorsque le bâtiment n'est pas situé sur un emplacement de catégorie F et que le facteur  $R_d$  est supérieur ou égal à 1,5.

$$V_{max} = \frac{2S(0,2) \cdot I_E \cdot W}{3R_d R_o}$$

La période latérale du mode fondamental utilisée pour calculer le cisaillement à la base sera déterminée à l'aide d'une méthode mécanique avec les modèles ETABS pour tous les bâtiments prototypes étudiés. Celle-ci ne doit toutefois pas être plus grande que le double de la valeur calculée avec la formule empirique proposée par le code pour les murs travaillant en cisaillement lors du calcul du cisaillement à la base.

$$T_{a\,mec.} \leq 2 \cdot T_{a\,emp.} = 2 \cdot 0,05 (h_n)^{3/4}$$

#### 2.3.1.4.2 Effet des modes supérieurs

Dans un bâtiment de plusieurs étages, tous les modes de vibration contribuent à l'effort tranchant à la base (Humar & Habgoub, 2003). La période ainsi que la masse modale associées aux différents modes de vibration permettent de déterminer le niveau d'influence des modes supérieurs sur le système. L'équation suivante permet de calculer le coefficient de modes supérieurs (Humar, 2015) :

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S(T_i)W_i]^2}}{S(T_a)W}$$

Pour les types de structures les plus répandus, le code fournit les valeurs de  $M_v$  au tableau [4.1.8.11], définies en fonction de la période du mode fondamental de la structure et du rapport  $S_a(0,2)/S_a(2,0)$ . Les types « Murs et système mur-ossature » et « murs couplés » y sont inclus, mais sont plutôt basés sur les caractéristiques des murs de béton armé. Aussi, pour que les murs soient considérés couplés, il faut que le moment de renversement repris par l'effet de piliers soit d'au moins 66% du moment de renversement total à la base.

### 2.3.1.5 Catégorie d'emplacement

Les valeurs d'accélération spectrale doivent être ajustées en fonction de la catégorie d'emplacement du site où le bâtiment est construit. Puis, la valeur d'accélération spectrale de calcul  $S(T)$  doit être interpolée linéairement de ces valeurs intermédiaires.

$$S(0,2) = F_a S_a(0,2)$$

$$S(0,5) = \min[F_v S_a(0,5) ; F_a S_a(0,2)]$$

$$S(1,0) = F_v S_a(1,0)$$

$$S(2,0) = F_v S_a(2,0)$$

$$S(4,0) = F_v S_a(2,0)/2$$

Les facteurs  $F_a$  et  $F_v$  dépendent de la catégorie d'emplacement. Deux catégories d'emplacement sont étudiées dans ce projet : La catégorie d'emplacement C (sol très dense et roche tendre) et la catégorie d'emplacement E (sol meuble). Le premier est caractérisé par les propriétés moyennes des 30 premiers mètres suivantes :

$$360 < \bar{V}_s < 760;$$

$$\bar{N}_{60} > 50; \text{ et}$$

$$S_u > 100 \text{ kPa.}$$

Le second est caractérisé par les propriétés moyennes des 30 premiers mètres suivantes :

$$\bar{V}_s < 180;$$



$$\bar{N}_{60} < 15; \text{ et}$$

$$S_u < 50 \text{ kPa.}$$

Ou tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes :

- indice de plasticité :  $PI > 20$ ;
- teneur en eau :  $w \geq 40\%$ ; et
- résistance du sol non drainé au cisaillement  $s_u < 25 \text{ kPa}$ .

Les facteurs  $F_a$  et  $F_v$  sont donnés aux tableaux [4.1.8.4.B] et [4.1.8.4.C] du CNBC et sont calculés en fonction des valeurs de  $S_a(0,2)$  et  $S_a(1,0)$ , respectivement. Ils valent tous deux 1,0 pour une catégorie d'emplacement C. À Montréal, Pour une catégorie d'emplacement E,  $F_a = 1,232$  et  $F_v = 2,060$ . À Vancouver, pour la même catégorie d'emplacement,  $F_a = 0,948$  et  $F_v = 1,840$ .

### 2.3.1.6 Méthode d'analyse dynamique

L'analyse dynamique par superposition modale se fait à l'aide de modèles numériques et les résultats doivent être calibrés afin de correspondre au cisaillement à la base déterminé plus haut. Pour ce faire, le commentaire du code (CNRC, 2010b) décrit en détail les étapes à suivre. La méthode utilisée est décrite ici-bas. Elle est simplifiée et diffère légèrement de celle illustrée dans le commentaire, mais les résultats finaux demeurent les mêmes.

Tout d'abord, un modèle complet en 3 dimensions du bâtiment est construit. Le modèle est représentatif de l'ordre de grandeur, de la répartition de la masse et de la rigidité de tous les éléments du système de reprise des charges latérales (SRCL). Une première analyse est faite dans une direction seulement, en bloquant tous les déplacements dans la direction perpendiculaire ainsi que toute rotation selon l'axe vertical. Il faut aussi s'assurer que l'analyse inclue suffisamment de modes pour qu'un minimum de 90% de la masse du bâtiment soit contributive. Cette étape permet de comparer la période fondamentale du bâtiment dans les mêmes conditions que celles qui correspondent à la période calculée selon la formule empirique du code. Dans cette première analyse, les résultats de l'analyse dynamique sont déjà multipliés par  $I_E/(R_d R_o)$ . Ils correspondent donc à  $V_e \cdot I_E / (R_d R_o)$ . Étant donné que la valeur de  $R_d$  est supérieure à 1,5 et que le bâtiment n'est pas situé sur un emplacement de catégorie F, la valeur du cisaillement à la base obtenue de cette première analyse est multipliée par le facteur suivant pour obtenir  $V_d$ .

$$\frac{2 S(0,2)}{3 S(T_a)} \leq 1,0$$

Pour les structures pour lesquelles la méthode statique équivalente est permise, la valeur de  $V_d$  ne peut être inférieure à 0,8 V. Lorsque l'analyse dynamique est obligatoire,  $V_d$  ne doit pas être inférieur à V. Pour plus de simplicité, dans la présente étude, toutes les analyses dynamiques ont été calibrées sans utiliser ce facteur de 0,8. Donc, lorsque  $V_d > V$ , un facteur d'échelle est calculé.

$$F.E. = V/V_d > 1,0$$

Cette démarche est effectuée dans les deux directions orthogonales correspondantes à l'orientation des composantes principales du SRFS. Avec les facteurs d'échelle connus dans les deux directions, le modèle peut être analysé en entier en 3 dimensions. Les charges obtenues de cette analyse sont ensuite multipliées par les facteurs d'échelle respectifs pour déterminer les charges de conception des éléments servant à dissiper de l'énergie lors d'un séisme, c'est-à-dire, dans le cas de ce projet, les plaques d'acier des murs de refend.

### 2.3.1.7 Torsion accidentelle

Peu importe le type d'analyse sismique utilisé, le code demande de tenir compte des effets de la torsion accidentelle, qui sert à combler l'incertitude quant à la position des centres de masse et de rigidité. En effectuant une analyse dynamique, cet effet est pris en compte en ajoutant des couples de torsion à chaque étage équivalents à

$$T_x = (\pm 0,10 D_{nx}) F_x \text{ si le bâtiment est sensible à la torsion;}$$

$$T_x = (\pm 0,05 D_{nx}) F_x \text{ si le bâtiment n'est pas sensible à la torsion.}$$

Pour déterminer la sensibilité à la torsion, il faut calculer le rapport de  $B_x$  pour chaque niveau x à l'aide de la formule suivante, pour chaque direction orthogonale.

$$B_x = \delta_{max} / \delta_{ave}$$

Si  $B \leq 1,7$ , on considère que le bâtiment n'est pas sensible à la torsion. Si  $B_x > 1,7$ , le bâtiment est sensible à la torsion. Pour des fins de simplification, une torsion de  $T = (\pm 0,10 D_{nx}) F_x$  est appliquée à tous les bâtiments analysés dans ce projet, sans égard à leur sensibilité à la torsion. Dans la pratique, cette simplification est souvent acceptable étant donné qu'elle est conservatrice et qu'elle entraîne généralement que très peu de coûts supplémentaires. Les logiciels d'analyse

comme ETABS (CSI, 2016) offrent généralement l'option de calculer cette torsion automatiquement lors de l'analyse. Les résultats calculés automatiquement par le logiciel d'analyse sont utilisés dans ce projet pour tous les bâtiments étudiés.

### 2.3.2 Charges dues au vent

La charge de vent est exprimée à l'aide d'une pression statique appliquée sur les différentes faces du bâtiment.

$$p = I_w \cdot q \cdot C_e \cdot C_g \cdot C_p$$

Le calcul des coefficients  $C_e$ ,  $C_g$  et  $C_p$  peut se faire de différentes manières selon les caractéristiques du bâtiment.

#### 2.3.2.1 Analyse statique

Les bâtiments de moins de 60 mètres de hauteur, avec un ratio  $H/w \leq 4$  et une fréquence naturelle de moins de 1 Hz peuvent être calculés à l'aide d'une méthode statique. Dans la méthode statique, le coefficient de rafale  $C_g$  égale 2,0 et le coefficient d'exposition se calcule comme suit :

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0,2} \geq 0,9 \text{ pour un terrain à découvert};$$

$$C_e = 0,7 \left(\frac{h}{12}\right)^{0,2} \geq 0,7 \text{ pour un terrain rugueux}.$$

Le calcul du coefficient de pression extérieure varie en fonction des dimensions du bâtiment. Pour les bâtiments d'une hauteur de moins de 20 mètres et où  $H/D < 1$ , le commentaire du code illustre les valeurs de  $C_p C_g$  à utiliser pour différentes situations. Celles-ci ne s'appliquent pas aux bâtiments à l'étude pour cette recherche. Pour les bâtiments de plus de 20 mètres de hauteur et pour les bâtiments où  $H/D \geq 1$ , Les valeurs de  $C_p$  sont les suivantes pour la façade face au vent :

$$C_p = 0,6 \text{ pour } H/D < 0,25$$

$$C_p = 0,27(H/D + 2) \text{ pour } 0,25 < H/D < 1$$

$$C_p = 0,8 \text{ pour } H/D \geq 1$$

Pour la façade sous le vent :

$$C_p = 0,3 \text{ pour } H/D < 25$$

$$C_p = 0,27(H/D + 0,88) \text{ pour } 0,25 < H/D < 1$$

$$C_p = 0,5 \text{ pour } H/D \geq 1$$

### 2.3.2.2 Analyse dynamique

Les bâtiments qui ne respectent pas les critères requis pour être analysés avec une analyse statique et qui ont une fréquence naturelle de plus de ¼ Hz doivent être conçus avec la méthode d'analyse dynamique (CNRC, 2010b). Si la fréquence naturelle est plus faible que ¼ Hz, une analyse empirique est nécessaire, mais ce concept ne sera pas abordé dans ce projet. Dans l'analyse dynamique, les charges de vent sont déterminées en fonction des dimensions du bâtiment ainsi qu'en fonction de sa masse et sa rigidité. Les coefficients de pression extérieure sont calculés de la même manière que pour l'analyse statique des bâtiments de grande hauteur, mais les facteurs  $C_e$  et  $C_g$  diffèrent. Le coefficient d'exposition se calcule de manière semblable à l'analyse statique.

$$1,0 \leq C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0,28} \leq 2,5 \text{ pour un terrain d'exposition A (terrain ordinaire)}$$

$$0,5 \leq C_e = 0,5 \left(\frac{h}{12,7}\right)^{0,50} \leq 2,5 \text{ pour un terrain d'exposition B (terrain rugueux)}$$

Le calcul du coefficient de rafale se calcule ainsi :

$$C_g = 1 + g_p(\sigma/\mu)$$

où

$$\sigma/\mu = \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left( B + \frac{SF}{\beta} \right)}$$

et

$$B = 4/3 \int_0^{914/H} \left[ \frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[ \frac{1}{1 + \frac{xw}{122}} \right] \left[ \frac{x}{(1 + x^2)^{4/3}} \right] dx$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left[ \frac{1}{1 + \frac{8f_n}{3V_H}} \right] \left[ \frac{1}{1 + \frac{10f_n w}{V_H}} \right]$$

$$V_H = \bar{V} \sqrt{C_{eH}}$$

$$\bar{V} = 39,2 \sqrt{I_w q}$$

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N F_i \frac{x_i}{x_N}}{x_N \sum_{i=1}^N M_i \left(\frac{x_i}{x_N}\right)^2}}$$

$$F = \frac{x_0^2}{(1 + x_0^2)^{4/3}}$$

$$x_0 = (1220 f_n / V_H)$$

$$v = f_n \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}}$$

$$g_p = \sqrt{7200 \ln vT} + \frac{0,577}{\sqrt{7200 \ln vT}}$$

### 2.3.3 Effets du second-ordre ( $P-\Delta$ ) et charges latérales conceptuelles

Les effets des charges gravitaires appliquées sur une structure déformée par des charges latérales doivent être pris en compte dans la conception des SRCL. Ces effets du second ordre, aussi appelés effets  $P-\Delta$ , peuvent être pris en compte en amplifiant les charges latérales par le facteur  $U_2$  calculé à l'article [8.4.2] de la norme lorsque les déformations sont élastiques.

$$U_2 = \frac{1}{1 - \left( \frac{\sum C_f \Delta_f}{\sum V_f h} \right)}$$

Lorsque les effets du second ordre sont vérifiés pour des charges sismiques, l'article [27.1.8.2] s'applique et le calcul de  $U_2$  devient alors :

$$U_2 = 1 + \left( \frac{\sum C_f R_d \Delta_f}{\sum V_f h} \right)$$

Comme la norme exige que  $U_2$  soit inférieur à 1,4, Ce facteur peut aussi devenir un critère contrôlant la rigidité du SRCL. En effet, plus les déplacements latéraux augmentent, plus  $U_2$  augmente. Donc, si la rigidité latérale est trop faible, ce facteur peut devenir trop grand.

Pour plusieurs raisons qui ne seront pas énumérées ici, la norme exige également de considérer une charge latérale conceptuelle supplémentaire égale à 0.005 fois la charge gravitaire pondérée à chaque étage ( $0.005 \Sigma P_j$ ) [8.4.1] lors de la conception des SRCL.

### **2.3.4 Conception des murs de refend selon la norme CSA-S16**

La capacité des murs de refend à résister adéquatement aux charges latérales et à dissiper l'énergie des secousses sismiques dépend étroitement de la manière dont ils sont conçus et détaillés. Afin d'obtenir un niveau de performance satisfaisant, la norme canadienne sur les règles de calcul des charpentes d'acier CAN/CSA S16-14 (CSA, 2014a) décrit les exigences à respecter, notamment sur les matériaux, la classe des profilés utilisés, les types d'assemblages, la rigidité, la stabilité, etc. Actuellement, la norme ne fait aucune mention des murs couplés, mais donne toute la marche à suivre pour concevoir des murs de refend ductiles individuels.

#### **2.3.4.1 Types de murs**

Deux niveaux de ductilité différents sont traités dans la norme CSA S16-14 pour les murs de refend. Le premier, type D (ductile), est caractérisé par sa capacité à subir des inélastiques importantes en champs de tension dans les plaques d'acier qui résistent à l'effort latéral, et en flexion dans les rotules plastiques qui se forment dans les poutres du cadre à nœuds rigides à chaque niveau près des colonnes. Les déformations plastiques sont proscrites dans tous les autres éléments du mur, à l'exception des rotules plastiques permises à la base des colonnes seulement. Ce type de mur est le système présentant les plus hauts facteurs de modification de force liés à la ductilité et à la sur-résistance parmi tous ceux couverts par la norme, c'est-à-dire  $R_d = 5,0$  et  $R_o = 1,6$ . Le second, type LD (à ductilité limitée), possède des facteurs beaucoup plus faibles ( $R_d = 2,0$  et  $R_o = 1,5$ ) principalement dû au fait que le cadre à nœuds rigides est optionnel pour ce type de mur. D'autres critères de conception moins sévères que pour le mur de type D en réduisent également la ductilité.

#### **2.3.4.2 Conception de la plaque d'âme**

Lors du dimensionnement du mur de refend, il est attendu que la plaque d'âme résiste à elle seule à 100% de la charge latérale appliquée, et sa résistance est calculée par la formule suivante [27.9.2.1] :

$$V_r = 0,4\phi F_y w L \sin 2\alpha$$

Cette résistance correspond à la charge latérale qui donne lieu au commencement de la plastification dans la plaque d'âme. La norme permet d'utiliser un angle  $\alpha$  constant estimé à  $40^\circ$  lorsque  $0,6 \leq L/h \leq 2,5$ . Autrement, l'angle des lignes d'action du champs de tension doit être estimé comme suit [20.4.1] (Vian & Bruneau, 2005):

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{wL}{2A_c}}{1 + wh \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}$$

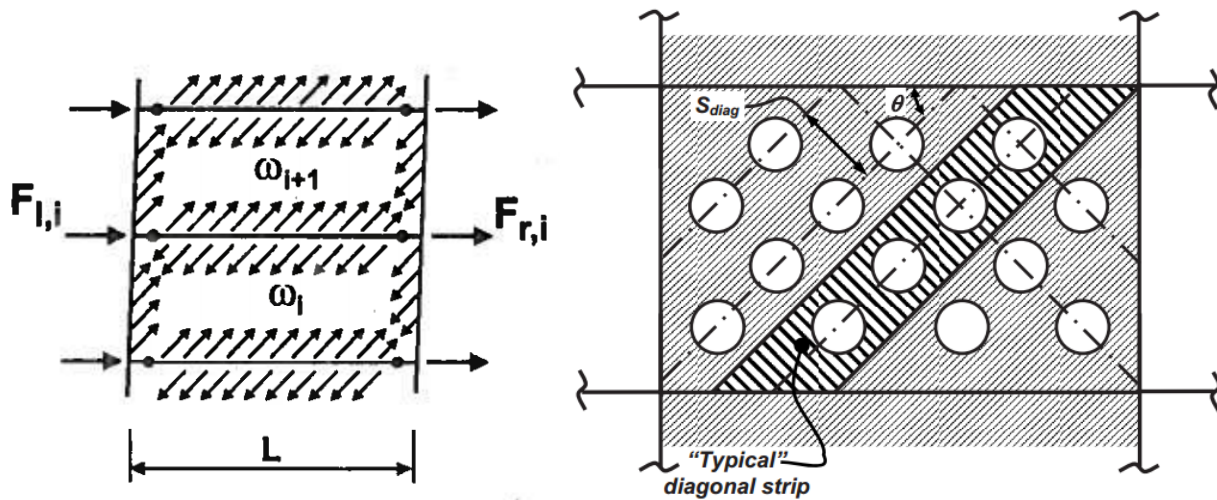


Figure 2.18 : Champs de tension et perforations dans les murs de refend (CISC, 2016)

Tel que mentionné à la section 2.1.4, des perforations circulaires en quinconces à 45 degrés peuvent être utilisées pour contrôler avec plus de précision la capacité des plaques d'âme et simplifier son calcul. Dans ce cas, un facteur de réduction est ajouté dans le calcul de la résistance latérale de la plaque, qui devient [27.9.2.3]:

$$V_r = 0,4(1 - 0,7D/S_{diag})\phi F_y w L_i$$

Dans cette deuxième équation, le terme  $\sin 2\alpha$  a disparu dû au fait que l'angle d'inclinaison des champs de tension,  $\alpha$ , est constant et égal à 45 degrés, donc le terme  $\sin 2\alpha$  devient égal à l'unité. La rigidité des plaques est également réduite lors de l'utilisation de perforations. Le commentaire de la norme (CISC, 2016) propose la formule suivante pour calculer une épaisseur effective qui correspond à la rigidité réduite des plaques perforées.

$$w_{eff} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right) \left( 1 - \frac{N_r D \sin \theta}{H_c} \right)} w$$

### 2.3.4.3 Conception des poutres

À chaque niveau, les poutres des murs de refend doivent avoir une section de classe 1 et être contreventés suffisamment pour pouvoir développer des rotules plastiques à leurs extrémités sans rompre par déversement. Bien que la résistance du cadre à nœuds rigides présent dans le mur de refend ne soit pas considérée dans le calcul de sa résistance latérale globale, celui-ci doit être conçu avec des poutres suffisamment résistantes pour reprendre au moins 25% de l'effort sismique pondéré. Cette résistance est calculée en ignorant les charges axiales dans les poutres et peut être calculée à l'aide de la formule suivante (Berman, J. & Bruneau, M., 2003; CISC, 2016; Qu & Bruneau, 2009) :

$$V_{r,MRF} = \frac{2M_{rb}}{h_i} \geq 0.25 * U_2 * V_E$$

De plus, les poutres doivent résister élastiquement aux charges de flexion et compression auxquelles elles sont soumises lorsque les plaques d'âmes atteignent une plastification complète de part et d'autre, en conjonction avec les charges gravitaires (Figure 2.18). En premier lieu, la plastification des plaques de différente résistance de part et d'autre des poutres induit une charge verticale répartie nette  $w_u$  sur ces dernières.

$$w_u = R_{y_i} F_{y_i} w_i \cos^2(\alpha_i) - R_{y_{i+1}} F_{y_{i+1}} w_{i+1} \cos^2(\alpha_{i+1})$$

Où  $R_y F_y$  correspond à la limite élastique probable des plaques d'âme. La charge de compression induite dans les poutres est quant à elle égale à :

$$P_b = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) w h_c \pm \frac{1}{2} [R_{y_i} F_{y_i} w_i \sin(2\alpha_i) L_{cf_i} - R_{y_{i+1}} F_{y_{i+1}} w_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1}) L_{cf_{i+1}}]$$

Dans cette équation,  $h_c$  doit être égal à la distance entre la poutre et le prochain élément horizontal, c'est-à-dire la bielle la plus proche ou la poutre du niveau suivant si des bielles ne sont pas utilisées. Lorsque des assemblages rigides sont utilisés sur les poutres, celles-ci doivent également résister à l'effort de cisaillement induit par la formation de rotules plastiques en flexion à chaque extrémité.



$$V_b = \frac{2M'_p}{L - 2x - d_c}$$

Afin de permettre une plastification uniforme des plaques d'âme, la norme impose également des limites de flexibilité plus sévères pour les poutres des panneaux d'extrémité [20.5.2].

Pour la poutre du toit,

$$I_b \geq \frac{wL^4}{650L - (wh^4/I_c)}$$

Pour la poutre du bas, si présente :

$$I_b \geq \frac{wL^4}{267L - (wh^4/I_c)}$$

Il peut être intéressant de noter que dans la norme Américaine (AISC, 2016b) impose quant à elle une inertie minimale aux poutres des murs de refend à tous les niveaux de

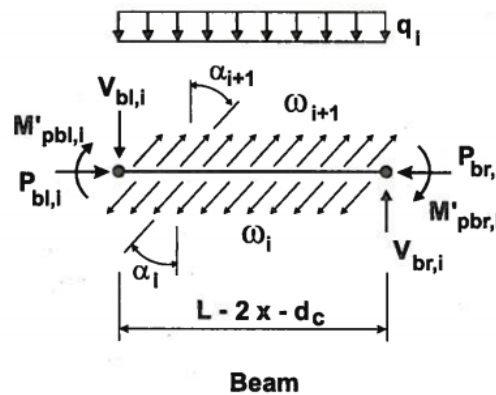


Figure 2.19 Diagramme de corps libéré des poutres de murs de refend (CISC, 2016)

#### 2.3.4.4 Conception des colonnes

Les colonnes d'un mur de refend doivent avoir une section de classe 1 et être suffisamment contreventées pour pouvoir développer des rotules plastiques à leur base. Elles doivent avoir une résistance suffisante pour demeurer élastiques sous les charges gravitaires ainsi que les charges causées par la plastification complète des plaques d'âme et des rotules plastiques dans les poutres

à chaque niveau (Figure 2.19). Tout comme les poutres, la norme indique des limites à la flexibilité pour les colonnes afin de permettre une plastification uniforme et complète des plaques d'âme. Par contre, pour les colonnes, cette limite est applicable à tous les niveaux du mur [20.5.1].

$$\omega_h = 0,7h \left( \frac{w}{2LI_c} \right)^{0,25} \leq 2,5$$

Aux assemblages poteau-poutre, le calcul de la résistance des zones de panneaux doit respecter les exigences de l'article [27.2.4.2]. Selon la dimension des zones de panneaux et l'épaisseur de l'âme des colonnes, leur résistance est calculée selon l'une des équations suivantes [27.2.4.2] :

$$V_r = 0,55\Phi d_c w' F_{yc} \left[ 1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_c d_b w'} \right] \leq 0,66\Phi d_c w' F_{yc}$$

ou

$$V_r = 0,55\Phi d_c w' F_{yc}$$

Les colonnes de murs de refend étant des éléments continus, le moment de flexion causé par la plastification des plaques d'âme peut être calculé comme suit :

$$M_{u,web} = \frac{R_y F_y \sin^2(\alpha) w h_c^2}{12}$$

À ce moment doit s'ajouter l'effet de la formation des rotules plastiques dans les poutres, lorsque des assemblages rigides sont utilisés

$$M_{u,b} = \sum \frac{\frac{1}{2} M'_p}{L - 2x - d_c}$$

Finalement, une charge axiale dans la colonne, causée par la plastification de toutes les plaques et toutes les poutres connectées avec des assemblages rigides, doit également être prise en considération en plus des charges gravitaires :

$$P_{u,c} = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) w h + \sum V_b$$

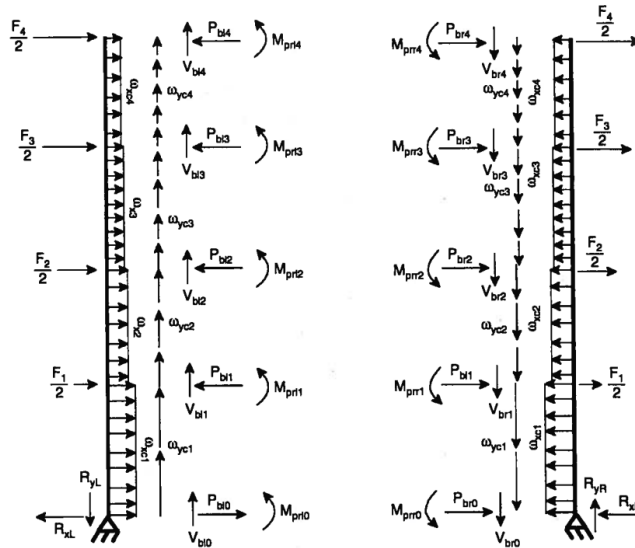


Figure 2.20 : Charges appliquées sur les colonnes (CISC, 2016)

### 2.3.4.5 Conception des poutres de couplage

Tel que mentionné au chapitre 2, la norme ne spécifie aucune ligne directrice pour la conception des poutres de couplage. En plus d'augmenter la rigidité au système, celles-ci contribuent également à la dissipation d'énergie. Il est donc sage de se fier aux critères de conception associés à d'autres types d'éléments couverts par la norme qui ont le comportement attendu des poutres de couplage, c'est-à-dire la formation de rotules plastiques en flexion lorsque  $e > 2,6 M_p / V_p$ , la plastification en cisaillement de l'âme lorsque  $e \leq 1,6 M_p / V_p$ , ou un mélange des deux lorsque  $1,6 M_p / V_p < e \leq 2,6 M_p / V_p$  (Borello, D. & Fahnestock, 2011). Les segments ductiles de contre-ventements excentriques (EBF) se comportent exactement de cette manière. Comme ces poutres ne sont pas connectées aux plaques d'âme, elles ne sont pas conçues selon la capacité de ces dernières. Leur profilé est donc choisi en fonction d'avoir, au minimum, une résistance suffisante pour résister aux charges gravitaires et latérales et, si requis, une rigidité suffisante pour obtenir le degré de couplage visé et réduire les déplacements latéraux à un niveau acceptable. Dans la norme, la résistance des segments ductiles dans les EBF est déterminée comme étant le minimum entre [27.7.3.1] :

$$\phi V_p' \text{ et } 2\phi M_p'/e$$

Où :

$$V_p' = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_f}{AF_y}\right)^2}$$

Et

$$V_p = 0,55wdF_y$$

$$P_f = C_f \text{ ou } T_f$$

$$M_p' = 1.18M_p \left(1 - \frac{P_f}{AF_y}\right)^2 \leq M_p$$

Leur section doit être de classe 1 sauf si  $e < 1,6 M_p / V_p$ . Dans ce cas, les ailes peuvent être de classe 2 [27.7.2.4]. Puisque, contrairement aux EBF, la poutre de couplage n'est pas responsable à elle seule de résister à toute la charge sismique et de dissiper toute l'énergie, les critères quant aux longueurs et rotation inélastiques maximum peuvent être ignorés car elles sont souvent inatteignables dans un système de murs couplés (Borello, D. J., 2014; Li et al., 2012). Des tests expérimentaux montrent en effet que l'efficacité du système n'en est pas affectée négativement. La norme mentionne également que pour les segments ductiles modulaires, les assemblages doivent être de type BUEP conformes aux exigences de *moment connections for seismic applications* (CISC, 2014), mais que les limites de profondeur de la poutre ne s'appliquent pas.

#### 2.3.4.6 Zones protégées

Pour tous les SRFS dans lesquels des déformations inélastiques sont attendues, la norme définit des zones protégées dans lesquelles on ne doit pas ajouter d'éléments structuraux ou autres éléments pouvant causer des concentrations de contraintes ou des discontinuités. Tout clouage, vissage, soudage (à l'exception du soudage par point du tablier métallique), sciage, perçage, etc. est donc strictement défendu dans ces zones, sous peine de nuire gravement au comportement inélastique cyclique du système. Dans les murs de refend, l'article [27.9.8] définit les plaques d'âme, les zones aux extrémités des poutres où la formation de rotules plastiques est anticipée ainsi que les bases de colonnes comme étant des zones protégées. Pour les poutres de couplage, en se fiant encore une fois sur les critères des EBF, la poutre de couplage entière doit être considérée comme une zone protégée [27.7.14]. Pour une poutre de couplage très longue, le comportement pourrait

plutôt être associé à celui d'une poutre dans un système de cadre à nœuds rigides ductile. Dans ce cas, les zones protégées deviennent localisées dans les extrémités de la poutre, là où les rotules plastiques sont attendues [27.2.8].

## CHAPITRE 3 CONCEPTION DES BÂTIMENTS

En premier lieu, ce chapitre décrit le bâtiment modèle et explique comment les bâtiments prototypes sont conçus. Ensuite, des détails sur la modélisation et la conception des murs de refend sont exposés, incluant les méthodes exigées par les codes et normes, ainsi que des propositions de méthodes de calcul pour les éléments qui n'y sont pas définis (Colonnes intérieures de murs couplés et poutres de couplage). Finalement, les résultats des analyses modales et la configuration de tous les murs de refend conçus sont exposés.

### 3.1 Caractéristiques des bâtiments prototypes

Les bâtiments prototypes à l'étude dans ce projet sont basés sur le modèle du bâtiment existant du Centre de la Santé et des Services Sociaux (CSSS) de Vaudreuil-Soulanges. Ce bâtiment de cinq (5) étages, conçu et construit par Lainco en 2013, est contreventé par cinq (5) murs de refend ductiles en plaques d'acier perforées, dont trois (3) dans la direction Y et deux (2) dans la direction X. Les dimensions externes de chaque étage sont de 30,7 m par 63,7 m. Tous les étages ont une hauteur de 4115 mm, sauf le premier niveau qui a une hauteur de 4270 mm. Pour les fins de cette recherche, les dimensions et les charges appliquées sur ce bâtiment sont utilisées, mais le nombre d'étage sera varié. Des modèles de six (6) et douze (12) étages sont étudiés. Les bâtiments de 6 étages sont conçus avec des murs de refend simples, puis comparés avec des murs couplés. Les bâtiments de 12 étages sont conçus avec des murs couplés seulement car il était impraticable de les contreventer avec des murs simples, ceux-ci n'offrant pas une rigidité suffisante pour respecter les limites de flèche latérale ou bien la limite supérieure de  $U_2 \leq 1.4$ . Malgré les services de santé y étant prodigués, ce bâtiment est considéré comme ayant un niveau d'importance normal ( $I_E = I_w = I_s = 1,0$ )



Figure 3.1 : Photos du bâtiment modèle à Vaudreuil, pendant et après la construction.

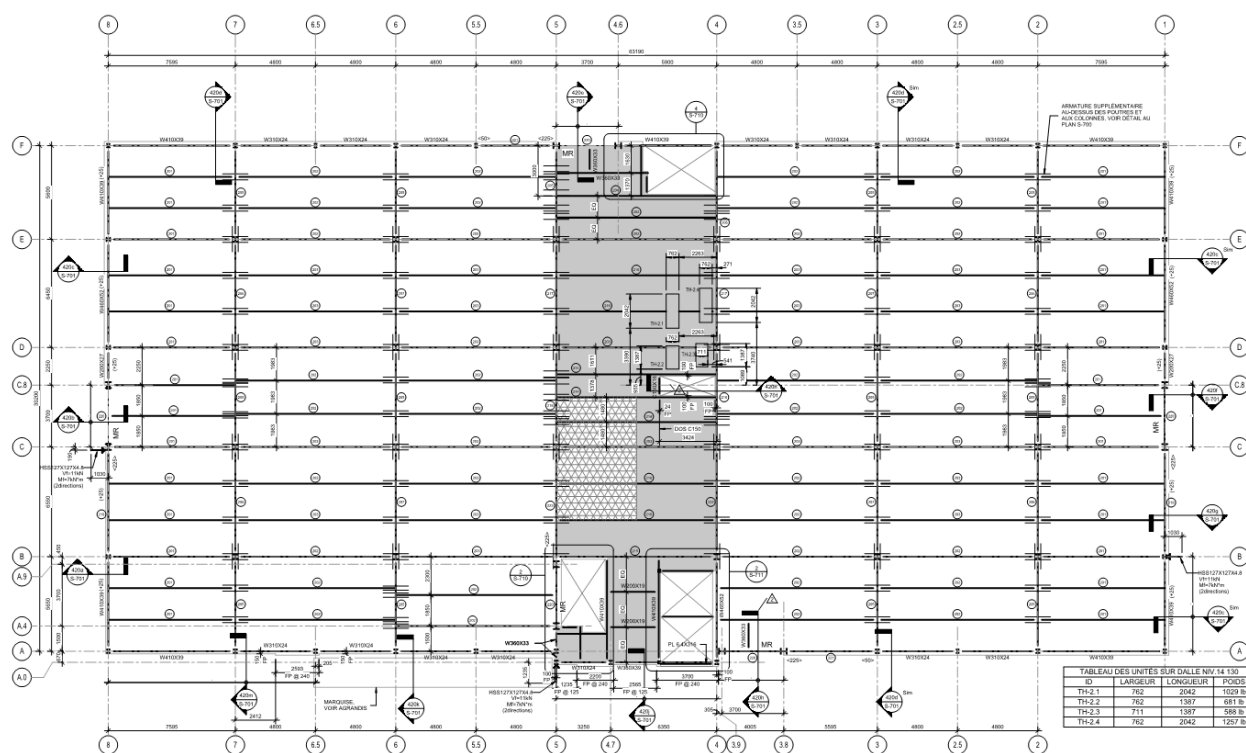


Figure 3.2 : Plan de la structure d'un étage typique, courtoisie de Lainco inc.

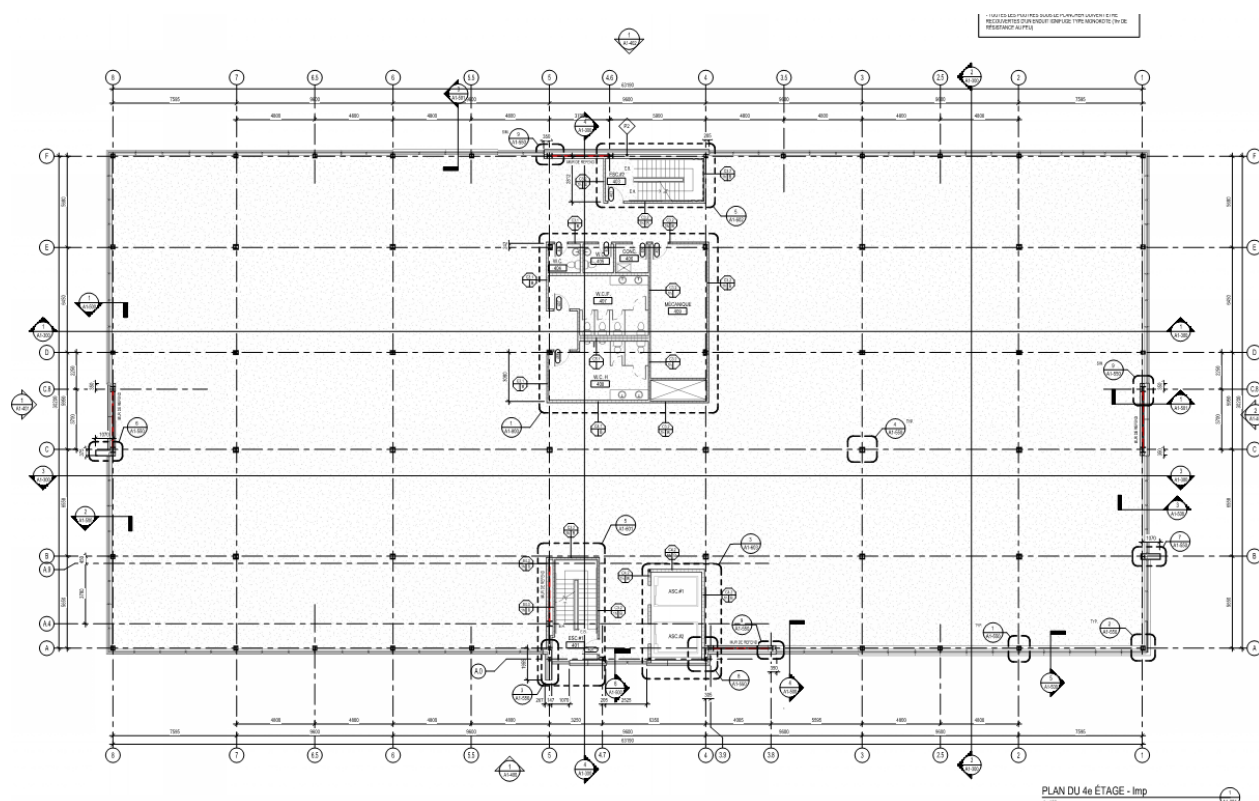


Figure 3.3 : Plan d'architecture d'un étage typique (Utilisé avec la permission de NEUF architectes).

### 3.1.1 Charges gravitaires

Les charges gravitaires appliquées sur le bâtiment ont été établies selon les critères du CNBC 2010. Les charges permanentes (D), les surcharges dues à l'usage (L), la charge due à la neige et à la pluie (S), la charge due au vent (W) et les charges et effets dus aux séismes (E) doivent être déterminées. La charge permanente du toit de composition légère est estimée à 1,0 kPa, incluant le poids de la structure conventionnelle, composée de tablier métallique soutenu par des poutrelles ajourées et des poutres d'acier de type Gerber.

Aux étages, les planchers sont composés d'une structure en poutres mixtes supportant une dalle de béton de 140 mm sur tablier métallique de 51 mm. La charge permanente correspondante est de 3,5 kPa, incluant la charpente, la finition, la mécanique, ventilation, etc. La charge de 1,0 kPa pour les cloisons exigée par le code y est ajoutée, donnant une charge permanente totale de 4,5 kPa. Finalement, le poids des murs extérieurs périphériques est estimé à 0,25 kPa.



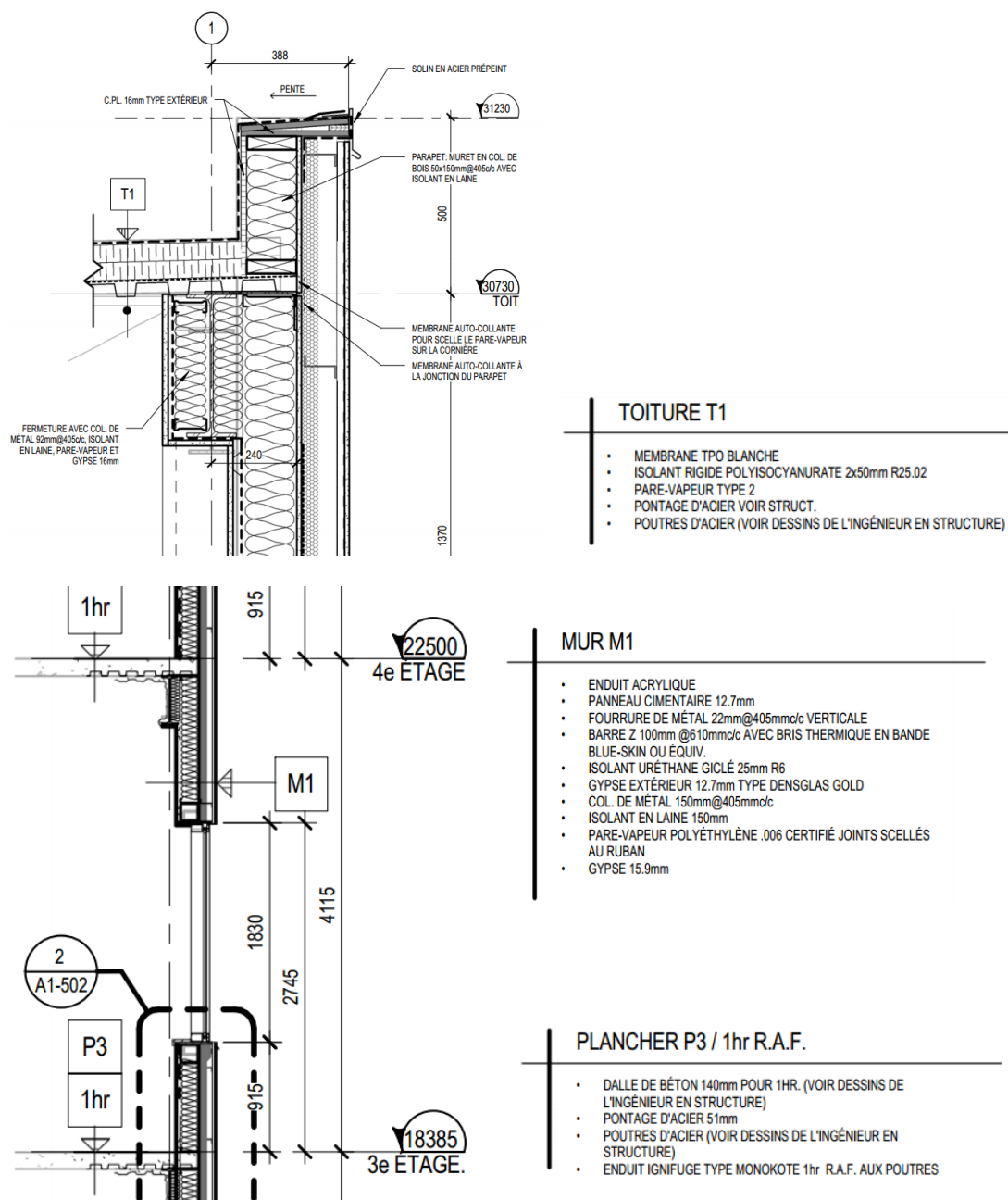


Figure 3.4 : Extraits de plans d'architecture montrant la composition de la toiture et des murs (utilisé avec la permission de NEUF architectes).

La surcharge due à l'usage ( $L$ ) est de 2,4 kPa pour tous les étages, correspondant à la surcharge requise par le code pour les aires de bureaux, sauf pour la zone centrale et les corridors, qui sont conçus pour une surcharge de 4,8 kPa. Dans le bâtiment existant, certaines zones sont conçues pour une surcharge d'entreposage de 7,2 kPa, mais celles-ci, généralement très petites, sont ignorées pour ce projet. Au toit, la surcharge minimale de 1,0 kPa exigée par le code est ignorée étant

donné qu'elle est inférieure aux effets de la charge de neige. Pour le dimensionnement des éléments structuraux qui supportent une grande surface tributaire, le code permet de réduire la surcharge en multipliant la surface tributaire  $A_{TL}$  par le facteur suivant (article 4.1.5.8.3) :

$$R_{TL} = 0,3 + \sqrt{9,8/A_{TL}}$$

La charge de neige est calculée selon les données climatiques fournies dans l'annexe C du CNBC 2010. Originellement, le bâtiment a été conçu pour une charge de neige de 2,32 kPa, correspondant aux données climatiques de Vaudreuil. Les bâtiments prototypes à l'étude sont situés à Montréal et à Vancouver, où les charges de neige sont plutôt de 2,48 kPa et 1,64 kPa, respectivement.

