

**Titre:** Contreventements berçants gravitaires en acier avec un mécanisme dissipatif recentrant en cisaillement  
Title: dissipatif recentrant en cisaillement

**Auteur:** Simon Dufresne-Landry  
Author:

**Date:** 2025

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

**Référence:** Dufresne-Landry, S. (2025). Contreventements berçants gravitaires en acier avec un mécanisme dissipatif recentrant en cisaillement [Master's thesis, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/65825/>  
Citation:

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/65825/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Robert Tremblay  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

**Contreventements berçants gravitaires en acier avec un mécanisme dissipatif  
recentrant en cisaillement**

**SIMON DUFRESNE-LANDRY**

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Avril 2025

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé:

**Contreventements berçants gravitaires en acier avec un mécanisme dissipatif  
recentrant en cisaillement**

présenté par **Simon DUFRESNE-LANDRY**

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

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

**Najib BOUAANANI**, président

**Robert TREMBLAY**, membre et directeur de recherche

**Richard SIMON**, membre et codirecteur de recherche

**Mahdi BEN-FTIMA**, membre

## DÉDICACE

*À mes parents, Pierre et Denise.*

*À ma soeur, Sarah.*

*À Sihem.*

## REMERCIEMENTS

Il se peut que, soudain concentrant ses efforts,  
 L'ouragan prisonnier dans les cavernes fonde  
 Sur une des parois de sa prison profonde.  
 Alors la terre penche où l'incline le vent,  
 Et dans le même sens elle porte en avant  
 Les murs et les palais qui couvrent sa surface :  
 Plus ils sont près du ciel, plus leur faîte menace ;  
 Les poutres hors d'aplomb, prêtes à s'en aller,  
 Pendent. L'on tremble, à voir de tels blocs s'ébranler  
 Que l'heure n'ait sonné du désastre suprême,  
 L'heure où la mort attend la Nature elle-même.  
*Lucrèce, De rerum Natura, I<sup>er</sup> siècle av. J.-C.*

Tout d'abord, il me fait un grand bonheur de remercier ceux qui ont su m'encourager et me soutenir tout au long de mes études de maîtrise, particulièrement Robert Tremblay et Richard Simon.

C'est également un plaisir de remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), SDK et associés, puis Polytechnique Montréal pour leur contribution financière à ce mémoire. Par ailleurs, je souhaite remercier François Landreville, professeur de structure d'acier du Collège Ahuntsic, pour avoir cru en moi et m'avoir donné le goût de poursuivre mes études dans le domaine de la conception des structures.

Je remercie mes parents, Denise et Pierre, puis ma sœur Sarah pour leur dévouement durant mes études.

Enfin, je remercie particulièrement ma conjointe, Sihem. Tu m'as fait confiance. Tu m'as soutenu et je t'en suis reconnaissant.

## RÉSUMÉ

Au Canada, deux régions densément peuplées sont susceptibles de subir des tremblements de terre importants : le sud-ouest de la Colombie-Britannique, particulièrement Victoria et Vancouver, puis les vallées de la rivière des Outaouais et du fleuve Saint-Laurent, où se trouvent Ottawa et Montréal. Dans ces régions, les bâtiments doivent être conçus pour résister aux effets des séismes en assurant la sécurité du public. Dans le cas des bâtiments de protection civile, notamment les hôpitaux et écoles, ils sont soumis à des exigences plus sévères afin qu'ils demeurent fonctionnels après un séisme majeur.

Afin d'améliorer le comportement sismique des contreventements concentriques, il est possible de permettre aux colonnes de se soulever des fondations pour créer des contreventements berçants. Ils forment un système structural qui se déforme et revient à sa position originale, sans subir de dommages, lorsque soumis à des secousses sismiques. Ils représentent donc une solution idéale pour les bâtiments devant offrir une performance sismique supérieure. Le système génère cependant des forces sismiques importantes, attribuables aux modes supérieurs et auxquelles il doit résister, ce qui peut engendrer des coûts élevés. Une configuration a récemment été proposée pour limiter ces forces, sans altérer le comportement du système. Faisant usage de contreventement berçant gravitaire, il repose sur le soulèvement des colonnes du système sismique pour dissiper l'énergie des secousses, puis il fait l'usage des diagonales de contreventement pouvant glisser lorsque soumises à une force axiale importante, ce qui améliore davantage la réponse sismique de la structure.