Tableau 3-1 : Dimensions, poids et charges gravitaires des bâtiments prototypes

**6 étages**

Niv.	hauteur (mm)	$h_i$ (mm)	Surface (m <sup>2</sup> )	péri- mètre (m)	D (kPa)	D <sub>cloisons</sub> (kPa)	L (kPa)	S (kPa)	Poids murs ext. (kPa)	W (kN)	R <sub>TL</sub>	C <sub>FE</sub> (kN)	ΣC <sub>FE</sub> (kN)	C <sub>FW</sub> (kN)	ΣC <sub>FW</sub> (kN)	charge concep- tuelle (kN)
6	4115	24845	1931	187	1	0.0	0	2.5	0.25	3234	1.000	3234	3234	4948	4948	16.2
5	4115	20730	1931	187	3.5	1.0	2.4	0	0.25	7916	0.371	9742	12976	11963	16910	55.8
4	4115	16615	1931	187	3.5	1.0	2.4	0	0.25	7916	0.350	9694	22670	11914	28825	95.3
3	4115	12500	1931	187	3.5	1.0	2.4	0	0.25	7916	0.341	9672	32342	11893	40717	135
2	4115	8385	1931	187	3.5	1.0	2.4	0	0.25	7916	0.336	9660	42002	11880	52597	174
1	4270	4270	1931	187	3.5	1.0	2.4	0	0.25	7920	0.332	9654	51656	11876	64473	214

**12 étages**

Niv.	hauteur (mm)	$h_i$ (mm)	Surface (m <sup>2</sup> )	peri- mètre (m)	D (kPa)	D <sub>cloisons</sub> (kPa)	L (kPa)	S (kPa)	Poids murs ext. (kPa)	W (kN)	R <sub>TL</sub>	C <sub>FE</sub> (kN)	ΣC <sub>FE</sub> (kN)	C <sub>FW</sub> (kN)	ΣC <sub>FW</sub> (kN)	charge concep- tuelle (kN)
12	4115	49535	1931	187	1	0	0	2.5	0.25	3234	1.000	3234	3234	4948	4948	16.2
11	4115	45420	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.371	9742	12976	11963	16910	55.8
10	4115	41305	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.350	9694	22670	11914	28825	95.3
9	4115	37190	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.341	9672	32342	11893	40717	135
8	4115	33075	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.336	9660	42002	11880	52597	174
7	4115	28960	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.329	9644	51646	11865	64462	214
6	4115	24845	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.327	9639	61286	11860	76322	254
5	4115	20730	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.325	9635	70921	11856	88178	293
4	4115	16615	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.324	9632	80553	11853	100031	333
3	4115	12500	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.323	9629	90182	11850	111880	372
2	4115	8385	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7916	0.321	9627	99809	11847	123728	412
1	4270	4270	1931	187	3.5	1	2.4	0	0.25	7920	0.321	9628	109438	11850	135577	452

### 3.1.2 Calcul des charges latérales

Les bâtiments sont conçus pour résister aux charges latérales de vent et de séismes. Afin de bien définir le comportement des systèmes pour les deux principaux types de séismes pouvant avoir lieu au Canada, les villes de Montréal et de Vancouver sont sélectionnées pour le dimensionnement des murs de refend, en considérant des catégories d'emplacement C et E. Les charges de vent sont quant à elles considérées pour les deux cas d'exposition au vent, c'est-à-dire pour des terrains à découvert et rugueux, donnant ainsi lieu à 8 cas de chargement latéral différents par bâtiment prototype. Pour le calcul de la charge de neige, dans tous les cas, les toits sont considérés comme étant non exposés au vent ( $C_w = 1,0$ ).

Tableau 3-2 : Données climatiques considérées pour la conception de bâtiments prototypes selon le CNBC 2010

		Montréal	Vancouver
Données sismiques et facteurs $F_a$ et $F_v$ calculés selon les catégories d'emplacement	$S_a(0,2)$	0,64	0,95
	$S_a(0,5)$	0,32	0,65
	$S_a(1,0)$	0,14	0,34
	$S_a(2,0)$	0,048	0,17
	$F_{a, \text{cat C}}$	1,0	1,0
	$F_{v, \text{Cat C}}$	1,0	1,0
	$F_{a, \text{cat E}}$	1,232	0,948
	$F_{v, \text{cat E}}$	2,060	1,840
Pressions de vent horaires	$q_{(1/50)} \text{ (kPa)}$	0,42	0,45
	$q_{(1/10)} \text{ (kPa)}$	0,33	0,35
Charge de neige 1/50	$S_s \text{ (kPa)}$	2,6	1,9
	$S_r \text{ (kPa)}$	0,4	0,3

#### 3.1.2.1 Charges dues aux effets du vent

Les charges de vent pour tous les bâtiments étudiés ont été calculées à l'aide de la méthode statique pour bâtiments hauts (Figure I-15 du guide d'utilisateur - CNBC 2010). Les charges appliquées aux bâtiments sont montrées aux tableaux 3-3 et 3-4.

Tableau 3-3: Charges de vent totales en kN appliquées sur les bâtiments de 6 étages

niveaux	Montréal ru- gueux		Montréal décou- vert		Vancouver ru- gueux		Vancouver dé- couvert	
	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y
<b>6</b>	42.1	108	59.2	152	48.1	123	67.7	174
<b>5</b>	81.0	208	116	297	92.6	238	132	340
<b>4</b>	77.4	199	112	289	88.5	228	128	330
<b>3</b>	73.2	189	108	279	83.6	216	123	319
<b>2</b>	72.6	188	103	266	83.0	214	117	304
<b>1</b>	74.0	191	100	259	84.5	218	114	297
<b>total</b>	420	1083	597	1543	480	1238	683	1763

Tableau 3-4: Charges de vent totales en kN appliquées sur les bâtiments de 12 étages

niveaux	Montréal ru- gueux		Montréal décou- vert		Vancouver ru- gueux		Vancouver dé- couvert	
	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y
<b>12</b>	62.4	141	82.1	186	71.3	161	94	212
<b>11</b>	123	277	162	367	140	317	186	420
<b>10</b>	120	272	160	363	138	311	183	415
<b>9</b>	118	267	158	358	135	305	181	409
<b>8</b>	115	261	156	353	132	298	178	403
<b>7</b>	112	254	153	347	128	291	175	397
<b>6</b>	109	247	150	341	125	282	172	389
<b>5</b>	106	239	147	333	121	273	168	381
<b>4</b>	101	230	143	324	116	263	164	371
<b>3</b>	96.4	219	138	314	110	250	158	358
<b>2</b>	95.7	217	132	300	109	248	151	342
<b>1</b>	97.5	221	129	294	111	253	148	336
<b>total</b>	1257	2846	1712	3879	1436	3253	1957	4433

### 3.1.2.2 Charges du aux effets des séismes

Pour la détermination des charges sismiques, la méthode d'analyse dynamique élastique par superposition modale est utilisée pour tous les bâtiments. Malgré que, dans cette méthode, il est possible de limiter le nombre de modes de calcul à la quantité qui fait participer 90% de la masse, 12 modes sont utilisés pour tous les bâtiments, faisant participer près de 99% de la masse dans tous les modèles. L'analyse par vecteurs Ritz est utilisée pour calculer les modes et la méthode de

combinaison quadratique complète (CQC) est utilisée. Pour pouvoir utiliser la méthode d'analyse dynamique, il faut d'abord calculer le cisaillement à la base  $V$  à l'aide de la méthode de la force statique équivalente, tel que mentionné au chapitre 2. Pour ce faire, le classeur Excel publié par l'université de Sherbrooke (Paultre, Mousseau, & Lapointe, 2010) a été utilisé. Les résultats sont montrés aux tableaux 3-5 à 3-8. Puisque le degré de couplage n'est pas connu a priori, les coefficients de modes supérieures ont tous été définis en tant que système de murs couplés sans égard au critère de charge minimale devant être reprise par les poutres de couplage.

Tableau 3-5 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 6 étages à Montréal, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) :

$T_a = 1.1128 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.1296 \text{ g}$	$T_a = 1.1128 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.2670 \text{ g}$
$F_a = 1.000$	$F_v = 1.000$	$F_a = 1.232$	$F_v = 2.060$
$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$	$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$
$H_n = 24.85 \text{ m}$	$N = 0$	$H_n = 24.85 \text{ m}$	$N = 0$
$M_v = 1.063$	$J = 0.755$	$M_v = 1.063$	$J = 0.755$
$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$	$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$
<b><math>V = 0.0172 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 42798.0 \text{ kN}</math></b>	<b><math>V = 0.0355 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 42824.0 \text{ kN}</math></b>
<b><math>V = 736.89 \text{ kN}</math></b>		<b><math>V = 1518.92 \text{ kN}</math></b>	

Tableau 3-6 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 6 étages à Vancouver, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) :

$T_a = 1.1128 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.3119 \text{ g}$	$T_a = 1.1128 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.5740 \text{ g}$
$F_a = 1.000$	$F_v = 1.000$	$F_a = 0.948$	$F_v = 1.840$
$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$	$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$
$H_n = 24.85 \text{ m}$	$N = 0$	$H_n = 24.85 \text{ m}$	$N = 0$
$M_v = 1.012$	$J = 0.837$	$M_v = 1.012$	$J = 0.837$
$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$	$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$
<b><math>V = 0.0395 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 42824.0 \text{ kN}</math></b>	<b><math>V = 0.0726 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 42824.0 \text{ kN}</math></b>
<b><math>V = 1690.39 \text{ kN}</math></b>		<b><math>V = 3110.31 \text{ kN}</math></b>	

Tableau 3-7 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 12 étages à Montréal, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) :

$T_a = 1.8672 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.0602 \text{ g}$	$T_a = 1.8672 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.1241 \text{ g}$
$F_a = 1.000$	$F_v = 1.000$	$F_a = 1.232$	$F_v = 2.060$
$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$	$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$
$H_n = 49.54 \text{ m}$	$N = 0$	$H_n = 49.54 \text{ m}$	$N = 0$
$M_v = 1.138$	$J = 0.727$	$M_v = 1.138$	$J = 0.727$
$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$	$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$
<b><math>V = 0.0086 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 90314.0 \text{ kN}</math></b>	<b><math>V = 0.0177 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 90314.0 \text{ kN}</math></b>
<b><math>V = 773.82 \text{ kN}</math></b>		<b><math>V = 1594.07 \text{ kN}</math></b>	

Tableau 3-8 : Résultats de l'analyse statique équivalente pour un bâtiment de 12 étages à Vancouver, emplacements de catégorie C (gauche) et E (droite) :

$T_a = 1.8672 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.1926 \text{ g}$	$T_a = 1.8672 \text{ s}$	$S(T_a) = 0.3505 \text{ g}$
$F_a = 1.000$	$F_v = 1.000$	$F_a = 0.940$	$F_v = 1.820$
$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$	$R_d = 5.0$	$R_o = 1.6$
$H_n = 49.54 \text{ m}$	$N = 0$	$H_n = 49.54 \text{ m}$	$N = 0$
$M_v = 1.000$	$J = 0.909$	$M_v = 1.000$	$J = 0.909$
$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$	$D_n = 0.00 \text{ m}$	$I_E = 1.0$
<b><math>V = 0.0241 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 90314.0 \text{ kN}</math></b>	<b><math>V = 0.0438 \text{ W}</math></b>	<b><math>W = 90314.0 \text{ kN}</math></b>
<b><math>V = 2174.09 \text{ kN}</math></b>		<b><math>V = 3956.85 \text{ kN}</math></b>	

### 3.1.3 Matériaux

Toutes les poutres et colonnes sont des profilés en « I » et sont conçus avec de l'acier structural laminé à chaud conforme à la norme ASTM A992 grade 50 (ASTM, 2015b) ( $F_y = 345 \text{ MPa}$ ,  $F_u = 450 \text{ MPa}$ ), qui est l'acier le plus facilement disponible en Amérique du Nord. L'acier utilisé pour les plaques est de l'acier de norme CSA-G40.21, nuance 300W (CSA, 2013b) ( $F_y = 300 \text{ MPa}$ ,  $F_u = 450 \text{ MPa}$ ). Les boulons haute résistance sont conformes à la norme ASTM F3125, grades A325, F1852, A490 ou F2280 (ASTM, 2015a). Le métal d'apport pour les soudures est conforme à la norme CSA W59 E490 (CSA, 2013a). Le tablier métallique est conçu selon la norme ASTM

A653M grade 275 (ASTM, 2017). Le béton utilisé dans les tabliers de plancher est du béton de résistance à la compression uni axiale  $f'_c = 25$  MPa.

## 3.2 Modélisation des bâtiments sur ETABS

Les bâtiments prototypes ont été modélisés à l'aide du logiciel ETABS Nonlinear 2016 (CSI, 2016). Des modèles complets en trois dimensions ont été construits pour chaque type de bâtiment étudié. Les profilés d'acier utilisés proviennent de la banque de donnée métrique de l'ICCA fournie avec le logiciel.

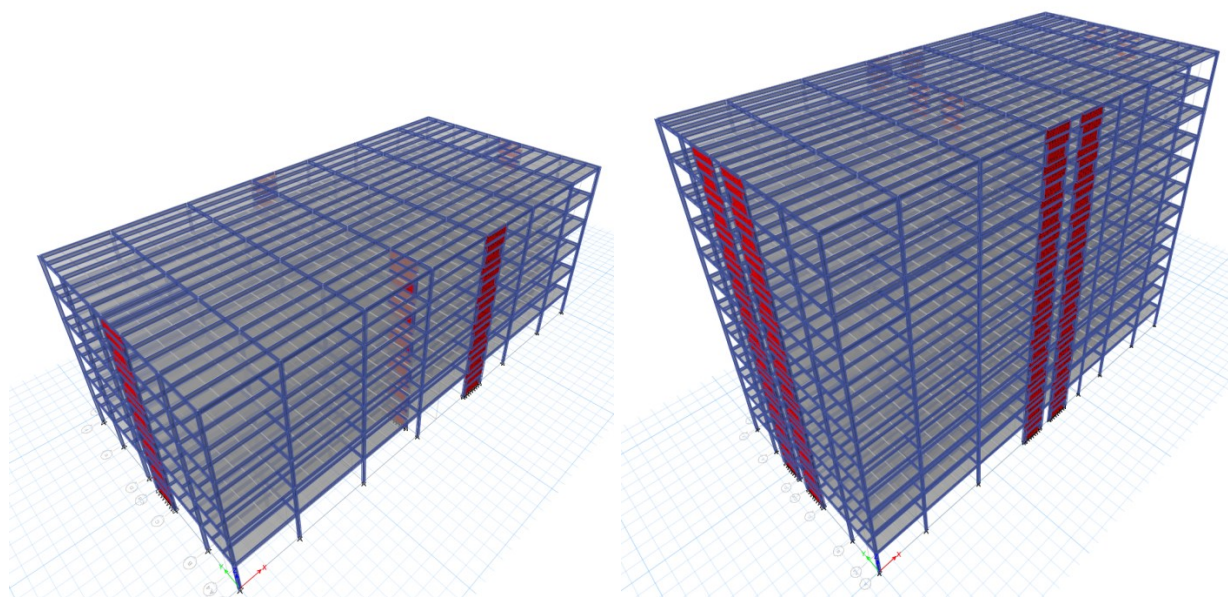


Figure 3.5 : Vue isométrique des modèles de bâtiments de 6 et 12 étages.

### 3.2.1 Modélisation des murs de refend

Deux stratégies sont couramment utilisées pour modéliser les plaques minces des murs de refend : le modèle des bandes et le modèle des membranes orthotropes (Sabelli & Bruneau, 2007). Ce dernier a été retenu pour les analyses linéaires élastiques étant donné qu'il s'avère le plus simple à modéliser avec le logiciel utilisé.

Dans ce type de modèle, la plaque d'âme est modélisée à l'aide d'éléments de membranes. Afin de bien modéliser la différence entre les résistances en tension et en compression de ces éléments élancés, des éléments orthotropes sont requis. Puisque les champs de tension sont orientés dans une direction diagonale, les axes locaux des éléments sont orientés de manière à correspondre à



l'angle d'inclinaison  $\alpha$ . Les propriétés des éléments dans la direction  $\alpha$  sont les vraies propriétés du matériel. Dans la direction orthogonale, la rigidité est posée égale à zéro, ou à une valeur très faible afin de représenter la résistance et la rigidité pratiquement nulles des plaques en compression. Il est aussi recommandé de modéliser la rigidité en cisaillement en plan comme étant égale à zéro ou à une faible valeur. De cette manière, le modèle de membranes orthotropes agit essentiellement par champs de tension. D'une itération à l'autre, les propriétés peuvent facilement être changées sans avoir besoin d'effacer les éléments et de les redessiner avec leurs nouvelles propriétés. De plus, si l'angle d'inclinaison doit être recalculé, celui-ci se modifie aisément dans le logiciel, sans avoir besoin d'effacer et redessiner les éléments, comme il l'est requis pour le modèle des bandes.

Dans le cas des murs en plaques perforées, l'angle d'inclinaison est constant et n'a pas besoin d'être recalculé à chaque itération. Par contre, un coefficient de modification doit être utilisé afin de représenter la diminution de rigidité causée par les perforations. Le commentaire de la norme propose l'équation suivante afin de déterminer une épaisseur effective pour la plaque d'âme:

$$w_{eff} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right) \left( 1 - \frac{N_r D \sin \theta}{H_c} \right)} w$$

Le facteur de modification de rigidité axiale de la bande de tension à utiliser dans le modèle est donc calculé comme suit :

$$f_{11} = \frac{w_{eff}}{w}$$

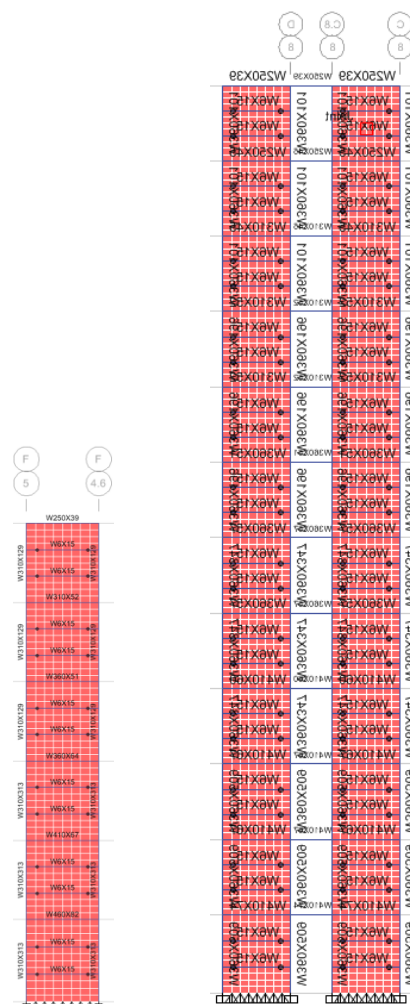


Figure 3.6 : Modèle d'un mur de refend simple de 6 étages et d'un système de murs couplés de 12 étages.

### 3.2.2 Dimensionnement des poutres gravitaires

Pour accélérer la modélisation, étant donné que leur rigidité n'influence pas les résultats de manière appréciable, toutes les poutres aux étages et au toit sont définies en tant que W410x39 dans les modèles, ce qui correspond approximativement à la moyenne des dimensions des poutres utilisées dans le vrai bâtiment construit par Lainco.

### 3.2.3 Dimensionnement des colonnes gravitaires

Le dimensionnement des colonnes gravitaires est plus important que celui des poutres puisque leur rigidité peut avoir une influence non négligeable sur la réponse dynamique d'un bâtiment. En

particulier, pour les bâtiments plus hauts, les colonnes supportent une charge importante et les profilés utilisés pour résister à celles-ci ont une plus grande rigidité. Comme pour tous les systèmes ductiles, les colonnes à l'extérieur des baies contreventées doivent répondre minimalement aux exigences de la classe 3 pour les éléments fléchis et doivent être continues sur au moins deux étages. Les colonnes des bâtiments étudiés sont réparties en 8 catégories en fonction des charges gravitaires auxquelles elles sont soumises et leurs dimensions sont choisies parmi les familles W200, W250 ou W310 (voir figure 3.7 et tableau 3-9). Toutes les colonnes en périphérie du bâtiment font partie de la même famille afin de fournir une uniformité dans les coupes de mur de l'architecture. De plus, comme il est généralement le cas en pratique, toutes les sections utilisées sur la hauteur totale d'une même colonne sont de la même famille de profilé afin de permettre des assemblages plus simples aux épissures, qui sont présentes à tous les trois (3) niveaux. Les longueurs effectives  $KL$  utilisées pour leur dimensionnement sont égales à la hauteur totale inter-étages ( $K = 1$ ).

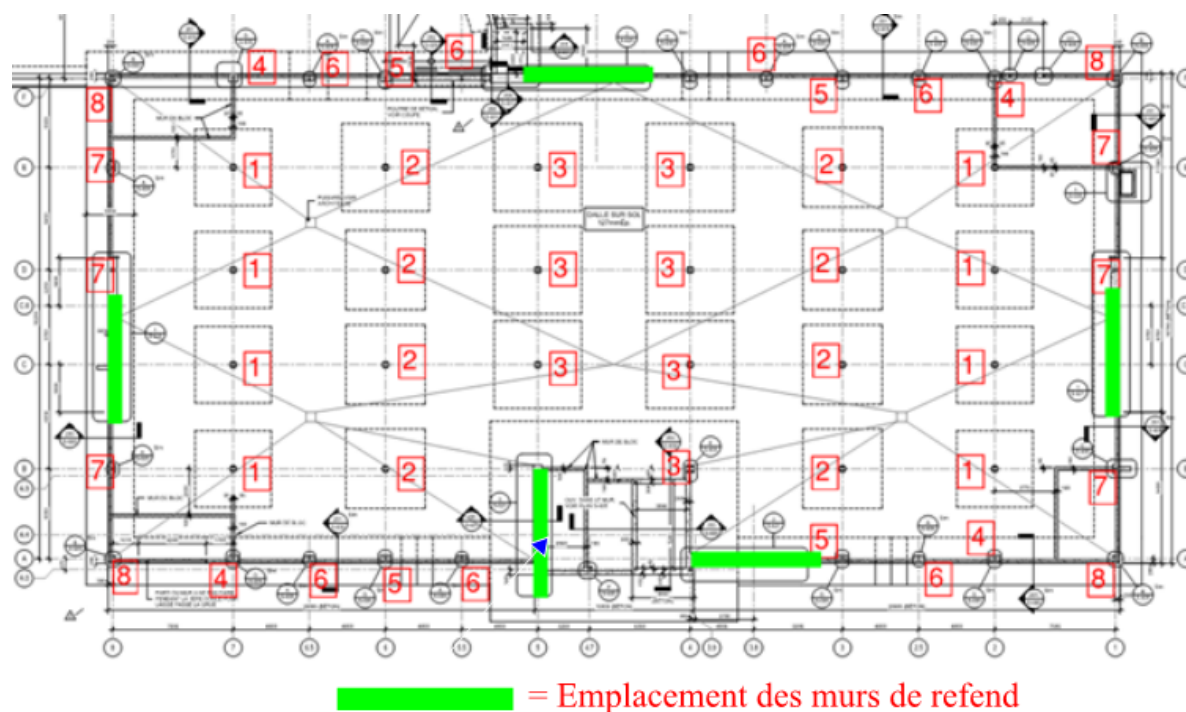


Figure 3.7 : Plan des colonnes et des murs de refend.

Tableau 3-9 : Colonnes gravitaires

	colonnes bâtiments de 6 étages							
Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
6	W250x58	W310x60	W310x67	W200x36	W200x42	W200x27	W200x36	W200x27
5	W250x58	W310x60	W310x67	W200x36	W200x42	W200x27	W200x36	W200x27
4	W250x58	W310x60	W310x67	W200x36	W200x42	W200x27	W200x36	W200x27
3	W250x89	W310x97	W310x107	W200x59	W200x71	W200x27	W200x52	W200x42
2	W250x89	W310x97	W310x107	W200x59	W200x71	W200x27	W200x52	W200x42
1	W250x89	W310x97	W310x107	W200x59	W200x71	W200x27	W200x52	W200x42
	colonnes, bâtiments de 12 étages							
Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
12	W310x60	W310x60	W310x67	W250x45	W250x49	W250x33	W250x39	W250x33
11	W310x60	W310x60	W310x67	W250x45	W250x49	W250x33	W250x39	W250x33
10	W310x60	W310x60	W310x67	W250x45	W250x49	W250x33	W250x39	W250x33
9	W310x86	W310x97	W310x97	W250x58	W250x67	W250x33	W250x58	W250x45
8	W310x86	W310x97	W310x97	W250x58	W250x67	W250x33	W250x58	W250x45
7	W310x86	W310x97	W310x97	W250x58	W250x67	W250x33	W250x58	W250x45
6	W310x118	W310x129	W310x158	W250x73	W250x80	W250x39	W250x73	W250x49
5	W310x118	W310x129	W310x158	W250x73	W250x80	W250x39	W250x73	W250x49
4	W310x118	W310x129	W310x158	W250x73	W250x80	W250x39	W250x73	W250x49
3	W310x158	W310x179	W310x202	W250x101	W250x115	W250x45	W250x89	W250x67
2	W310x158	W310x179	W310x202	W250x101	W250x115	W250x45	W250x89	W250x67
1	W310x158	W310x179	W310x202	W250x101	W250x115	W250x45	W250x89	W250x67

### 3.2.4 Dimensionnement des diaphragmes

À chaque niveau, les diaphragmes sont modélisés selon leurs propriétés semi rigides respectives. Le diaphragme de toit a été modélisé avec une rigidité en cisaillement de  $G' = 11,2 \text{ kN/mm}$ , ce qui correspond à la rigidité d'un tablier métallique de 0,76 mm d'épais, cloué aux appuis avec un patron de fixation 914/7 et vissé aux joints à chaque espacement de 300 mm. Aux étages, la présence d'une dalle de béton augmente considérablement la rigidité en cisaillement du diaphragme qui atteint la valeur  $G' = 482 \text{ kN/mm}$ . Cette valeur a été déterminée en considérant une dalle non fissurée ayant une épaisseur effective de 89 mm au-dessus du tablier métallique de 51 mm et un béton offrant une résistance  $f'_c = 25 \text{ MPa}$ . Dans tous les cas, la rigidité axiale est ignorée.

Dans ETABS, les diaphragmes sont modélisés en tant qu'éléments de membrane en acier de 0,76 mm d'épaisseur. Pour prendre en compte la variabilité dans la rigidité due aux patrons de fixation

et à la présence de béton, des facteurs de modification de la rigidité en cisaillement sont calculés et appliqués aux éléments de membrane en tant que modificateurs des propriétés :

$$f_{12} = \frac{G'}{G*t} = \frac{11,2 \cdot 10^3}{77000 \cdot 0,76} = 0,194 \text{ pour le toit}$$

$$f_{12} = \frac{G'}{G*t} = \frac{482 \cdot 10^3}{77000 \cdot 0,76} = 8,24 \text{ pour les planchers}$$

### 3.3 Conception des murs de refend

Tous les murs de refend, couplés ou non, sont conçus avec une largeur de 3700 mm centre à centre des colonnes, permettant une livraison économique par camion sans avoir recours à des véhicules d'escorte. Les murs couplés sont quant à eux séparés d'une distance de 2200 mm, formant ainsi une largeur structurale totale de 9600 mm. Les bâtiments de 6 étages ont tous été conçus avec cinq (5) murs de refend simples : trois (3) dans la direction Y, et deux (2) dans la direction X, tel que le bâtiment modèle. Ensuite, les mêmes bâtiments ont été conçus avec des murs de refend couplés afin d'en permettre la comparaison. Les bâtiments de 12 étages, quant à eux, ne pouvaient pas être conçus avec des murs de refend simples de 3700 mm étant donné leur rigidité trop faible à cette hauteur. Ils ont donc tous été conçus directement avec dix (10) murs de refend couplés deux par deux, six (6) dans la direction Y, et quatre (4) dans la direction X. La position des murs de refend est montrée en vert sur la figure 3.7.

#### 3.3.1 Détermination des charges de conception

Dû à la forme rectangulaire des bâtiments prototypes et au nombre différent de murs dans les deux directions orthogonales, tous les murs reprennent des charges différentes. Dans la direction Y, la surface exposée au vent est beaucoup plus grande. Dans la direction X, les charges de vent sont beaucoup plus faibles, mais moins de murs sont présents pour résister aux charges sismiques et aux charges latérales conceptuelles, qui elles, sont égales dans les deux directions. Lors de la conception du bâtiment modèle, les charges de vent gouvernaient la conception des murs de refend dans la direction Y, alors que dans la direction X, les charges sismiques étaient plus importantes. Toutefois, bien qu'il ne s'agissait pas du même type de charges dans les deux directions, les amplitudes des charges pondérées à chaque étage étaient semblables. Les concepteurs ont donc choisi de construire tous les murs de manière identique. Par endroits, cela causait un certain

niveau de sur-résistance, mais cela a été jugé acceptable pour favoriser une plus grande simplicité et rapidité de fabrication. Cette même philosophie a été retenue pour la conception de tous les murs de refend de ce projet. Pour chaque bâtiment prototype, la charge pondérée maximale à chaque niveau est utilisée pour concevoir tous les murs de refend identiques.

### 3.3.2 Calcul des plaques d'âme

Les plaques d'âme ont été conçues selon les critères de la norme S16-14 à l'exception du facteur  $R_y$  dans le calcul de la résistance probable. En effet, tous les murs de refend conçus par Lainco à ce jour ont été construits à l'aide de tôles non certifiées préalablement testées en laboratoire afin de connaître leur limite élastique réelle,  $R_y F_y$ . Cette étape était nécessaire car la limite élastique de l'acier non certifié peut varier énormément. En effet, les tôles utilisées pour la construction des murs de refend du bâtiment modèle avaient une limite élastique qui variait de 182 MPa à 378 MPa, selon les épaisseurs. Cette résistance est ensuite utilisée pour calculer la résistance pondérée du mur de refend, ainsi que la résistance probable de la plaque à des fins de conception par capacité. Ainsi, il est possible de diminuer la sur-résistance considérée dans le calcul des autres éléments du mur, permettant des économies plus élevées que le coût des essais de caractérisation des propriétés du matériau. Pour la conception des prototypes pour ce projet de recherche, on a supposé une limite élastique probable  $R_y F_y = 300$  MPa pour toutes les plaques d'acier.

Dans la conception des bâtiments prototypes, l'utilisation de plaques perforées avec la plus grande épaisseur possible a été favorisée afin de procurer des systèmes plus efficaces. En effet, pour une même résistance et capacité ultime, des plaques plus épaisses avec de plus grandes perforations offrent une rigidité élastique plus élevée que des plaques minces avec de plus petites perforations. De plus, cela permet de minimiser l'utilisation de plaques très minces qui sont plus faciles à endommager et de réduire le nombre de bielles horizontales intermédiaires entre les colonnes car les plaques plus épaisses sont disponibles sur des largeurs plus grandes (voir section 3.3.6).

### 3.3.3 Calcul des colonnes

Les colonnes extérieures sont conçues selon les exigences de la norme S16-14. Dans les murs simples, l'effet combiné des charges gravitaires, de la plastification de toutes les plaques d'âme et toutes les poutres formant un cadre rigide dans le mur de refend a été considéré. Dans les murs

couplés, seules les charges gravitaires et les charges transmises par la plastification des plaques d'âme ont été considérées étant donné que les poutres sont connectées à l'aide d'assemblages simples, considérés rotulés.

Les colonnes intérieures, quant à elles, ont été conçues différemment étant donné que la plastification des poutres de couplage et les plaques engendrent des charges axiales opposées. Tel que mentionné au chapitre 2, il peut donc être non conservateur de simplement considérer la plastification simultanée de tous ces éléments. La méthode proposée dans ce projet est de considérer la situation la plus critique parmi les trois cas suivants :

- 1) Plastification totale de toutes les plaques d'âme avec contribution partielle des poutres de couplage. Cette situation risque d'avoir lieu lors des premiers cycles de chargement avec de plus faibles déplacements, lorsque toutes les plaques sont sollicitées mais que les poutres de couplage, étant plus flexibles, n'ont pas atteint leur résistance probable. Cette contribution partielle a été établie de façon préliminaire à 50% pour tous les murs couplés étudiés. Cette valeur est susceptible de varier fortement en fonction du degré de couplage a été validée au chapitre 4 en examinant les résultats des analyses dynamiques non-linéaires réalisées sur les prototypes;
- 2) Plastification complète de toutes les poutres de couplage, sans contribution des plaques. Cette situation risque de se produire lors du renversement de charges, lorsque les plaques ont subi de grandes déformations permanentes et que seules les poutres de couplage résistent au déplacement entre deux cycles de plastification des plaques;
- 3) Plastification totale de toutes les plaques d'âme et toutes les poutres de couplage. Ce cas risque d'être critique dans les murs couplés avec un faible degré de couplage. Il correspond également à la méthode traditionnelle de déterminer les efforts dans les colonnes de murs de refend simples, et c'est la méthode qui a été utilisée pour concevoir les colonnes intérieures dans les murs de refend couplés lors des recherches précédentes.

### **3.3.4 Calcul des poutres**

Les poutres ont été conçues selon les exigences de la norme S16-14 pour résister aux efforts de flexion, de cisaillement et de compression causés par la plastification des plaques de capacité différentes situées au-dessus et en-dessous, en conjonction avec les charges gravitaires. Dans les

murs simples des bâtiments de 6 étages, les poutres doivent également résister aux fortes charges de cisaillement associées à la formation de rotules plastiques en flexion aux deux extrémités. Elles doivent aussi posséder une section suffisante pour procurer une résistance de  $25\%V_E$  à chaque niveau par effet de cadre à nœuds rigides avec les colonnes.

Bien qu'il ait été démontré que l'utilisation de poutres à section réduite (RBS) peut être bénéfique pour le comportement sismique inélastique des murs de refend, ces réductions de section n'ont pas été utilisées dans ce projet afin que les résultats soient plus généraux. Des assemblages de type BUEP ont plutôt été utilisés partout où des joints rigides étaient requis (poutres à chaque niveau des murs de refend simples et poutres de couplage pour les murs couplés). Lorsque les poutres étaient simplement assemblées, un assemblage simple de type plaque de bout (end-plate) avec soudures dans l'âme des poutres seulement a été utilisé dans le calcul des coûts. Ce type d'assemblage, facile à fabriquer, possède une forte résistance en cisaillement et en compression, tout en permettant une rotation suffisante aux deux extrémités des poutres.

### 3.3.5 Calcul des poutres de couplage

Les poutres de couplage sont conçues pour résister aux effets combinés des charges latérales et des charges gravitaires. Leur résistance et géométrie sont déterminées selon les exigences de la norme S16 pour les segments ductiles de EBF tel que décrites au chapitre 2. Dans la configuration proposée des murs de refend couplés pour ce projet, les poutres de couplage doivent être responsables à elles seules d'assurer la résistance de  $25\% V_E$  par l'effet de cadre à nœuds rigides étant donné que les poutres dans les murs sont rotulées. Dans ce projet, c'est ce critère qui a dicté le choix des membrures pour toutes les poutres de couplage. Tel qu'expliqué au chapitre 2 et en annexe, cette situation est idéale étant donné qu'une poutre de couplage plus résistante augmente le degré de couplage, qui se traduit par une meilleure résistance et une plus grande rigidité pouvant résulter en une réduction des coûts et du poids d'acier requis.

Pour des fins de classification des modes de rupture et de calcul des résistances probables, les poutres de couplage sont divisées en quatre (4) catégories :

- $e \leq 1.6 M_p/V_p$  – Poutre de couplage courte (plastification en cisaillement);
- $1.6 M_p/V_p \leq e \leq 2.6 M_p/V_p$  – poutre de couplage intermédiaire (plastification en cisaillement et en flexion);



- $2.6 M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$  – poutre de couplage longue (formation de rotules plastiques en flexion). Ces poutres sont conçues comme un segment ductile long d'un contreventement excentrique;
- $e > 5M_p/V_p$  – Poutre de couplage très longue (formation de rotules plastiques en flexion). Ces poutres sont conçues comme des poutres de cadres à nœuds rigides ductiles.

Cette 4<sup>e</sup> catégorie a été jugée nécessaire en partie parce que les segments ductiles d'une longueur  $e > 5M_p/V_p$  ne sont présentement pas traités dans la norme CSA S16 pour les contreventements excentriques, mais aussi, et surtout, parce que les poutres de cette longueur ont vraisemblablement un comportement réel se rapprochant beaucoup plus de celui des cadres à nœuds rigides. De plus, la résistance probable en flexion des poutres de cadres à nœuds rigides donne lieu à des efforts plus faibles dans les assemblages et les membrures adjacents, ce qui permet une économie de matériel. À titre de comparaison, pour les segments ductiles de contreventements excentriques, la résistance probable correspond à  $1,3R_y$  fois la résistance nominale, soit une augmentation d'environ 1,45 par rapport à la résistance nominale. Pour les poutres de cadres à nœuds rigides, cette sur-résistance est égale à  $C_{pr}R_y$ , où  $C_{pr} = 1,1$ , ce qui donne 1,21 fois la résistance nominale, une réduction de 17% des efforts imposés en comparaison de ceux devant être considérés dans les contreventements excentriques.

### 3.3.6 Calcul des bielles

Les plaques minces ou tôles (couramment appelées « gauge plates ») ne sont généralement disponibles sur le marché qu'en largeur de 5'-0'' (1524 mm) au maximum. Plusieurs plaques doivent alors être utilisées pour combler l'espace entre deux niveaux d'un bâtiment. Pour les plaques laminées d'une épaisseur de 3/16'' (4,76 mm) et plus, la largeur maximale pouvant être facilement obtenue sur le marché est plutôt de 8'-0'' (2438 mm). Dans les deux cas, plutôt que de souder les plaques bout à bout, des bielles horizontales intermédiaires sont utilisées dans les murs de refend conçus par Lainco et dans ce projet de recherche. Celles-ci ont donc une double utilité : servir de joint entre deux plaques et offrir un appui latéral aux colonnes dans le plan des murs. Ce second rôle permet de diminuer grandement les efforts de flexion et les déformations de ces dernières. Comme les étages font typiquement 4115 mm de hauteur, deux (2) bielles sont requises entre chaque niveau pour les plaques minces, et une (1) seule bielle est requise pour les niveaux où des plaques plus épaisses sont utilisées.



Figure 3.8 : Présence de deux (2) bielles entre l’ancrage du mur de refend aux fondations et la poutre du premier niveau, photo gracieuseté de Lainco.

Puisque les plaques de part et d’autre des bielles ont la même résistance, les bielles ne sont pas sollicitées en flexion, et elles doivent donc résister à une charge de compression pure engendrée par la plastification des plaques d’âme, qui tirent les colonnes l’une vers l’autre. Une vérification est également faite pour s’assurer que l’âme des bielles a une résistance supérieure à la résistance probable des plaques d’âme au-dessus et en-dessous afin de s’assurer que la plastification des plaques de part et d’autre des bielles peut être atteinte sans endommager les bielles.

### 3.3.7 Vérification des déplacements latéraux et des effets du second ordre

Les déplacements latéraux à chaque niveau ont été vérifiés afin de s’assurer qu’ils respectaient les limites définies par le code, c’est-à-dire une dérive inter-étage de  $h/500$  sous les charges de vent, et  $h/40$  sous l’effet des charges sismiques. Ces déplacements ont également été utilisés dans les calculs afin de déterminer les facteurs  $U_2$  appliqués aux effets des charges latérales pour tenir compte des effets de second-ordre, aussi appelés effets  $P-\Delta$ . Lorsque les déplacements dépassaient les limites du code ou si le facteur  $U_2$  dépassait 1,4, la rigidité des murs de refend était augmentée en utilisant des colonnes et/ou des poutres de couplage plus rigides, selon le choix le plus économique qui s’appliquait. Des analyses paramétriques qui ont été effectuées pour déter-

miner l'efficacité des différents éléments des murs de refend afin de contrôler les déplacements latéraux sont présentées en annexe.

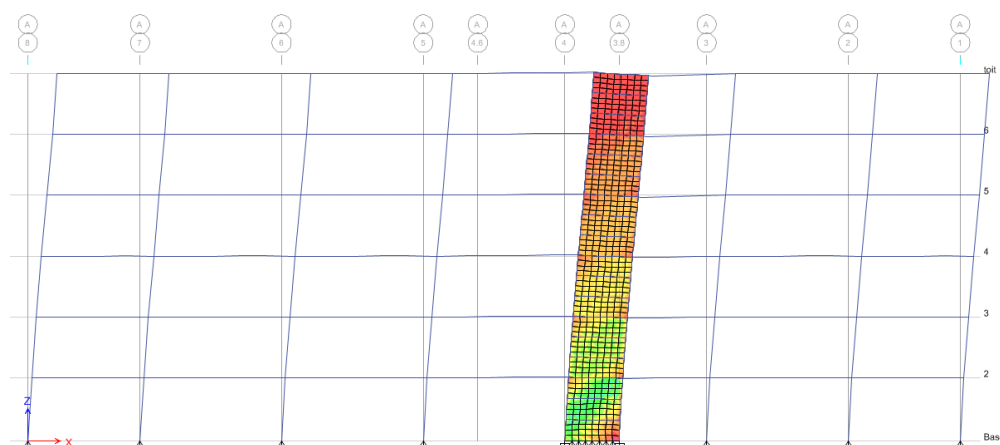


Figure 3.9 : Déplacements latéraux et contraintes dans les plaques dans un modèle ETABS de 6 étages.

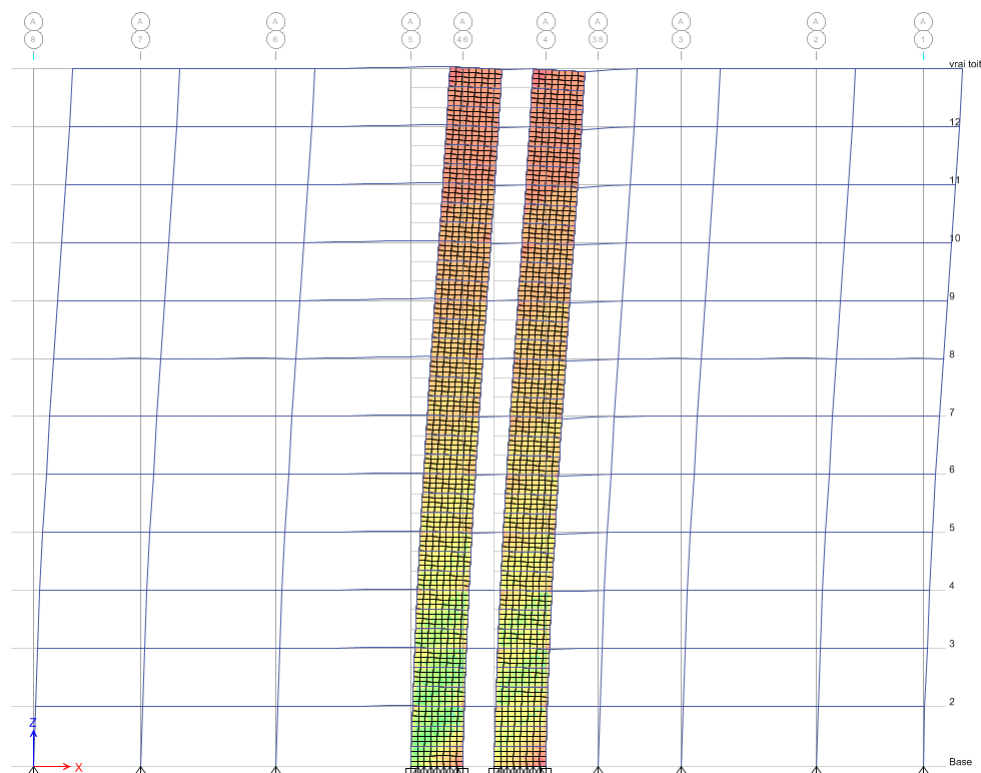


Figure 3.10 : Déplacements latéraux et contraintes dans les plaques dans un modèle ETABS de 12 étages.