Une méthode de conception est proposée, puis des essais numériques sur des bâtiments de 8 à 20 étages, situés à Vancouver et Montréal, permettent d'évaluer la pertinence du système. Les simulations sont effectués à l'aide du logiciel SAP2000 (*SAP2000 Ultimate*, 2023) et les bâtiments sont évalués selon le Code national du bâtiment du Canada 2020. Les résultats des essais numériques démontrent l'utilité du système et son fonctionnement. Certaines lacunes et problématiques reliées à l'usage des contreventements berçants gravitaires sont observées, discutées, puis des recommandations sont proposées.

## ABSTRACT

In Canada, two densely populated regions are susceptible to significant earthquakes: the southwest of British Columbia, particularly Victoria and Vancouver, and the valleys of the Ottawa River and the St. Lawrence River, where Ottawa and Montreal are located. In these regions, buildings must be designed to withstand the effects of earthquakes and ensure public safety. In the case of civil protection buildings, such as hospitals and schools, they are subject to stricter requirements to remain functional after a major earthquake.

To improve the seismic behavior of concentric bracing systems, it is possible to allow the columns to uplift at their base to create rocking braces. They form a structural system that deforms and returns to its original position without suffering damage when subjected to strong seismic shaking. Therefore, they represent an ideal solution for buildings requiring superior seismic performance. However, the system generates significant seismic forces attributed to higher modes that it must withstand, which can result in high costs. A configuration has recently been proposed to limit these forces without altering the system's behavior. It uses gravity rocking braced frames by lifting the columns of the seismic system to dissipate the seismic energy, and it employs diagonal bracing that can slide when subjected to significant axial force, further improving the structure's seismic response.

A design method is proposed, and numerical tests on buildings ranging from 8 to 20 stories located in Vancouver and Montreal are conducted to assess the system's relevance. The tests are performed using the SAP2000 software, and the buildings are evaluated according to the 2020 National Building Code of Canada. The results of the numerical tests demonstrate the usefulness and proper functioning of the system. Some shortcomings and issues related to the use of gravity rocking bracing are observed, discussed, and recommendations are made.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VI
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES .....	XI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte et problématique .....	1
1.2 Objectifs du mémoire .....	2
1.3 Méthodologie .....	3
1.4 Organisation du mémoire .....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	6
2.1 Introduction .....	6
2.2 Code national du bâtiment.....	9
2.3 Bercement.....	10
2.4 Recentrage.....	14
2.5 Appareils dissipateurs d'énergie .....	16
2.6 Contact sol structure.....	16
2.7 Effet des modes supérieurs.....	17
2.8 Structures auto-centrantes .....	20
2.9 Considérations économiques .....	21
2.10 Sélection et étalonnage des accélérogrammes .....	22
2.11 Conclusion.....	26

CHAPITRE 3 CONCEPTION ET MODÉLISATION .....	27
3.1 Géométrie et localisation des bâtiments.....	27
3.1.1 Coupes des bâtiments .....	28
3.1.2 Localisation .....	28
3.2 Modèle numérique.....	29
3.2.1 Description du modèle .....	29
3.2.2 Particularités des modèles .....	30
3.3 Conception du bâtiment .....	32
3.3.1 Normes de conception et matériaux .....	32
3.3.2 Conception du système gravitaire .....	32
3.3.3 Conception du système de reprise des forces gravitaires et latérales.....	34
3.3.4 Dimensionnement du SRFS .....	45
3.4 Sélection et étalonnage des enregistrements sismiques .....	49
3.4.1 Sismicité des sites étudiés .....	49
3.4.2 Sélection et étalonnage.....	50
3.5 Conclusion.....	56
CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET INTERPRÉTATIONS .....	57
4.1 Campagne d'analyse temporelle .....	58
4.1.1 Effet des diagonales non linéaires .....	58
4.2 Comportement général du système .....	60
4.2.1 Soulèvement lors du berçement .....	63
4.2.2 Glissement de la diagonale non linéaire.....	64
4.2.3 Demande axiale dans les diagonales et colonnes .....	66
4.2.4 Glissement latéral .....	68