## 3.4 Résultats

### 3.4.1 Analyse modale

Tel que mentionné plus haut, les charges sismiques pour tous les bâtiments ont été déterminées à l'aide de l'analyse dynamique spectrale par superposition modale. Les tableaux 3-10 et 3-11 montrent les résultats des analyses modales pour un bâtiment de 6 étages et un de 12 étages, respectivement. UX et UY représentent la proportion de masse participante dans les directions X et Y pour chaque mode considéré. Dans les deux cas, on peut voir que plus de 99% de la masse participe à l'analyse, indiquant que l'utilisation de 12 modes est adéquate. La figure 3.11 montre la configuration déformée des six (6) premiers modes de vibration propres aux bâtiments de 6 étages. Les modes des bâtiments de 12 étages sont montrés à la figure 3.12.

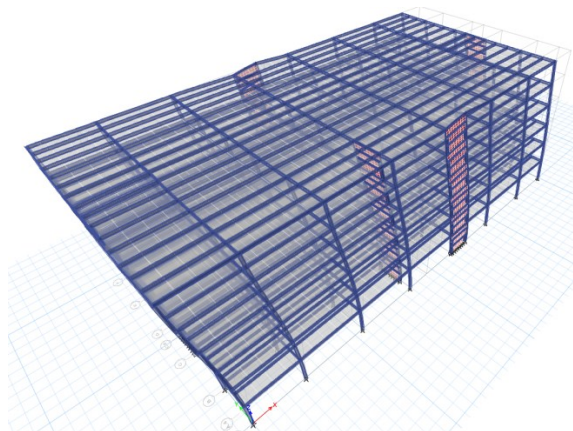
Tableau 3-10 : Exemple de résultats de l'analyse modale d'un bâtiment de 6 étages

Mode	Period (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	2.064	0.730	0.000	0.730	0.000
2	1.780	0.000	0.708	0.730	0.708
3	1.262	0.000	0.005	0.730	0.713
4	0.683	0.174	0.001	0.904	0.714
5	0.651	0.001	0.144	0.904	0.858
6	0.493	0.000	0.013	0.904	0.871
7	0.435	0.000	0.058	0.905	0.929
8	0.398	0.056	0.000	0.961	0.929
9	0.332	0.001	0.037	0.961	0.966
10	0.267	0.027	0.002	0.988	0.968
11	0.227	0.001	0.029	0.989	0.998
12	0.177	0.011	0.000	0.999	0.998

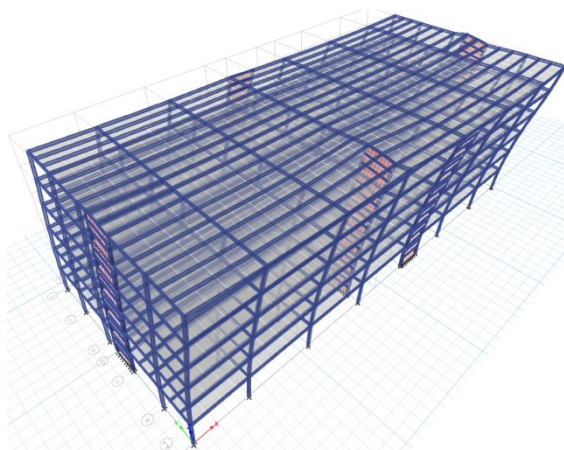
Tableau 3-11 : Exemple de résultats d'analyse modale bâtiment de 12 étages

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	3.174	0.665	0.000	0.665	0.000
2	2.633	0.000	0.660	0.665	0.660
3	1.867	0.000	0.004	0.665	0.664
4	1.022	0.181	0.000	0.846	0.664
5	0.868	0.000	0.173	0.846	0.837
6	0.580	0.058	0.000	0.904	0.837
7	0.568	0.000	0.035	0.904	0.872
8	0.435	0.000	0.055	0.904	0.926
9	0.419	0.034	0.000	0.938	0.927
10	0.303	0.032	0.000	0.970	0.927
11	0.248	0.000	0.064	0.970	0.991
12	0.186	0.028	0.000	0.998	0.991

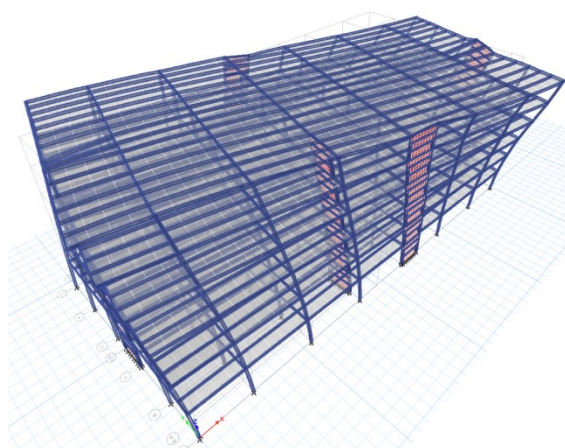




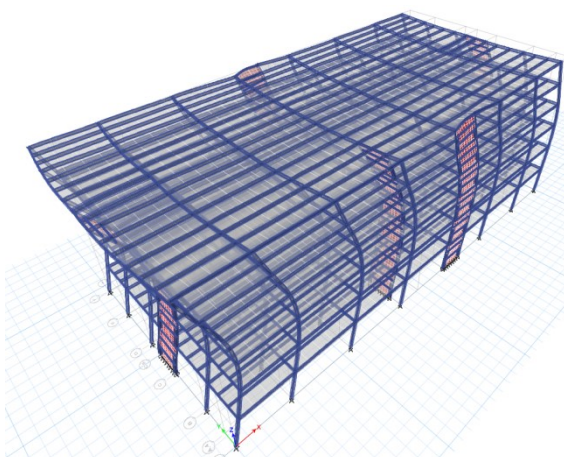
Mode 1 (X) :  $T = 2,064$  secondes



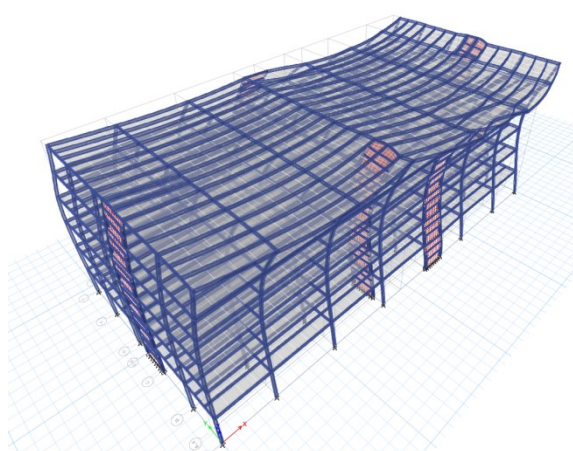
Mode 2 (Y) :  $T = 1,780$  secondes



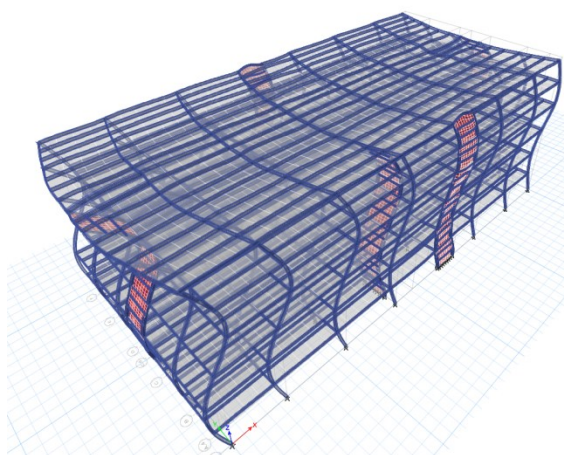
Mode 3 (Torsion):  $T = 1,262$  secondes



Mode 4 (X) :  $T = 0,683$  seconde



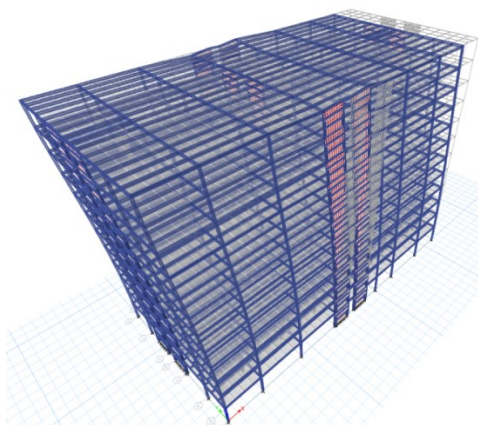
Mode 5 (Y):  $T = 0,651$  seconde



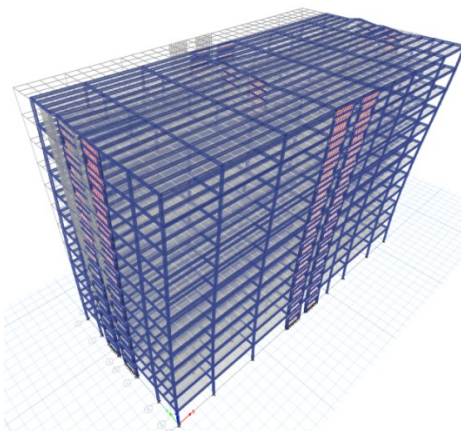
Mode 6 (X) :  $T = 0,493$  seconde

Figure 3.11 : Les six (6) premiers modes de vibration d'un bâtiment de 6 étages.

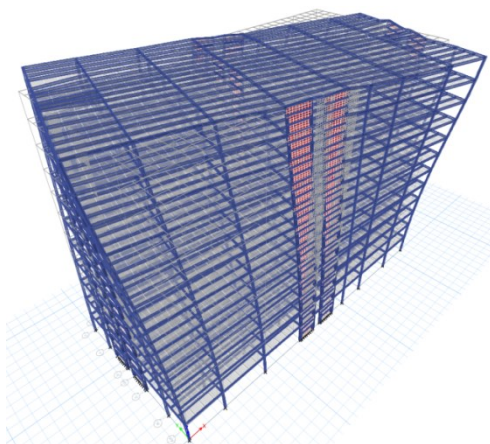




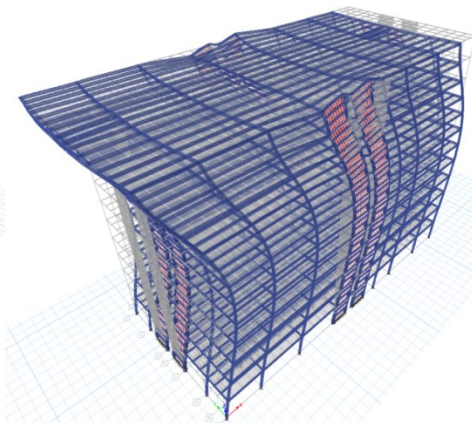
Mode 1 (X) :  $T = 3,174$  secondes



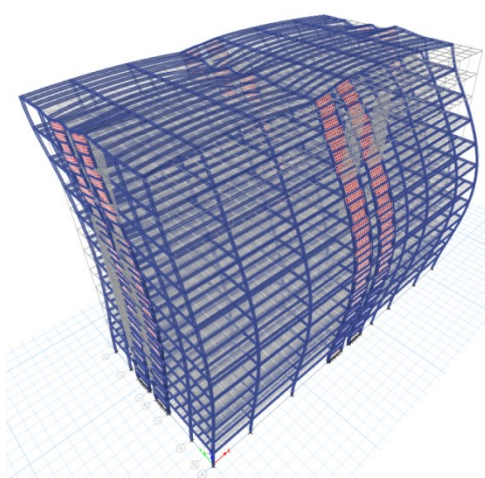
Mode 2 (Y) :  $T = 2,633$  secondes



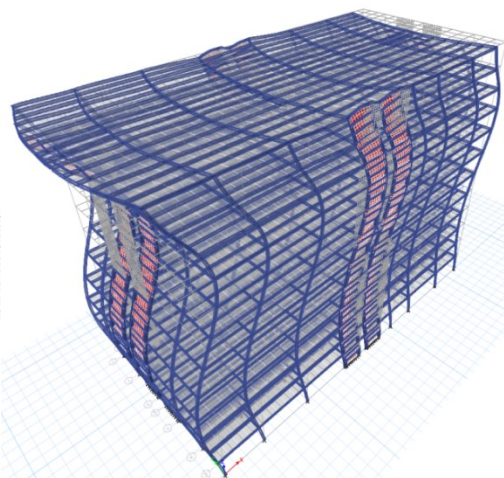
Mode 3 (Torsion):  $T = 1,867$  secondes



Mode 4 (X) :  $T = 1,022$  secondes



Mode 5 (Y):  $T = 0,868$  seconde



Mode 6 (X) :  $T = 0,580$  seconde

Figure 3.12 : Les six (6) premiers modes de vibration d'un bâtiment de 12 étages.

### 3.4.2 Calcul des coûts de fabrication

Les coûts de fabrication des murs de refend sont estimés en considérant l'achat de la matière première ainsi que le temps de fabrication et les autres frais liés à la manipulation et l'inspection. Les taux horaires et les temps de fabrication sont basés sur les statiques obtenues de Lainco lors de la construction de plusieurs bâtiments de trois (3) à six (6) étages contreventés à l'aide de murs de refend simples dans l'est du Canada. Le prix d'achat des profilés d'acier, des plaques et des boulons est basé sur leur valeur approximative entre 2013 et 2015 et ignore le coût des pertes et des retailles. Le coût des plaques d'âme inclue le matériel pour la plaque et les cornières d'attache, les frais d'utilisation de l'équipement pour le perçement des trous ainsi que le temps requis pour les souder sur tout leur contour. Le coût des bielles inclue le coût des profilés, des boulons, des plaques d'assemblages et le temps requis pour souder les assemblages simples à chaque bout. Le coût des poutres et des poutres de couplage inclue le coût des profilés, des plaques d'assemblages, des boulons, du temps de soudage des assemblages à chaque bout et les frais d'inspection des soudures à pleine pénétration aux ultrasons lorsque des assemblages rigides sont utilisés. Le coût des colonnes inclue l'achat des profilés, la manipulation, le coût des plaques de renfort lorsque requises (doubleurs d'âme et raidisseurs) ainsi que le temps de soudage et frais d'inspection des soudures pleine pénétration. Les montants ainsi estimés ne sont pas précis, mais ils permettent de bien comparer l'impact des différents choix lors des analyses paramétriques et lors de la conception de murs de refend. Généralement, en recherche, seul le poids des structures est utilisé comme élément de mesure du coût, alors que souvent dans la pratique, les frais de main d'œuvre peuvent être beaucoup plus importants.

### 3.4.3 Dimensionnement des murs de refend

Les tableaux 3-12 à 3-14 décrivent l'effort tranchant pondéré ayant contrôlé la conception ( $V_f$ ) ainsi que les composantes retenues de tous les murs de refend qui ont été conçus dans ce projet et qui ont été analysés au chapitre 4. Dans les tableaux, on indique si l'effort  $V_f$  a été obtenu des charges de vent ou des charges sismiques. On note que pour plusieurs bâtiments, les deux types de charges peuvent avoir gouverné à des étages différents la conception des structures. Dans les noms des modèles, les trois (3) premières lettres indiquent la ville où le bâtiment est conçu (MTL pour Montréal et VAN pour Vancouver), suivi du nombre d'étages, de la catégorie d'emplacement et du type d'exposition au vent (R pour terrain rugueux et D pour terrain décou-

vert). Dans les bâtiments de 6 étages contreventés avec des murs couplés, la dénomination « COUP » a été ajoutée à la fin du nom. Le coût se limite à celui d'un mur de refend ou d'une paire de murs couplés



Tableau 3-12 : Bâtiments de 6 étages contreventés avec des murs de refend simples

Modèles	Vf		ép	Plaque	Poutre	Bielles	Colonnes	coût
	Niveau	(kN)						
MTL 6 C R	6	88	Séisme	0.91	W250x39	2 - W150x22	W310x129	3 627 \$
	5	182	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x129	3 599 \$
	4	293	Vent	1.21	W200x42	2 - W150x22	W310x129	3 971 \$
	3	406	Vent	1.90	W200x42	2 - W150x22	W310x226	4 804 \$
	2	506	Vent	1.90	W250x39	2 - W150x22	W310x226	4 835 \$
	1	635	Vent	2.66	W310x45	2 - W150x22	W310x226	5 053 \$
						Σ	25 890 \$	
MTL 6 C D	6	95	Vent	0.91	W250x45	2 - W150x22	W310x129	3 930 \$
	5	254	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x129	3 599 \$
	4	401	Vent	1.52	W200x42	2 - W150x22	W310x129	3 993 \$
	3	556	Vent	2.66	W250x45	2 - W150x22	W310x283	5 654 \$
	2	693	Vent	3.04	W250x45	2 - W150x22	W310x283	5 789 \$
	1	860	Vent	3.04	W310x45	2 - W150x30	W310x283	5 977 \$
						Σ	28 942 \$	
MTL 6 E R	6	154	Séisme	0.91	W250x39	2 - W150x22	W310x129	3 627 \$
	5	334	Séisme	1.52	W250x39	2 - W150x22	W310x129	3 694 \$
	4	381	Séisme	1.52	W250x45	2 - W150x22	W310x129	3 997 \$
	3	467	Séisme	1.90	W250x58	2 - W150x22	W310x313	6 085 \$
	2	617	Séisme	2.66	W310x52	2 - W150x22	W310x313	6 194 \$
	1	777	Séisme	3.04	W360x64	2 - W150x30	W310x313	6 526 \$
						Σ	30 123 \$	
MTL 6 E D	6	154	Séisme	0.91	W250x39	2 - W150x22	W310x129	3 627 \$
	5	334	Séisme	1.52	W250x39	2 - W150x22	W310x129	3 694 \$
	4	401	Vent	1.52	W250x45	2 - W150x22	W310x129	3 997 \$
	3	556	Vent	2.66	W250x58	2 - W150x22	W310x313	6 163 \$
	2	693	Vent	3.04	W310x52	2 - W150x22	W310x313	6 271 \$
	1	860	Vent	3.04	W360x64	2 - W150x30	W310x313	6 526 \$
						Σ	30 278 \$	
VAN 6 C R	6	192	Séisme	0.91	W250x39	2 - W150x22	W360x179	4 230 \$
	5	488	Séisme	1.90	W310x52	2 - W150x22	W360x179	5 311 \$
	4	612	Séisme	2.66	W360x51	2 - W150x22	W360x179	5 115 \$
	3	775	Séisme	3.04	W360x64	2 - W150x30	W360x382	8 501 \$
	2	921	Séisme	3.04	W360x72	2 - W150x30	W360x382	8 598 \$
	1	1034	Séisme	4.76	W460x67	1 - W200x42	W360x382	8 540 \$
						Σ	40 295 \$	
VAN 6 C D	6	192	Séisme	0.91	W250x39	2 - W150x22	W360x179	4 230 \$
	5	488	Séisme	1.90	W310x52	2 - W150x22	W360x179	5 311 \$
	4	612	Séisme	2.66	W360x51	2 - W150x22	W360x179	5 115 \$
	3	775	Séisme	3.04	W360x64	2 - W150x30	W360x382	8 501 \$
	2	921	Séisme	3.04	W360x72	2 - W150x30	W360x382	8 598 \$
	1	1034	Séisme	4.76	W460x67	1 - W200x42	W360x382	8 540 \$
						Σ	40 295 \$	
VAN 6 E R	6	324	Séisme	1.52	W360x57	2 - W150x22	W360x287	6 771 \$
	5	884	Séisme	3.04	W410x74	2 - W150x30	W360x287	7 085 \$
	4	1136	Séisme	4.76	W460x67	1 - W200x46	W360x287	6 798 \$
	3	1447	Séisme	6.35	W460x82	1 - W200x46	W360x634	12 905 \$
	2	1676	Séisme	7.94	W460x97	1 - W200x52	W360x634	13 161 \$
	1	1811	Séisme	7.94	W530x92	1 - W200x59	W360x634	13 652 \$
						Σ	60 372 \$	
VAN 6 E D	6	324	Séisme	1.52	W360x57	2 - W150x22	W360x287	6 771 \$
	5	884	Séisme	3.04	W410x74	2 - W150x30	W360x287	7 085 \$
	4	1136	Séisme	4.76	W460x67	1 - W200x46	W360x287	6 798 \$
	3	1447	Séisme	6.35	W460x82	1 - W200x46	W360x634	12 905 \$
	2	1676	Séisme	7.94	W460x97	1 - W200x52	W360x634	13 161 \$
	1	1811	Séisme	7.94	W530x92	1 - W200x59	W360x634	13 652 \$
						Σ	60 372 \$	

Tableau 3-13 : Bâtiments de 6 étages contreventés avec des murs de refend couplés

Modèles	Niveau	Vf (kN)	Type	ép Plaque (mm)	Poutre	Bielles	Colonne ext	colonne int	cas	Poutre couplage	type	DC	coût	Scoup/\$simple
MTL 6 C R COUP	6	88	Séisme	0.91	W250x45	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x31	long	0.24	6 078 \$	1.68
	5	182	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x31	long	0.44	5 986 \$	1.66
	4	295	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	1	W200x31	long	0.61	5 986 \$	1.51
	3	413	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x129	W310x129	1	W200x31	long	0.74	6 656 \$	1.39
	2	515	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x129	W310x129	1	W200x42	long	0.78	7 079 \$	1.46
	1	623	Vent	1.21	W250x39	2 - W150x22	W310x129	W310x129	1	W250x45	long	0.53	7 351 \$	1.45
Σ													<b>39 136 \$</b>	<b>1.51</b>
MTL 6 C D COUP	6	93	Vent	0.91	W250x45	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x31	long	0.24	6 078 \$	1.55
	5	249	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x31	long	0.44	5 986 \$	1.66
	4	392	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	1	W200x31	long	0.61	5 986 \$	1.50
	3	545	Vent	1.21	W250x39	2 - W150x22	W310x129	W310x129	1	W200x31	long	0.58	6 792 \$	1.20
	2	681	Vent	1.52	W250x39	2 - W150x22	W310x129	W310x129	1	W200x42	long	0.61	7 257 \$	1.25
	1	847	Vent	1.90	W250x39	2 - W150x22	W310x129	W310x129	1	W250x45	long	0.46	7 474 \$	1.25
Σ													<b>39 573 \$</b>	<b>1.37</b>
MTL 6 E R COUP	6	149	Séisme	0.91	W250x45	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x31	long	0.24	6 078 \$	1.68
	5	324	Séisme	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x42	long	0.50	6 023 \$	1.63
	4	369	Séisme	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	2	W250x39	long	0.74	6 007 \$	1.50
	3	453	Séisme	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x129	W310x143	2	W250x45	long	0.91	7 120 \$	1.17
	2	599	Séisme	1.21	W250x39	2 - W150x22	W310x129	W310x143	2	W310x52	long	0.96	7 397 \$	1.19
	1	754	Séisme	1.52	W250x39	2 - W150x22	W310x129	W310x143	2	W360x57	long	0.69	8 250 \$	1.26
Σ													<b>40 875 \$</b>	<b>1.36</b>
MTL 6 E D COUP	6	154	Séisme	0.91	W250x45	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x31	long	0.24	6 078 \$	1.68
	5	333	Séisme	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	3	W200x42	long	0.50	6 023 \$	1.63
	4	392	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x74	W310x74	2	W250x39	long	0.74	6 007 \$	1.50
	3	545	Vent	1.21	W250x39	2 - W150x22	W310x143	W310x143	2	W250x45	long	0.76	7 404 \$	1.20
	2	681	Vent	1.52	W250x39	2 - W150x22	W310x143	W310x143	2	W310x52	long	0.84	7 589 \$	1.21
	1	847	Vent	1.90	W250x39	2 - W150x22	W310x143	W310x143	2	W360x57	long	0.63	8 484 \$	1.30
Σ													<b>41 585 \$</b>	<b>1.37</b>
VAN 6 C R COUP	6	189	Séisme	0.91	W250x45	2 - W150x22	W310x86	W310X86	3	W200x31	long	0.24	6 279 \$	1.48
	5	483	Séisme	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x86	W310X86	2	W250x45	long	0.49	6 240 \$	1.17
	4	608	Séisme	1.21	W250x39	2 - W150x22	W310x86	W310X86	2	W310x45	long	0.63	6 380 \$	1.25
	3	759	Séisme	1.52	W250x39	2 - W150x22	W310X158	W310X202	2	W310x60	long	0.74	8 305 \$	0.98
	2	903	Séisme	1.90	W250x39	2 - W150x22	W310X158	W310X202	2	W360x64	long	0.85	8 508 \$	0.99
	1	1013	Séisme	1.90	W250x39	2 - W150x22	W310X158	W310X202	2	W410x60	long	0.65	8 672 \$	1.02
Σ													<b>44 384 \$</b>	<b>1.10</b>

Tableau 3-13 (suite) : Bâtiments de 6 étages contreventés avec des murs de refend couplés

<b>VAN 6 C D COUP</b>	<b>6</b>	189	Séisme	0.91	W250x45	2 - W150x22	W310x86	W310X86	3	W200x31	long	0.24	6 279 \$	1.48
	<b>5</b>	483	Séisme	0.91	W200x31	2 - W150x22	W310x86	W310X86	2	W250x45	long	0.49	6 240 \$	1.17
	<b>4</b>	608	Séisme	1.21	W250x39	2 - W150x22	W310x86	W310X86	2	W310x45	long	0.63	6 380 \$	1.25
	<b>3</b>	759	Séisme	1.52	W250x39	2 - W150x22	W310X158	W310X202	2	W310x60	long	0.74	8 305 \$	0.98
	<b>2</b>	903	Séisme	1.90	W250x39	2 - W150x22	W310X158	W310X202	2	W360x64	long	0.85	8 508 \$	0.99
	<b>1</b>	1013	Séisme	1.90	W250x39	2 - W150x22	W310X158	W310X202	2	W410x60	long	0.65	8 672 \$	1.02
$\Sigma$													<b>44 384 \$</b>	<b>1.10</b>
<b>VAN 6 E R COUP</b>	<b>6</b>	317	Séisme	0.91	W360x57	2 - W150x22	W360x110	W360x179	3	W200x42	long	0.31	6 999 \$	1.03
	<b>5</b>	857	Séisme	1.90	W360x51	2 - W150x22	W360x110	W360x179	2	W360x57	long	0.43	7 497 \$	1.06
	<b>4</b>	1094	Séisme	1.90	W360x39	2 - W150x30	W360x110	W360x179	2	W410x60	long	0.57	8 189 \$	1.20
	<b>3</b>	1397	Séisme	3.04	W360x51	2 - W150x30	W360x237	W360x262	2	W410x74	long	0.67	12 700 \$	0.98
	<b>2</b>	1619	Séisme	3.04	W360x51	2 - W150x37	W360x237	W360x262	2	W460x74	long	0.77	12 937 \$	0.98
	<b>1</b>	1784	Séisme	3.04	W360x51	2 - W150x37	W360x237	W360x262	2	W530x74	long	0.62	13 254 \$	0.97
$\Sigma$													<b>61 576 \$</b>	<b>1.02</b>
<b>VAN 6 E D COUP</b>	<b>6</b>	317	Séisme	0.91	W360x57	2 - W150x22	W360x110	W360x179	3	W200x42	long	0.31	6 999 \$	1.03
	<b>5</b>	857	Séisme	1.90	W360x51	2 - W150x22	W360x110	W360x179	2	W360x57	long	0.43	7 497 \$	1.06
	<b>4</b>	1094	Séisme	1.90	W360x39	2 - W150x30	W360x110	W360x179	2	W410x60	long	0.57	8 189 \$	1.20
	<b>3</b>	1397	Séisme	3.04	W360x51	2 - W150x30	W360x237	W360x262	2	W410x74	long	0.67	12 700 \$	0.98
	<b>2</b>	1619	Séisme	3.04	W360x51	2 - W150x37	W360x237	W360x262	2	W460x74	long	0.77	12 937 \$	0.98
	<b>1</b>	1784	Séisme	3.04	W360x51	2 - W150x37	W360x237	W360x262	2	W530x74	long	0.62	13 254 \$	0.97
$\Sigma$													<b>61 576 \$</b>	<b>1.02</b>







### 3.4.4 Calcul du facteur $M_v$

Afin de confirmer les hypothèses faites au chapitre 3 concernant le choix du coefficient de modes supérieurs associé au système de murs couplés sans égard au degré de couplage, les facteurs  $M_v$  ont été calculés analytiquement pour tous les bâtiments prototypes conçus en utilisant la méthode proposée par Humar (2015). Les facteurs  $M_v$  spécifiés par le code ont également été calculés à l'aide de cette équation :

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S(T_i)W_i]^2}}{S(T_a)W}$$

Dans tous les cas, quatre modes ont été utilisés pour les calculs, en s'assurant d'obtenir au minimum 90% de masse participante. Les résultats obtenus ont été comparés avec les valeurs suggérées par le code pour les bâtiments de Montréal, représentant l'est du Canada, et les bâtiments de Vancouver, représentant les bâtiments de l'ouest.

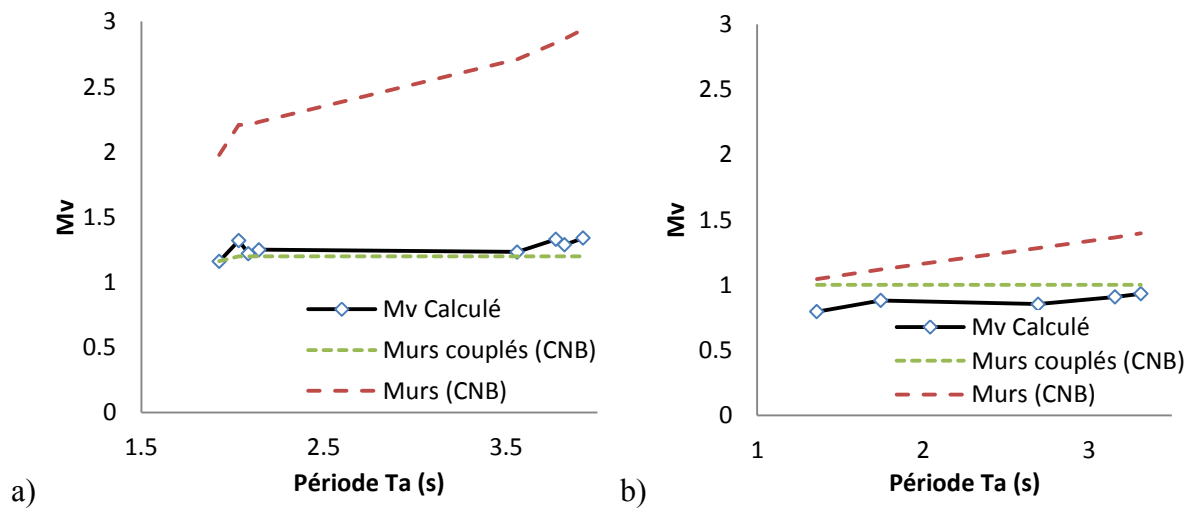


Figure 3.13 : Comparaison des facteurs  $M_v$  calculés avec les valeurs suggérées par le code a) dans l'est du Canada et b) dans l'ouest du Canada.

La figure 3.13 démontre que les valeurs du facteur  $M_v$  définies par le code pour les murs couplés s'appliquent bien pour tous les murs de refend couplés en acier conçus dans ce projet, peu importe le degré de couplage et la localisation. Le facteur  $M_v$  spécifié pour les murs simples dans le CNBC ne représente pas bien le comportement des murs couplés en acier. Les résultats obtenus sont également décrits au tableau 3-15. Dans ce tableau, le degré de couplage a été calculé de manière élastique sous l'effet de charges latérales statiques, contrairement au calcul proposé par

Borello (2017), qui est plutôt basé sur la capacité ultime de chaque élément du système de murs couplés en acier.

$$DC = \frac{M_{tot} - M_{murs}}{M_{tot}}$$

Tableau 3-15 : Degrés de couplage élastiques et facteurs de modes supérieures calculés pour chaque bâtiment prototype.

	DC élas- tique	période fondamen- tale (s)	M <sub>v</sub> murs (CNBC 2010)	M <sub>v</sub> murs couplés (CNBC 2010)	M <sub>v</sub> calculé
<b>MTL 6 E D</b>	0.27	1.93	1.98	1.16	1.16
<b>MTL 6 C D</b>	0.22	2.03	2.21	1.20	1.32
<b>MTL 6 E R</b>	0.31	2.09	2.21	1.20	1.22
<b>MTL 6 C R</b>	0.21	2.15	2.23	1.20	1.25
<b>MTL 12 E D</b>	0.36	3.56	2.71	1.20	1.23
<b>MTL 12 C D</b>	0.30	3.77	2.84	1.20	1.33
<b>MTL 12 E R</b>	0.45	3.82	2.87	1.20	1.29
<b>MTL 12 C R</b>	0.34	3.92	2.94	1.20	1.34
<b>VAN 6 E D</b>	0.31	1.36	1.04	1.00	0.79
<b>VAN 6 C D</b>	0.32	1.75	1.12	1.00	0.88
<b>VAN 12 E D</b>	0.45	2.70	1.28	1.00	0.85
<b>VAN 12 C D</b>	0.41	3.16	1.36	1.00	0.91
<b>VAN 12 C R</b>	0.43	3.31	1.40	1.00	0.93

### 3.4.5 Discussion des résultats

Dans les tableaux 3-13 et 3-14, sous les charges de vent ou de séismes, avec un espacement centre à centre des colonnes intérieures égal à  $e = 2100$  mm, toutes les poutres de couplage choisies sont du type « long », c'est-à-dire que  $2.6 M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$ . Il aurait été possible d'obtenir des poutres de couplage de longueur intermédiaire ( $1.6 M_p/V_p \leq e \leq 2.6 M_p/V_p$ ) en forçant l'utilisation de profilés plus trapus, mais ceux-ci possèdent deux désavantages importants. En premier lieu, pour un même effort de flexion, le bras de levier entre les deux ailes est plus court, ce qui augmente l'effort axial dans chaque aile. Cela augmente les efforts aux joints dans les colonnes intérieures et cause une augmentation du nombre de renforts requis aux colonnes (raidisseurs, doubleurs d'âme) qui sont très coûteux. Aussi, les poutres plus trapues sont moins rigides, et contribuent moins à la rigidité latérale du bâtiment. Dans ce contexte, il n'est donc jamais bénéfique, en pratique, de choisir des profilés moins profonds pour les poutres de couplage.



Tel qu'attendu, les charges de vent gouvernent beaucoup plus la conception des murs de refend à Montréal qu'à Vancouver. La sur-résistance de ces murs par rapport aux charges sismiques ( $V_r/V_E$ ) est donc beaucoup plus grande à Montréal. Dans les analyses dynamiques temporelles, il sera possible d'examiner si cette résistance supplémentaire améliore ou non le comportement du système sous les charges sismiques. Les spécimens de Montréal obtiennent aussi des degrés de couplage plus faibles étant donné que le degré de couplage est directement lié à la résistance de la poutre de couplage, qui, à son tour, est proportionnelle aux charges sismiques uniquement.

La colonne « Cas » correspond au cas de chargement qui gouverne le choix des colonnes intérieures à chaque niveau. On voit que dépendamment des bâtiments, les 3 différents cas décrits à la section 3.3.3 peuvent gouverner. En général, lorsque le degré de couplage est plus élevé, le cas 2 semble gouverner plus souvent. Avec un degré de couplage plus faible, les cas 1 et 3 gouvernent. Ce résultat est logique parce qu'un degré de couplage plus grand implique des poutres de couplage plus résistantes par rapport aux murs. En conséquence, les poutres de couplage appliquent des efforts axiaux et de flexion plus importants sur les colonnes intérieures. Dans le cas 2, les efforts axiaux induits par les plaques dans les colonnes intérieures ne sont pas considérées (condition de renversement de charges avec plaques pleinement plastifiées) et ne contribuent donc pas à réduire les efforts induits par les poutres de couplage.

#### **3.4.5.1 Bâtiments de 6 étages**

Dans la majorité des bâtiments de six (6) étages, le coût de fabrication des murs couplés est plus élevé que celui des murs simples. Le coût supplémentaire diminue toutefois lorsque les charges appliquées augmentent. Les murs couplés deviennent donc plus économiques lorsque le SRCL est soumis à de grandes charges, même quand des murs simples pourraient être adéquats. De plus la diminution des coûts liée à l'enlèvement des colonnes et poutres gravitaires qui sont remplacées par le mur couplé n'a pas été prise en compte dans les valeurs présentées dans les tableaux, et la différence de coût entre les deux configurations est moindre que ce qui est illustré.

Il est important de noter qu'à coût égal, ou même à un coût légèrement supérieur, la configuration couplée des murs, lorsque compatible avec la configuration architecturale du bâtiment, peut tout de même être avantageuse. Tel que mentionné au chapitre 1, les murs de refend ont le net avantage de pouvoir être fabriqués complètement en usine en segments de trois (3) étages de hauteur, puis assemblés rapidement en blocs en chantier. Par contre, lorsque ces blocs ont un poids très

élevé, leur manipulation et leur assemblage en chantier peut devenir plus difficile. Par exemple, pour le bâtiment VAN 6 E D, un segment de mur simple des trois (3) niveaux du bas peut peser plus de 17 tonnes. Plusieurs fabricants de charpente d'acier ne possèdent pas d'équipement de levage pouvant supporter cette charge en usine et surtout, une telle charge à soulever au chantier requiert également la mobilisation de grues de très grande capacité, qui ne seraient autrement pas nécessaires sur un chantier normal. À titre de comparaison, pour la même application, des segments en configuration couplée ne pèsent qu'environ 7.5 tonnes, ce qui est moins que la moitié du poids d'un mur non couplé équivalent. Considérant que la majorité des fabricants de charpente d'acier sont équipés de ponts roulants ayant une capacité de l'ordre de 5 à 10 tonnes, les murs couplés seraient donc beaucoup plus favorables pour la manipulation en usine.

Plusieurs autres avantages mis en évidence dans les différents résultats peuvent également contribuer à favoriser l'utilisation de murs couplés :

- Les charges sismiques sont moins élevées pour un système couplé lorsque comparées à celles des murs simples parce que le facteur  $M_v$  spécifié au tableau 4.1.8.11 du code pour les murs couplés est plus faible;
- La rigidité latérale du système couplé est plus élevée, ce qui permet également de réduire les charges sismiques par la réduction des effets de second-ordre (facteur  $U_2$  plus faible);
- La rigidité latérale plus élevée du système couplé diminue de beaucoup les déplacements dus aux charges de vent et, par le fait même, diminue significativement le risque de sensation des mouvements latéraux et de vibrations par les usagers;
- Les efforts à la base des colonnes sont fortement diminués dans le système couplé, permettant un ancrage aux fondations beaucoup plus facile et des fondations plus économiques;
- Utilisation réduite des profilés très lourds pour les colonnes, profilés qui sont plus difficiles à manipuler et à obtenir sur le marché;
- Des profilés plus légers pour les colonnes, avec leurs parois plus minces, sont également plus faciles à souder. À partir d'une certaine épaisseur, on doit intégrer une étape de préchauffage des pièces à souder pour obtenir des soudures de qualité. Comme les plaques d'âme doivent être soudées en continu sur tout leur contour, cette opération supplémen-

taire peut augmenter considérablement le temps et les coûts de fabrication des murs de refends. On note que les coûts du préchauffage n'ont pas été inclus dans les coûts présentés dans les tableaux 2-12 à 2-14.

### 3.4.5.2 Bâtiments de 12 étages

La comparaison entre des murs simples et des murs couplés pour les bâtiments de 12 étages n'est pas pertinente étant donné qu'il était tout simplement impossible de contreventer ces bâtiments à l'aide de murs non couplés de 3700 mm de large en respectant la configuration architecturale du bâtiment modèle. Même dans les bâtiments avec les charges les plus faibles, les profilés laminés les plus lourds disponibles (W360x1299) n'étaient pas suffisants pour obtenir les résistances en compression requises pour les colonnes. L'utilisation de sections assemblées pour les colonnes donnerait lieu à des coûts exorbitants qui empêcheraient l'utilisation du système en pratique. Avec les murs simples, il était aussi difficile, voire impossible, de respecter les limites de flèches latérales sous les charges de vent ou la limite supérieure pour le facteur  $U_2$  des effets  $P-A$  ( $U_2 \leq 1,4$ ). Pour ces raisons, seule la configuration couplée des murs a été utilisée dans les bâtiments de 12 étages.

## CHAPITRE 4 ANALYSES NON LINÉAIRES

Ce chapitre explore le comportement non linéaire des murs de refend couplés lorsque soumis à des secousses sismiques. En se basant sur les modèles conçus au chapitre 3, 13 modèles non linéaires ont été construits. Ces modèles sont ensuite utilisés pour réaliser des analyses statiques inélastiques, ou « pushover », ainsi que les analyses dynamiques temporelles par intégration directe.

### 4.1 Modèles numériques

Les modèles non linéaires ont été créés et analysés sur le logiciel SAP2000 Ultimate version 19 (CSI, 2017). Ces modèles, qui seront utilisés pour les analyses numériques, sont comparés à des résultats expérimentaux pour valider leur configuration.

#### 4.1.1 Géométrie des modèles

Contrairement aux éléments de membrane utilisés dans les modèles élastiques construits au chapitre 3, les plaques d'âme ont été modélisées à l'aide d'éléments de bandes (« Strip model ») (Thorburn et al., 1983; Timler & Kulak, 1983). Plusieurs recherches passées ont démontré l'efficacité de cette méthode pour modéliser un comportement non linéaire réaliste des plaques d'un mur de refend (Berman & Bruneau, 2005; Caccese, Elgaaly, & Chen, 1993; Driver, Kulak, Kennedy, & Elwi, 1998; Li et al., 2012; Li, Tsai, Lin, & Chen, 2010; Purba & Bruneau, 2012; Qu et al., 2008; Sabelli & Bruneau, 2007; Shishkin, Driver, & Grondin, 2005; Thorburn et al., 1983; Timler & Kulak, 1983; Tsai et al., 2010). Au minimum, 10 bandes inclinées à 45 degrés doivent être utilisées dans chaque direction pour modéliser la plaque perforée à chaque niveau. Celles-ci ont été modélisées en tant que membrures rectangulaires générales. Pour simuler la diminution de résistance due aux percements circulaires, l'épaisseur modélisée des plaques d'âme correspond à l'épaisseur réelle des plaques multipliée par le facteur de réduction  $(1 - 0,7D/S_{diag})$ . La largeur des bandes  $B_{strip}$  est ensuite calculée en adaptant l'équation de l'aire des bandes (Sabelli & Bruneau, 2007).

$$B_{strip} = \frac{[L\cos(\alpha) + h\sin(\alpha)]}{n}$$

Aux joints avec les éléments environnants, les bandes sont rotulées dans toutes les directions pour transmettre uniquement des charges axiales. À la base, les bandes sont retenues dans les trois (3) directions, mais sont libres en rotation.

Les colonnes ont été modélisées en tant qu'éléments continus sur toute la hauteur et encastrés à la base. Les poutres à chaque niveau ainsi que les bielles sont des éléments de poutres rotulées. Les poutres de couplage sont des éléments de poutres encastrées dans les colonnes. Une colonne berçante a été modélisée de chaque côté du mur, chacune supportant 25% du poids du bâtiment à chaque niveau. Ces colonnes berçantes sont rotulées à chaque niveau et à la base. Tous les éléments sont de type poutre (« frame »), et les analyses sont faites en 2 dimensions dans la direction XZ (Déplacements dans la direction Y et torsion dans la direction Z bloqués).

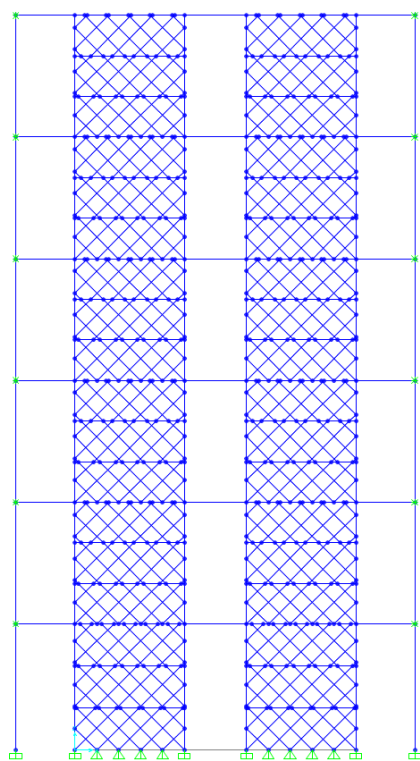


Figure 4.1 : Modèle numérique d'un mur couplé de 6 étages avec bandes de tension.

#### 4.1.2 Matériaux et rotules plastiques

Les poutres et les colonnes sont des profilés W conformes à la norme ASTM A992. Le matériau Acier fourni avec le logiciel correspond à l'acier de ces profilés avec une limite élastique de  $F_y = 345$  MPa. Un autre matériau a été créé pour les plaques d'âme avec une limite élastique de  $F_y =$

300 MPa. Dans les deux cas, le module de Young est  $E = 200\,000$  MPa. Les profils modélisés proviennent de la banque de profils métriques fournie avec le logiciel.

Les rotules plastiques en flexion, pour une utilisation à chaque extrémité des poutres de couplage et à la base des colonnes, étaient du type moment-rotation contrôlées par les déformations (ductiles) avec interaction P-M3. Le facteur d'échelle de ces rotules est défini par l'équation 9-2 de ASCE 41-13 (ASCE, 2013), et l'interaction P-M3 selon l'équation 9-4 de la même norme. La relation charge – déplacements axiaux est élastique – parfaitement plastique.

Pour les plaques d'âme, les éléments plastifient en tension et n'ont aucune résistance ni rigidité en compression. Pour obtenir ce comportement dans SAP2000, des rotules « axiales P » contrôlées par les déformations (ductiles) ont été modélisées. Ces rotules sont de type Force-déplacement avec un hystérésis de type isotopique. Une limite de compression de 0,0 kN a ensuite été définie dans toutes les membrures inclinées qui forment les bandes de tension.

## 4.2 Validation des modèles

### 4.2.1 Comportement inélastique

Pour valider le comportement des rotules dans le modèle, un protocole de chargement cyclique avec un déplacement grandissant a été créé. Les déplacements ont été imposés aux différents éléments et la courbe d'hystérésis a été obtenue.

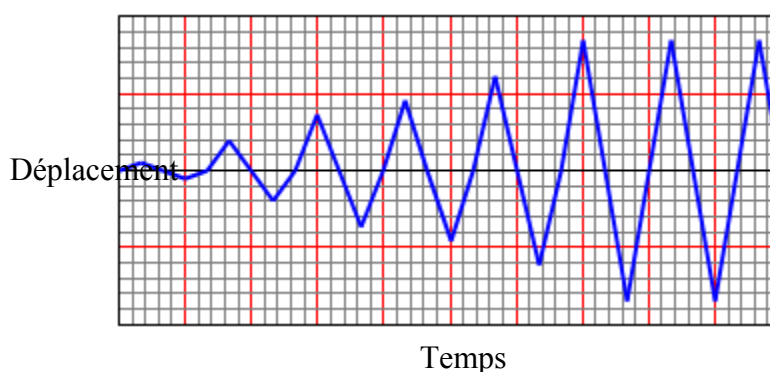


Figure 4.2: Protocole de chargement des rotules. Rotation maximale de 0,0426 rad (0.04 rad de rotation plastique) pour les rotules en flexion et 0.01 mm/mm de déformations pour les plaques d'âme.

#### 4.2.1.1 Poutres de couplage

Comme les poutres de couplage des bâtiments prototypes sont toutes de type « longues », leur mode de rupture attendu en est un de flexion uniquement. Une poutre W460x61 de 1000 mm de longueur a été modélisée et soumise à des rotations plastiques allant jusqu'à 0.04 radians. La courbe d'hystérésis obtenue est comparée avec des tests expérimentaux effectués par (Tremblay, Tchebotarev, & Filiatrault, 1997) sur la figure 4.3.

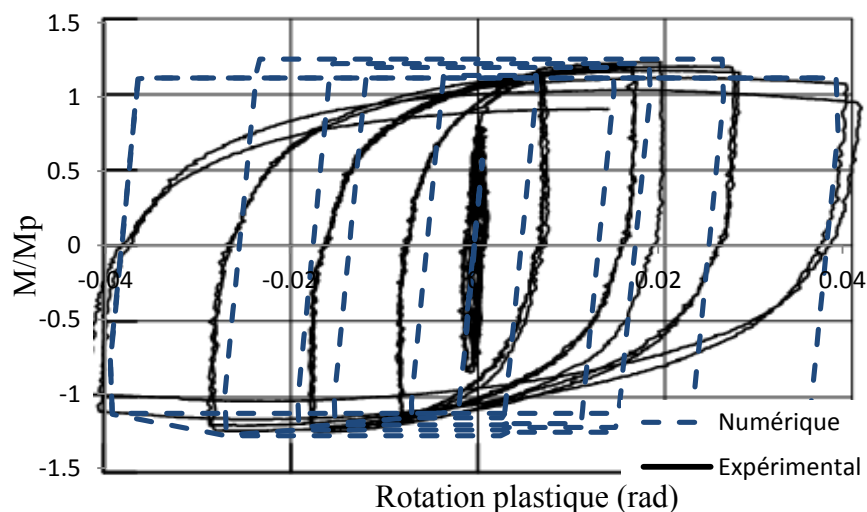


Figure 4.3 : Comparaison des relations moment-rotation des rotules plastiques modélisées avec des tests expérimentaux.

#### 4.2.1.2 Plaques d'âme

Pour obtenir des résultats acceptables avec le modèle des bandes, celles-ci doivent bien représenter le comportement des plaques d'âme. Les bandes n'ont aucune résistance ni rigidité en compression, et ne procurent aucune résistance en tension tant que l'étirement plastique précédent n'a pas été atteint. La figure 4.4 démontre ce comportement obtenu dans les rotules plastiques axiales définies dans les bandes de tension.

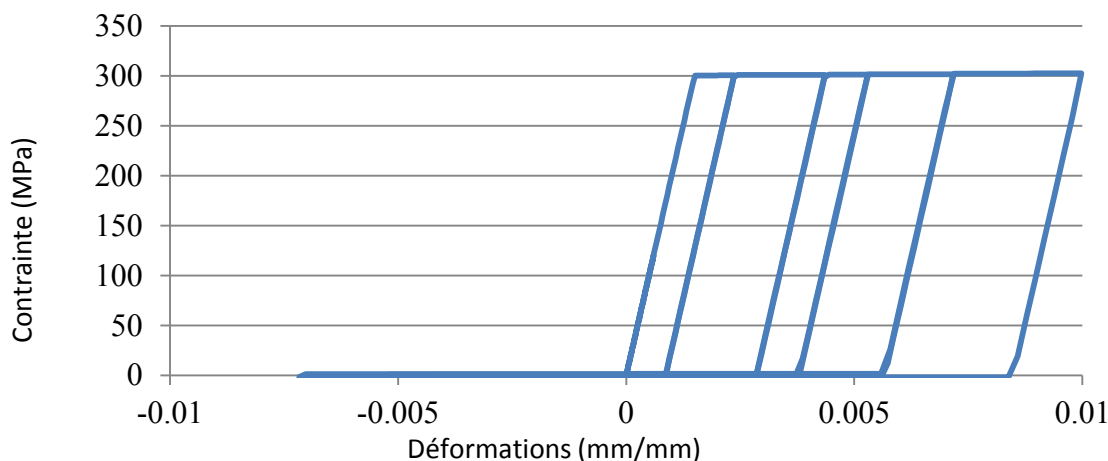


Figure 4.4 : Relation constitutive du matériel des plaques d'âme.

#### 4.2.1.3 Mur de refend simple

Les résultats d'essais expérimentaux de grande échelle effectués par (Driver, 1997) sont utilisés pour valider le modèle d'un mur de refend simple. De nouveaux matériaux ont été créés pour correspondre aux résultats d'essais de traction faits sur des tests de coupons pour toutes les membrures et les plaques. Le spécimen testé a une largeur de 3050 mm centre à centre des colonnes. Les hauteurs des 4 niveaux sont de 1927 mm, 1829, 1829 et 1836 mm, respectivement. Les deux plaques d'âme du bas ont une épaisseur de 4,8 mm et une limite élastique  $F_y = 341$  MPa. Les plaques d'âme aux niveaux 3 et 4 ont une épaisseur de 3,4 mm et une limite élastique  $F_y = 257$  et  $F_y = 262$  MPa, respectivement. Les colonnes sont des profilés W310x118 avec  $F_y = 313$  MPa. Les poutres sont connectées aux colonnes avec des assemblages rigides. Aux niveaux 1, 2 et 3, les poutres sont constituées de W310x60 avec  $F_y = 331$  MPa, alors qu'au niveau 4, il s'agit d'un profilé W530x82 avec  $F_y = 349$  MPa. Une analyse de type « pushover » a été effectuée sur le modèle numérique en appliquant une charge unitaire à chaque niveau. Les résultats sont comparés avec la courbe d'hystérésis expérimentale sur la figure 4.5. Le graphique montre que la charge mobilisée lors de la première plastification était plus grande dans le modèle que dans l'essai. Ceci était en partie dû au fait que les colonnes et des poutres sont représentés dans le modèle numérique par des éléments de poutre qui n'ont pas de dimensions, ce qui donne des longueurs inexacts pour les bielles diagonales. Une solution serait de modéliser les poutres et colonnes avec des extensions rigides pour obtenir une plaque d'âme ayant les vraies dimensions (Borello, D. J., 2014). Une autre méthode proposée dans ce projet est de recalculer l'aire des bandes de



tension en considérant la largeur ( $L$ ) et hauteur ( $h$ ) nettes des plaques d'âme. Afin de valider cette proposition, le modèle a été ajusté avec les nouvelles bandes ainsi calculées et les résultats de l'analyse ont également été superposés sur les résultats des tests en laboratoires. Le comportement obtenu colle parfaitement à la courbe d'hystérésis expérimentale pour le premier cycle, et la résistance devient légèrement inférieure aux résultats expérimentaux par la suite, vraisemblablement dû à l'écrouissage de l'acier qui n'est pas pris en compte dans le logiciel. Le modèle est donc du côté conservateur.



Figure 4.5 : Simulation numérique et réponse expérimentale (Driver, 1997).

### 4.3 Analyses de type « Pushover » statiques

Les structures prototypes ont d'abord été analysées à l'aide d'analyses statiques inélastiques de type « pushover » afin d'évaluer leur rigidité et leur résistance ultime. Dans un premier lieu, le profil des charges latérales qui a été appliqué correspondait aux charges sismiques obtenues lors de la conception au chapitre 3, c'est-à-dire les charges de cisaillement à chaque niveau obtenues de l'analyse dynamique spectrale. En second lieu, les charges ont été appliquées de manière proportionnelle à la résistance à l'effort tranchant des plaques d'âme à chaque niveau. L'application de la charge est contrôlée par le déplacement du toit jusqu'à un maximum de 4% de la hauteur

totale. Dans ces analyses, les itérations positives étaient de type Newton-Raphson, et les itérations négatives sont de rigidité constante.

### 4.3.1 Effort tranchant à la base

#### 4.3.1.1 Charges proportionnelles aux charges sismiques

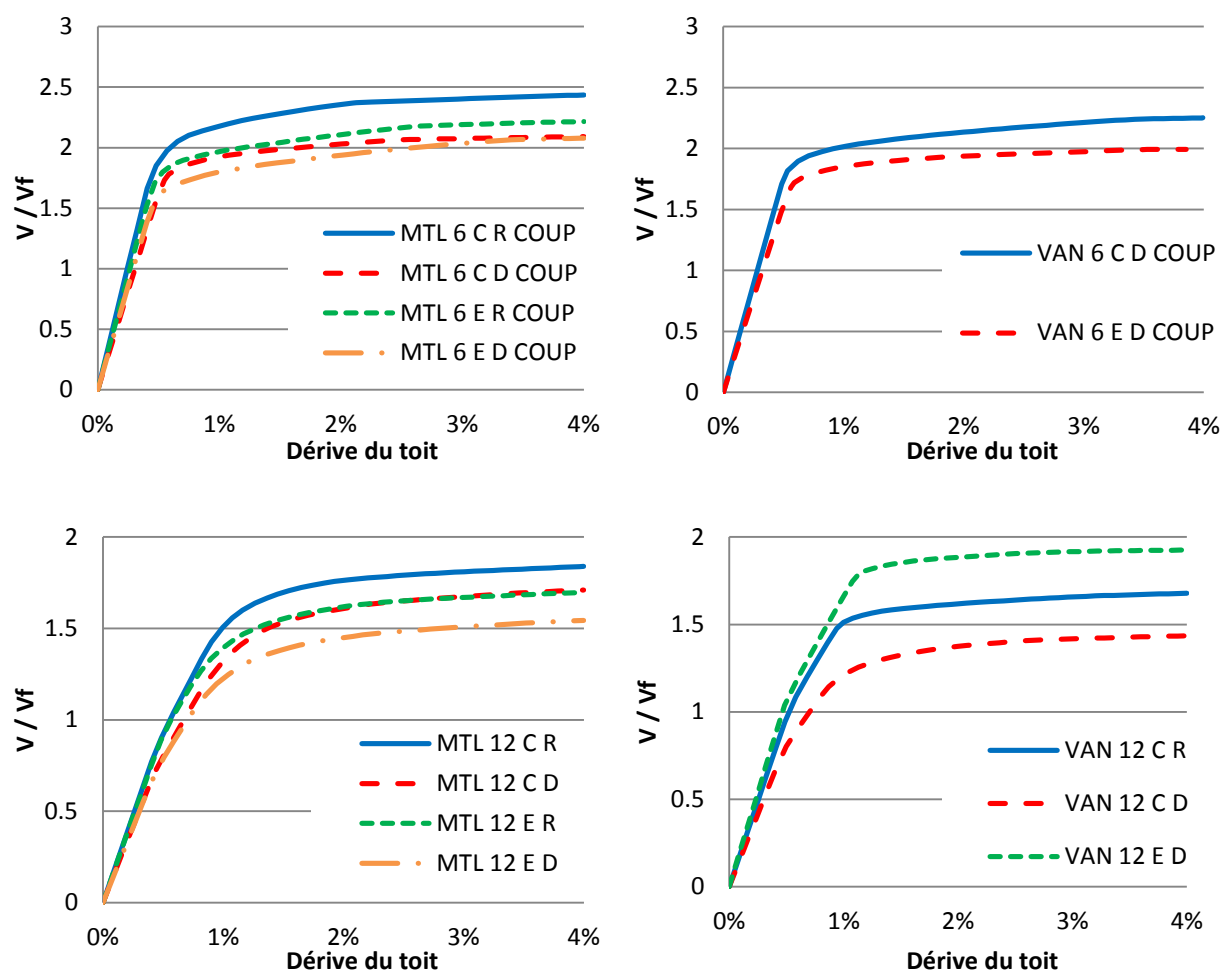


Figure 4.6 : Effort de cisaillement normalisé à la base en fonction de la dérive du toit.

Dans les prototypes de 6 étages, la résistance ultime des murs couplés varie entre 2 et 2.5 fois la charge de conception. Dans des analyses similaires faites par (Borello, D. J., 2014), les sur-résistances obtenues variaient plutôt de 1.55 à 1.79. Toutefois, dans cette étude américaine, les murs couplés avaient été conçus en partageant la charge de conception entre la plaque et le cadre à nœuds rigides. Au Canada, la plaque seule doit résister à toute la charge de cisaillement, alors

que le cadre à nœuds rigides doit offrir une résistance latérale supplémentaire de 25%. Cela explique donc les résistances globales plus grandes qui ont été obtenues.

Dans les bâtiments de 12 étages, certains prototypes semblent détenir une sur-résistance beaucoup plus faible. En analysant la configuration déformée du système après l'obtention de la dérive de 4% au toit, on remarque que la majorité de la déformation a eu lieu dans les étages supérieurs, et que les étages du bas n'ont pas développé leur mécanisme de rupture complet, expliquant les résultats plus faibles. Ce comportement est plus marqué dans les prototypes où le rapport entre les charges de vent et les charges sismiques est plus élevé. Comme le profil de charge appliqué sur les modèles lors des analyses statiques inélastiques était proportionnel aux charges de séisme, les niveaux du bas qui ont été conçus pour des charges de vent beaucoup plus élevées sont moins sollicités.

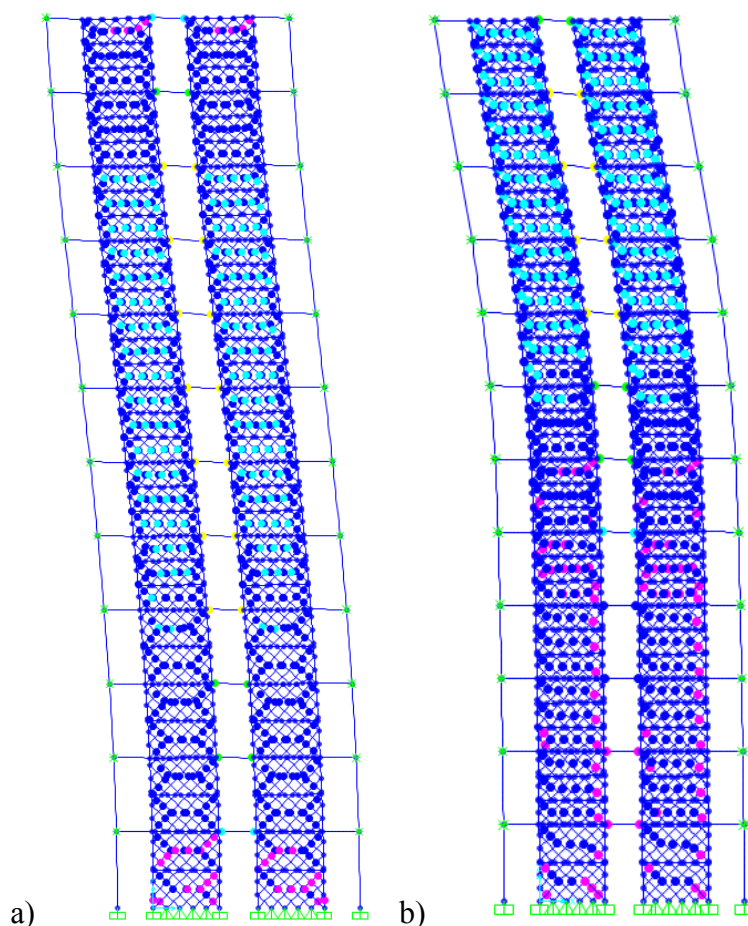


Figure 4.7 : Configuration déformée d'un mur couplé de 12 étages gouverné par a) la charge de séisme et b) la charge de vent à la fin de l'analyse statique inélastique de type « pushover ».

### 4.3.1.2 Charges proportionnelles à la résistance des plaques d'âme

En appliquant des charges proportionnelles à la résistance des plaques à chaque niveau, la transition entre la zone élastique et la zone plastique est beaucoup mieux définie, étant donné que toutes les plaques atteignent la plastification presque simultanément. On remarque également une plus grande constance dans les résultats obtenus pour tous les modèles. En général, la sur-résistance obtenue est plus faible pour les bâtiments de 6 étages et plus grande pour les bâtiments de 12 étages en comparaison aux analyses précédentes.

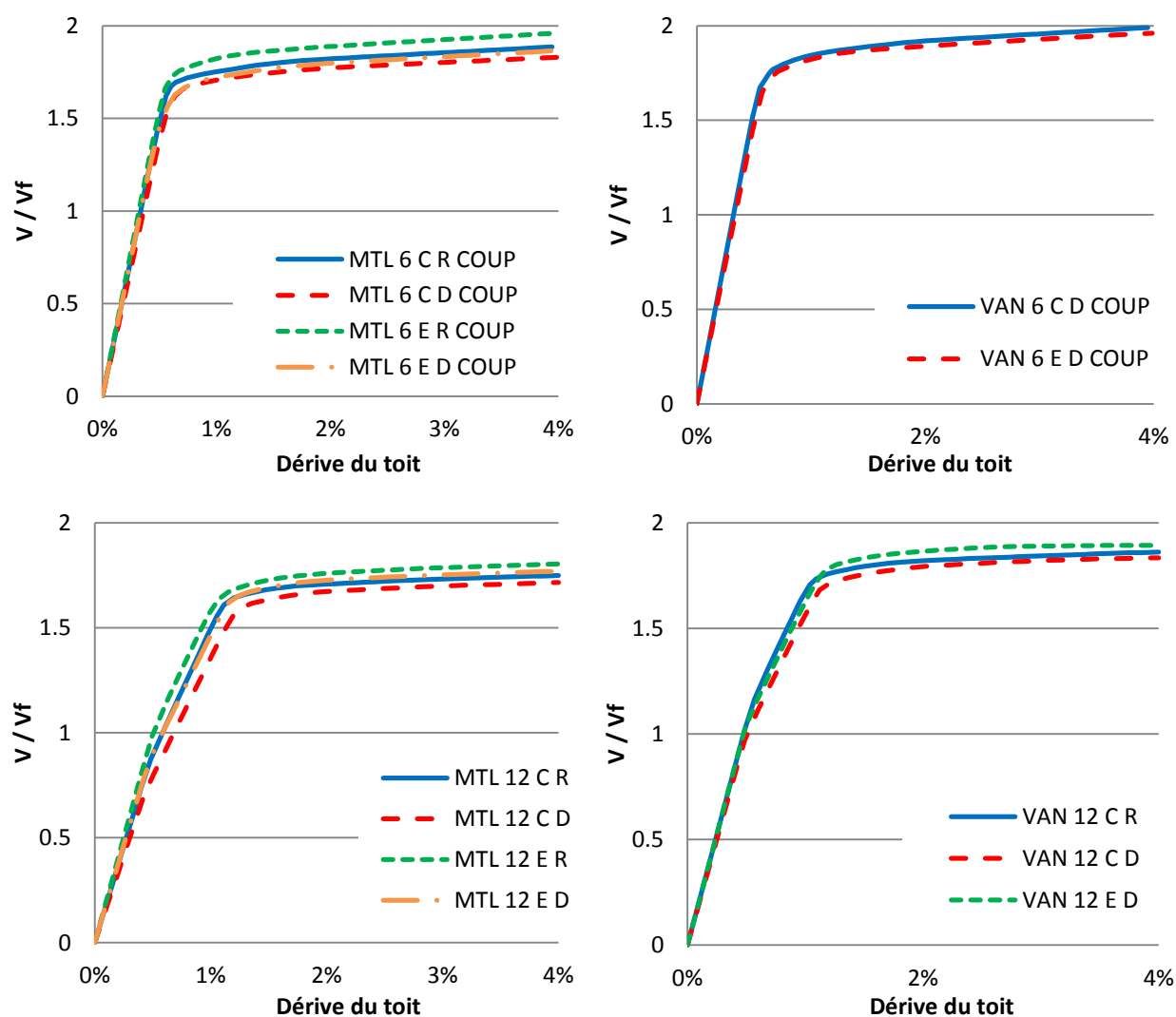


Figure 4.8 : Effort de cisaillement normalisé à la base en fonction de la dérive du toit, deuxième cas de chargement latéral.

En observant la configuration déformée des spécimens, on remarque qu'alors que dans les bâtiments de 12 étages, les déformations inélastiques étaient concentrées dans les étages du haut, le phénomène inverse était vrai pour les bâtiments de 6 étages. En effet, dans plusieurs cas, dû à l'épaisseur minimale des plaques utilisées définie à 0.91 mm lors de la conception des bâtiments, les plaques des 2 ou 3 étages supérieures, très faiblement chargées, se retrouvaient à avoir la même résistance. Donc, en appliquant des charges qui correspondent aux charges sismiques lors des pushovers, les étages du bas étaient très sollicités alors que ceux du haut l'étaient beaucoup moins. En utilisant des charges proportionnelles à la résistance, les étages du haut se retrouvent plus sollicités, diminuant la demande dans les étages du bas lors de l'obtention du déplacement maximal au niveau du toit. Pour les bâtiments de 6 étages à Vancouver, étant tous gouvernés uniquement par les charges sismiques de plus grande amplitude, la différence entre les résultats des deux cas de chargement est moins marquée.

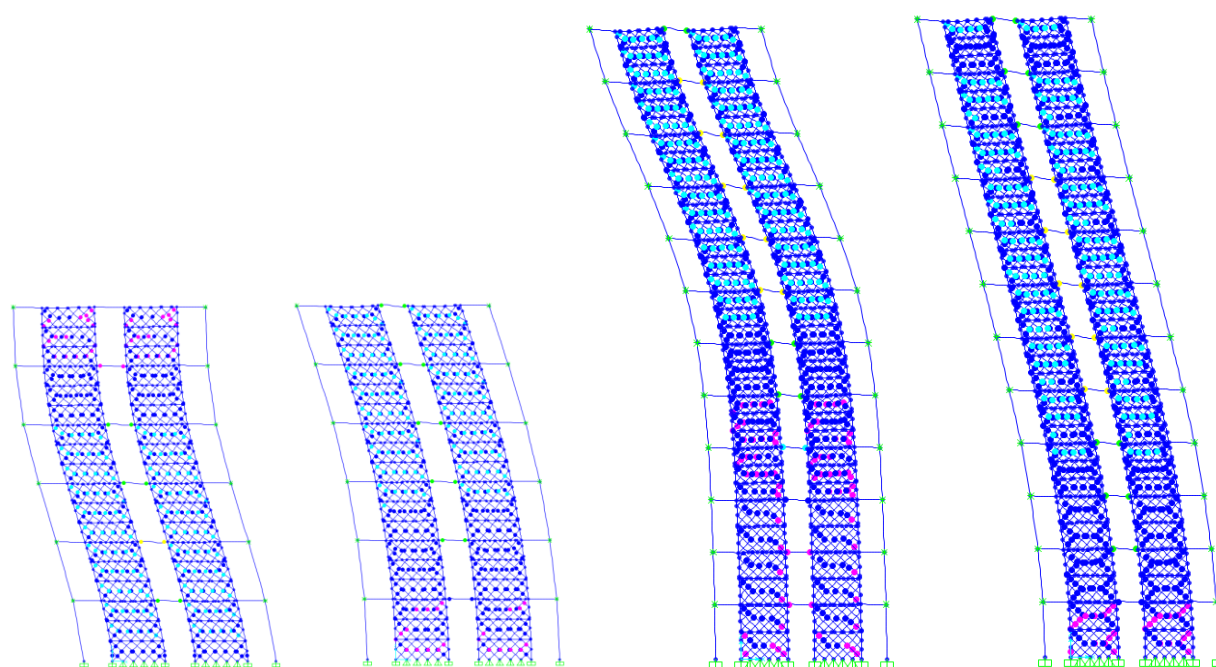


Figure 4.9 : Comparaison de la configuration déformée des modèles MTL 6 E R et VAN 12 C D avec les deux différents cas de chargement.

Dans le modèle de 12 étages, davantage d'étages sont pleinement sollicités avec le deuxième cas de chargement, mais ceux plus proche de la base ne sont toujours pas sollicités au maximum. Dans le cas montré à la figure 4.9, Seulement l'une des 4 colonnes a formé une rotule plastique en flexion à la base. Les colonnes des niveaux inférieurs, qui sont encastrées à la base et qui sont

très résistantes particulièrement dans les bâtiments de 12 étages, procurent une sur-résistance importante qui n'est prise en compte nulle part dans le calcul de la résistance des murs de refend. Cette résistance plus grande aux niveaux du bas en comparaison aux niveaux plus hauts risque de diminuer la contribution des niveaux du bas en terme de dissipation d'énergie. Ceux-ci étant très robustes, ils risquent de demeurer majoritairement élastiques lors de séismes, transférant ainsi la demande inélastique et la dissipation d'énergie vers les niveaux du haut.

### 4.3.2 Effort de compression dans les colonnes

Les efforts de compression dans les colonnes faisaient partie des incertitudes importantes dans la conception des murs de refend couplés. On a donc examinés l'amplitude de ces efforts pour quatre (4) prototypes durant l'analyse statique inélastique de type « pushover ». La figure 4.7 montre que, dans certains cas, l'effort maximal en compression que subissent les colonnes intérieures peut se produire avant l'obtention du déplacement maximal, c'est-à-dire lors de la plastification simultanée des plaques et des poutres. Cela valide le besoin de vérifier différents cas de chargement tel que déterminé au chapitre 3. Dans tous les cas, l'effort dans les colonnes intérieures est inférieur à l'effort dans les colonnes extérieures.

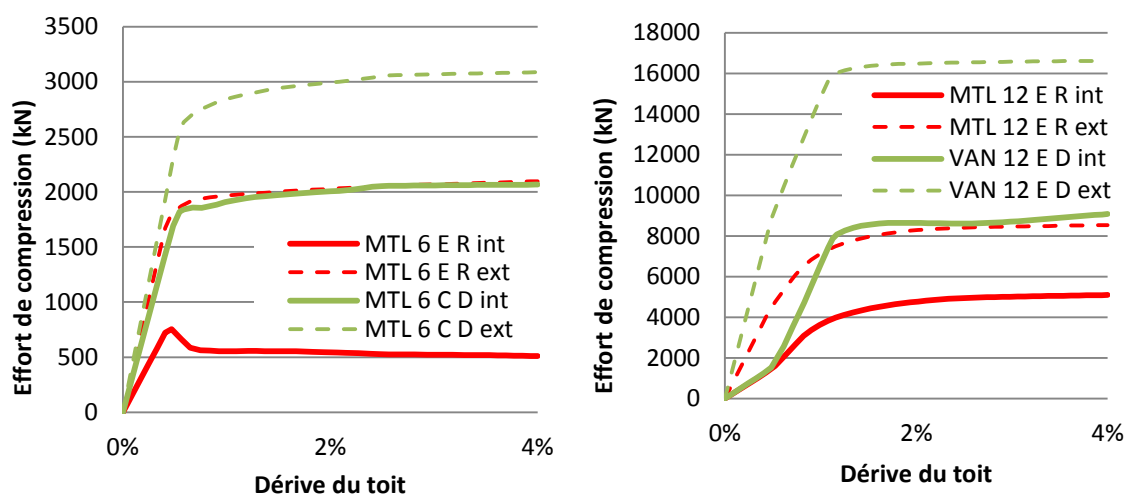


Figure 4.10: Efforts de compression dans les colonnes intérieures et extérieures en fonction du déplacement du toit.

Les efforts dans les colonnes des mêmes prototypes ont également été vérifiés lors des analyses temporelles et les résultats complets sont exposés plus loin dans ce chapitre. Les efforts de compression dans les colonnes intérieures prévus analytiquement par le cas 3 (plastification complète

des plaques et des poutres) sont de 623 kN et 1810 kN pour les bâtiments MTL 6 E R et MTL 6 C D, respectivement, correspondant assez bien aux résultats montrés à la figure 4.7. Par contre, lors des analyses temporelles, les efforts maximaux obtenus étaient de 1511 kN et 1939 kN, montrant encore une fois que cette méthode de prévoir les efforts n'est pas adéquate pour les colonnes intérieures. Pour les bâtiments de 12 étages, les efforts prévus de 4375 kN et 11781 pour les prototypes de Montréal et Vancouver sont également proches des résultats des analyses statiques inélastiques de type « pushovers ». Les résultats obtenus de 2910 kN et 7646 kN respectivement pour ces bâtiments lors des analyses temporelles semblent démontrer que la méthode de calcul du cas 3 pourrait être adéquate. Toutefois. Ceci est vraisemblablement dû au fait que dans les bâtiments plus hauts, les efforts prévus dans les colonnes du bas sont souvent surestimés lorsque le nombre d'étages augmente, étant donné que les méthodes de calcul de résistance probable et les analyses de type « pushover » ne tiennent pas compte de l'effet des modes supérieurs, qui sont plus significatifs dans les bâtiments plus hauts.

## 4.4 Analyses dynamiques temporelles

### 4.4.1 Signaux sismiques utilisés

Pour les structures localisées à Vancouver, on a utilisé trois suites de 5 enregistrements de mouvements du sol, une suite pour chacun des types de séismes contribuant à l'aléa sismique pour la région de Vancouver : séismes de magnitude M6.5-7.0 se produisant à faible profondeur (10-20 km) dans la croûte terrestre (C), séismes de subduction de magnitude  $M > 8.5$  à l'interface des plaques tectoniques à une distance d'environ 130-150 km et séismes de subduction de magnitude M6.5-7.0 se produisant à une profondeur de 50-70 km, typiques des séismes de l'ouest du Canada (Tremblay et al. 2015). Les signaux étalonnés ont été obtenus de R. Tremblay<sup>1</sup> et sont décrits au tableau 4-1.

Pour l'analyse des bâtiments de Montréal, faute d'enregistrements historiques valables, des signaux sismiques simulés provenant de la banque en ligne « seismotoolbox » (Atkinson, Assatourians, & Dunn, 2015) ont été utilisés. Les méthodes de génération de ces signaux ainsi

---

<sup>1</sup> R. Tremblay, Communication personnelle, 2018.

que leurs propriétés spécifiques sont décrits dans (Atkinson, 2009). Au total, 11 enregistrements ont été utilisés, dont 5 de magnitude M6.0 à faible distance (10-25 km) et 6 de magnitude M7.0 à plus grande distance (15-100 km).

Tableau 4-1 : Signaux d'enregistrements historiques d'accélération du sol pour Vancouver

Nom	Type	T <sub>min</sub> (s)	T <sub>max</sub> (s)	Événement	Date	M <sub>w</sub>	Station	Composante	R <sub>cd</sub> (km)	Δ <sub>t</sub> (s)	Durée (s)
VANC1	Crustal	0.15	1.0	Northridge-01	1994-1-17	6.69	Castaic - Old Ridge Route	90	20.72	0.02	40
VANC2	Crustal	0.15	1.0	Northridge-01	1994-1-17	6.69	LA - Saturn St	110	27.01	0.01	32
VANC3	Crustal	0.15	1.0	Northridge-01	1994-1-17	6.69	Sun Valley - Roscoe Blvd	0	10.05	0.01	30
VANC4	Crustal	0.15	1.0	Chuetsu-oki	2007-7-16	6.80	Yoitamachi Yoita Nagaoka	EW	16.10	0.01	45
VANC5	Crustal	0.15	1.0	Chuetsu-oki	2007-7-16	6.80	Kawanishi Izumozaki	NS	6.80	0.01	45
VANC6	Subduction In-slab	0.05	0.5	USA, Nisqually	2001-02-28	6.8	Gig Harbor Fire Station	270	47	0.005	60
VANC7	Subduction In-slab	0.05	0.5	USA, Olympia	1949-04-13	6.7	Olympia Hwy Test Lab	356	50	0.005	60
VANC8	Subduction In-slab	0.05	0.5	El Salvador,	2001-01-13	7.7	OB	180	83	0.005	61
VANC9	Subduction In-slab	0.05	0.5	El Salvador,	2001-01-13	7.7	QC	360	103	0.005	48
VANC10	Subduction In-slab	0.05	0.5	Japan, Geiyo	2001-03-24	6.8	HRS011	E-W	74	0.005	70
VANC11	Subduction Interface	1.0	6.0	Japan, Tohoku	2011-03-11	9.0	FKS021	EW	174	0.01	225
VANC12	Subduction Interface	1.0	6.0	Japan, Tokachi-Oki	2003-09-26	8.0	HDKH01	NS2	106	0.01	70
VANC13	Subduction Interface	1.0	6.0	Japan, Tohoku	2011-03-11	9.0	TCG007	EW	165	0.01	175
VANC14	Subduction Interface	1.0	6.0	Japan, Tohoku	2011-03-11	9.0	TCGH09	NS2	168	0.01	205
VANC15	Subduction Interface	1.0	6.0	Japan, Tohoku	2011-03-11	9.0	YMTH12	NS2	181	0.01	250



Tableau 4-2 : Signaux simulés d'accélération du sol pour Montréal

Nom	File	M	Distance (km)	Azimuth	T <sub>min</sub> (s)	T <sub>max</sub> (s)	SF1	SF2	$\Delta_t$ (s)	Durée (s)
MTLC1	E6C1-1	6.0	12.8	114.9	0.05	1	0.478	1.057	0.002	10
MTLC2	E6C1-15	6.0	10.7	315.3	0.05	1	0.490	1.057	0.002	10
MTLC3	E6C1-31	6.0	17.0	238.8	0.05	1	0.783	1.057	0.002	10
MTLC4	E6C2-5	6.0	21.5	161.8	0.05	1	1.315	1.057	0.002	10
MTLC5	E6C2-26	6.0	24.4	78.7	0.05	1	1.432	1.057	0.002	10
MTLC6	E7C1-11	7.0	14.9	73.5	0.5	6	0.458	1.088	0.002	20
MTLC7	E7C1-25	7.0	19.6	112.2	0.5	6	0.480	1.088	0.002	20
MTLC8	E7C1-42	7.0	25.6	276.5	0.5	6	0.583	1.088	0.002	20
MTLC9	E7C2-1	7.0	41.6	304.4	0.5	6	1.060	1.088	0.002	20
MTLC10	E7C2-24	7.0	69.9	166.6	0.5	6	2.109	1.088	0.002	20
MTLC11	E7C2-44	7.0	98.6	157.7	0.5	6	1.652	1.088	0.002	20

Nom	File	M	Distance (km)	Azimuth	T <sub>min</sub> (s)	T <sub>max</sub> (s)	SF <sub>1</sub>	SF <sub>2</sub>	$\Delta_t$ (s)	Durée (s)
MTLE1	EC6-7	6.0	12.8	239.3	0.05	1.0	0.810	1.040	0.002	10
MTLE2	EC6-15	6.0	10.7	315.3	0.05	1.0	0.695	1.040	0.002	10
MTLE3	EC6-31	6.0	17	238.8	0.05	1.0	1.081	1.040	0.002	10
MTLE4	EC6-5	6.0	21.5	161.8	0.05	1.0	1.095	1.040	0.002	10
MTLE5	EC6-26	6.0	24.4	78.7	0.05	1.0	1.208	1.040	0.002	15
MTLE6	EC7-19	7.0	20.1	126.4	1.0	6.0	0.483	1.110	0.002	25
MTLE7	EC7-42	7.0	25.6	276.5	1.0	6.0	0.653	1.110	0.002	25
MTLE8	EC7-9	7.0	45.2	85.6	1.0	6.0	0.825	1.110	0.002	25
MTLE9	EC7-24	7.0	69.9	166.6	1.0	6.0	1.533	1.110	0.002	25
MTLE10	EC7-27	7.0	70.2	257.9	1.0	6.0	1.195	1.110	0.002	25
MTLE11	EC7-44	7.0	98.6	157.7	1.0	6.0	1.259	1.110	0.002	25

#### 4.4.2 Définition des cas de chargement

Des cas de chargement de type analyse dynamique transitoire non linéaire par intégration directe ont été définis pour les analyses, en prenant en compte les effets P-Delta dans les paramètres géométriques non linéaires. L'intégration dans le temps a été faite selon la méthode Hiber-Hughes-Taylor avec  $\gamma = 0,5$  ;  $\beta = 0,25$  et  $\alpha = 0,0$ . Les signaux sismiques sont définis sous forme d'accélération du sol en fonction du temps et sont montrés en annexe. Un amortissement proportionnel de Rayleigh correspondant à 3% de l'amortissement critique a été spécifié dans tous les modèles. Le coefficient d'amortissement proportionnel à la masse ( $\alpha$ ) a été spécifié dans les cas de chargement et le coefficient d'amortissement proportionnel à la rigidité ( $\beta$ ) a été spécifié dans

les matériaux. Pour les bâtiments de 6 étages, deux (2) modes étaient requis pour atteindre 90% de masse participante et l'amortissement de 3% a été spécifié dans les modes 1 et 2 pour calculer les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$ . Dans les bâtiments de 12 étages, trois (3) modes étaient requis et les modes 1 et 3 ont été utilisés pour calculer les coefficients d'amortissement proportionnel.

Tableau 4-3 : Coefficients d'amortissement proportionnel

Modèle	période 1 (sec)	période 2 (sec)	nb modes	masse par- ticipante	$\alpha$ (sec <sup>-1</sup> )	$\beta$ (sec)
<b>MTL 6 C R COUP</b>	1.81	0.56	2	0.96	0.159	0.00408
<b>MTL 6 C D COUP</b>	1.82	0.54	2	0.91	0.160	0.00398
<b>MTL 6 E R COUP</b>	1.81	0.56	2	0.96	0.159	0.00408
<b>MTL 6 E D COUP</b>	1.75	0.54	2	0.9	0.165	0.00393
<b>VAN 6 C D COUP</b>	1.53	0.49	2	0.91	0.187	0.00354
<b>VAN 6 E D COUP</b>	1.18	0.38	2	0.95	0.243	0.00273
<b>MTL 12 C R</b>	3.80	0.53	3	0.91	0.087	0.00447
<b>MTL 12 C D</b>	3.51	0.50	3	0.9	0.094	0.00416
<b>MTL 12 E R</b>	3.65	0.54	3	0.91	0.090	0.00447
<b>MTL 12 E D</b>	3.38	0.50	3	0.91	0.097	0.00412
<b>VAN 12 C R</b>	3.19	0.49	3	0.92	0.103	0.00402
<b>VAN 12 C D</b>	2.96	0.46	3	0.91	0.110	0.00378
<b>VAN 12 E D</b>	2.60	0.39	3	0.92	0.127	0.00323

### 4.4.3 Résultats

Les résultats présentés dans cette section correspondent à la moyenne des cinq (5) résultats les plus élevés, en valeur absolue, obtenus des résultats de tous les signaux sismiques analysés.

#### 4.4.3.1 Déplacements maximaux et dérive inter-étages

Pour chaque modèle, les déplacements maximaux obtenus des analyses non linéaires ont été vérifiés et comparés avec les déplacements maximaux prévus par les analyses dynamiques élastiques spectrales ( $\Delta * R_d * R_o / I_E$ ).

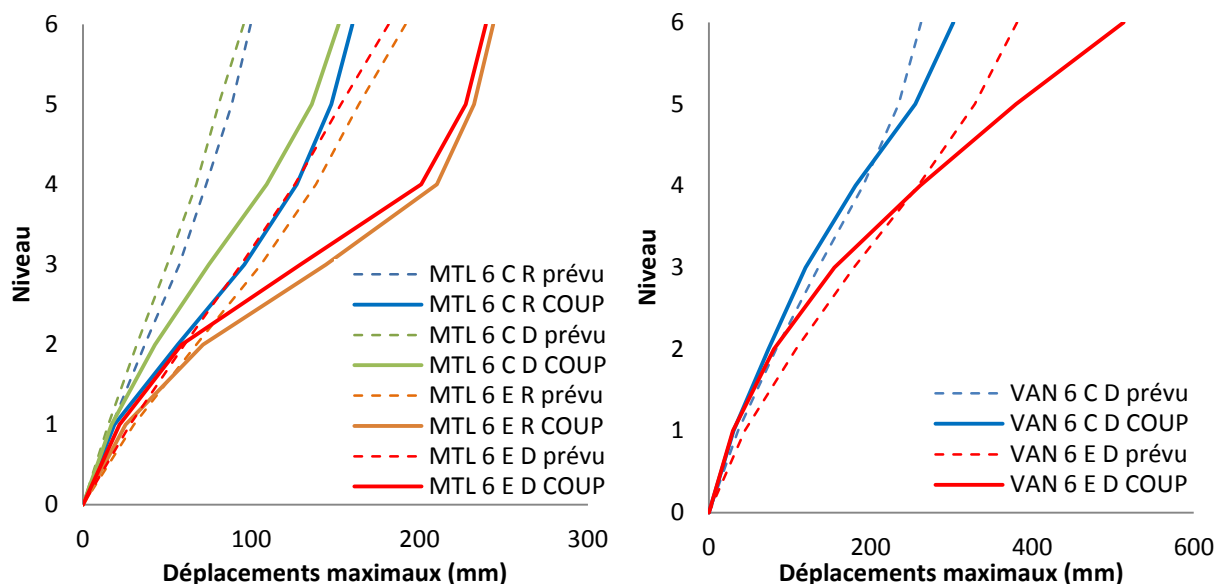


Figure 4.11 : Déplacements maximaux prévus et obtenus en valeur absolue pour les bâtiments de 6 étages.