4.2.5	Assemblage à frottement en traction.....	70
4.2.6	Déplacement permanent au toit.....	71
4.2.7	Accélération horizontale .....	73
4.3	Conclusion.....	75
CHAPITRE 5 DISCUSSION ET ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES .....		76
5.1	Discussion .....	76
5.2	Diagonales à glissement en traction.....	82
5.3	Considérations pour la conception des fondations .....	83
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....		85
6.1	Conclusion.....	85
6.2	Limitations de l'étude.....	90
6.3	Recommandations .....	90
RÉFÉRENCES.....		92

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 Charges gravitaires pour le site Vancouver.....	32
Tableau 3.2 Charges gravitaires pour le site Montréal.....	33
Tableau 3.3 Poids sismique du modèle de 8 étages .....	35
Tableau 3.4 Valeurs des spectres de calcul de Montréal et Vancouver .....	37
Tableau 3.5 Périodes T et Tu des bâtiments de 8, 12 et 16 étages à Montréal .....	42
Tableau 3.6 Périodes T et Tu des bâtiments de 8, 12 et 16 étages à Vancouver.....	42
Tableau 3.7 Périodes des bâtiments de 8 étages.....	50
Tableau 3.8 Enregistrements sismiques – Faible intensité, distance rapprochée.....	51
Tableau 3.9 Enregistrements sismiques – Grande intensité, distance éloignée .....	51
Tableau 3.10 Enregistrements sismiques - Crustaux .....	52
Tableau 3.11 Enregistrements sismiques - Intraplaques .....	52
Tableau 3.12 Enregistrements sismiques - Subduction d'interface .....	53
Tableau 4.1 Réduction de tonnage d'acier.....	60
Tableau 4.2 Soulèvement des colonnes.....	63
Tableau 4.3 Déplacements permanents au toit.....	72

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Bâtiments utilisant des colonnes berçantes : a) Temple d'Hercule Olivarius de Rome; b) Temple de Cnossos de Crète; c) Temple de Neptune en Campanie; d) Temple d'Amon à Louxor (tirée de Wikimedia Commons ©) .....	7
Figure 2.2 Historique de la recherche sur les systèmes berçants (Tirée de Zhong et al., 2022) .....	8
Figure 2.3 Le bloc rigide de Housner se soulevant (tirée de Housner, 1963) .....	10
Figure 2.4 Le modèle flexible à 1 DDL de Meek (tirée de Meek, 1975) .....	11
Figure 2.5 Te Puni Village à Wellington, Nouvelle-Zélande (tirée de Google Maps) .....	12
Figure 2.6 Centre médical Killmore en Nouvelle-Zélande (tirée de Wiebe et al. 2014) .....	13
Figure 2.7 Siège social de la commission des services publics de San-Francisco (tirée de Wikimedia Commons ©) .....	13
Figure 2.8 Bercement par câbles de post-tension (adaptée de Tremblay et al., 2019) .....	14
Figure 2.9 Bercement par charges gravitaires (adaptée de Tremblay et al., 2019) .....	14
Figure 2.10 Courbe force-déplacement d'un contreventement berçant gravitaire .....	15
Figure 2.11 Dissipateur d'énergie à frottement de Ringfeder © (tirée de Ringfeder.com) .....	16
Figure 2.12 Moment de renversement (gauche) et efforts tranchants aux étages (droite) .....	18
Figure 2.13 Région de l'Ouest du Québec illustrant la magnitude et l'épicentre des événements sismiques historiques (tirée de Séismes Canada) .....	22
Figure 2.14 Sismoscopie de la zone de subduction de Cascadia (tirée de U.S Geological Survey) ..	23
Figure 3.1 Vue en plan des bâtiments à l'étude .....	28
Figure 3.2 Localisation des sites : a) À Vancouver; b) À Montréal .....	29
Figure 3.3 Modèle du bâtiment de 8 étages sur SAP2000 © .....	30
Figure 3.4 Éléments non-linéaires de la structure (adaptée de Tremblay (2021)) .....	30