Pour les bâtiments de Montréal de 6 étages, l'analyse dynamique spectrale semble sous-estimer significativement les déplacements maximaux. Dans le pire cas, les déplacements maximaux obtenus des analyses temporelles sont plus de 65% supérieurs à ceux prévus par l'analyse élastique. On voit une contribution importante des modes supérieurs qui se traduit par des déplacements qui augmentent de façon marquée dans la partie du haut. Cela est attendu car les séismes ont des accélérations spectrales élevées dans les périodes courtes. Pour les bâtiments de Vancouver, les résultats sont beaucoup plus proches, avec une divergence de 15% maximum. Dans les bâtiments de 12 étages, la différence est moins marquée pour les bâtiments de Montréal, avec une divergence de l'ordre de 35% dans le pire cas. Pour les bâtiments sur un sol de catégorie E, les résultats de l'analyse dynamique spectrale sont même plutôt du côté conservateur pour les niveaux 1 à 9. Les bâtiments de Vancouver, quant à eux, ont tous subi des déplacements plus faibles que prévu par l'analyse spectrale.

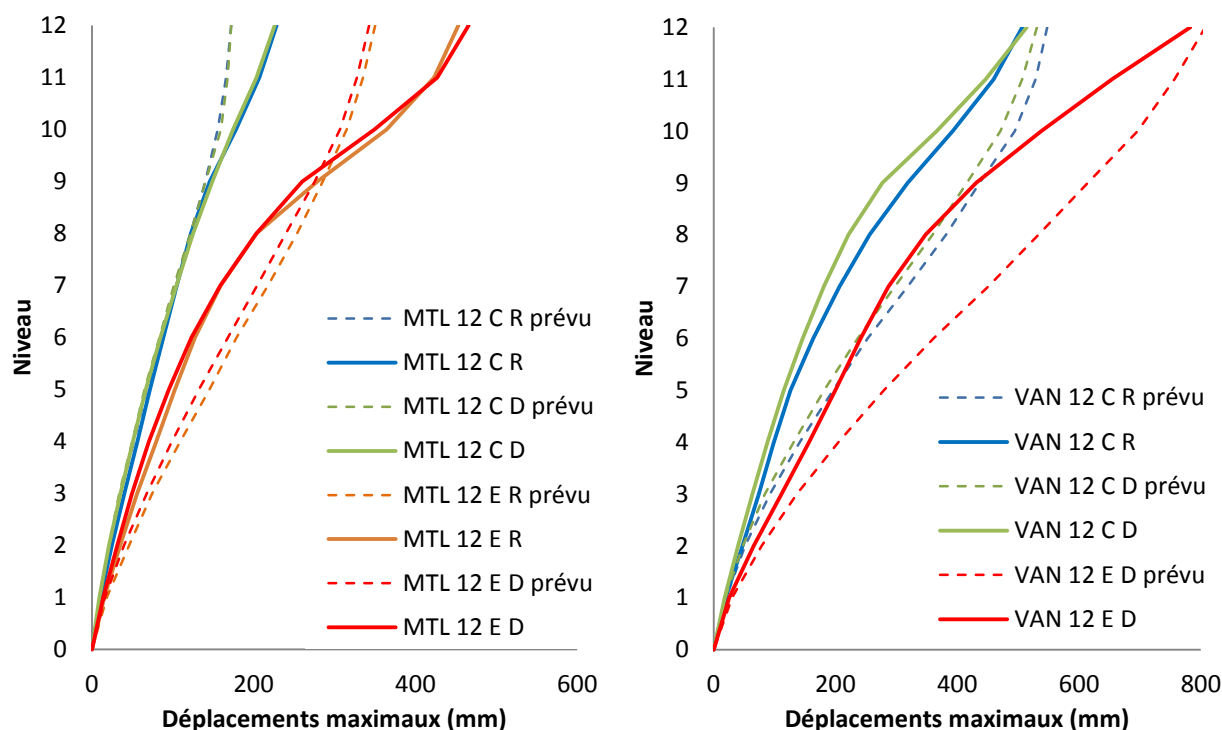


Figure 4.12 : Déplacements maximaux prévus vs obtenus en valeur absolue pour les bâtiments de 12 étages.

Les exigences du code par rapport aux déplacements latéraux sont plutôt exprimées par rapport aux déplacements inter-étages maximums. Pour un bâtiment de catégorie de risque normal, le déplacement inter-étage maximal toléré est de  $h/40$  ou 2.5%. Tous les bâtiments de 6 étages, sauf celui à Vancouver sur un sol de catégorie E, respectent cette exigence, tel que montré sur la figure 4.10. Il est toutefois important de noter que les divergences entre les dérives prévues et celles obtenues des analyses temporelles sont encore plus importantes que celles obtenues lors de la vérification des déplacements maximaux. En effet, les résultats de dérive obtenus varient de 0,57 à 2,4 fois les résultats de l'analyse élastique. Alors que la dérive inter étage maximale prévue pour tous les bâtiments de 6 étages était de seulement 1,10% pour les bâtiments de Montréal de 6 étages, un résultat de 2,01% a été obtenu lors des analyses temporelles. Pour Vancouver, le maximum prévu était de 2,0% au niveau 4 du bâtiment VAN 6 E D, et le maximum obtenu était de 2,68% à ce niveau et 3,80% au niveau du toit, dépassant largement les limites permises.

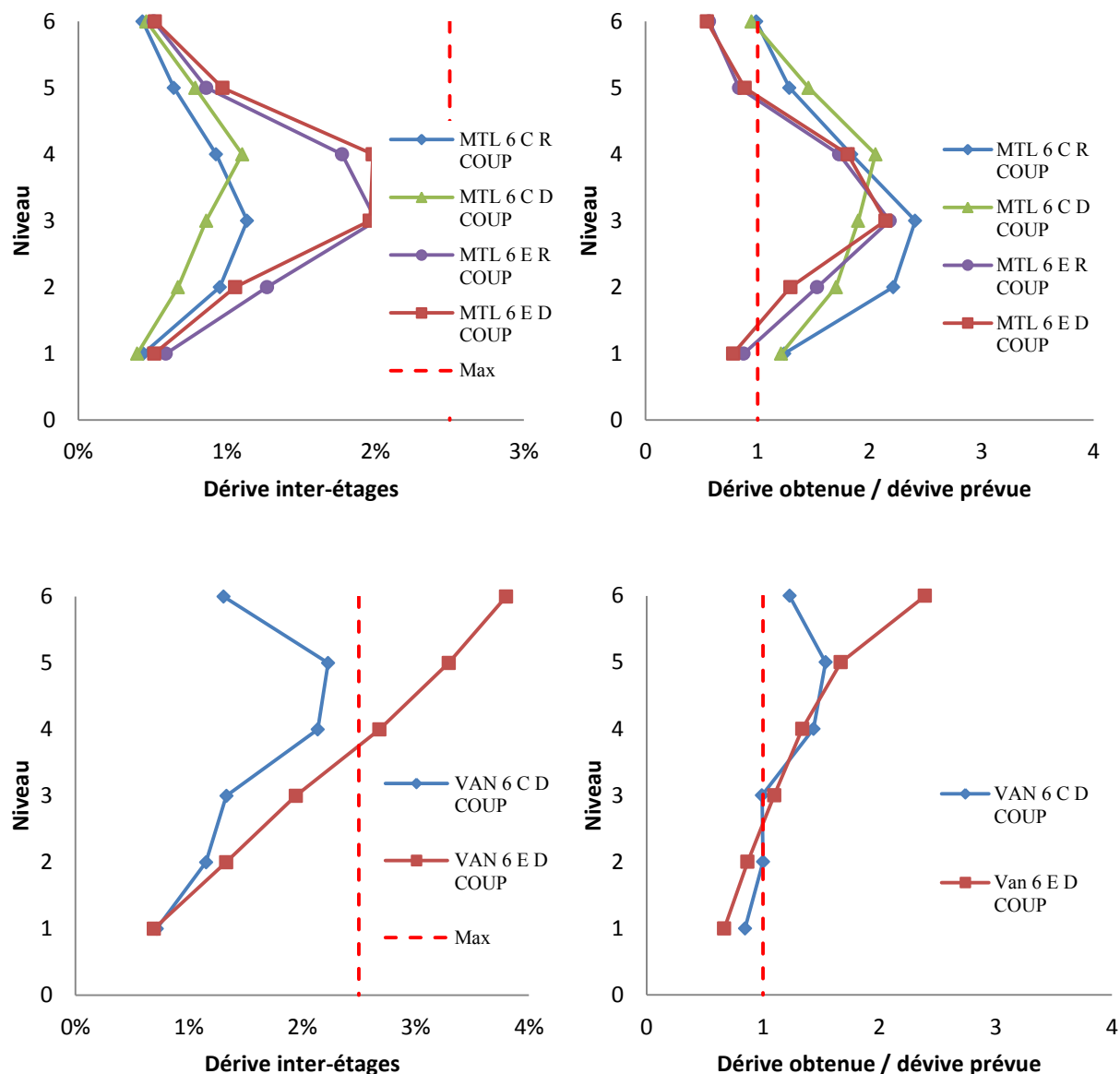


Figure 4.13 : Dérive inter-étages des bâtiments de 6 étages.

Afin de valider si ce dépassement excessif était causé par une méthode inadéquate de conception des murs couplés, deux (2) bâtiments supplémentaires avec murs simples conçus selon les exigences actuelles de la norme CSA S16 ont été modélisés et soumis aux analyses non linéaires temporelles selon les mêmes méthodes que les murs couplés. Les déplacements et les dérives inter-étages maximaux obtenus sont comparés sur la figure 4.12. Dans les deux cas, les murs couplés ont une meilleure réponse que les murs simples dans les niveaux supérieurs, là où la dé-

rive était problématique. En configuration couplée, la dérive inter-étage au niveau du toit est réduite de l'ordre de 20% à 50% en comparaison avec les murs simples.

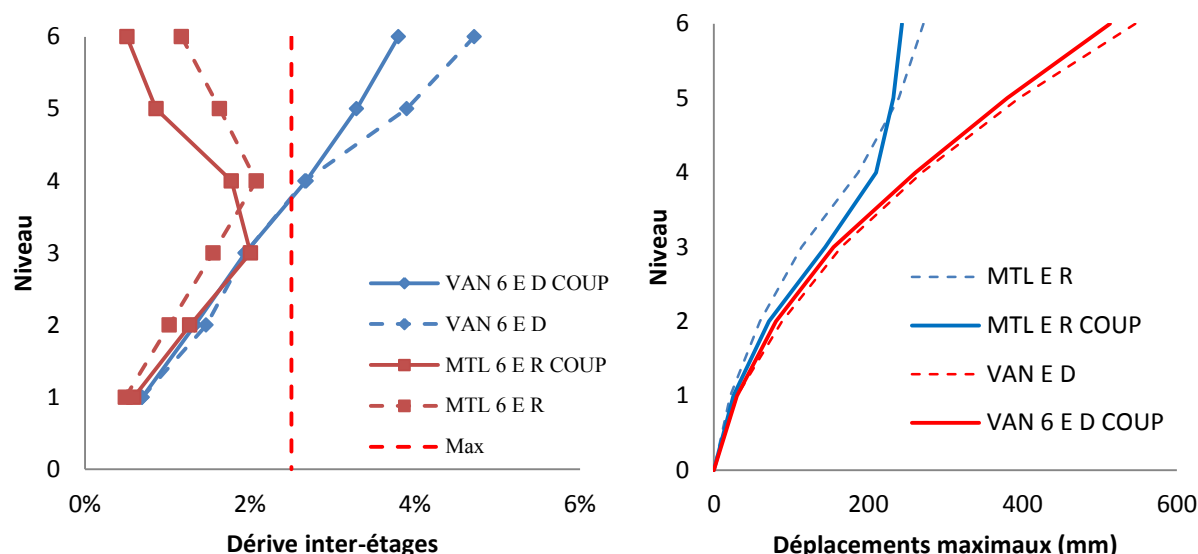


Figure 4.14 : Comparaison de la dérive inter-étages et des déplacements maximaux pour des murs couplés et non couplés de 6 étages.

Les deux bâtiments de 12 étages à Montréal sur un sol de catégorie E ont subi une dérive inter-étages supérieure à la limite au niveau 10 seulement. C'est également à ce niveau que la différence entre la dérive prévue et la dérive obtenue était la plus grande. Alors qu'une dérive de l'ordre de 1,3% était prévue à ce niveau, une valeur de 3,04% a été obtenue. Aux autres niveaux, la dérive est à un niveau acceptable et les valeurs calculées se rapprochent des valeurs obtenues. Une concentration marquée de la demande en ductilité peut être observée dans les niveaux supérieurs de ces bâtiments, phénomène pouvant être causé par la sur-résistance trop grande des niveaux du bas, qui sont très résistants par rapport à la demande sismique étant donné qu'ils ont majoritairement été conçus pour résister à des charges de vent plus élevées.

Plusieurs bâtiments à Vancouver ont également démontré des dérivées inter-étages trop élevées aux niveaux supérieurs. C'est un résultat souvent observé sous les effets des séismes de subduction dans cette région qui ont une très forte demande en déplacement.

Il est important de souligner que les résultats obtenus constituent en quelque sorte une borne supérieure. En effet, le comportement idéalisé des murs de refend modélisés ignore certains détails permettant d'améliorer la réponse sismique du système. Par exemple, lors de grands déplace-

ments inélastiques, les tôles ondulent durant la formation des champs de tension, offrant ainsi une certaine résistance en compression au moment du renversement de charge, qui a été ignorée dans la modélisation. L'écroutissage de l'acier lors des grandes déformations inélastiques ainsi que la limite élastique réelle de l'acier, souvent plus élevée que la limite élastique spécifiée, n'ont également pas été pris en compte. On peut donc s'attendre à ce que le comportement de murs de refend réels soit meilleur à celui obtenu lors de ces analyses numériques.

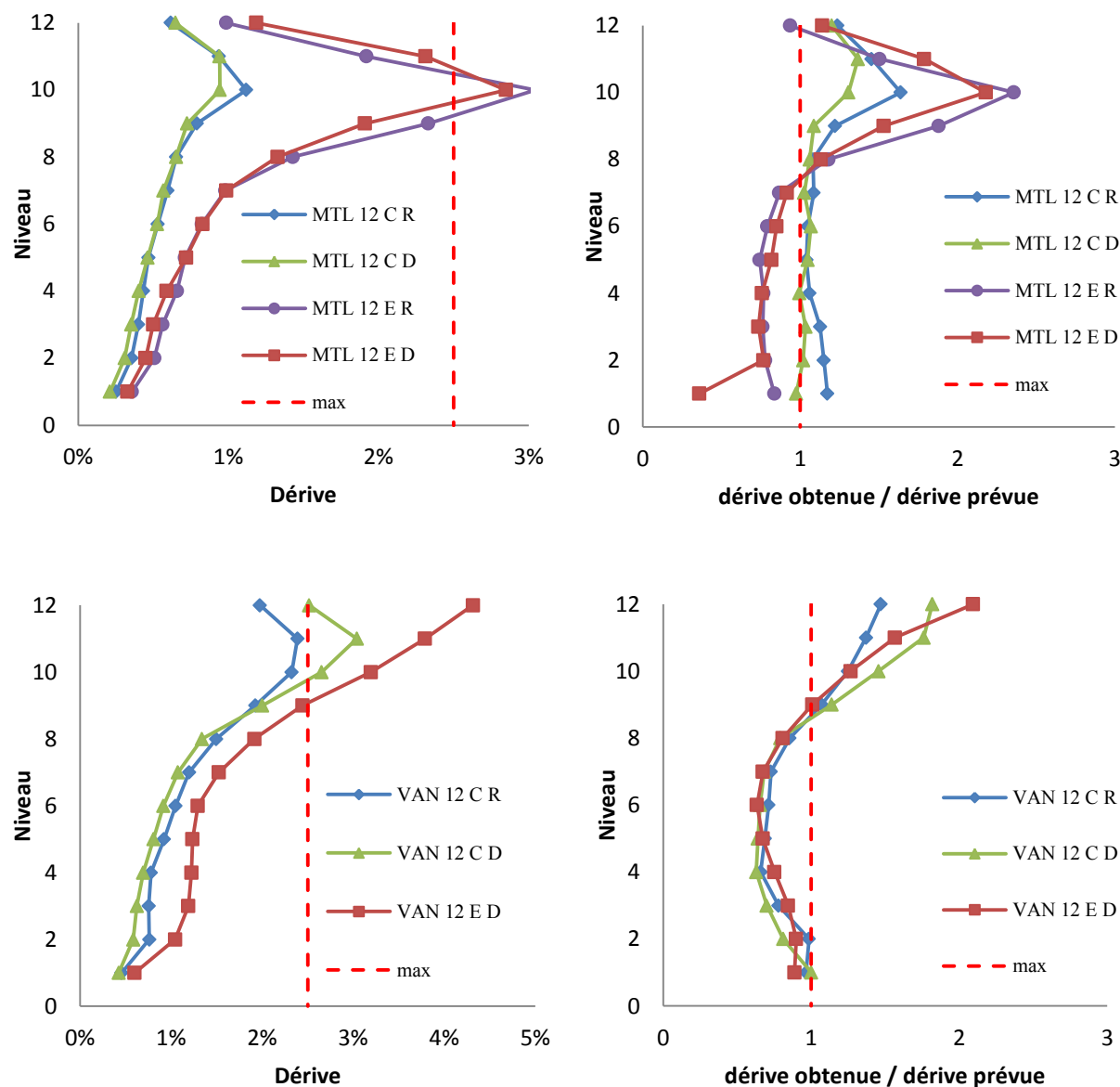


Figure 4.15 : Dérive inter-étage des bâtiments de 12 étages.

#### 4.4.3.2 Efforts dans les colonnes

La prévision des efforts dans les éléments destinés à demeurer en bon état lors d'un séisme est un aspect important de la conception de SRFS. Si ces éléments s'endommagent, la réponse du système lors d'un séisme peut en être affectée négativement. Au chapitre 3, trois (3) cas de chargement ont été proposés pour prévoir les efforts dans les colonnes intérieures d'un système de murs de refend couplés. Dans le cas 1, la contribution de toutes les plaques et 50% de la contribution des poutres de couplage sont considérés. Dans le cas 2, on considère uniquement la contribution de toutes les poutres de couplage. Le cas 3 détermine les efforts en considérant que tous les éléments du système de murs couplés plastifient complètement simultanément. Les efforts prévus par cette méthode sont comparés aux résultats obtenus dans le tableau 4-4. Pour les colonnes extérieures, la méthode de conception par capacité applicable aux murs de refend standards a été utilisée et les résultats ont également été comparés.

Tableau 4-4 : Efforts de compression a la base des colonnes

Modèles	Colonnes extérieures			Colonnes intérieures						
	Effort Prévu (kN)	Effort obtenu (kN)	rapport	Effort prévu 1 (kN)	Effort prévu 2 (kN)	Effort prévu 3 (kN)	Effort obtenu (kN)	rapport cas 1	rapport cas 2	rapport cas 3
MTL 6 C R	2529	1669	1.515	<b>1891</b>	1276	1253	1133	<b>1.67</b>	1.13	1.11
MTL 6 C D	3086	1371	2.251	<b>2448</b>	1276	1810	1393	<b>1.76</b>	<b>0.92</b>	1.30
MTL 6 E R	2718	2200	1.235	1670	<b>2095</b>	623	1151	1.45	<b>1.82</b>	<b>0.54</b>
MTL 6 E D	3086	2254	1.369	2033	<b>2100</b>	983	1315	1.55	<b>1.60</b>	<b>0.75</b>
VAN 6 C D	3990	3459	1.154	2440	<b>3099</b>	891	2167	1.13	<b>1.43</b>	<b>0.41</b>
VAN 6 E D	6849	6283	1.090	4200	<b>5298</b>	1551	3668	1.15	<b>1.44</b>	<b>0.42</b>
MTL 12 C R	9886	3583	2.759	<b>7971</b>	3830	6056	2470	<b>3.23</b>	1.55	2.45
MTL 12 C D	12784	4306	2.969	<b>11030</b>	3509	9276	3083	<b>3.58</b>	1.14	3.01
MTL 12 E R	9813	5135	1.911	<b>7094</b>	5439	4375	2910	<b>2.44</b>	1.87	1.50
MTL 12 E D	12672	5510	2.300	<b>9950</b>	5443	7229	4147	<b>2.40</b>	1.31	1.74
VAN 12 C R	11436	7675	1.490	6994	<b>8884</b>	2552	4582	1.53	<b>1.94</b>	<b>0.56</b>
VAN 12 C D	14524	8962	1.621	<b>9950</b>	5443	7229	5585	<b>1.78</b>	<b>0.97</b>	1.29
VAN 12 E D	18701	14291	1.309	11781	<b>13840</b>	4861	7647	1.54	<b>1.81</b>	<b>0.64</b>

Dans tous les bâtiments, les efforts de compression prévus dans les colonnes extérieures sont supérieurs aux efforts obtenus des analyses temporelles. La méthode usuelle de conception par capacité est donc adéquate pour le calcul des charges dans les colonnes extérieures. Pour les colonnes intérieures, le cas 1 donne constamment des résultats conservateurs, parfois trop conservateurs. Les cas 2 et 3 prévoient parfois des efforts trop faibles. Rappelons que le cas 3 correspond



à la méthode de conception par capacité usuelle, c'est-à-dire que les efforts dans les colonnes sont déterminés en supposant que tous les éléments du SRFS destinés à dissiper de l'énergie (plaques d'âme et poutres de couplage) plastifient en même temps. La méthode proposée de vérifier les trois cas différents est donc justifiée.

Afin de mieux valider la pertinence de vérifier les trois cas de chargement, la distribution des efforts de compression a été étudiée sur toute la hauteur de deux prototypes de Montréal de 6 étages, ainsi que sur deux prototypes de 12 étages, un à Montréal et un à Vancouver. Dans les deux cas, les modèles ont été choisis de manière à comparer un système avec un faible degré de couplage avec un modèle qui possède un degré de couplage plus élevé.

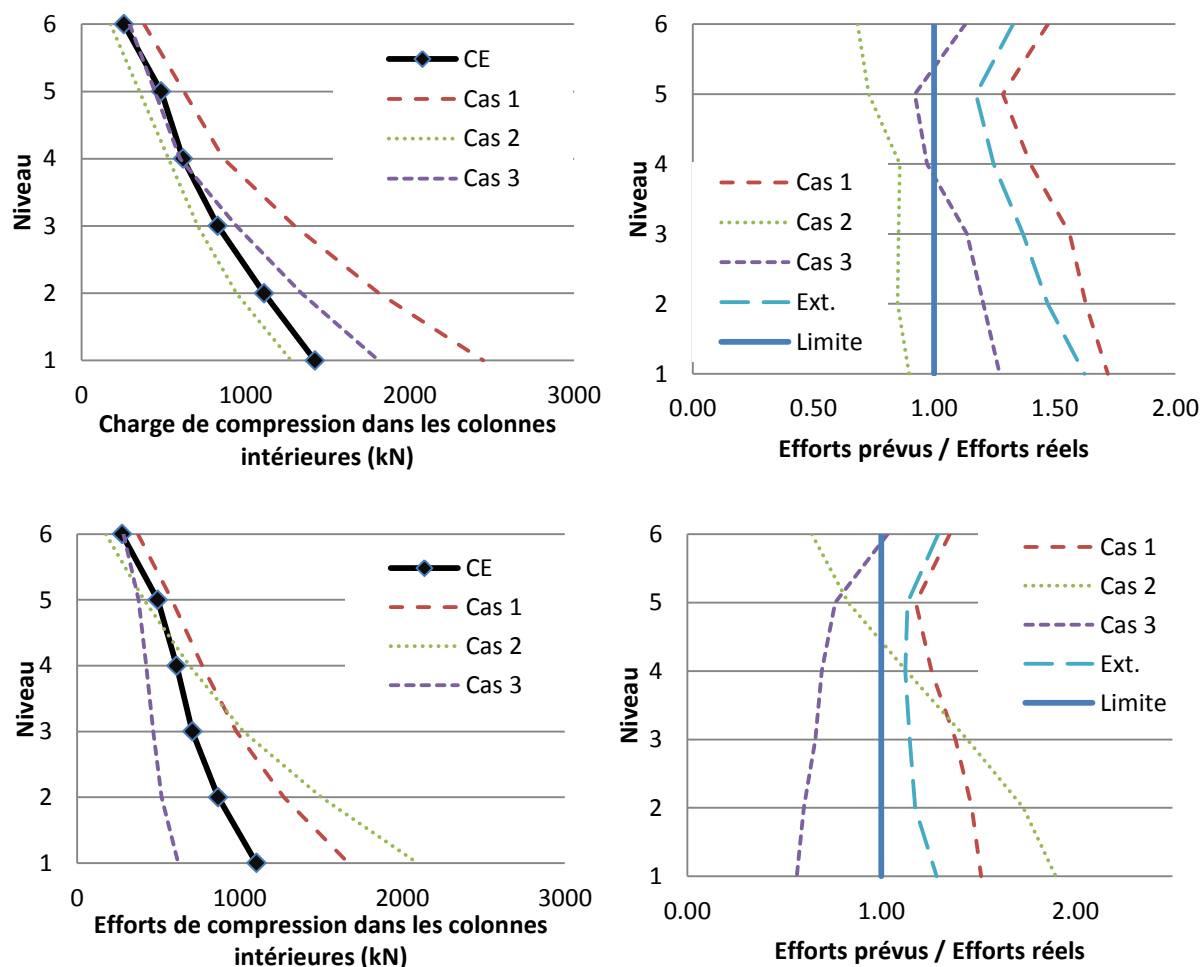


Figure 4.16 : Comparaison des efforts de compression obtenus dans les colonnes intérieures avec les efforts prévus par les 3 cas de chargement proposés dans les bâtiments MTL 6 C D COUP et MTL 6 E R COUP.

Les graphiques pour le bâtiment MTL 6 C D COUP montrent que, même pour un mur faiblement couplé, le cas 3 donne des résultats trop faibles aux niveaux 4 et 5. Le cas 1, dans ce cas-ci, était le plus sécuritaire sur toute la hauteur du mur et surévalue les efforts de jusqu'à 72% dans les colonnes du niveau 1. À l'inverse, comme il était prévisible avec un degré de couplage très faible, le cas 2 sous évalue les efforts sur toute la hauteur des murs.

Malgré les charges sismiques de conception plus élevées pour le bâtiment avec une catégorie d'emplacement E, les colonnes intérieures sont soumises à des efforts plus faibles en raison du degré de couplage plus élevé pour ce bâtiment. En effet, les efforts prévus de même que les efforts obtenus des analyses temporelles sont en deçà de ceux du même bâtiment sur un sol de catégorie C. Dans le bâtiment avec une catégorie E, les efforts calculés avec le cas 3 sont trop faibles sur toute la hauteur du bâtiment, alors que ceux calculés avec le cas 2 sont trop faibles aux niveaux 5 et 6 seulement mais beaucoup plus élevés aux niveaux 1 et 2. Dans les deux bâtiments, le cas 1 semble le mieux prédire le profil de la distribution des efforts. Pour les deux cas, les efforts prévus dans les colonnes extérieures sont plus élevés que ceux obtenus sur toute la hauteur du bâtiment.

Dans les bâtiments de 12 étages, le cas 3 sous-estime encore souvent les efforts, particulièrement pour celui de Vancouver. De son côté, le cas 2 les sous-estime aux étages du haut seulement. On peut donc voir que même lorsqu'un cas de chargement paraît adéquat en analysant seulement les efforts à la base comme au tableau 4-4, il se peut qu'il ne le soit pas aux étages plus haut. Dans tous les cas, plus les colonnes sont chargées, plus les efforts calculés analytiquement ont tendance à être surévalués. Bien que seul le cas 1 est demeuré du côté conservateur dans tous les bâtiments et à presque tous les niveaux, il surestime parfois beaucoup les efforts, surtout dans les niveaux du bas. Tel que démontré lors des analyses paramétriques en annexe, ceci est indésirable étant donné que l'utilisation de colonnes intérieures plus lourdes a un impact majeur sur le coût, mais un effet minime sur la rigidité du système. Dans le bâtiment de Vancouver, les efforts dans toutes les colonnes sont sous estimées pour les deux niveaux du haut. C'est aussi à ces niveaux que les déplacements inter-étages étaient bien au-delà des limites permises, ce qui explique cette concentration d'efforts. On remarque qu'aux autres niveaux, là où les déplacements étaient à l'intérieur des limites, les efforts prévus sont toujours supérieurs aux efforts obtenus.

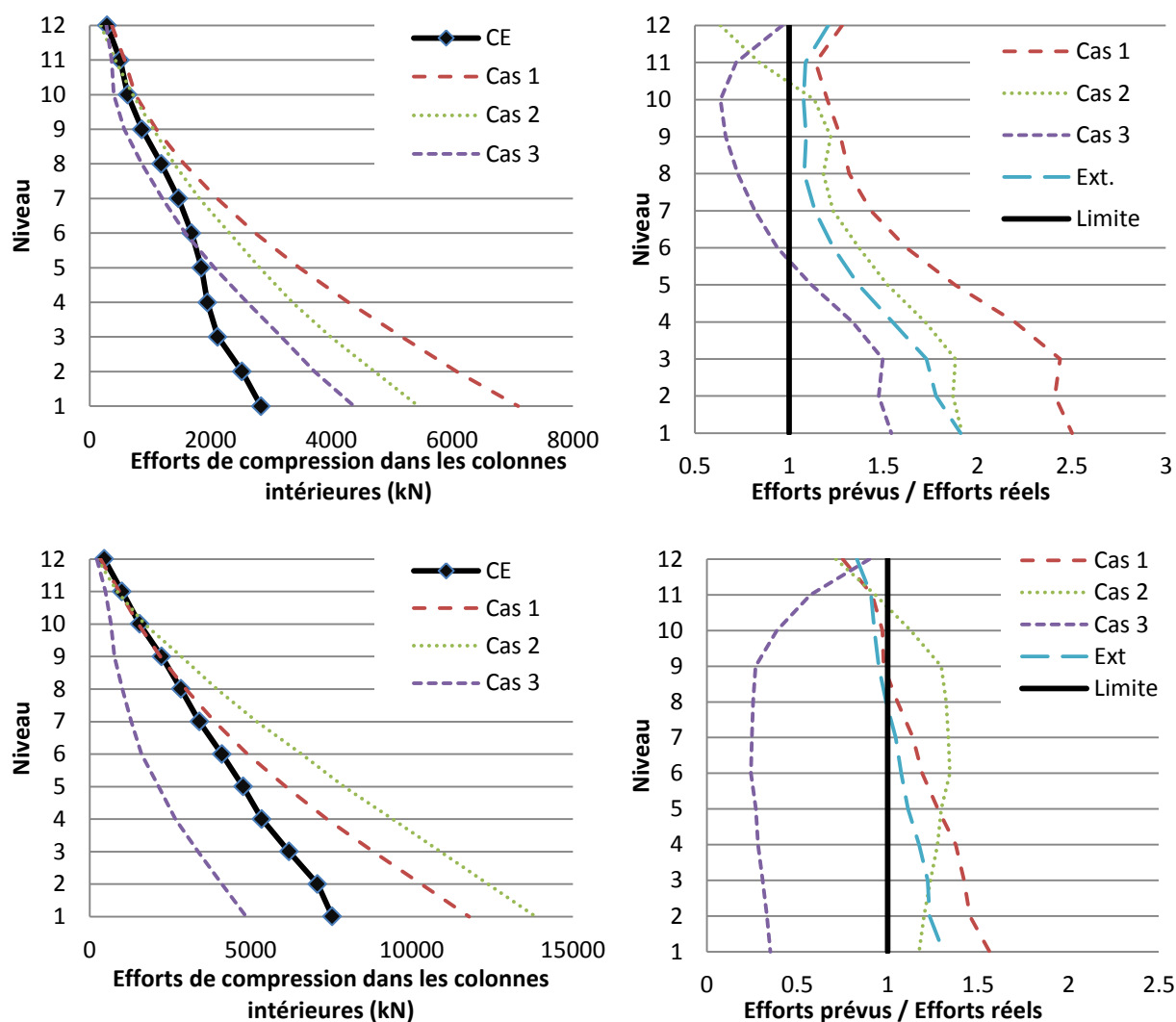


Figure 4.17 : Comparaison des efforts de compression obtenus dans les colonnes intérieures avec les efforts prévus par les 3 cas de chargement proposés dans les bâtiments MTL 12 E R et VAN 12 E D

#### 4.4.3.3 Sur-résistance dynamique

Les efforts de cisaillement à la base obtenus lors des analyses temporelles ont été comparés avec les résultats des analyses inélastiques statiques « pushover ». Les spécimens de Montréal et Vancouver de 6 et 12 étages ayant subi les dérives inter étages les plus importantes au premier niveau ont été utilisés. Malheureusement, le très faible niveau de plastification obtenu dans ces niveaux, rend difficile la comparaison entre les sur-résistances dynamique et statique. Il est tout de même

possible de voir que le comportement hystérétique est bien prédit par la courbe sous analyse statique non linéaire. La seule différence notable entre les deux est le pincement autour du point « zéro déformation » qui est dû à l'allongement inélastique de la tôle, qui est bien le comportement attendu des murs de refend en acier.

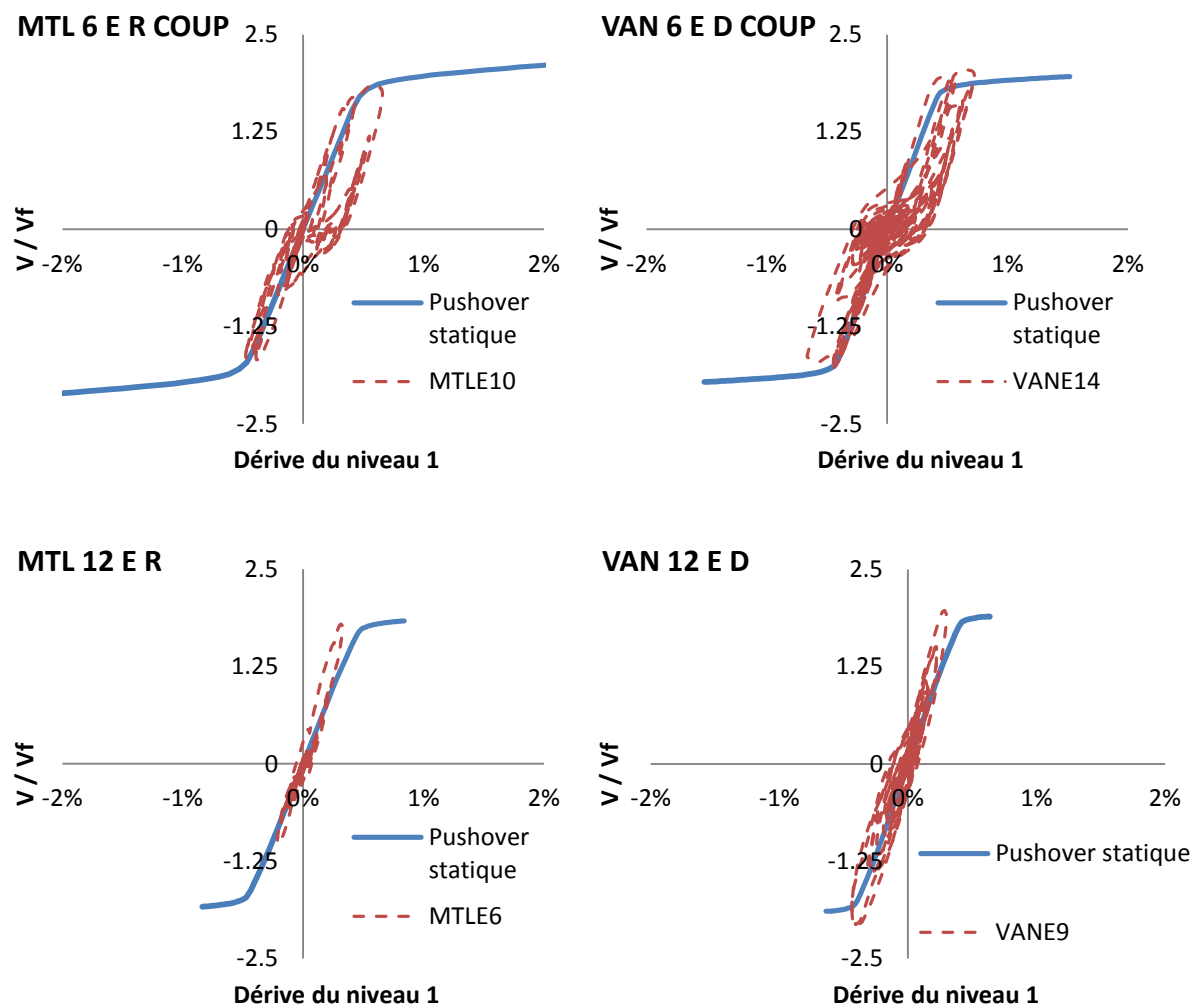


Figure 4.18 : Comparaison de la réponse dynamique du niveau 1 avec les résultats de « pushovers » statiques.

Le comportement est mieux défini en comparant la réponse dynamique avec l'analyse statique inélastique à un niveau où les déplacements sont plus grands. La figure 4.19 démontre l'effort de cisaillement au niveau 4 pour les bâtiments de 6 étages, et au niveau 9 pour les bâtiments de 12 étages en fonction de la dérive inter étages.

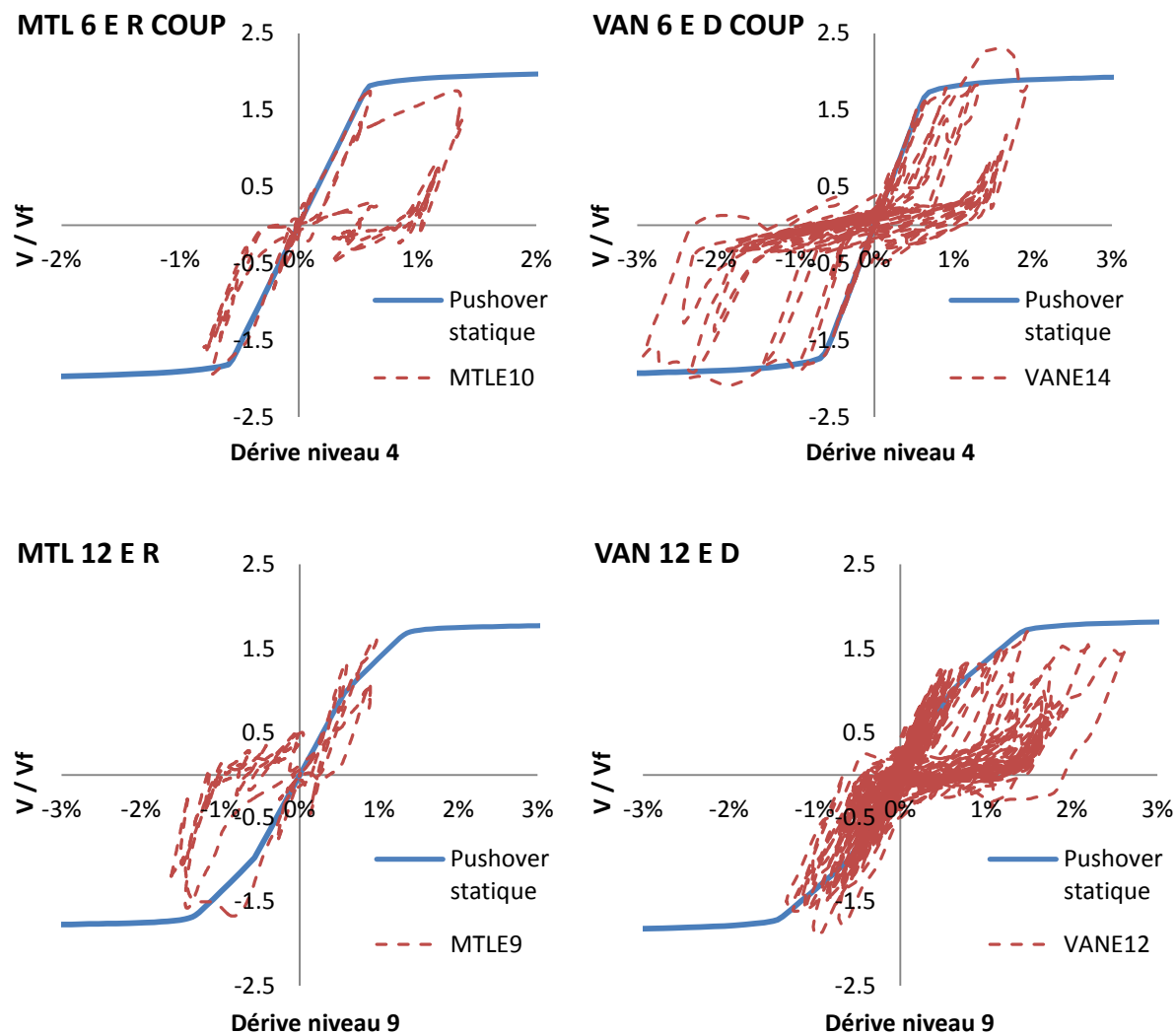


Figure 4.19 : Comparaison de la réponse dynamique du niveau 4 (bâtiments de 6 étages) et du niveau 8 (bâtiments de 12 étages) avec les résultats de « pushovers » statiques.

#### 4.4.3.4 Poutres de couplage

##### 4.4.3.4.1 Type de plastification

Suite aux analyses temporelles, les formes déformées de tous les modèles ont été vérifiées visuellement pour déterminer la position des rotules plastiques formées dans les poutres de couplage. Tel que prévu durant la phase de conception, aucune des poutres de couplage n'a plastifié en cisaillement étant donné qu'elles avaient toutes une longueur supérieure à  $2,6 M_p/V_p$ . Des exemples sont montrés à la figure 4.16. Les cercles de différentes couleurs représentent les endroits où de la plastification a eu lieu.

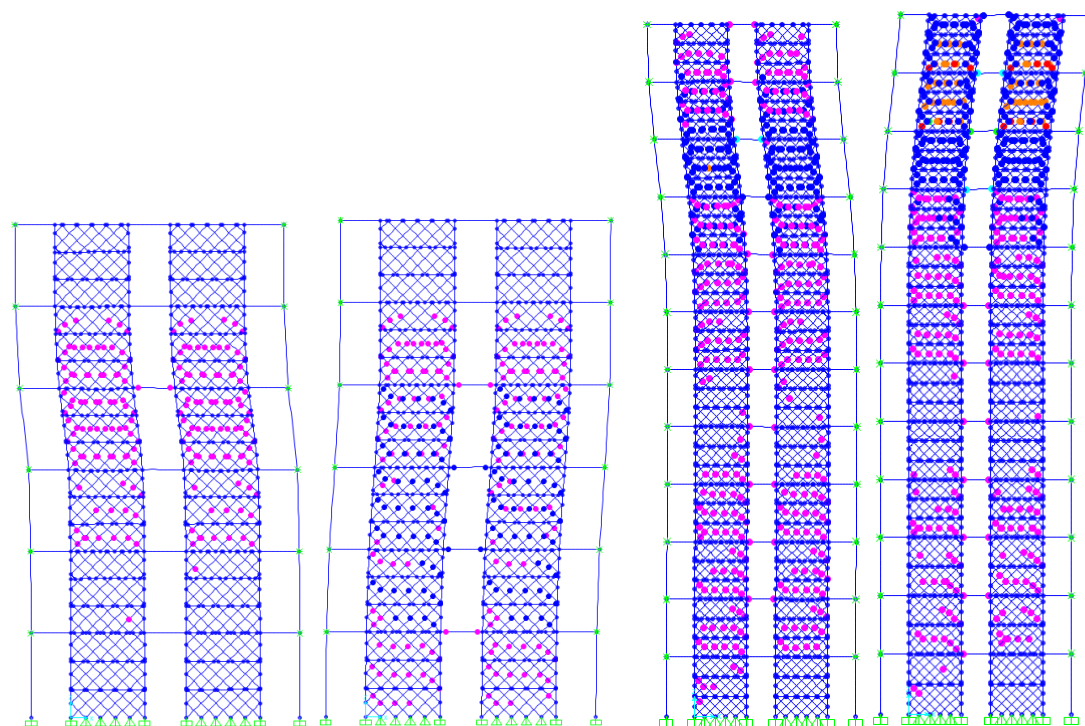


Figure 4.20 : Configuration déformée des bâtiments de 6 et 12 étages après un séisme. Rotules plastiques en flexion seulement dans les poutres de couplage.