Figure 3.5 a) Schéma de l'élément « gap » (tiré du CSI Analysis Reference Manual); b) Paramètres dans SAP2000 .....	31
Figure 3.6 Spectre de calcul du site de : A) Montréal; B) Vancouver .....	37
Figure 3.7 Paramètres de la source de la masse .....	39
Figure 3.8 Analyse spectrale de conception : a) Analyse 1 pour obtenir la réaction RE; b) Analyse 2 pour obtenir les efforts dus au premier mode; c) Analyse 3 pour obtenir les efforts des modes supérieurs (tirée et adapté de Tremblay (2020)) .....	39
Figure 3.9 Paramètres de l'analyse spectrale et modale tenant uniquement compte du premier mode de vibration.....	40
Figure 3.10 Paramètres du ressort flexible.....	41
Figure 3.11 Efforts de conception des colonnes (gauche) et des diagonales (droite). Les lignes rouges sont les résultats de Vancouver et les bleues sont ceux de Montréal .....	44
Figure 3.12 Comportement lors du glissement : a) Configuration non-déformée; b) Configuration déformée; c) Efforts lors du glissement et au point de rupture de la poutre .....	45
Figure 3.13 Effets du vent sur la structure de Vancouver en termes de déplacement (gauche) et de glissement latéral des étages (droite) .....	48
Figure 3.14 Carte de la zone de subduction de Cascadia (adaptée de USGS (2007)) .....	50
Figure 3.15 Spectres d'aléa sismique de Vancouver (subduction d'interface).....	54
Figure 3.16 Spectres d'aléa sismique de Vancouver (crustaux et intraplaques).....	54
Figure 3.17 Spectres d'aléa sismique de Montréal (faible intensité, distance rapprochée).....	55
Figure 3.18 Spectres d'aléa sismique de Montréal (grande intensité, distance éloignée) .....	55
Figure 4.1 Demandes axiales dans les colonnes (gauche) et les diagonales (droite) .....	59
Figure 4.2 Comportement du cadre sous un séisme de subduction d'interface M9 à Vancouver ..	61
Figure 4.3 Historique temporel du déplacement du toit, de la charge axiale de compression des colonnes et du soulèvement de la base des colonnes des CBG de 20 étages à Vancouver pendant la portion de forte secousse du séisme de 2003 M8.3 Tokachi-oki, Biratori-W :	

Déplacement du toit (haut) ; Charge axiale des colonnes (milieu) ; Soulèvement de la base (bas).....	62
Figure 4.4 Valeurs moyennes des déplacements de glissement maximal dans les assemblages de friction des bâtiments de 8, 12, 16 et 20 étages.....	65
Figure 4.5 Demande axiale de la structure dans les colonnes (gauche) et les diagonales (droite) .....	67
Figure 4.6 Déplacement latéral des structures à Montréal (gauche) et Vancouver (droite).....	69
Figure 4.7 a) Assemblage de compression (adapté de Tremblay & Darwiche) b) Différence de glissement sous les séismes d'interface de subduction de Vancouver .....	70
Figure 4.8 Déplacement au 1er étage et au toit : a) Séisme « <i>crustal</i> »; b) Séisme « <i>subduction</i> » .....	72
Figure 4.9 Accélération horizontale des structures à Montréal (gauche) et Vancouver (droite) ...	74

## Liste des sigles et abréviations

### **Sigles**

AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BRB	<i>Buckling-restrained braces</i>
CB	<i>Contreventement berçant</i>
CBG	<i>Contreventement berçant gravitaire</i>
CCEE-PCEE	<i>Canadian Conference - Pacific Conference on Earthquake Engineering</i>
CNB	<i>Code National Du Bâtiment</i>
CNBC	<i>Code National Du Bâtiment - Canada</i>
CQC	<i>Combinaison quadratique complète</i>
CRSNG	<i>Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada</i>
CSA	<i>Canadian Standards Association</i>
CSCE	<i>Canadian Society for Civil Engineering</i>
CSI	<i>Computers and structures, Inc.</i>
DBE	<i>Design basis earthquake</i>
DDL	<i>Degré de liberté</i>
EF	<i>Éléments finis</i>
ELS	<i>État limite de servie</i>

ELU	<i>État limite ultime</i>
EQ	<i>Earthquake</i>
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
HSS	<i>Hollow structural section</i>
MCE	<i>Maximum considered earthquake</i>
NLRHA	<i>Nonlinear response history analysis</i>
PGA	<i>Peak ground acceleration</i>
PT	<i>Post-tension</i>
RNC	<i>Ressources Naturelles Canada</i>
SC	<i>Self-Centering</i>
SCGC	<i>Société canadienne de génie civil</i>
SRFS	<i>Système de reprise des forces sismiques</i>
T/C	<i>Traction-compression</i>
T/S	<i>Traction seulement</i>
UHS	<i>Uniform hazard spectrum</i>
USGC	<i>Institut d'études géologiques des États-Unis</i>

## Symboles

3D	<i>Tridimensionnelle</i>
$\gamma_{HM}$	<i>Facteur des modes supérieurs</i>
$\Delta_{\text{slip}}$	<i>Déplacement de l'assemblage de la diagonale</i>
$\Delta_t$	<i>Cible de déplacement inter-étage</i>
A	<i>Aire de la section</i>
$A_b$	<i>Aide de la section de la poutre</i>
$A_d$	<i>Aire de la section de la diagonale</i>
$C_e$	<i>Coefficient d'exposition</i>
Cf	<i>Effort de compression pondéré</i>
$C_g$	<i>Coefficient de rafale</i>
E	<i>Module élastique</i>
$F_R$	<i>Résistance du dissipateur d'énergie</i>
g	<i>Accélération gravitaire</i>
$h_n$	<i>Hauteur totale du bâtiment</i>
$h_s$	<i>Hauteur totale du bâtiment</i>
I	<i>Inertie</i>
$I_E$	<i>Facteur d'importance</i>
K	<i>Rigidité</i>

kPa	<i>Kilopascal</i>
L	<i>Longueur de la membrure</i>
M <sub>b_grav.</sub>	<i>Moment de flexion sous les charges gravitaires</i>
MPa	<i>Mégapascal</i>
M <sub>p_b</sub>	<i>Résistance en flexion probable</i>
M <sub>v</sub>	<i>Facteur des modes supérieurs</i>
P-δ	<i>Effet P-petit-delta</i>
P-Δ	<i>Effet P-delta</i>
P <sub>c</sub>	<i>Charge axiale additionnelle causée par le contreventement</i>
P <sub>y_b</sub>	<i>Résistance axiale probable</i>
R <sub>D</sub>	<i>Réaction (charges permanentes)</i>
rd	<i>Facteur de ductilité</i>
R <sub>E</sub>	<i>Réaction (charges sismiques)</i>
R <sub>hm</sub>	<i>Facteur des modes supérieurs</i>
ro	<i>Facteur de sur résistance</i>
s	<i>Accélération</i>
T <sub>a</sub>	<i>Période fondamentale de la structure</i>
V	<i>Cisaillement à la base</i>
V <sub>cnb</sub>	<i>Cisaillement du Code National du Bâtiment</i>