#### 4.4.3.4.2 *Rotation plastique*

Les rotations plastiques ont été vérifiées dans le bâtiment de Montréal ayant subi les pires déformations inter étages et sont montrées à la figure 4.17. Malgré la dérive inter étage de 3,47% obtenue au niveau 10 lors de ce séisme simulé, la rotation plastique maximale enregistrée a été de 0,025 radians. Pour Vancouver les résultats sont montrés sur la figure 4.18. Avec une dérive inter étage de 4,32%, la rotation plastique maximale des poutres de couplage a été de 0.043 radians.

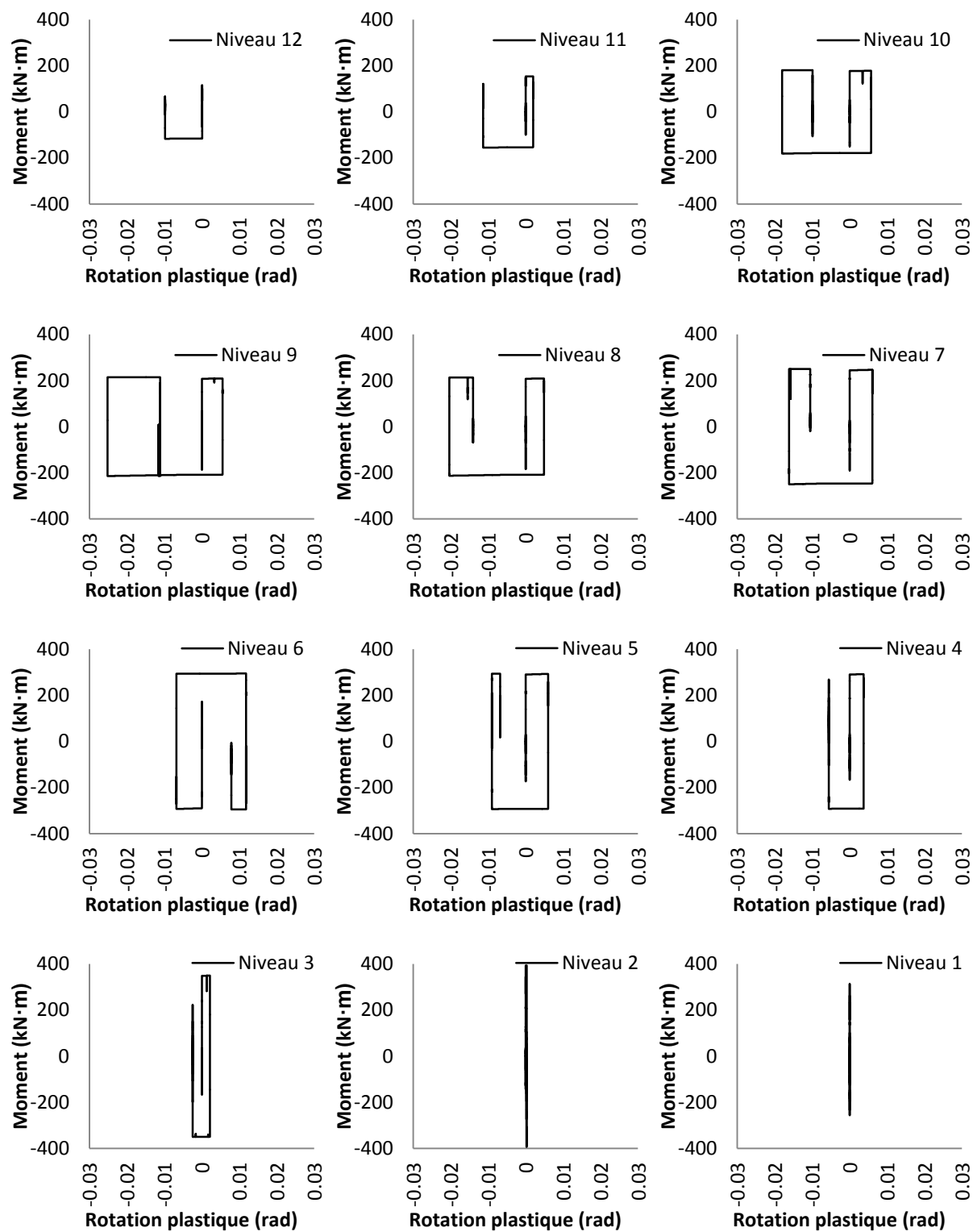


Figure 4.21 : Hystérésis de rotation plastique des poutres de couplage à chaque niveau du bâtiment MTL 12 E R sous le séisme MTL7.

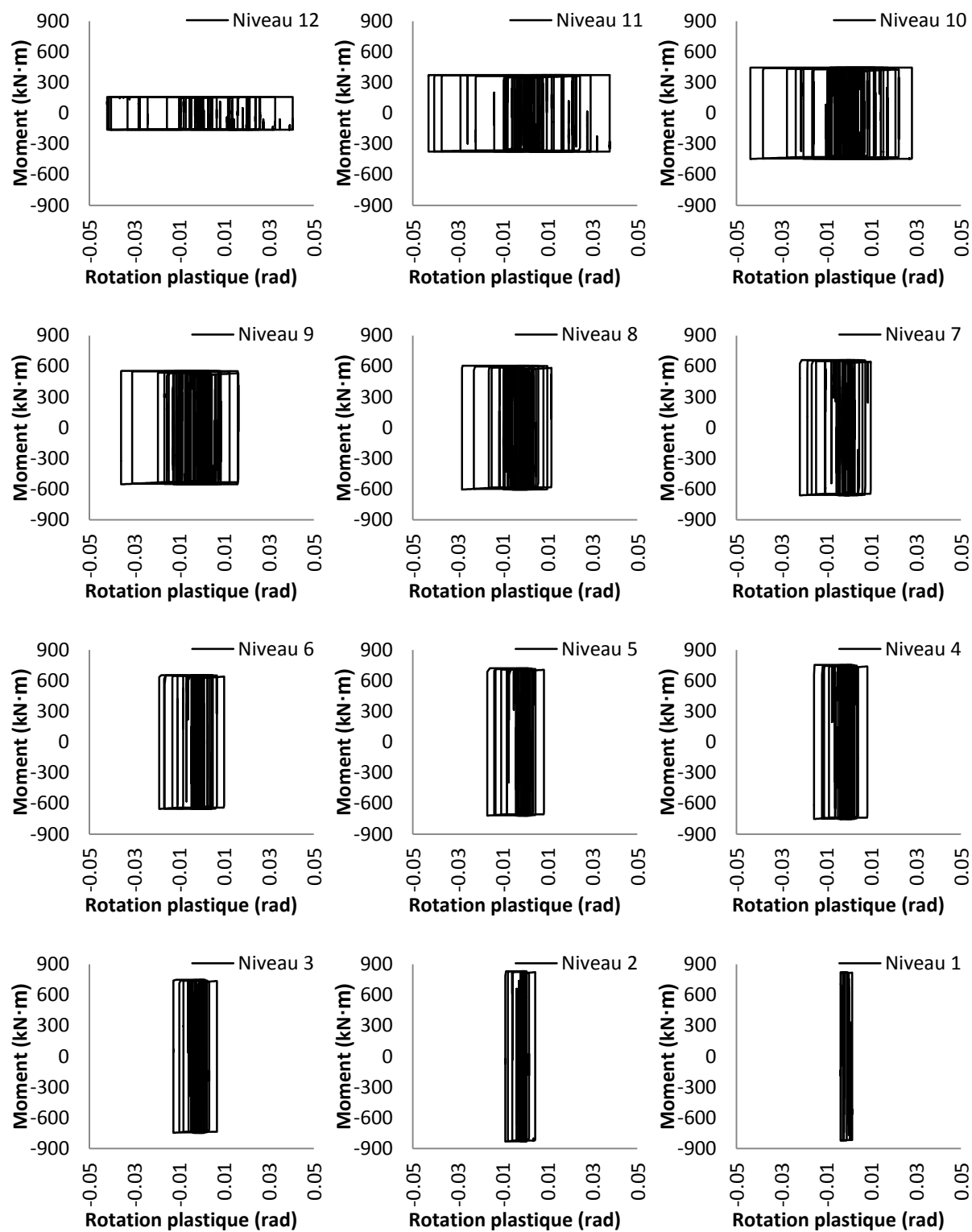


Figure 4.22 : Hystérésis de rotation plastique des poutres de couplage à chaque niveau du bâtiment VAN 12 E D sous le séisme VANE12.



Les rotations plastiques maximales des poutres de couplage pour tous les bâtiments ont été vérifiées sous les effets du séisme qui causait des dérivées le plus proche de la valeur moyenne des 5 plus grands résultats. Les graphiques montrent que les rotations plastiques maximales ont tendance à être proportionnelles aux dérivées inter-étages maximales.

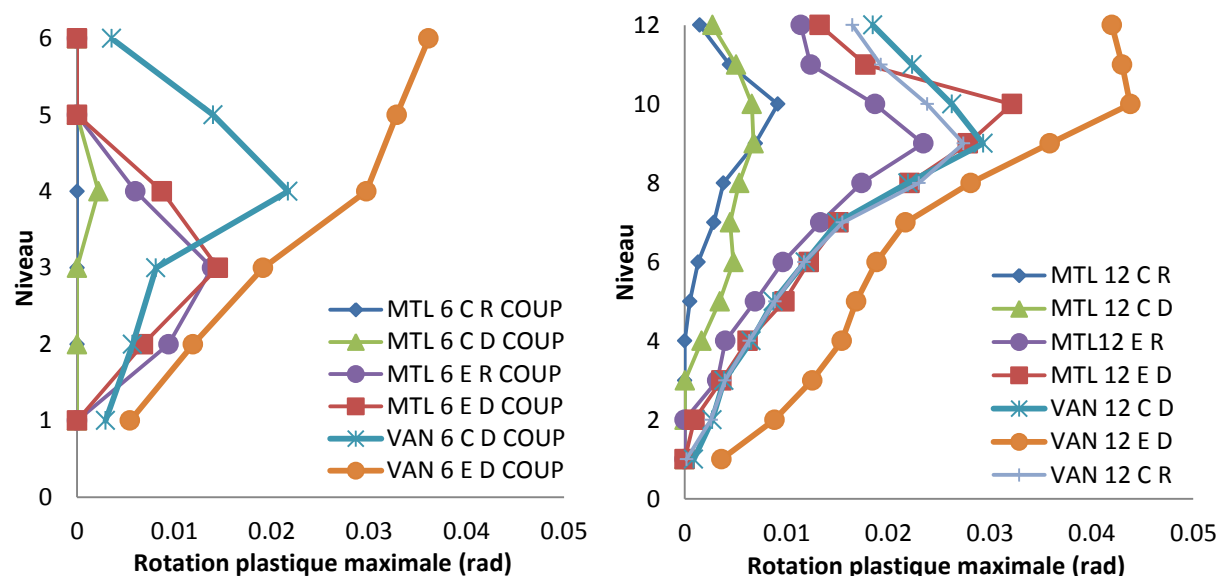


Figure 4.23 : Rotations plastiques maximales des poutres de couplage.

Il peut être utile de prévoir la rotation plastique ( $\gamma$ ) durant la conception des murs de refend couplés, que ce soit pour la limiter à une borne supérieure de 0.04 radians ou bien pour déterminer la quantité de raidisseurs requis (pour les poutres de couplage courtes et intermédiaires). En adaptant la formule proposée pour le calcul de la rotation plastique des contreventements excentriques dans le commentaire de la norme (CISC, 2016), la formule suivante a été déterminée avec les résultats obtenus dans la présente étude :

$$\gamma = (L/e) * 2\Delta/h_s$$

En ignorant les niveaux où les poutres de couplage n'ont pas plastifié ou très peu, généralement lorsque la dérive inter étage est inférieure à environ 0,7%, les résultats calculés pour les bâtiments de Montréal sont en moyenne 1,218 fois plus élevés que les résultats obtenus des analyses non linéaires avec un écart type de 0.502. Pour les bâtiments de Vancouver, les résultats calculés sont en moyenne 1.174 fois plus élevés, avec un écart type de 0.484. La figure 4.20 montre le rapport  $\gamma_{calculé}/\gamma_{obtenu}$  pour chaque niveau de tous les bâtiments.

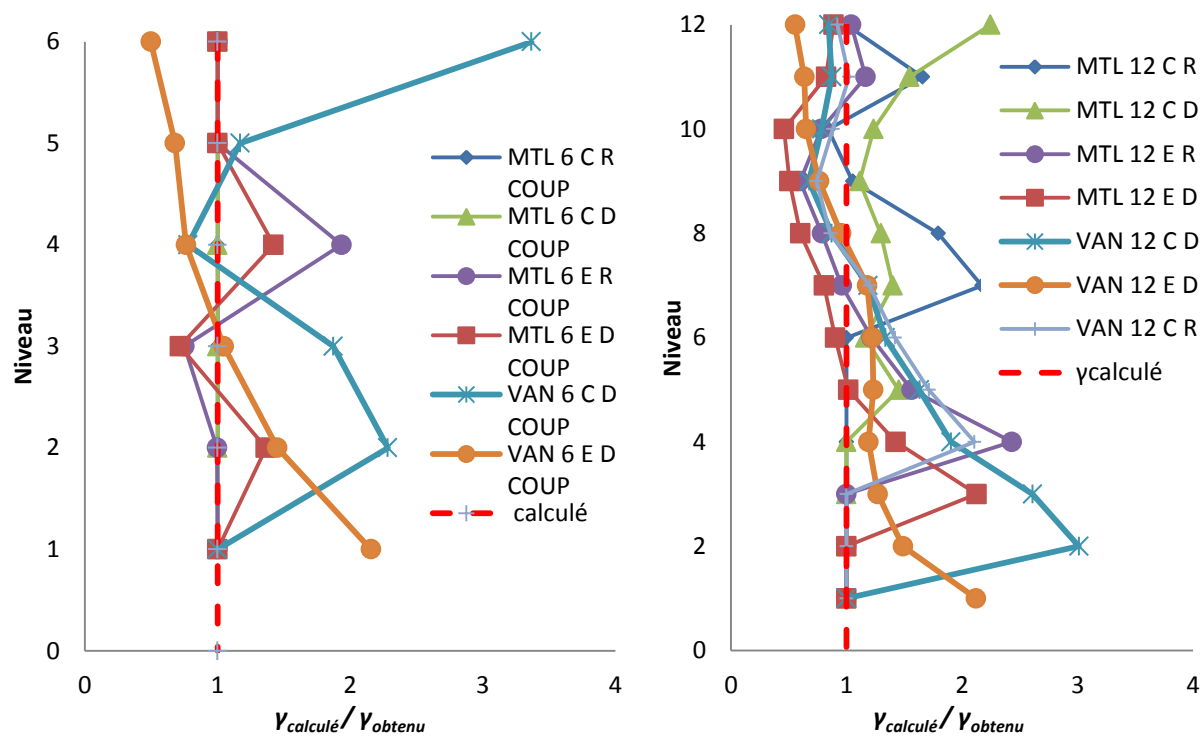


Figure 4.24 : Comparaison entre la rotation plastique prévue et la rotation plastique obtenue dans les poutres de couplage.

## CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 5.1 Conclusion

Les recherches antérieures ont permis de démontrer que le système de murs de refend ductiles couplés en acier possède un excellent potentiel en tant que système de résistance aux forces latérales, en particulier pour la dissipation de l'énergie lors de fortes secousses sismiques. Étant donné que les règles de conception de ce système ne sont qu'embryonnaires dans la littérature, le but de cette recherche était d'évaluer la performance de ce système au Canada et de proposer des méthodes de conception claires et directes.

Dans le chapitre 2, un bref historique des murs de refend en acier, des segments ductiles des contrevents à treillis excentriques ainsi que des murs de refend couplés ont été présentés. Les règles actuelles de conception de ces systèmes y ont également été détaillées.

Au chapitre 3, des règles ont été définies pour la conception des poutres de couplage. Aussi, une méthode de calcul pour prévoir les efforts dans les colonnes a été proposée. Afin de tester ces hypothèses, des bâtiments de 6 et 12 étages, soumis à différents cas de chargement latéral ont été déterminés. Au total, 24 bâtiments prototypes ont été conçus selon les règles de l'art, en visant les solutions les plus économiques possibles, comme cela serait fait en pratique. De ces 24 bâtiments, 16 étaient contreventés à l'aide de murs de refend couplés avec des poutres simplement assemblées. Les charges sismiques dans tous les murs de refend ont été déterminées à l'aide de la méthode d'analyse dynamique élastique spectrale par superposition modale. Dans les bâtiments de 6 étages, la majorité des murs couplés avaient un coût de fabrication supérieur à celui des murs simples. Ce coût supplémentaire peut toutefois être compensé par les nombreux avantages qu'offre la configuration couplée. Dans les bâtiments de 12 étages, l'utilisation de murs de refend simple s'est avérée impossible étant donné leur coût beaucoup trop élevé, alors que les murs couplés étaient adéquats.

Au chapitre 4, les murs de refend couplés ont été modélisés à l'aide d'éléments non linéaires afin de déterminer leur comportement inélastique et leur aptitude à résister à des chargements sismiques réels. Des analyses statiques inélastiques ont démontré que les murs de refend couplés possèdent une sur-résistance latérale appréciable. Ces analyses ont également démontré que la méthode de conception par capacité actuellement adoptée pour le calcul des colonnes de murs de

refend n'est pas bien adaptée au calcul des colonnes de murs de refend couplés, confirmant le besoin de vérifier les différents cas de chargement proposés au chapitre 3. Ces derniers prévoient en effet des efforts plus représentatifs de la réalité dans les colonnes intérieures.

Finalement, ces modèles non linéaires ont été soumis à des analyses temporaires transitoires par intégration directe de signaux d'accélération de sol. Les bâtiments de Vancouver ont été soumis à 15 enregistrements de séismes historiques chacun, alors que les bâtiments de Montréal ont été soumis à 11 enregistrements simulés. Tous les enregistrements ont été étalonnés de manière à correspondre au spectre de réponse UHS fourni dans le code du bâtiment canadien, édition 2010. La moyenne des 5 plus grands résultats obtenus a été retenue dans chaque modèle pour vérifier les déplacements maximaux, les dérives inter-étages maximales ainsi que les efforts de compression maximaux à la base des colonnes.

Les analyses ont montré que les déplacements inter-étages maximaux rencontrent dans presque tous les cas la limite de 2,5% prescrite par le CNBC. Certains bâtiments ont subi des déformations trop importantes aux niveaux supérieurs. Dans ces bâtiments, il semble que la majorité de la dissipation d'énergie a eu lieu dans ces niveaux étant donné que les niveaux inférieurs, dont la conception était gouvernée par les charges de vent, étaient beaucoup plus rigides et robustes. Toutefois, les dérives inter-étages maximales des murs couplés étaient plus faibles que celles des murs simples équivalents, montrant qu'ils sont au moins aussi performants que les murs de refend tels que déjà acceptés et prescrits par la norme.

De toutes les analyses effectuées, aucune n'a donné lieu à l'effondrement de la structure. Par contre, dans la majorité des cas, les dérives inter-étages peuvent être fortement sous-estimées par la méthode d'analyse dynamique spectrale utilisée lors de la conception des prototypes, en particulier pour les étages du haut.

Dans tous les modèles analysés, les efforts de compression obtenus dans les colonnes étaient inférieurs à ceux prévus par les calculs lorsque les limites de déplacements inter-étages étaient respectées, démontrant que la méthode proposée constitue une bonne base pour la conception des colonnes de murs de refend couplés. Toutefois, les efforts estimés étaient parfois très fortement surestimés, comme il est souvent le cas lors du calcul des colonnes de SRFS ductiles, causant une augmentation indésirable des coûts du système, déjà très élevés.

## 5.2 Recommandations pour les recherches futures

- Aucune méthode n'est proposée actuellement dans la norme pour déterminer les efforts dans les colonnes intérieures des murs de refend couplés. La méthode proposée dans ce projet permet d'obtenir des conceptions sécuritaires à tout coup, mais surestime parfois, et de façon importante, les efforts, augmentant inutilement les coûts. Il faudrait réaliser des études supplémentaires pour proposer une manière plus précise de prévoir les efforts de compression dans les colonnes intérieures.
- Déterminer une manière de prévoir les déplacements inter étages plus adéquatement.
- Déterminer une manière de contrôler les déplacements excessifs aux étages du haut. Par exemple, on pourrait vérifier l'effet d'augmenter la résistance des poutres de couplage à 50%  $V_E$  pour un certain nombre niveaux supérieurs.
- Des murs de refend couplés tel que conçus dans ce projet, mais avec des poutres de couplage courtes et intermédiaires ( $e < 2.6 M_p/V_p$ ) devraient être analysés afin d'étendre les résultats de ce projet à toutes les configurations de murs de refend couplés, en particulier pour les rotations plastiques et les efforts dans les colonnes intérieures. Les résultats de cette recherche ainsi que les exigences actuelles de la norme S16 sur les murs de refend ne couvre que les poutres avec un mode de rupture en flexion.
- Effectuer une analyse plus poussée sur les rotations plastiques et la demande en ductilité des poutres de couplage. Les limites de rotation des segments ductiles de contreventements excentriques pourraient être allégées pour les murs de refend couplés.
- Vérifier si l'utilisation du facteur  $R_o$  de 1,6 est applicable même pour les murs de refend avec plaques perforées et RBS. En particulier, le facteur  $R_{size}$  risque d'être le plus affecté. En utilisant de l'acier testé pour les plaques, le facteur  $R_{yield}$  devrait également diminuer.
- Développer davantage la vérification des facteurs  $M_v$  pour les murs couplés en acier afin de confirmer que l'utilisation du facteur défini pour les murs couplés peut être utilisé, peu importe le partage des charges entre les murs individuels et l'effet de piliers. Les formules empiriques pour le calcul de  $T_a$  pourrait aussi être à revoir. Les périodes obtenues étaient constamment plus élevées que celles calculées avec la formule empirique.

- Évaluer l'impact d'utiliser des colonnes avec une section de classe 2 dans les murs de refend, sauf là où la formation de rotules plastiques est prévue. Lors de la conception des bâtiments prototypes, particulièrement dans les étages supérieurs des bâtiments de 12 étages, cette exigence quant à la classe du profilé des colonnes a souvent causé une augmentation démesurée de la section des colonnes. En effet, dès que la section W360x122 ne passait pas, il fallait sauter au W360x179, causant une forte variabilité de rigidité latérale du système au niveau où se fait cette transition. En plus de faire augmenter les coûts, cette variation de rigidité peut avoir un effet néfaste sur la réponse du système aux secousses sismiques.
- Proposer et tester des assemblages de plaques de base des colonnes aux fondations. Avec l'exigence actuelle d'encastrer les colonnes à la base pour la résistance totale des colonnes, l'assemblage aux fondations peut devenir inutilement difficile à faire, en particulier lorsque ces dernières sont grossies seulement pour respecter les critères de déplacements latéraux.

## RÉFÉRENCES ET BIBLIOGRAPHIE

- AISC. (1999). *Load and Resistance Factor Design Specification*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2010). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016a). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. ANSI/AISC 358-16. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016b). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction.
- Alinia, M. M., Jamshidi, A. H., & Habashi, H. R. (2012). The Gusset Plate Effect in Steel Plate Shear Wall Systems. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, 19(4), 271-276. doi:10.1080/15376494.2011.642937
- ASCE. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Astaneh-Asl, A. (2000, February 2000). *Steel Plate Shear Walls*. Communication présentée à U.S.-Japan Workshop on Seismic Fracture issues in Steel Structures, San Francisco, CA.
- Astaneh-Asl, A. (2001). *Seismic behavior and design of steel shear walls*. Communication présentée à 2001 SEOANC Seminar, San Francisco.
- Astaneh-Asl, A., & Zhao, Q. (2000). *Cyclic tests of steel shear walls*. Berkeley, CA: University of California.
- ASTM. (2015a). *High Strength Structural Bolts, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, 120 ksi (830 MPa) and 150 ksi (1040 MPa) Minimum Tensile Strength, Inch and Metric Dimensions*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2015b). *Structural Steel Shapes*. ASTM A992/A992M-11(2015). West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM. (2017). *Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the hot-dip Process*. ASTM A653/A653M-17. West Conshohocken, PA: ASTM International.

- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36, 991-1000. doi:10.1139/L09-044
- Atkinson, G. M., Assatourians, K., & Dunn, B. (2015). Engineering Seismology Toolbox. Tiré de <http://www.seismotoolbox.ca/index.html>
- Atkinson, G. M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Koboevic, S., Léger, P., & Tremblay, R. (2015). *Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015*. Communication présentée à The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering.
- Berman, J., & Bruneau, M. (2003). Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 129(11), 1448-1456. doi:10.1061-(ASCE)0733-9445(2003)129:11(1448)
- Berman, J. W., & Bruneau, M. (2003). *Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls for the Seismic Retrofit of Buildings*. Buffalo, NY: University at Buffalo, State University of New York.
- Berman, J. W., & Bruneau, M. (2004). Steel Plate Shear Walls Are Not Plate Girders. *Engineering Journal, Third quarter*, 95-106.
- Berman, J. W., & Bruneau, M. (2005). Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 131, 259-267. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:2(259)
- Berman, J. W., & Bruneau, M. (2008). Capacity Design of Vertical Boundary Elements in Steel Plate Shear Walls. *Engineering journal, first quarter*, 57-71.
- Bhowmick, A. K., Grondin, G. Y., & Driver, R. G. (2014). Nonlinear seismic analysis of perforated steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 94, 103-113.
- Borello, D., & Fahnestock, L. (2011). *Design and Testing of Coupled Steel Plate Shear Walls*. Communication présentée à Structures Congress 2011, Las Vegas, Nevada (p. 736-747).
- Borello, D. J. (2014). *Behavior and Large-Scale Experimental Testing of Steel Plate Shear Walls with Coupling*. (University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois).
- Borello, D. J., & Fahnestock, L. A. (2012). Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling. *Journal of Constructional Steel Research*, 2012(74), 8-16.



- Borello, D. J., & Fahnestock, L. A. (2013). Seismic design and analysis of steel plate shear walls with coupling. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1263-1273.
- Borello, D. J., & Fahnestock, L. A. (2017). Large-Scale Syclic Testing of Steel-Plate Shear Walls with Coupling. *Journal of Structural Engineering*, 143(10), 04017133. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001861
- Bruneau, M. (2014). [Question sur les murs de refend].
- Bruneau, M., & Bhagwagar, T. (2002). Seismic retrofit of flexible steel frames using thin infill panels. *Engineering Structures*, 24(4), 443-453. doi:10.1016/S0141-0296(01)00111-0
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, S. R. (2011). *Ductile design of steel structures*: McGraw Hill Professional.
- Caccese, V., Elgaaly, M., & Chen, R. (1993). Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Load. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 573-587. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:2(573)
- Çelebi, M. (1997). Response of Olive View Hospital to Northridge and Whittier Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 123(4), 389-396.
- Charland, B. (2015). *Comparaison de la réponse sismique des systèmes à un degré de liberté soumis à des séismes de l'Est et de l'Ouest du Canada*. Montreal, Canada: École Polytechnique de Montréal.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures Theory and Applications to earthquake engineering* (4<sup>e</sup> éd.). Upper Saddle river, NJ: Prentice Hall.
- CISC. (2011). *Handbook of Steel Construction*. Canada: Canadian Institute of Steel Construction.
- CISC. (2014). *Moment connections for Seismic Applications* (2nd <sup>e</sup> éd.). Canada: Canadian Institute of Steel Construction.
- CISC. (2016). *Handbook of Steel Construction* (11th<sup>e</sup> éd.). Canada: Canadian Institute of Steel Construction.
- CNRC. (1995). *Code de construction du Québec - Chapitre I, Bâtiment, et Code national du bâtiment - Canada 1995 (modifié)*. Canada: Institut de recherche en construction.
- CNRC. (2005). *Code national du bâtiment - Canada 2005* (vol. 1). Canada: Conseil national de recherches Canada.
- CNRC. (2010a). *Code national du bâtiment - Canada 2010* (vol. 2). Canada: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies.

- CNRC. (2010b). *Guide de l'utilisateur - CNB 2010*. Canada: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies.
- CNRC. (2015). *Code national du bâtiment - Canada 2015* (vol. 1). Ottawa, Canada: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies.
- Cortés, G., & Liu, J. (2011). Experimental evaluation of steel slit panel–frames for seismic resistance. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(2), 181-191. doi:10.1016/j.jcsr.2010.08.002
- CSA. (1994). *Limit States Design of Steel Structures*. Rexdale, ON: Canadian Standards Association.
- CSA. (2001). *Limit States Design of Steel Structures*. Mississauga, ON: Canadian Standards Association.
- CSA. (2009). *CSA-S16-09: design of steel structures*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2013a). *Constructions soudées en acier*. CSA W59-13. Mississauga, ON: Groupe CSA.
- CSA. (2013b). *Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé/Acier de construction*. Mississauga, ON: Groupe CSA.
- CSA. (2014a). *CSA-S16-14: design of steel structures*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2014b). *Design of concrete structures*. Toronto, Ontario: CSA Group.
- CSI. (2016). *ETABS 2016 User's Guide Integrated Building Design Software*. USA: Computers and Structures, inc.
- CSI. (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. USA: Computers and Structures, inc.
- Dastfan, M. (2011). *Ductile Steel Plate Shear Walls with PEC Columns*. (Ph.D, University of Alberta, Edmonton, Alberta).
- Dehghani, M., & Tremblay, R. (2015). Robust Period-Independent Ground Motion Selection and Scaling for Effective Seismic Design and Assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-34. doi:10.1080/13632469.2015.1051635
- Driver, R. G. (1997). *Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls*. (Ph.D, University of Alberta, Edmonton, Alberta).

- Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., & Elwi, A. E. (1998). Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall. *Journal of Structural Engineering*, 124(2), 112-120. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:2(112)
- Driver, R. G., & Moghimi, H. (2011). *Modular Construction of Steel Plate Shear Walls for Low and Moderate Seismic Regions*. Communication présentée à Structures Congress 2011. doi:10.1061/41171(401)67
- Dubina, D., & Dinu, F. (2014). Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. *Thin-Walled Structures*, 78, 57-69. doi:10.1016/j.tws.2014.01.001
- Dusicka, P., & Lewis, G. (2010). *Replaceable links for link column and eccentrically braced frames*. Portland, OR: Portland State University.
- Etkin, D., Haque, E., Bellisario, L., & Burton, I. (2004). *Catastrophes et des dangers naturels au Canada*. Canada:
- FEMA. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- Filiatrault, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Canada: Editions de l'École Polytechnique de Montréal.
- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (3<sup>e</sup> éd.). Canada: Presses internationale Polytechnique.
- Hitaka, T., & Matsui, C. (2003). Experimental Study on Steel Shear Wall with Slits. *Journal of Structural Engineering*, 129(5), 586-595. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:5(586)
- Humar, J. (2015). Background to some of the seismic design provisions of the 2015 National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 42, 940-952. doi:10.1139/cjce-2014-0385
- Humar, J., & Habgoub, M. (2003). Determination of seismic design forces by equivalent static load method. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, 287-307. doi:10.1139/L02-067
- IBC. (2013). *Study of impact and the insurance and economic cost of a major earthquake in British Columbia and Ontario/Québec*. Bosotn, MA:
- Lachapelle, É., & Charland, B. (2015). *Systèmes parasismiques pour bâtiments*. Communication présentée à CIMA+ Lunch and Learn, Montreal.

- Léger, P. (2009). Analyse sismique des batiments - Code National du Batiment du Canada (CNBC) de 2005. Dans *Notes de cours CIV 6508 - Analyse dynamique des structures*. Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal.
- Li, C.-H., Tsai, K.-C., Chang, J.-T., Lin, C.-H., Chen, J.-C., Lin, T.-H., & Chen, P.-C. (2012). Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(9), 1277-1299. doi:10.1002/eqe.1180
- Li, C.-H., Tsai, K.-C., Lin, C.-H., & Chen, P.-C. (2010). Cyclic tests of four two-story narrow steel plate shear walls. Part 2: Experimental results and design implications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, 801-826. doi:10.1002/eqe.964
- Liu, J. (2017). Ring-Shaped Steel Plate Shear Walls for Improved Seismic Performance of Buildings. *Engineering Journal*(Second quarter), 133-140.
- Lopes, P. (2016). *Seismic Behavior and Design of the Linked Column Steel Frame System for Rapid Return to Occupancy*. (Portland State University). (10.15760/etd.3007)
- Mansour, N. (2010). *Development of the design of eccentrically braced frames with replaceable shear links*. (University of Toronto, Toronto).
- Mansour, N., Shen, Y., Christopoulos, C., & Tremblay, R. (2008). *Cyclic Experimental Evaluation of Nonlinear Replaceable Links in Eccentrically Braced Frames and Moment Resisting Frames*. Communication présentée à The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., & Anderson, D. L. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, 308-327. doi:10.1139/L02-111
- Moghim, H., & Driver, R. G. (2013). Economical Steel Plate Shear Walls for Low-Seismic Regions. *Journal of Structural Engineering*, 139(3), 379-388. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000662
- Moghim, H., & Driver, R. G. (2014). Beam Design Force Demands in Steel Plate Shear Walls with Simple Boundary Frame Connections. *Journal of Structural Engineering*, 140(7), 04014046. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000993
- Okazaki, T. (2004). *Seismic Performance of Link-To-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames*. (University of Texas at Austin, Austin, Texas).

- Ozcelik, Y., & Clayton, P. M. (2017). Strip model for steel plate shear walls with beam-connected web plates. *Engineering Structures*, 136, 369-379. doi:10.1016/j.engstruct.2017.01.051
- Paultre, P. (2011). Dimensionnement parasismique. Dans *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement* (p. 747-859). Canada: Presses internationales Polytechnique.
- Paultre, P., Mousseau, S., & Lapointe, É. (2010). Détermination des forces sismiques par la méthode de la force statique équivalente (Version 4.52) [Classeur Excel]. Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Janvier 2010.
- Pavir, A., & Shekastehband, B. (2017). Hysteretic behavior of coupled steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, 19-35. doi:10.1016/j.jcsr.2017.01.019
- Pekelnicky, R., & Poland, C. (2012). *ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Communication présentée à SEAOC 2012 Convention.
- Purba, R., & Bruneau, M. (2009). Finite-Element Investigation and Design Recommendations for Perforated Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 135(11), 1367-1376. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000061
- Purba, R., & Bruneau, M. (2012). Case Study on the Impact of Horizontal Boundary Elements Design on Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 138(5), 645-657. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000490
- Purba, R., & Bruneau, M. (2014). *Seismic Performance of Steel Plate Shear Walls Considering Various Design Approaches*. Communication présentée à 10th National Conference in Earthquake Engineering, Anchorage, AK.
- Purba, R., & Bruneau, M. (2015a). Experimental investigation of steel plate shear walls with in-span plastification along horizontal boundary elements. *Engineering Structures*, 97, 68-79. doi:10.1016/j.engstruct.2015.04.008
- Purba, R., & Bruneau, M. (2015b). Seismic Performance of Steel Plate Shear Walls Considering Two Different Design Philosophies of Infill Plates. I: Deterioration Model Development. *Journal of Structural Engineering*, 141(6), 04014160. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001098
- Purba, R., & Bruneau, M. (2015c). Seismic Performance of Steel Plate Shear Walls Considering Two Different Design Philosophies of Infill Plates. II: Assessment of Collapse Potential.

- Journal of Structural Engineering*, 141(6), 04014161. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001097
- Qu, B., & Bruneau, M. (2009). Design of Steel Plate Shear Walls Considering Boundary Frame Moment Resisting Action. *Journal of Structural Engineering*, 135(12), 1511-1521. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541x.0000069
- Qu, B., & Bruneau, M. (2010). Capacity Design of Intermediate Horizontal Boundary Elements of Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 136(6), 665-675.
- Qu, B., & Bruneau, M. (2011). Plastic Moment of Intermediate Horizontal Boundary Elements of Steel Plate Shear Walls. *Engineering Journal, First quarter*, 49-64.
- Qu, B., Bruneau, M., Lin, C.-H., & Tsai, K.-C. (2008). Testing of Full-Scale Two-Story Steel Plate Shear Wall with Reduced Beam Section Connections and Composite Floors. *Journal of Structural Engineering*, 134(3), 364-373. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:3(364)
- Roberts, T., & Sabouri-Ghomi, S. (1992). Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Panels. Dans *Thin Walled Structures* (p. 139-151): Elsevier.
- Sabelli, R., & Bruneau, M. (2007). *Steel design guide 20: Steel Plate Shear Walls* (2<sup>e</sup> éd.). United States of America: American Institute of Steel Construction.
- Shishkin, J. J., Driver, R. G., & Grondin, G. Y. (2005). *Analysis of Steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model* (Rapport n<sup>o</sup> Structural Engineering Report 261). Edmonton, Alberta: University of Alberta.
- Shishkin, J. J., Driver, R. G., & Grondin, G. Y. (2009). Analysis of Steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model. *Journal of Structural Engineering*, 135(11), 1357-1366. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000066
- SSRC. (1998). *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures* (5<sup>e</sup> éd.): John Wiley and Sons.
- Thorburn, L. J., Kulak, G. L., & Montgomery, C. J. (1983). Analysis of Steel Plate Shear Walls. *Structural Engineering Report*(107).
- Timler, P. A., & Kulak, G. L. (1983). *Experimental Study of Steel Plate Shear Walls*. Edmondon, Alberta:

- Tremblay, R. (2006, Novembre 2006). *Analyse sismique des charpentes de bâtiments en acier selon le CNBC 2005*. Communication présentée à Ingénieurs en structures de Montréal, Montréal.
- Tremblay, R. (2014). *Notes de cours: Conception parasismique des structures en acier CNBC 2010 & CSA S16-09*.
- Tremblay, R. (2018, 13 juillet 2018). [Analyses sismiques].
- Tremblay, R., & Atkinson, G. M. (2001). Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western Canadian sites. *Earthquake Spectra*, 17(2), 333-358.
- Tremblay, R., Tchebotarev, N., & Filiatrault, A. (1997). *Loading rate effects and influence of floor slab on the seismic performance of rbs connections for steel moment resisting frames*. Communication présentée à Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineers, Sherbrooke, Canada.
- Tsai, K. C., Li, C. H., Lin, C. H., Tsai, C. Y., & Yu, Y. J. (2010). Cyclic tests of four two-story narrow steel plate shear walls—Part 1: Analytical studies and specimen design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(7), 775-799. doi:10.1002/eqe.977
- Vian, D., & Bruneau, M. (2005). *Steel Plate Shear Walls for Seismic Design and Retrofit of Building Structures*. Buffalo, New York: University at Buffalo, State University of New York.
- Wang, M., Borello, D. J., & Fahnestock, L. A. (2017). Boundary frame contribution in coupled and uncoupled steel plate shear walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017(46), 2355-2380.
- Wang, M., Yang, W., Shi, Y., & Xu, J. (2015). Seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials. *Journal of Constructional Steel Research*, 107, 194-210. doi:10.1016/j.jcsr.2015.01.007
- Wei, M.-W., Liew, R. J. Y., Yong, D., & Fu, X.-Y. (2017). Experimental and numerical investigation of novel partially connected steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 132, 1-15. doi:10.1016/j.jcsr.2017.01.013
- Wilkerson, R. (2013). *Practical Applications of Steel Plate Shear Walls*. Communication présentée à AISC Webinar.
- Wilson, E. L. (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures* (3<sup>e</sup> éd.). Berkeley, CA: Computers and Structures, inc.

## ANNEXE A – ANALYSES PARAMÉTRIQUES

Au fil de la conception des bâtiments décrits au chapitre 3, certaines analyses ont été effectuées afin de mieux guider le choix des membrures et des principes utilisés. Le but de cette démarche était de chercher des améliorations au design des murs de refend couplés qui permettent l'obtention d'un comportement au moins aussi bon que celui des murs de refend simples déjà couverts par la norme, mais à moindre coût, étant donné que le coût très élevé des murs de refend en acier est le facteur principal empêchant son utilisation dans les bâtiments. Cette annexe explique les différentes analyses paramétriques qui ont été effectuées et expose les résultats obtenus.

### Influence des RBS dans les poutres de couplage

L'utilisation des sections de poutres réduites (RBS) est bien documentée pour les murs de refend les cadres à nœuds rigides. Dans ces derniers, il est recommandé de majorer les déplacements latéraux de l'ordre de 7% à 9% lors des analyses des SCRL afin de tenir compte de la rigidité réduite de ces sections (CISC, 2014). Dans ce projet, il était question de possiblement utiliser des RBS dans les poutres de couplage. Afin de déterminer leur effet sur la rigidité latérale du système de murs couplés, des prototypes de 12 étages a été modélisés dans ETABS et des charges latérales statiques ont été appliquées. 5 longueurs différentes de poutres de couplage ont été considérées : 1665 mm, 2250 mm, 2975 mm, 3700 mm et 5150 mm. Quatre (4) facteurs de rigidités ont également été utilisés pour simuler des degrés de couplage différents :  $k=1$ ,  $K=2$ ,  $K=4$  et  $K=8$ . Ces facteurs de rigidité sont appliqués aux poutres de couplage sur toute la hauteur du modèle. Les sections de poutres réduites (RBS) ont été modélisées simplement en appliquant un facteur de réduction de l'inertie dans l'axe fort des poutres couplage sur la longueur estimée de la section réduite.

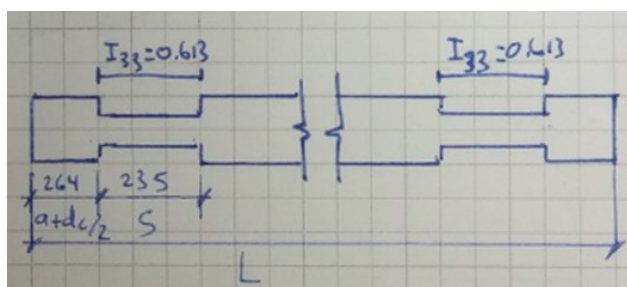


Figure A-1 : Modélisation simplifiée des sections de poutres réduites



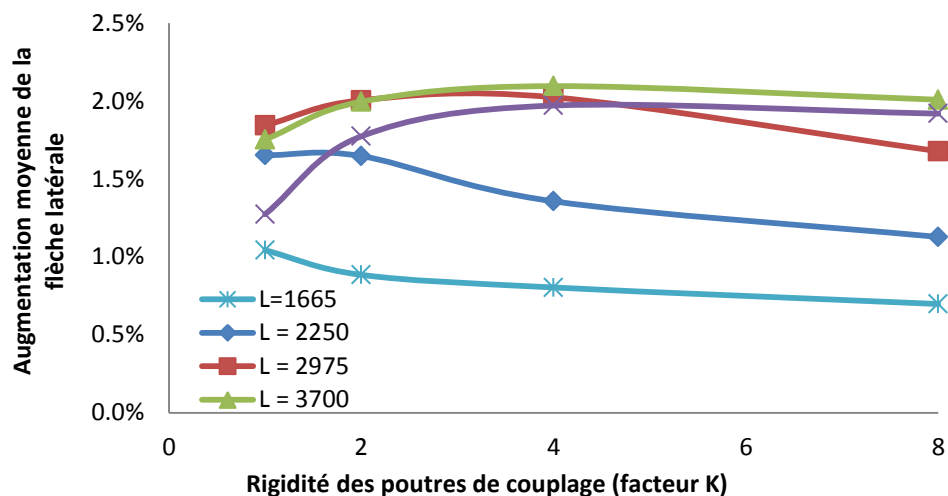


Figure A-2 : Augmentation des déplacements latéraux causée par l'ajout de sections de poutres réduites en fonction de la longueur et la rigidité des poutres de couplage.

Considérant que l'influence des RBS semble minime, il a été choisi de ne pas les utiliser dans la conception des bâtiments prototypes pour ce projet. Aussi, en modélisant tous les murs de refend couplés à l'aide de poutres standard, on s'assure que les résultats seront plus généraux et s'appliqueront à tous les murs couplés, avec et sans RBS dans les poutres de couplage.