$V_{s,30}$ 

*Vélocité de l'onde de cisaillement à 30 mètres de profondeur*

 $V_t$ 

*Cisaillement à l'étage*

 $W$ 

*Poids sismique*

 $w$ 

*Profilé en W*

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte et problématique

L'approche parasismique adoptée par le Canada dans le Code national du bâtiment (CNB), depuis le début du XXe siècle, vise à assurer la sécurité du public lors des séismes (Mitchell et al., 2010). Les bâtiments sont conçus avec des systèmes de reprise des forces sismiques (SRFS) qui font l'usage de la ductilité de certaines composantes de la structure pour subir de grandes déformations plastiques qui permettent d'abord de réduire la demande en ductilité dans les éléments porteurs des charges gravitaires, puis de dissiper l'énergie sismique. Ces dispositions de conception par capacité impliquent ainsi l'endommagement permanent des structures et peuvent potentiellement mener à la perte de l'usage du bâtiment. Des SRFS conçus pour éviter ou grandement diminuer l'endommagement permanent sont étudiés depuis les années 1960 (Zhong & Christopoulos, 2022). Ces systèmes visent à assurer le fonctionnement des bâtiments suivant des secousses sismiques importantes. Ainsi, pour certains bâtiments, il peut être judicieux de concevoir le système de reprise des forces sismiques de façon à éviter cet endommagement et toute autre déformation permanente qui en empêche l'utilisation souhaitée (Chancellor et al., 2014; Eatherton et al., 2008).

Plusieurs systèmes résilients ont été proposés et étudiés au cours des 20 dernières années, notamment les contreventements berçants (*rocking braced frames*). Ces derniers reposent sur la désolidarisation des colonnes contreventées et des fondations de la structure, afin de permettre un mouvement vertical lors de secousses sismiques importantes. Dans les bâtiments multiétages, ils recourent à des dissipateurs d'énergie installés à l'interface des colonnes contreventées et du sol, afin de dissiper l'énergie sismique par divers mécanismes, dont le frottement.

Le soulèvement des cadres berçants doit être contrôlé, ce qui nécessite un mécanisme permettant le recentrage de la structure. La littérature scientifique évoque deux systèmes de recentrage : un premier, plus commun, fait l'usage de câbles de post-tension reliant la fondation et les contreventements du bâtiment (Christopoulos et al., 2008). Ce système nécessite cependant des connexions spéciales. Ces assemblages se situent à la jonction des poutres de plancher et des colonnes contreventées. Ces connexions sont complexes à concevoir et coûteuses à fabriquer puis installer. Elles s'assurent que le soulèvement du cadre n'entraîne pas le soulèvement des planchers. Un second système de recentrage fait l'usage des charges gravitaires des planchers adjacents aux

cadres contreventés afin d'assurer le recentrage. Cette solution, simple et économique, est étudiée dans ce travail. Elle entraîne cependant certains inconvénients qui seront évoqués ultérieurement.

Certains bâtiments faisant l'usage de contreventements berçants ont été conçus puis construits dans des régions à sismicité importante, notamment à Christchurch en Nouvelle-Zélande et en Californie aux États-Unis (Hogg et al., 2020; Pampanin, 2013). Ces bâtiments dont l'usage qui serait qualifié de protection civile au Canada partageaient la caractéristique d'être de faible hauteur.

En effet, à mesure que le nombre d'étages est augmenté, les contreventements berçants subissent des efforts de plus en plus importants qui sont induits par l'effet des modes supérieurs (Maniatakis et al., 2013). Afin de contrôler ces efforts, ce travail propose et étudie l'utilisation de diagonale de contreventement non-linéaire apposée à chaque étage. Ce concept a été introduit dans un article co-écrit par Tremblay et Mottier (Mottier et al., 2021). Ces diagonales peuvent ainsi lutter contre l'effet des modes supérieurs, tout en offrant une solution économique et simple de fabrication et d'exécution. Elles sont réalisées pour glisser lorsque la contribution aux efforts des modes supérieurs s'additionne à la contribution aux efforts du mode fondamental de la structure. Cependant, jusqu'à présent les études ne se sont pas intéressées à des structures de grande hauteur, d'où la pertinence de ce travail.

## 1.2 Objectifs du mémoire

Ce mémoire se fonde sur un objectif général :

Étudier le comportement de cadres berçants gravitaires avec fusibles en cisaillement pour en valider l'applicabilité dans le contexte des bâtiments à ossature d'acier allant jusqu'à 20 étages.