## Influence de la rigidité et de la longueur des poutres de couplage

Le même modèle décrit plus haut a été utilisé pour étudier l'influence de la rigidité des poutres de couplage sur la rigidité de l'ensemble du système. Les résultats démontrent que la rigidité des poutres de couplage a une très forte influence sur la rigidité du système et que celles-ci peuvent être renforcées à faible coût pour contrôler les déplacements latéraux.

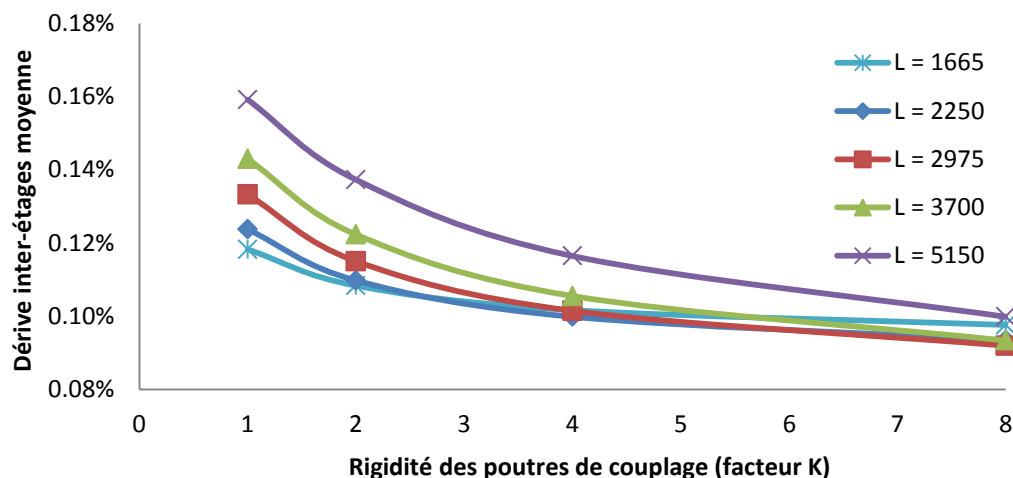


Figure A-3 : Dérive inter-étages moyenne sur la hauteur du bâtiment en fonction de la rigidité et la longueur des poutres de couplage.

## Influence de la rigidité des autres éléments

Un mur de refend couplé conçu pour le bâtiment MTL 12 E R a été isolé dans un modèle ETABS et des charges statiques de vent y ont été appliquées dans le but de guider le concepteur sur l'endroit où il est plus efficace d'ajouter de l'acier pour contrôler les déplacements latéraux. On a évalué de grossir différents éléments sur la flèche: Plaque, poutres, poutres de couplage et colonnes. Les déplacements ont été comparés avec l'augmentation du poids d'acier pour déterminer ce qui est la méthode la plus efficace. Pour plus de simplicité, les éléments « grossis » ont été modélisés par des facteurs de modification de propriétés. On considère un doublage des propriétés pertinentes, c'est à dire la rigidité axiale et l'inertie en flexion dans l'axe fort ( $A$  et  $I_{33}$  pour les poutres et colonnes,  $f_{II}$  pour les plaques.). On a aussi évalué l'effet d'enlever complètement les assemblages rigides dans les poutres.

Changer les plaques, poutres et poutres de couplage a nécessairement un effet important dans le design des colonnes dû au « capacity design ». Par contre, cet effet a été ignoré dans cette analyse pour bien cibler l'effet sur la rigidité des éléments pris individuellement. Il est particulièrement important de préciser que l'augmentation de la résistance des plaques fait augmenter les charges dans toutes les colonnes et toutes les poutres, ainsi que dans les fondations. Augmenter la résistance des poutres fait augmenter les charges dans les colonnes et dans les fondations. Augmenter la résistance des colonnes coûte très cher mais n'influence pas négativement les charges dans les autres membrures ni les fondations, par contre assemblage à la base peut être difficile car il doit

être conçu pour la charge de flexion associée au développement d'une rotule plastique à la base. Finalement, augmenter la résistance et rigidité des poutres de couplage peut réduire la charge axiale dans les colonnes intérieures.

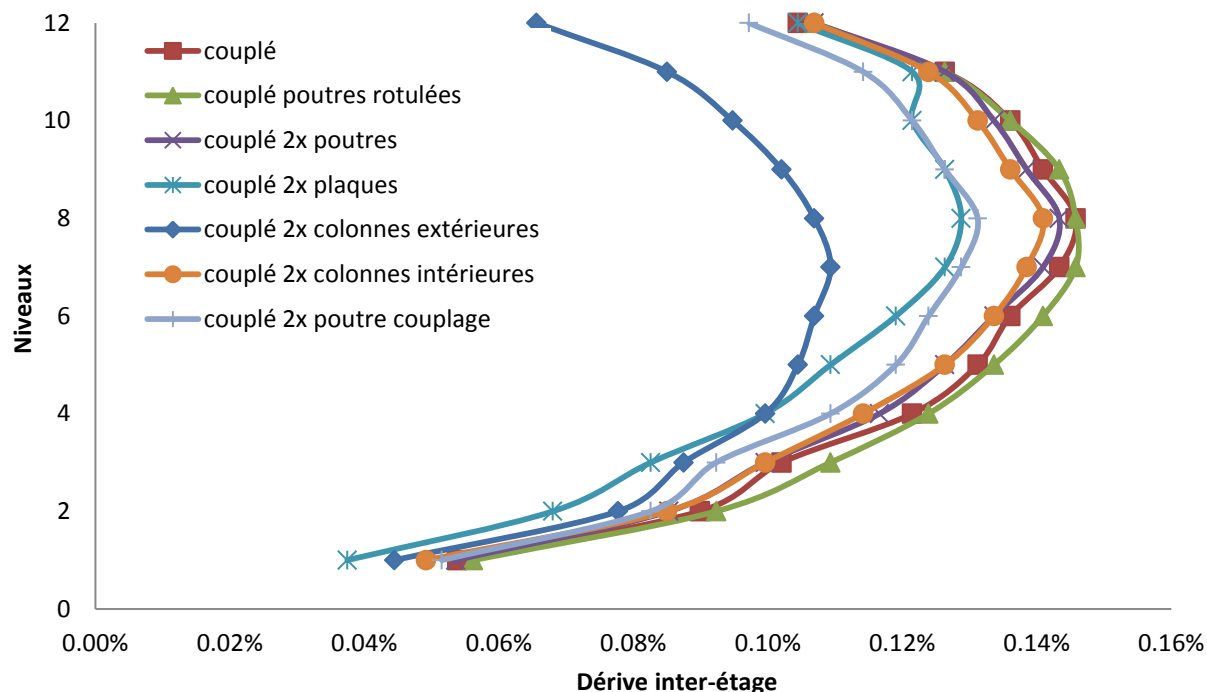


Figure A-4 : Dérive inter-étages des différents modèles, sous les mêmes charges latérales.

La figure A-4 montre les résultats de dérive latérale inter-étages pour chaque cas. On peut voir que le doublage des colonnes extérieures a eu le plus grand impact sur la réduction des déplacements, suivi des plaques, puis des poutres de couplage. Les poutres, les colonnes intérieures ainsi que la présence d'assemblage rigide des poutres ont eu un très faible effet sur la rigidité élastique du système. On pourrait donc croire que la manière la plus efficace de réduire les déplacements latéraux est de grossir les colonnes extérieures. Par contre, ces colonnes sont constituées de très gros profilés, et les doubler augmente dramatiquement le poids total. Le graphique suivant démontre la réduction de flèche à chaque étage en fonction du poids d'acier ajouté par étage, en kg/mm.

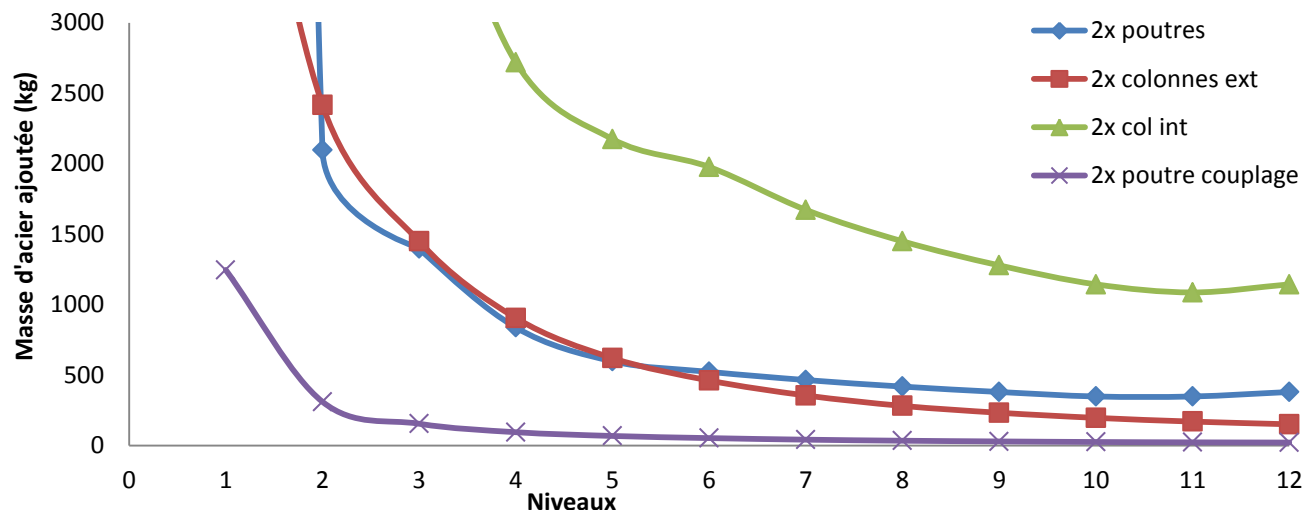


Figure A-5 : Poids d'acier supplémentaire requis pour réduire la flèche latérale de 1 mm.

L'option du doublage des plaques n'a pas été montrée dans ce graphique car il n'est pas pertinent en soi. Doubler les plaques entrainerait un doublage des colonnes et des poutres, et donc une augmentation énorme du coût. L'augmentation de l'épaisseur n'est donc vraisemblablement jamais un bon choix, sauf dans certains cas où les déformations en cisaillement sont grandes, ce qui peut arriver dans les étages du bas. La figure A-5 montre clairement que les poutres de couplage sont de loin l'endroit à privilégier pour rajouter de l'acier. Toutefois, ce graphique ne tient pas compte des impacts du « capacity design » dans les modifications faites. Considérant que l'augmentation des poutres de couplage peut réduire les efforts dans les colonnes intérieures alors que tous les autres cas vérifiés causent une augmentation des efforts.

## Utilisation d'assemblages simples dans les murs

Dans les murs de refend simples, le coût de fabrication des assemblages rigides sur les poutres à chaque niveau est déjà très important, mais son utilisation est justifiée tel qu'expliqué au chapitre 2. Dans la configuration couplée, en conservant ces assemblages rigides, on en triple la quantité, avec le coût qui augmente tout autant. De plus, lors de la conception des colonnes par « capacity design », ces assemblages rigides causent une augmentation des charges dans toutes les colonnes. Dans les colonnes extérieures, à chaque niveau, la formation des rotules plastiques engendre une charge axiale dans les colonnes qui s'additionne à celle causée par les plaques d'âme, ainsi qu'un

fort moment de flexion local à chaque niveau. Dans les colonnes intérieures, les charges axiales provenant des rotules plastiques des poutres et des poutres de couplage s'annulent partiellement, mais les moments de flexion, eux, s'additionnent, augmentant en même temps le poids d'acier requis et la quantité de renforts à installer à chaque joint. Évidemment, l'assemblage rigide dans les poutres de couplage est requis, par définition, pour obtenir un mur couplé.

L'enlèvement des assemblages rigides dans les poutres à l'intérieur des murs, en concentrant l'effet de cadre à nœuds rigides dans la poutre de couplage seulement semble donc être un choix logique. Plus tôt dans cette annexe, il a été démontré que la rigidité des poutres ainsi que la présence des assemblages rigides dans les murs n'ont pas une grande influence sur le contrôle de la flèche et que l'augmentation de la rigidité de la poutre de couplage a un fort effet bénéfique sur la réduction des mouvements latéraux.

Les bâtiments MTL 12 C R ainsi que VAN E D ont donc conçus avec les deux philosophies, représentant les murs soumis à des charges faibles et charge élevées, respectivement, puis les coûts et les déplacements latéraux ont été comparés. Dans la philosophie 1, les poutres ont des assemblages rigides, et partagent la tâche d'offrir une résistance latérale de  $V_{r,mrf} \geq 25 V_E$ , c'est-à-dire que chacune est conçue pour que  $V_{r,mrf} \geq 8.33\% V_E$ . Dans la philosophie 2, les poutres des murs de refend sont rotulées et la poutre de couplage contribue à elle seule à procurer une résistance de  $V_{r,mrf} \geq 25\% V_E$ . Les tableaux A-1 et A-2 résument la composition des murs de refend couplés conçus avec la philosophie 1 et 2, respectivement. Le tableau A-3 et la figure A-5 démontrent et comparent les déplacements latéraux obtenus.

Tableau A-1 : composition des murs de refend conçus avec la philosophie 1

	Niveau	Vf (kN)	Type	ép Plaque (mm)	Poutre	Bielles	Colonne ext	colonne int	Poutre couplage	DC	coût
<b>MTL 12 C R</b>	12	90	Vent	0.91	W250x39	2 - W150x22	W360x91	W360x101	W200x31	0.19	8 058 \$
	11	242	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W360x91	W360x101	W200x31	0.32	7 081 \$
	10	385	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W360x91	W360x101	W200x31	0.40	7 081 \$
	9	547	Vent	1.21	W200x31	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x31	0.39	9 435 \$
	8	688	Vent	1.52	W200x31	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x31	0.40	9 593 \$
	7	834	Vent	1.90	W200x31	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x31	0.40	9 674 \$
	6	973	Vent	1.90	W200x31	2 - W150x22	W360x262	W360x237	W200x31	0.40	12 985 \$
	5	1103	Vent	1.90	W200x31	2 - W150x22	W360x262	W360x237	W200x31	0.40	12 985 \$
	4	1222	Vent	2.66	W200x31	2 - W150x22	W360x262	W360x237	W200x31	0.40	13 141 \$
	3	1334	Vent	3.04	W200x42	2 - W150x22	W360x382	W360x382	W200x31	0.40	17 396 \$
	2	1439	Vent	3.04	W200x42	2 - W150x22	W360x382	W360x382	W200x31	0.40	17 511 \$
	1	1502	Vent	3.04	W250x39	2 - W150x30	W360x382	W360x382	W200x31	0.26	17 918 \$
<b>Moyenne:</b>										<b>0.36</b>	<b>Σ 142 858 \$</b>
	Niveau	Vf (kN)	Type	ép Plaque (mm)	Poutre	Bielles	Colonne ext	colonne int	Poutre couplage	DC	coût
<b>VAN 12 E D</b>	12	286	Séisme	0.91	W200x42	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x31	0.20	9 455 \$
	11	840	Séisme	1.90	W310x45	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x42	0.20	10 387 \$
	10	1080	Séisme	1.90	W250x45	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x42	0.23	9 730 \$
	9	1334	Séisme	3.04	W310x45	2 - W150x22	W360x287	W360x287	W250x45	0.26	14 832 \$
	8	1505	Séisme	3.04	W310x45	2 - W150x30	W360x287	W360x287	W250x45	0.30	15 043 \$
	7	1683	Séisme	3.04	W310x52	2 - W150x30	W360x287	W360x287	W310x45	0.32	15 102 \$
	6	1871	Séisme	3.04	W410x60	2 - W150x30	W360x509	W360x463	W310x45	0.33	21 712 \$
	5	2049	Séisme	4.76	W410x67	1 - W200x42	W360x509	W360x463	W310x52	0.35	21 261 \$
	4	2231	Séisme	4.76	W410x67	1 - W200x46	W360x509	W360x463	W310x52	0.36	21 282 \$
	3	2400	Séisme	4.76	W410x74	1 - W200x46	W360x744	W360x677	W310x52	0.37	28 621 \$
	2	2472	Séisme	4.76	W410x74	1 - W200x46	W360x744	W360x677	W310x52	0.38	28 705 \$
	1	2395	Séisme	4.76	W410x74	1 - W200x46	W360x744	W360x677	W310x52	0.25	29 560 \$
<b>Moyenne:</b>										<b>0.30</b>	<b>Σ 225 691 \$</b>

Tableau A-2 : Composition des murs de refend conçus avec la philosophie 2

	Niveau	Vf (kN)	Type	ép Plaque (mm)	Poutre	Bielles	Colonne ext	colonne int	Poutre cou- plage	DC	coût	Srotulé / Srigide	
MTL 12 C R	12	90	Vent	0.91	W250x45	2 - W150x22	W360x79	W360x79	W200x31	0.24	5 507 \$	0.68	
	11	242	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W360x79	W360x79	W200x31	0.44	5 423 \$	0.77	
	10	385	Vent	0.91	W200x31	2 - W150x22	W360x79	W360x79	W200x31	0.61	5 423 \$	0.77	
	9	547	Vent	1.21	W250x39	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x31	0.58	7 980 \$	0.85	
	8	688	Vent	1.52	W250x39	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x42	0.61	8 172 \$	0.85	
	7	834	Vent	1.90	W250x39	2 - W150x22	W360x179	W360x179	W200x42	0.62	8 252 \$	0.85	
	6	973	Vent	1.90	W250x39	2 - W150x22	W360x216	W360x196	W250x39	0.65	10 109 \$	0.78	
	5	1103	Vent	1.90	W250x39	2 - W150x22	W360x216	W360x196	W250x39	0.67	10 109 \$	0.78	
	4	1222	Vent	2.66	W250x39	2 - W150x22	W360x216	W360x196	W250x45	0.70	10 277 \$	0.78	
	3	1334	Vent	3.04	W250x39	2 - W150x22	W360x347	W360x314	W250x45	0.73	14 659 \$	0.84	
	2	1439	Vent	3.04	W250x39	2 - W150x22	W360x347	W360x314	W310x45	0.77	14 782 \$	0.84	
	1	1502	Vent	3.04	W250x39	2 - W150x30	W360x347	W360x314	W310x52	0.50	15 188 \$	0.85	
moyenne:										0.59	Σ	115 881 \$	0.81
	Niveau	Vf (kN)	Type	ép Plaque (mm)	Poutre	Bielles	Colonne ext	colonne int	Poutre cou- plage	DC	coût	Srotulé / Srigide	
VAN 12 E D	12	286	Séisme	0.91	W250x45	2 - W150x22	W360x110	W360x179	W200x42	0.31	6 923 \$	0.73	
	11	840	Séisme	1.90	W310x52	2 - W150x22	W360x110	W360x179	W360x57	0.44	7 501 \$	0.72	
	10	1080	Séisme	1.90	W250x45	2 - W150x22	W360x110	W360x179	W410x60	0.58	8 147 \$	0.84	
	9	1334	Séisme	3.04	W310x45	2 - W150x22	W360x216	W360x262	W460x68	0.69	12 385 \$	0.84	
	8	1505	Séisme	3.04	W310x45	2 - W150x30	W360x216	W360x262	W460x74	0.81	12 604 \$	0.84	
	7	1683	Séisme	3.04	W310x45	2 - W150x30	W360x216	W360x262	W460x82	0.91	12 623 \$	0.84	
	6	1871	Séisme	3.04	W310x45	2 - W150x30	W360x421	W360x421	W530x74	0.97	18 333 \$	0.84	
	5	2049	Séisme	4.76	W310x45	1 - W200x42	W360x421	W360x421	W460x89	1.03	17 842 \$	0.84	
	4	2231	Séisme	4.76	W310x52	1 - W200x46	W360x421	W360x421	W530x85	1.08	17 930 \$	0.84	
	3	2400	Séisme	4.76	W310x52	1 - W200x46	W360x634	W360x551	W530x85	1.12	23 485 \$	0.82	
	2	2472	Séisme	4.76	W310x45	1 - W200x46	W360x634	W360x551	W530x92	1.20	23 566 \$	0.82	
	1	2395	Séisme	4.76	W310x45	1 - W200x46	W360x634	W360x551	W530x92	0.81	24 274 \$	0.82	
moyenne:										0.83	Σ	185 611 \$	0.822

Tableau A-3 : déplacements latéraux

MTL 12 C R											
rigide (philosophie 1)						rotulé (philosophie 2)				dérive 2 / dérive 1	
niveaux	hauteur (mm)	$\Delta_w$ (mm)	dérive w	$\Delta_E$ (mm)	dérive E	$\Delta_w$ (mm)	dérive w	$\Delta_E$ (mm)	dérive E	Vent	séisme
12	4115	140.4	0.21%	20.4	0.39%	141.6	0.21%	20.5	0.41%	1.02	1.05
11	4115	128.9	0.24%	18.4	0.41%	129.9	0.24%	18.4	0.43%	1.03	1.05
10	4115	115.9	0.26%	16.3	0.43%	116.5	0.27%	16.2	0.43%	1.03	1.00
9	4115	101.7	0.26%	14.1	0.41%	101.9	0.27%	14	0.41%	1.02	1.00
8	4115	87.2	0.27%	12	0.37%	87.1	0.27%	11.9	0.37%	1.01	1.00
7	4115	72.6	0.26%	10.1	0.35%	72.3	0.26%	10	0.35%	1.01	1.00
6	4115	58.5	0.24%	8.3	0.31%	58.1	0.24%	8.2	0.31%	1.01	1.00
5	4115	45.3	0.23%	6.7	0.31%	44.8	0.22%	6.6	0.31%	0.99	1.00
4	4115	32.9	0.20%	5.1	0.29%	32.5	0.20%	5	0.27%	0.99	0.93
3	4115	21.8	0.17%	3.6	0.25%	21.5	0.17%	3.6	0.27%	0.99	1.08
2	4115	12.4	0.14%	2.3	0.23%	12.2	0.14%	2.2	0.23%	0.97	1.00
1	4270	4.6	0.08%	1.1	0.21%	4.6	0.08%	1	0.19%	1.00	0.91
moyenne:										1.006	1.001

VAN 12 E D											
niveaux	hauteur	rigide (philosophie 1)				rotulé (philosophie 2)				dérive 2 / dérive 1	
		$\Delta_w$ (mm)	dérive w	$\Delta_E$ (mm)	dérive E	$\Delta_w$ (mm)	dérive w	$\Delta_E$ (mm)	dérive E	Vent	séisme
12	4115	93	0.15%	102	1.96%	84.8	0.13%	94.6	1.79%	0.86	0.91
11	4115	85	0.16%	91.9	2.16%	77.9	0.14%	85.4	1.96%	0.88	0.91
10	4115	76	0.17%	80.8	2.18%	70	0.15%	75.3	1.96%	0.88	0.90
9	4115	66.5	0.17%	69.6	2.08%	61.6	0.15%	65.2	1.89%	0.87	0.91
8	4115	57	0.17%	58.9	2.00%	53.3	0.15%	55.5	1.83%	0.88	0.91
7	4115	47.5	0.17%	48.6	1.91%	44.9	0.15%	46.1	1.75%	0.91	0.92
6	4115	38.3	0.16%	38.8	1.73%	36.5	0.15%	37.1	1.61%	0.92	0.93
5	4115	29.6	0.15%	29.9	1.57%	28.5	0.13%	28.8	1.48%	0.93	0.94
4	4115	21.6	0.13%	21.8	1.40%	21.1	0.12%	21.2	1.32%	0.94	0.94
3	4115	14.4	0.11%	14.6	1.22%	14.3	0.11%	14.4	1.19%	0.97	0.97
2	4115	8.2	0.09%	8.3	1.01%	8.3	0.09%	8.3	0.99%	0.98	0.98
1	4270	3	0.05%	3.1	0.58%	3.2	0.06%	3.2	0.60%	1.07	1.03
moyenne:										0.92	0.94



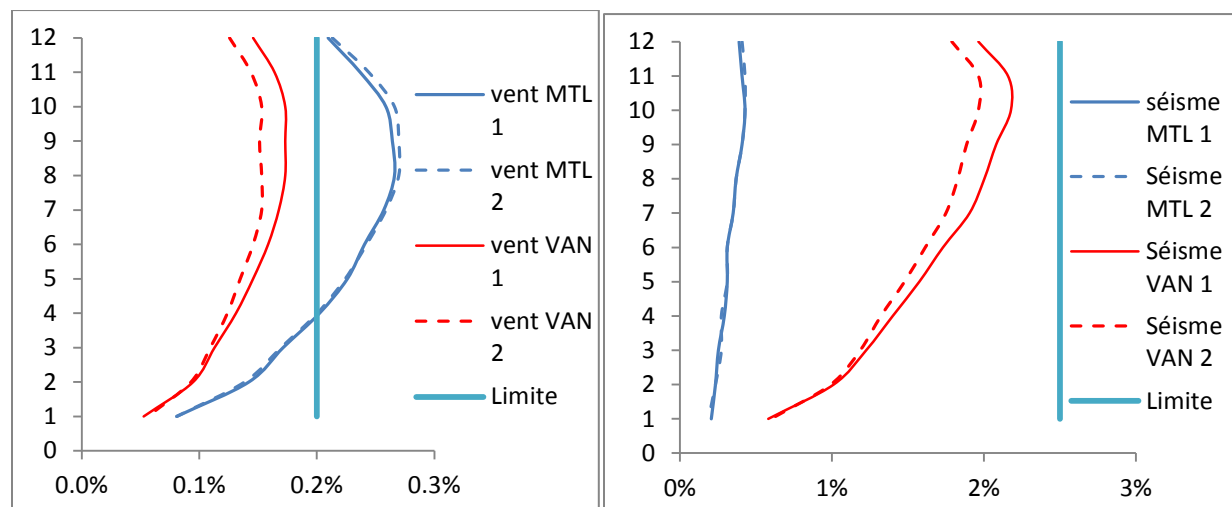
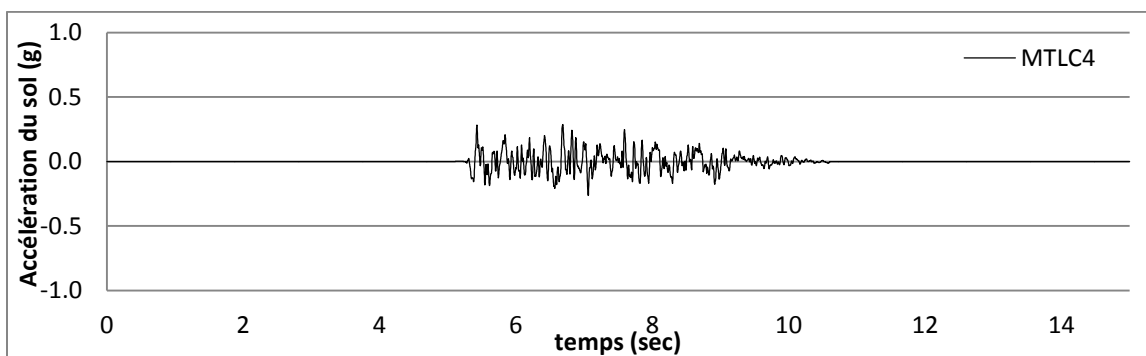
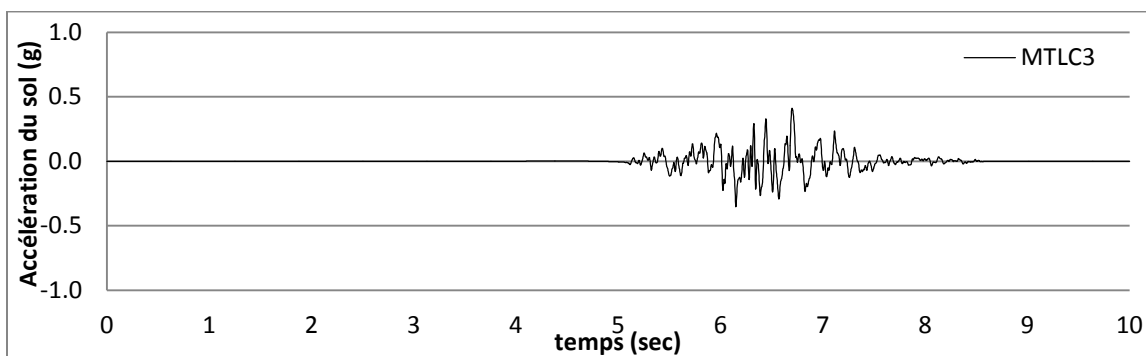
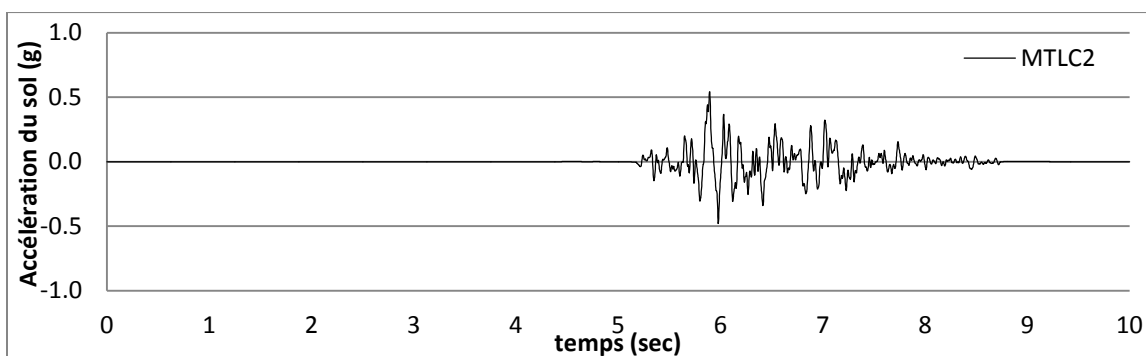
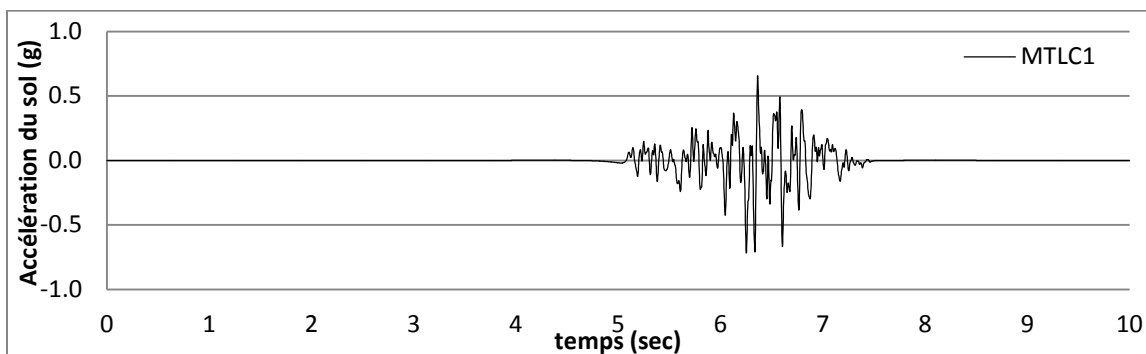


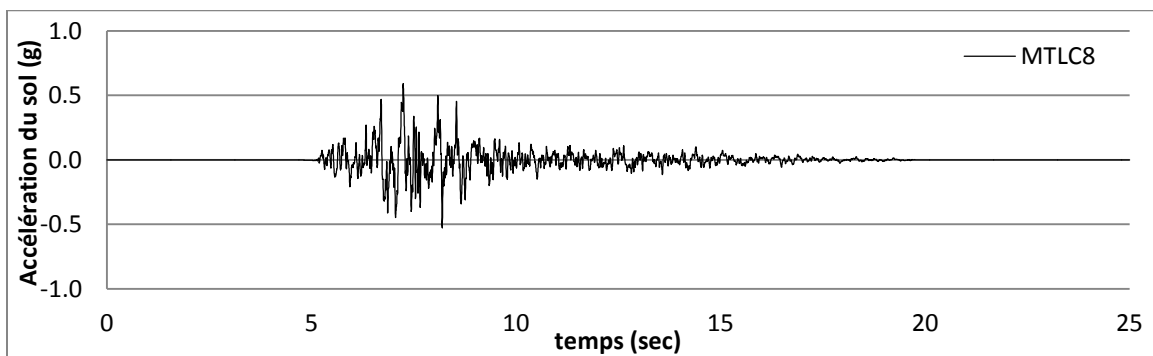
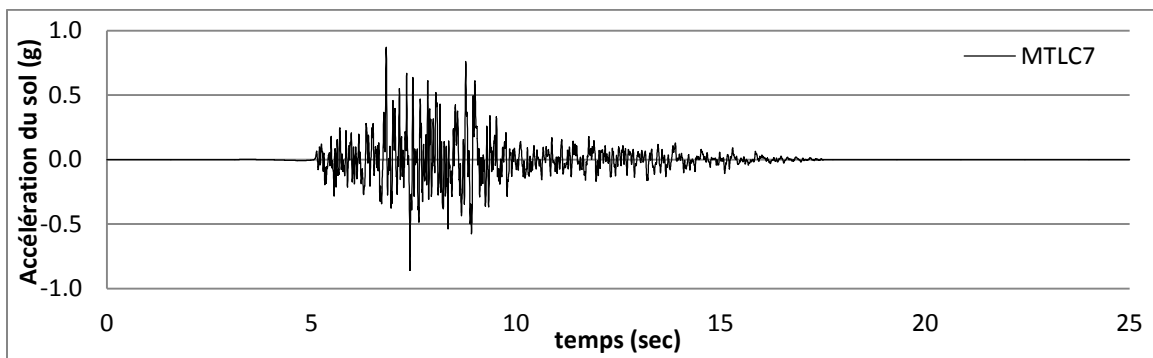
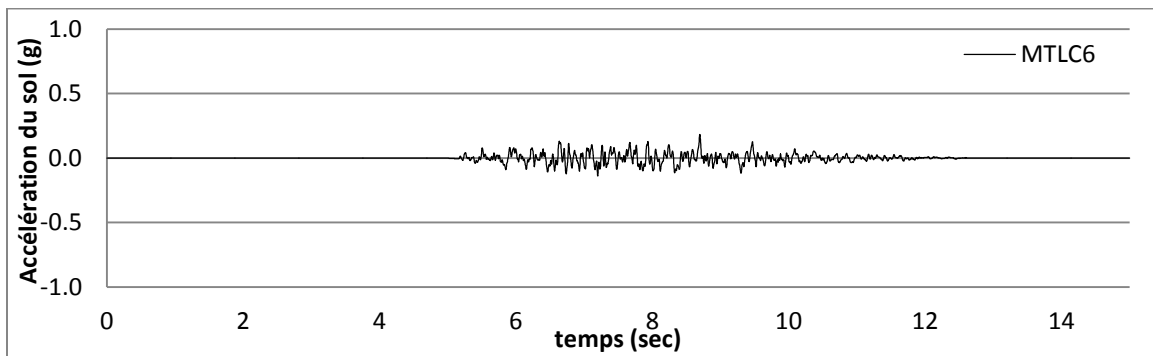
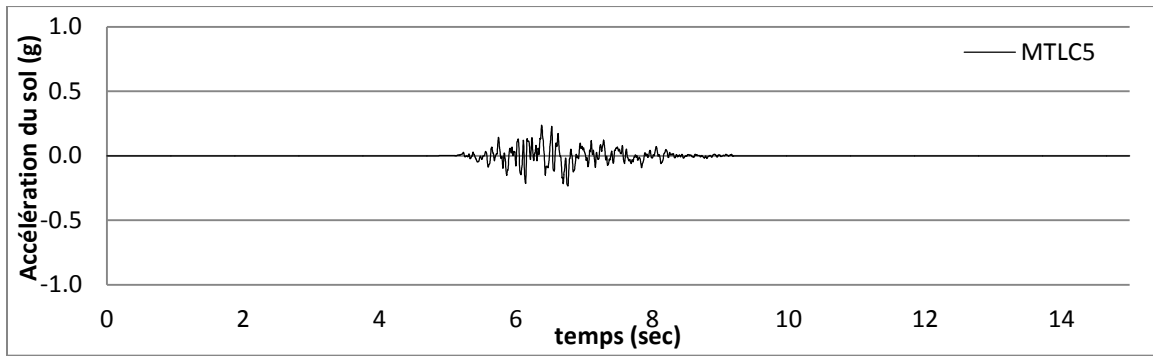
Figure A-6 : Déplacements inter étages sous les charges de vent et les charges sismiques

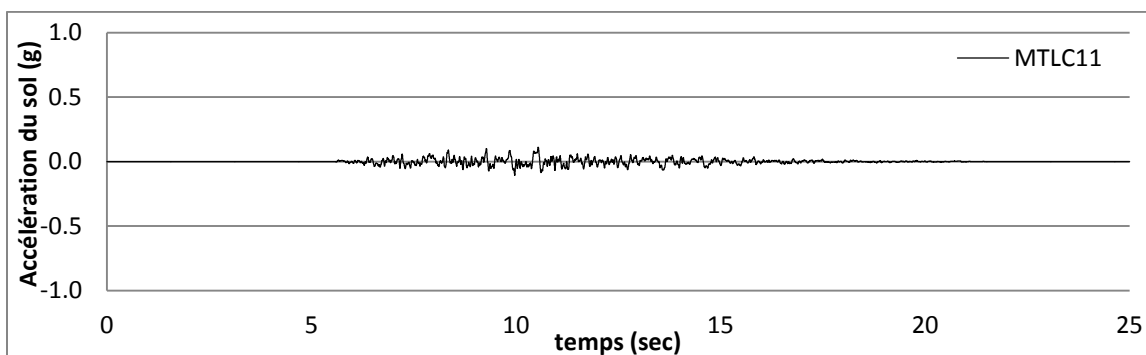
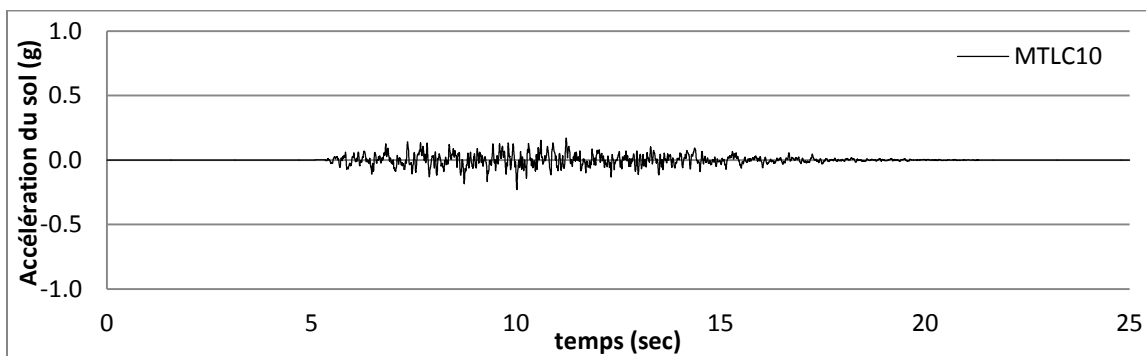
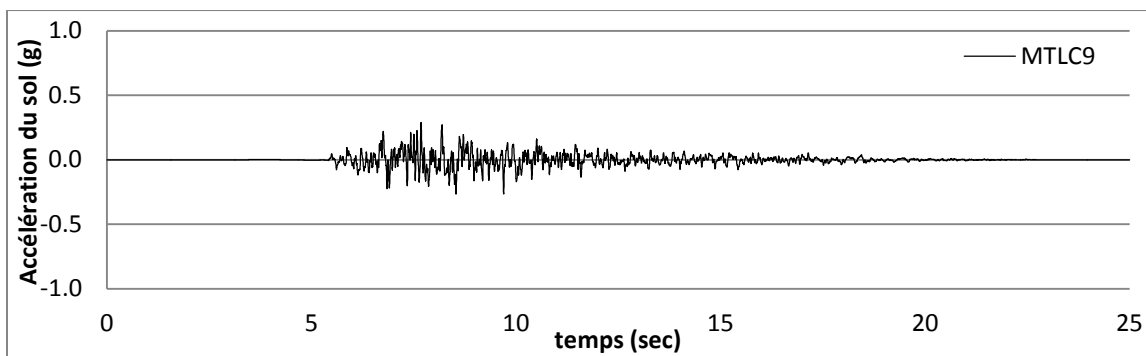
À la lumière de ces résultats, il est évident que la philosophie 2 est plus avantageuse, du moins lors d'une analyse élastique. Les murs de refend ainsi conçus sont plus légers, plus économiques et les déplacements latéraux sont à peu près équivalents pour le spécimen faiblement chargé de Montréal et sont même plus faibles pour celui de Vancouver avec de plus fortes charges.

## ANNEXE B – SIGNAUX SISMQUES SIMULÉS

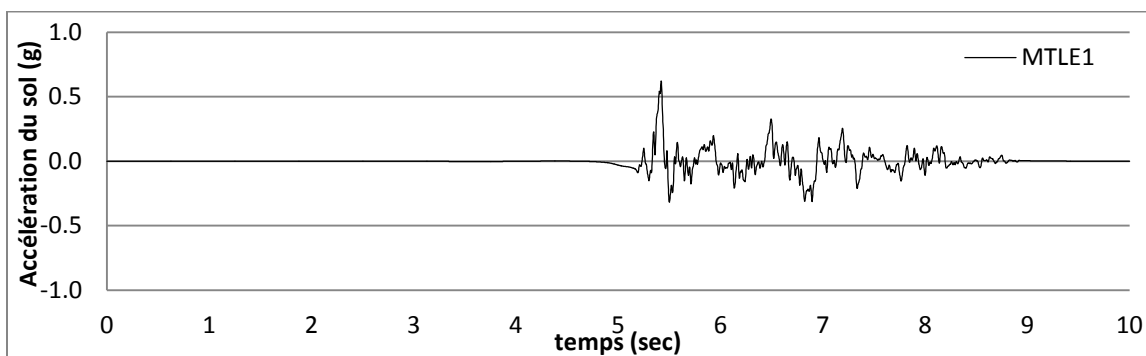
Signaux simulés étalonnés de Montréal, sol de catégorie C

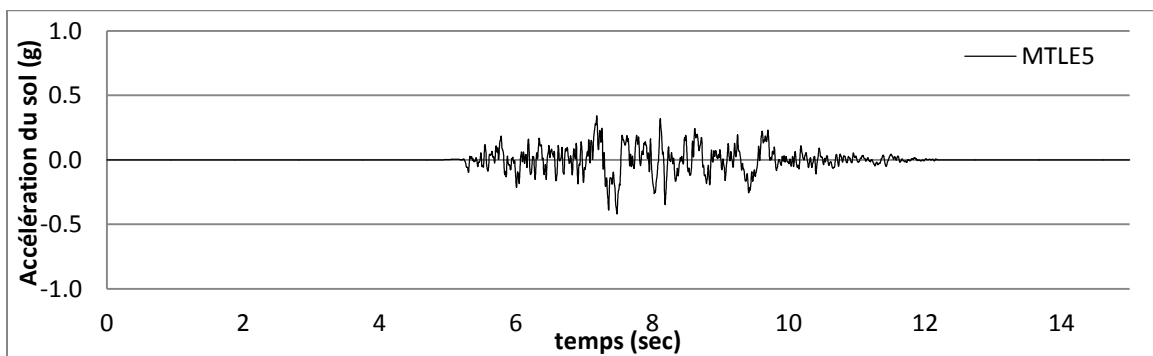
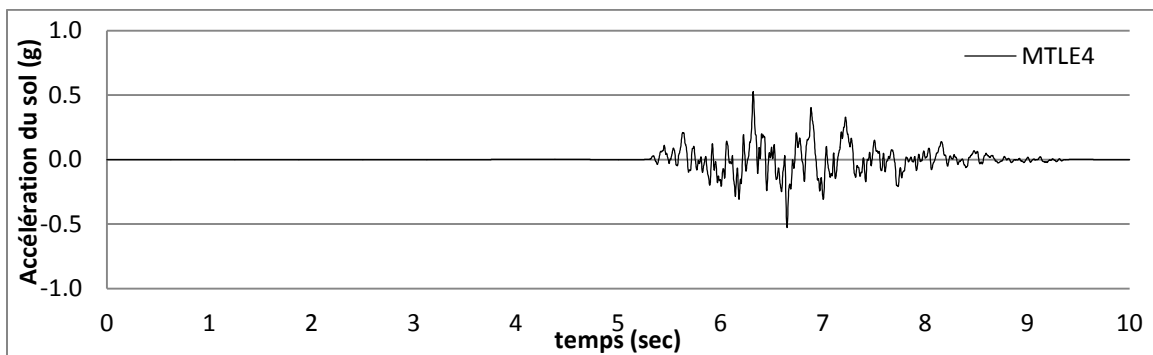
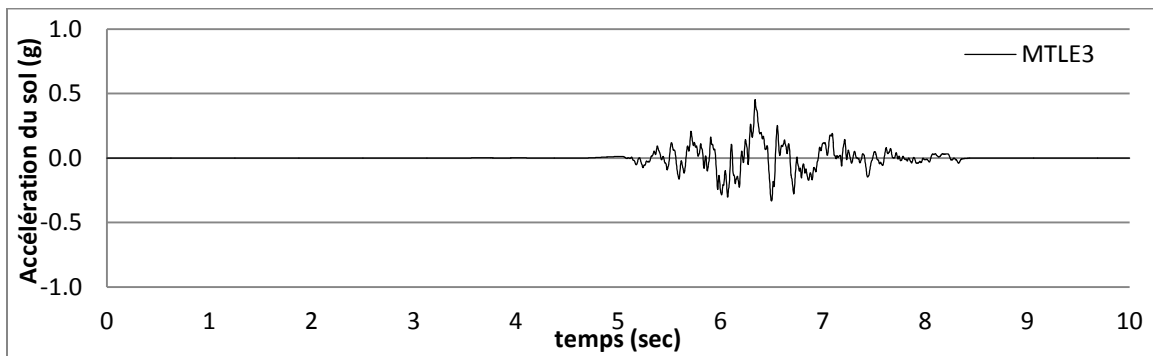
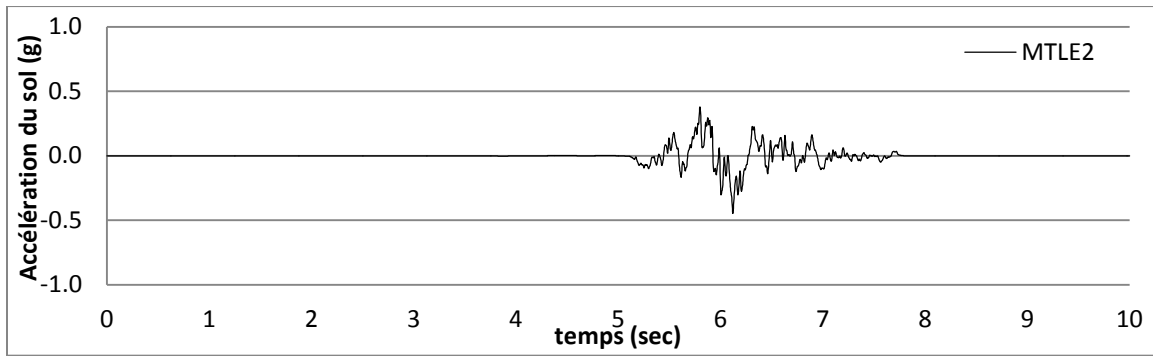


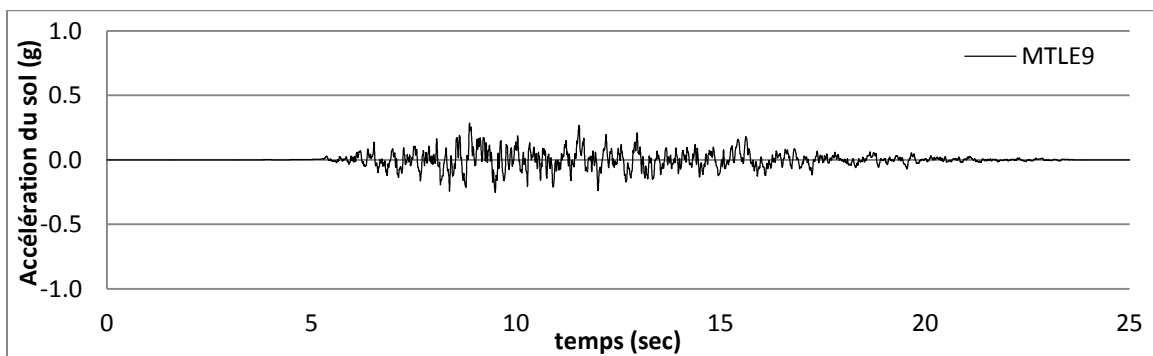
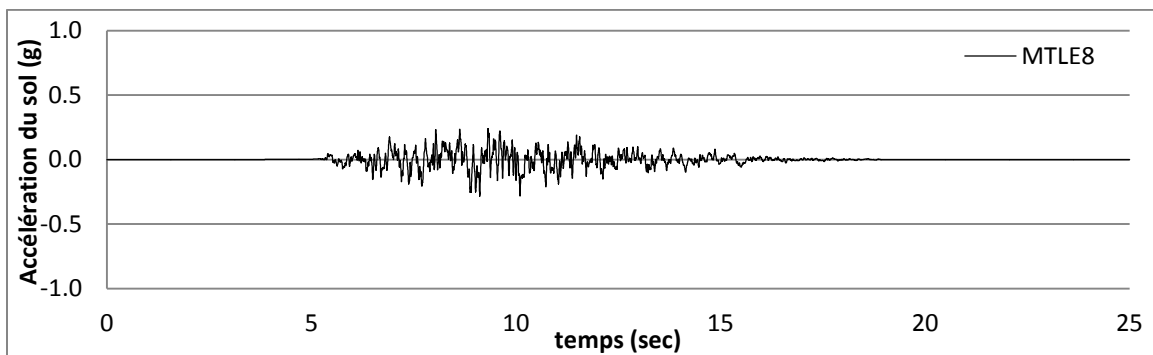
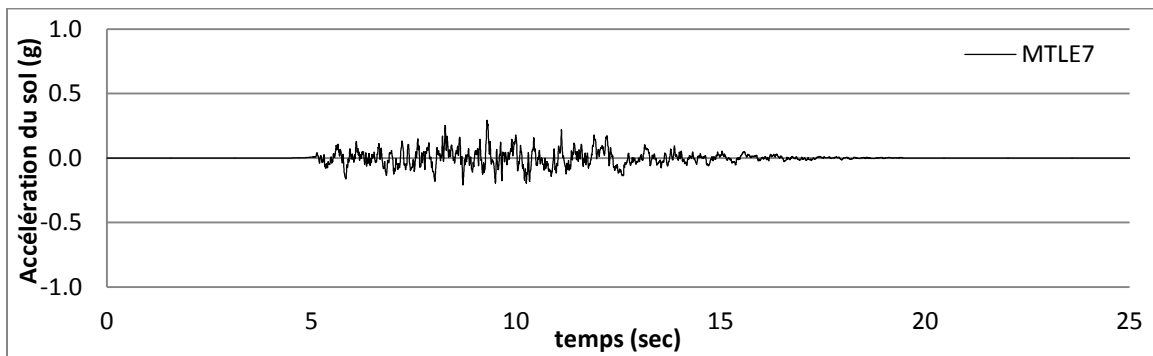
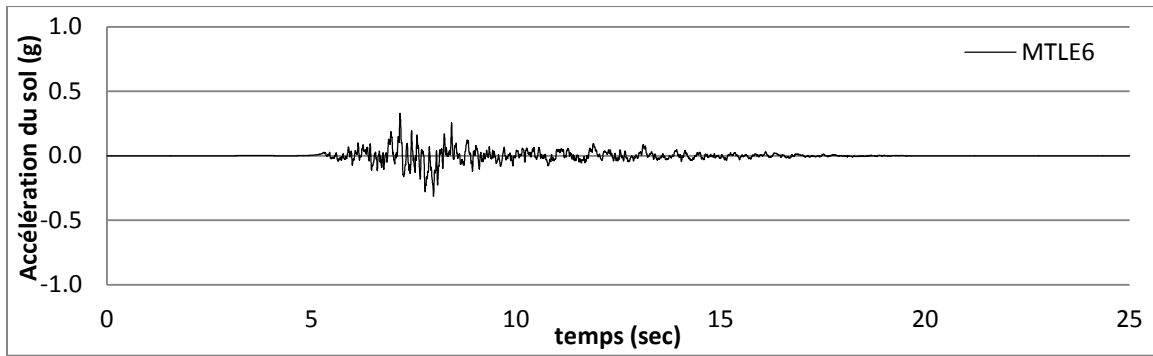


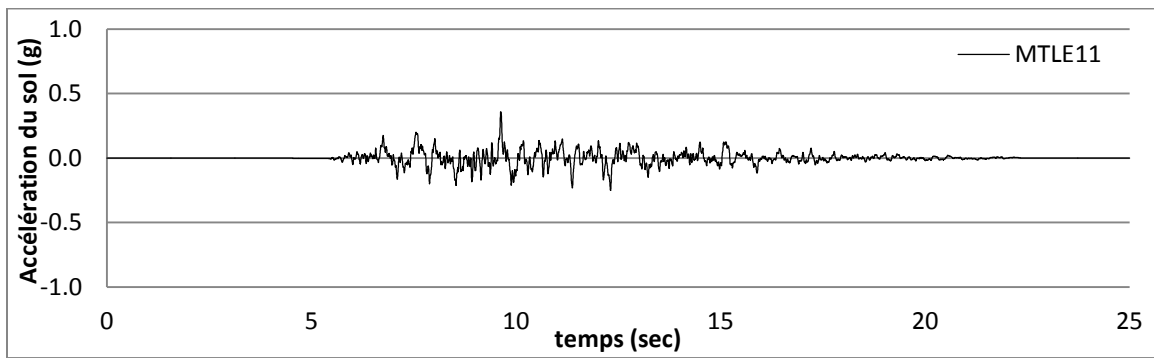
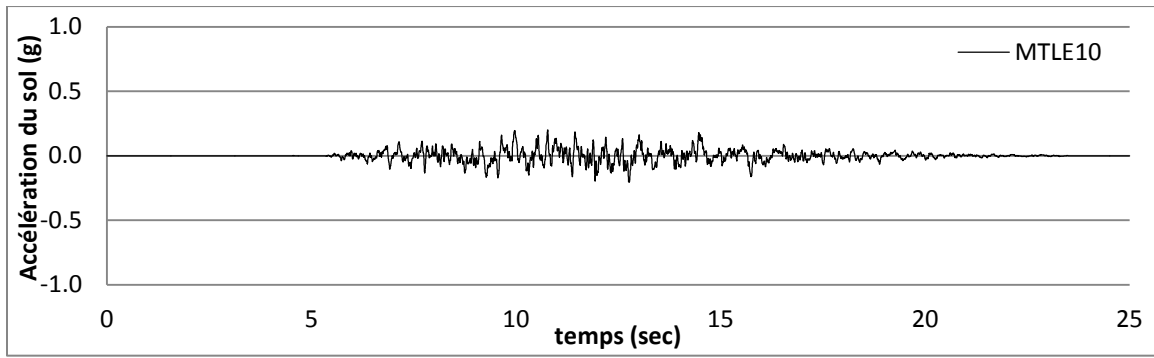


Signaux simulés étalonnés de Montréal, sol de catégorie E



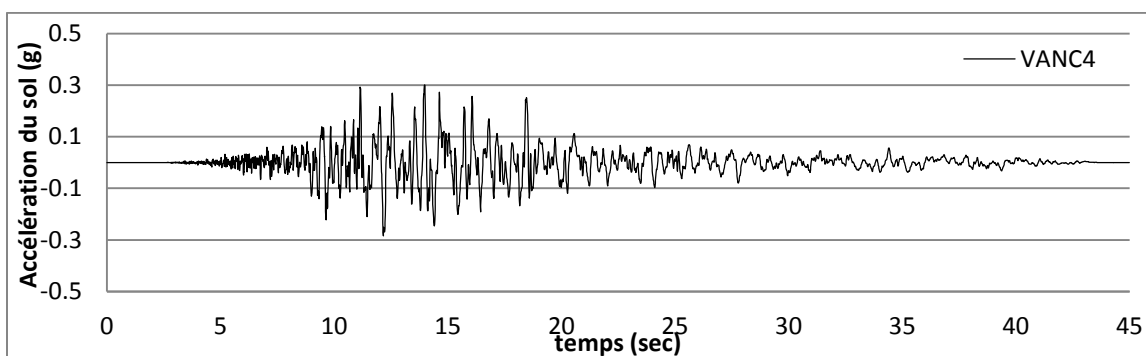
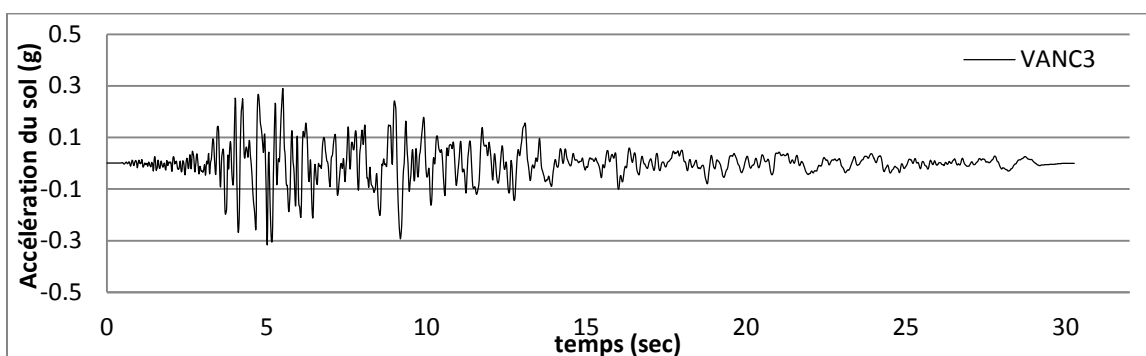
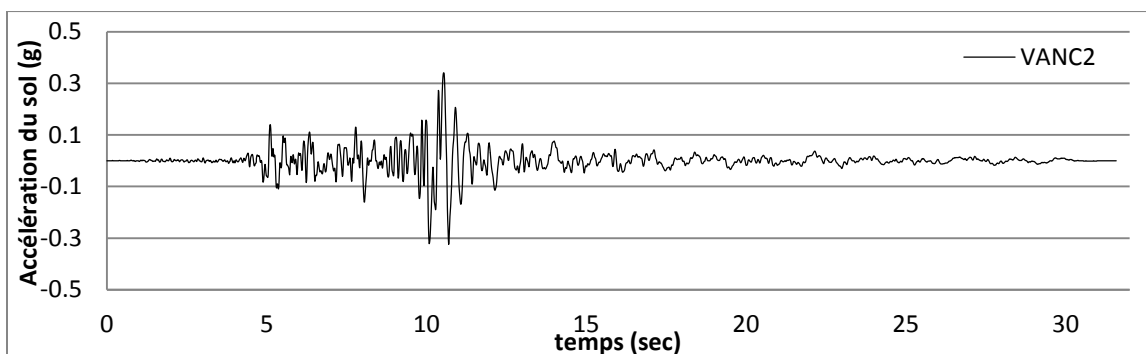
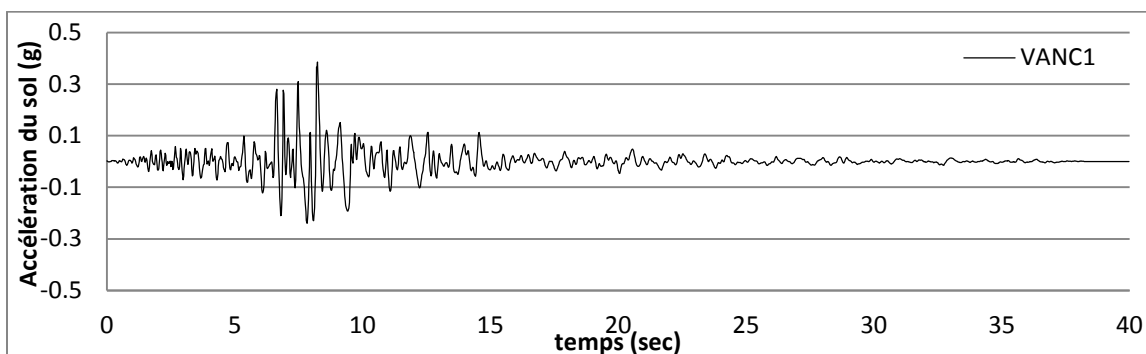




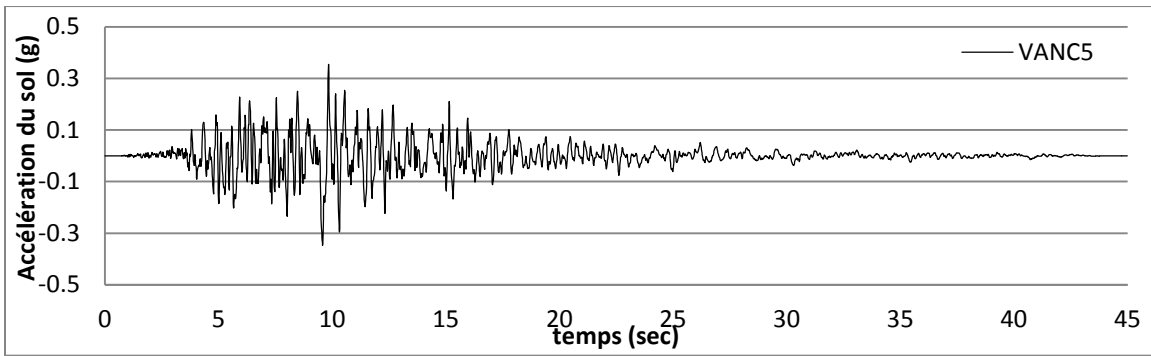


## ANNEXE C – SIGNAUX SISMQUES HISTORIQUES

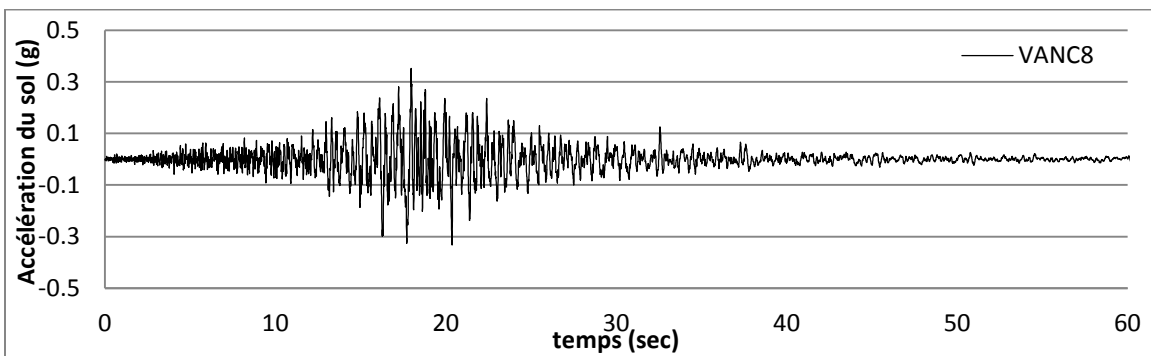
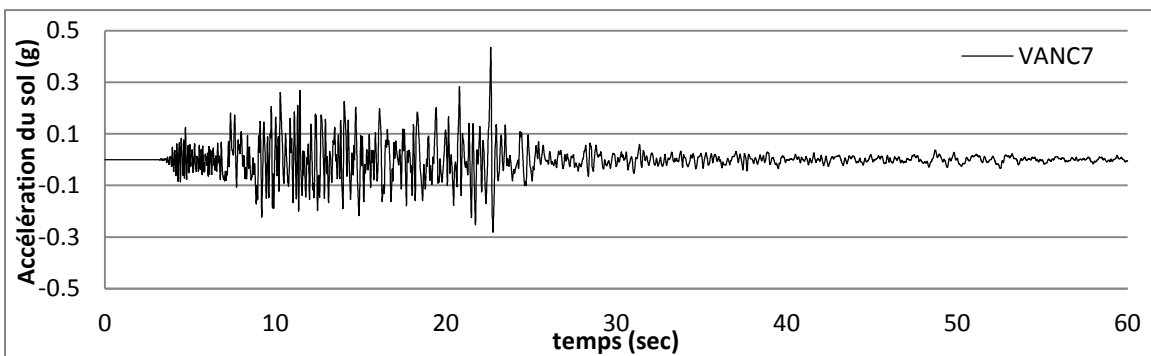
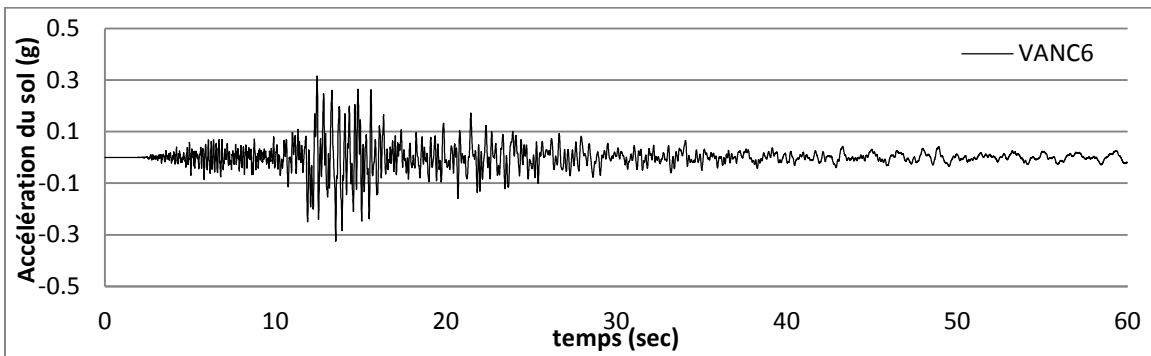
Signaux sismiques étalonnés pour Vancouver catégorie C, type croûte terrestre

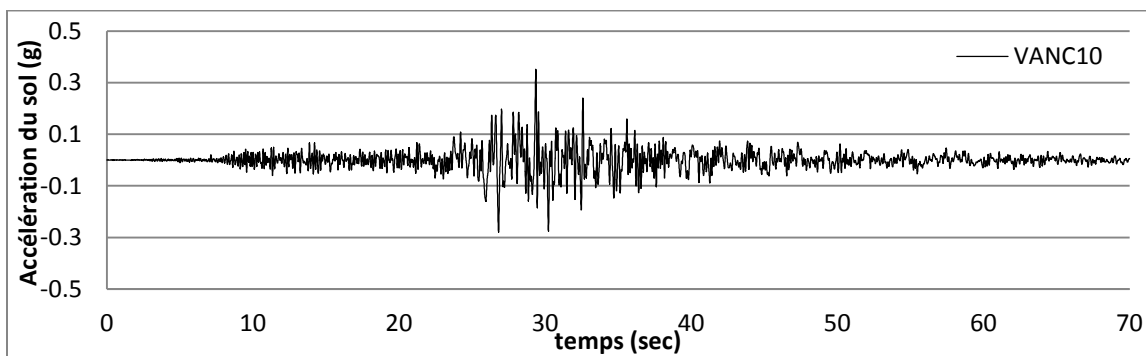
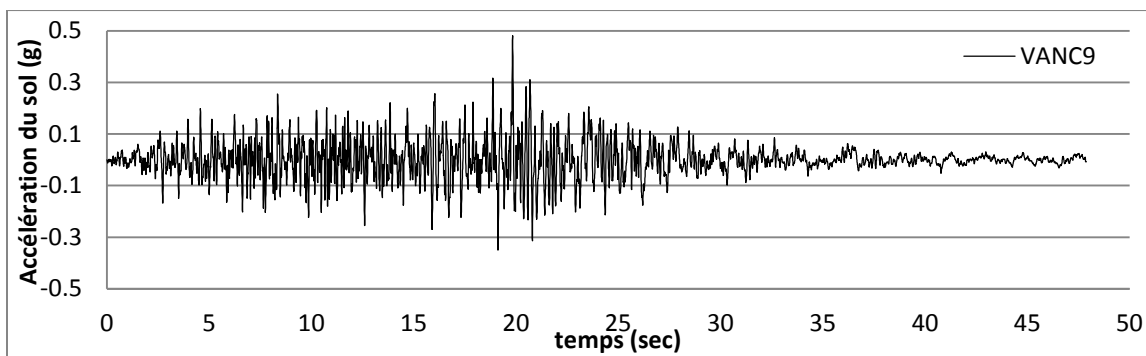




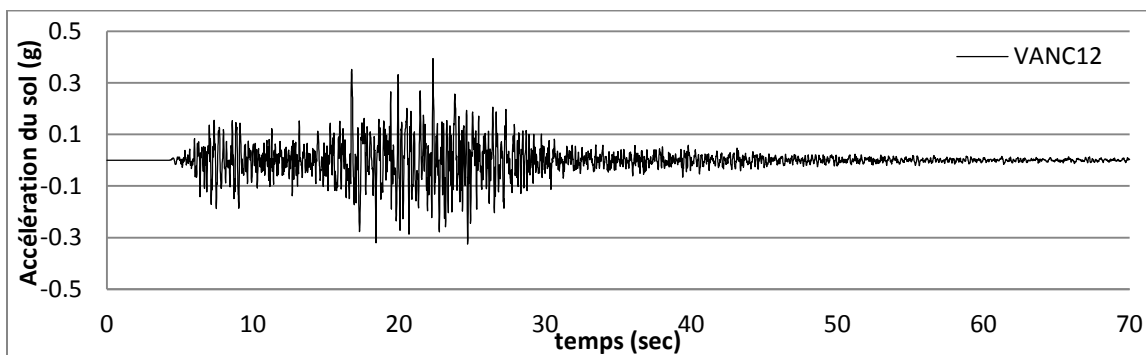
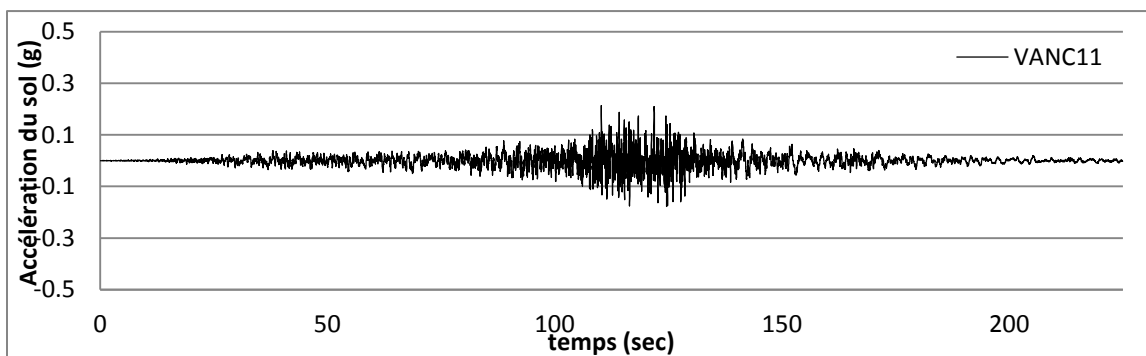


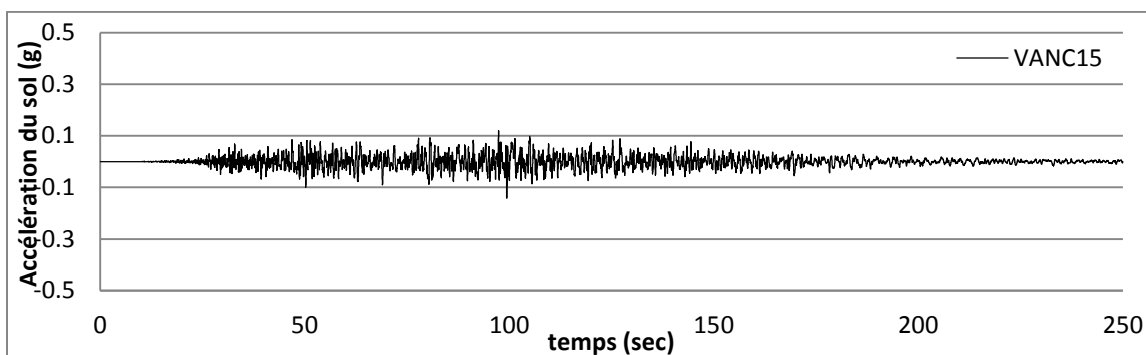
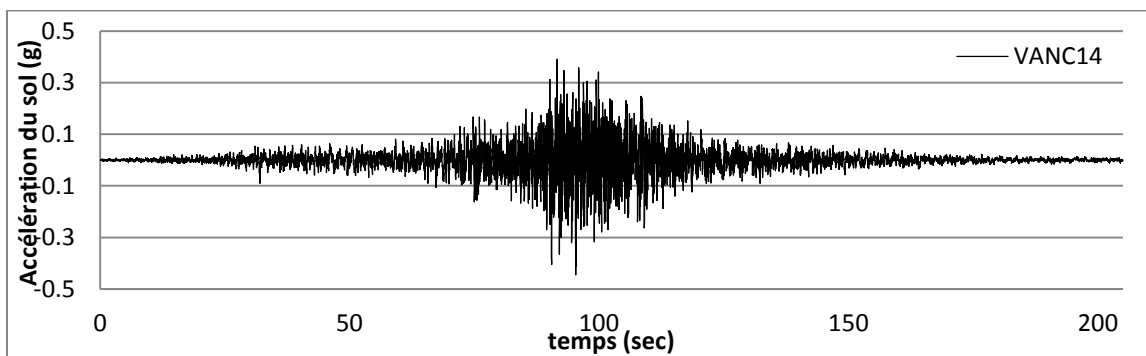
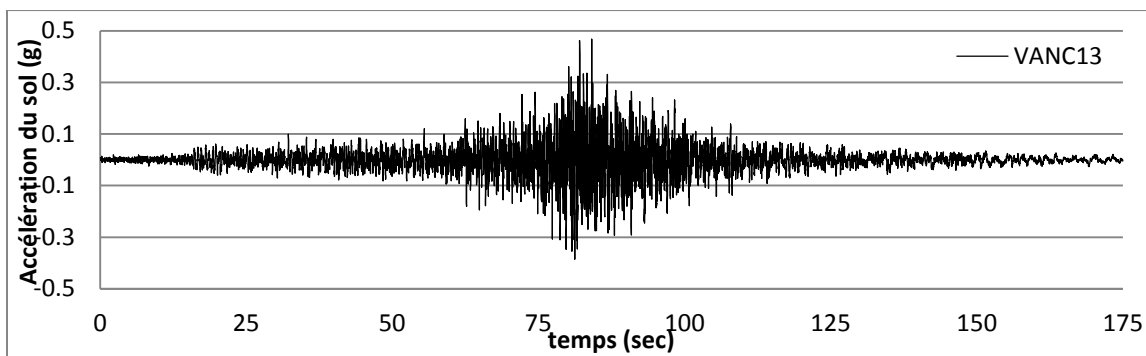
Signaux sismiques étalonnés pour Vancouver catégorie C, type subduction à l'interface



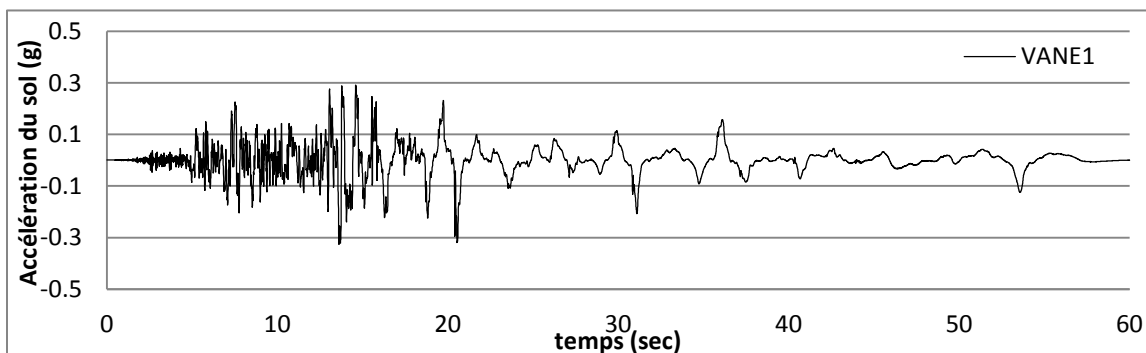


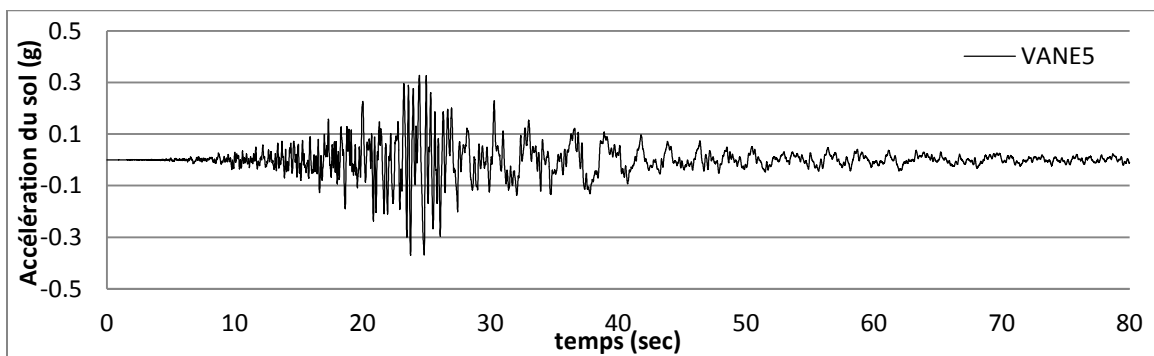
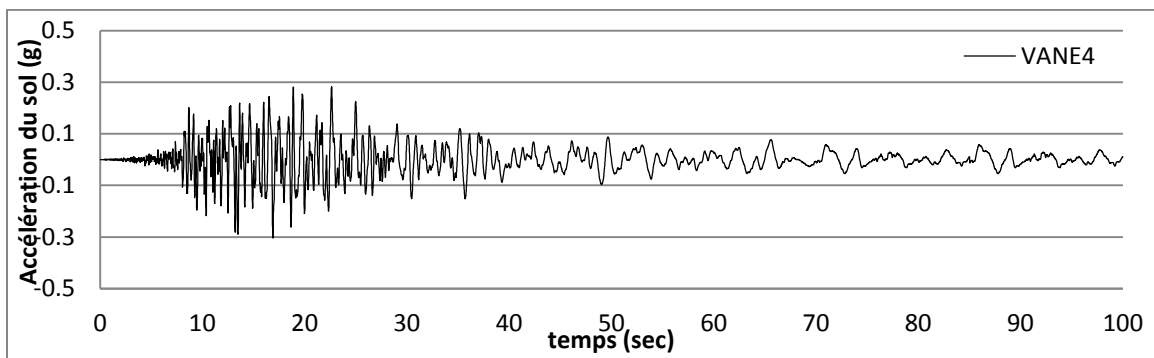
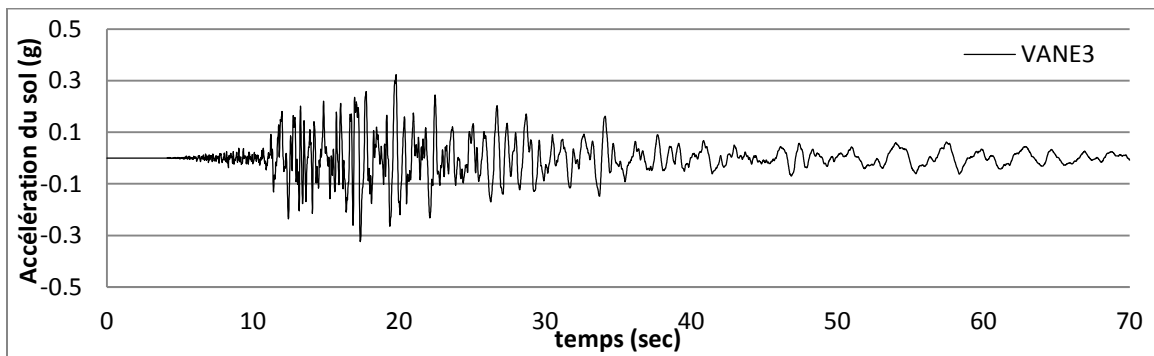
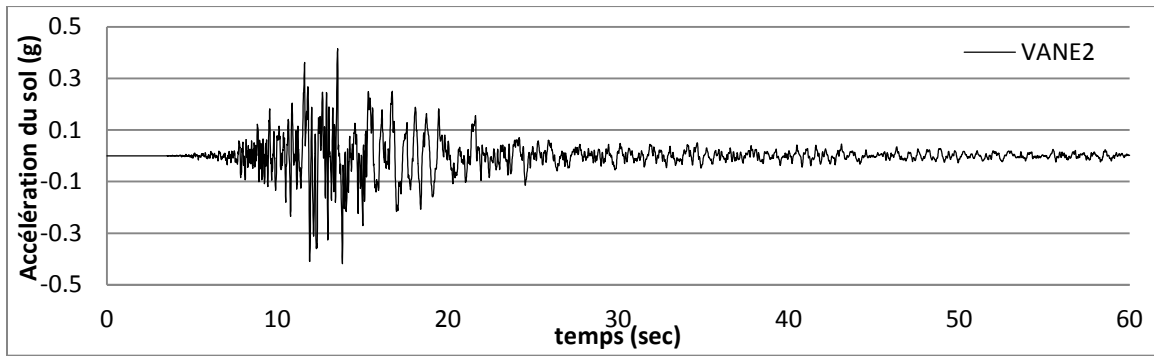
Signaux sismiques étalonnés pour Vancouver catégorie C, type subduction en profondeur



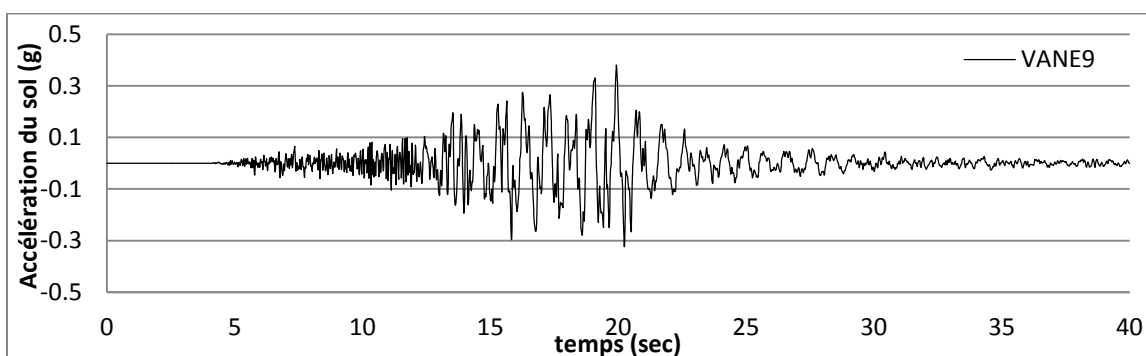
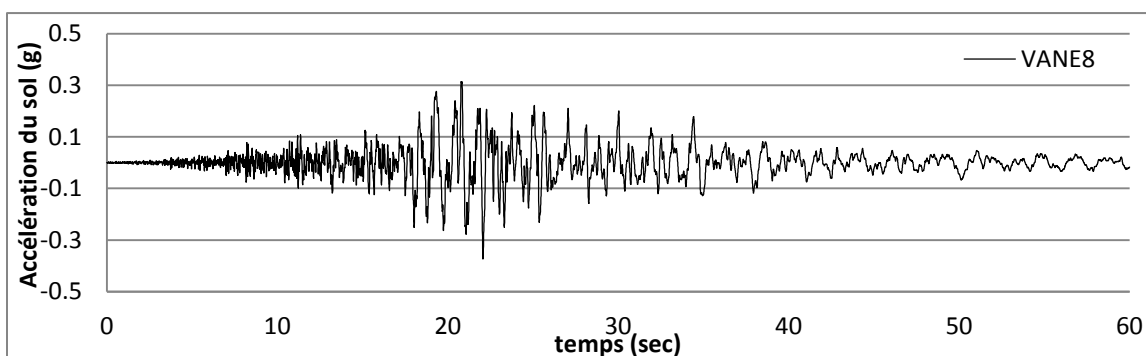
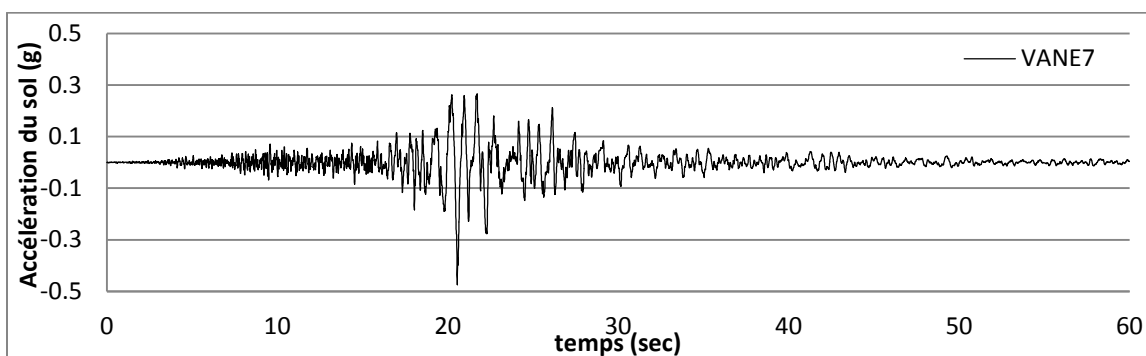
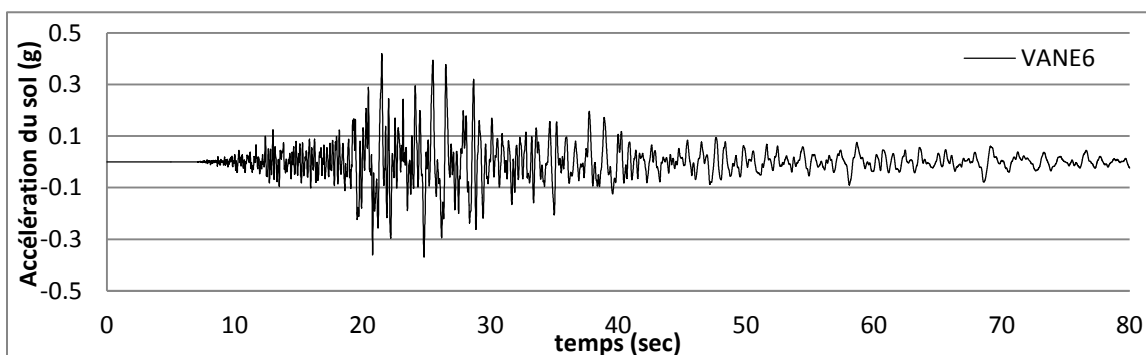


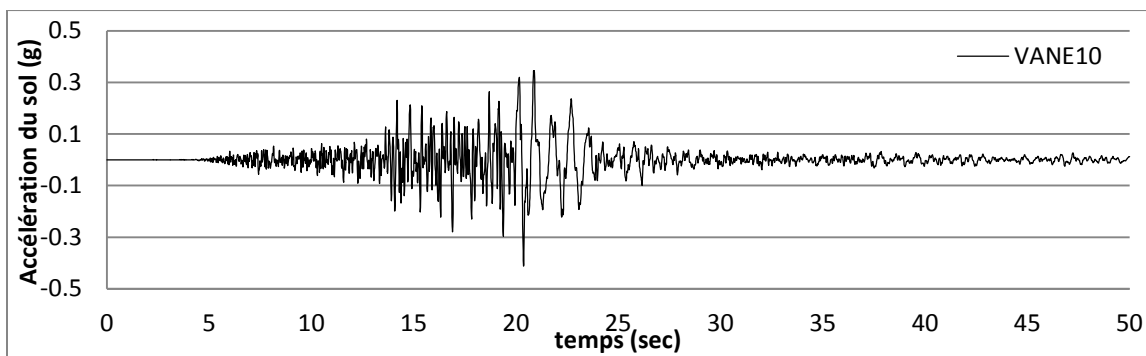
Signaux sismiques étalonés pour Vancouver catégorie E, type croute terrestre





Signaux sismiques étalonés pour Vancouver catégorie E, type subduction à l'interface





Signaux sismiques étalonés pour Vancouver catégorie E, type subduction en profondeur