Pour atteindre ce but, cinq objectifs spécifiques sont mis en œuvre :

1. Concevoir, par la méthode d'analyse spectrale décrite au chapitre trois, des prototypes de bâtiments de 8, 12, 16 et 20 étages;
2. Modéliser, à l'aide du logiciel SAP2000 ©, ces prototypes;
3. Faire la sélection et l'étalonnage de séismes spécifiques à l'Ouest (Vancouver) et à l'Est (Montréal) du Canada;

4. Soumettre les prototypes à un ensemble d'enregistrements sismiques par la méthode d'analyse temporelle non-linéaire (NLRAH);
5. Analyser les résultats des essais numériques pour évaluer la performance du système.

### 1.3 Méthodologie

Afin de répondre aux objectifs décrits dans la section précédente, une méthodologie a été adoptée. Puisque ce mémoire se base principalement sur des essais numériques, des modèles numériques ont été mis au point à l'aide du logiciel SAP2000 (*SAP2000 Ultimate*, 2023). Ces modèles de bâtiments respectent les exigences du CNB2020, ainsi que la norme sur les charpentes d'acier CSA S-16-19. Les structures étudiées ont été conçues pour des sites dans les villes de Montréal (Québec) et Vancouver (Colombie-Britannique) au Canada. Les bâtiments de Vancouver ont été élaborés en considérant un cisaillement au sol  $V_{s,30}$  de 300 m/s, alors que les bâtiments de Montréal considéraient un  $V_{s,30}$  de 360 m/s.

Afin de mener à bien ce travail, les étapes suivantes ont été suivies :

- Revue de la littérature pertinente au sujet des contreventements berçants ;
- Détermination des sites, classes de sol et nombre d'étages des bâtiments à étudier. Au total, huit prototypes ont été considérés ;
- Conception des huit prototypes de bâtiments en utilisant la méthode de conception décrite au chapitre 3 ;
- Modélisation des structures à l'aide de SAP2000 ©. Les modèles sont tous en trois dimensions ;
- Analyse des résultats des analyses spectrales et temporelles des huit prototypes de bâtiments ;
- Écriture et présentation d'un premier article de conférence (conférence SCGC 2023). L'article concernait la conception de bâtiments de 8 à 12 étages en utilisant le CNB2020. La conférence a eu lieu à Moncton en mai 2023.

- Écriture du deuxième article de conférence (Canadian-Pacific conference on earthquake engineering (PCEE) 2023). L'article concernait la conception de bâtiments de 16 étages en utilisant le CNB2020. La conférence a eu lieu à Vancouver en juin 2023.
- Analyse de structures de 20 étages. Considérer le calcul et la vérification des charges de vents, puis étudier un système novateur de diagonale non-linéaire permettant uniquement le glissement en traction.

## 1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est organisé en six chapitres. Le premier, en guise d'introduction, contextualise et décrit la problématique des CBG. Ensuite, il met l'accent sur l'objectif du mémoire, lequel est de bien comprendre le comportement des CBG sous différentes sollicitations et dans différents contextes de sites de construction, pour en définir des règles de calculs. Enfin, la méthodologie par laquelle les objectifs du mémoire pourront être atteints est exposée.

Le deuxième chapitre s'articule autour d'une revue de la littérature pertinente à ce travail. Un historique des structures utilisant un mécanisme d'autocentrage est d'abord abordé, après quoi différents groupes de recherche travaillant à la compréhension des cadres berçants sont explorés. Différents thèmes sont abordés, dont l'historique de la recherche sur les systèmes berçants, l'effet des modes supérieurs, le recentrage par câbles et par gravité, l'analyse économique des CBG, puis la sélection et l'étalonnage d'accélérogrammes.

Le troisième chapitre décrit et modélise des prototypes de bâtiments pour comprendre le comportement des CBG. En ce sens, une méthode de conception y est décrite et utilisée pour concevoir des structures de 8, 12, 16 et 20 étages. Une étude des paramètres de hauteur de bâtiments, de positionnement des cadres berçants, puis des sites où sont construits les bâtiments permet de valider la méthode de conception.

Le quatrième chapitre reprend les modèles du chapitre 3, puis les soumet à des analyses temporelles. La conception des bâtiments est ainsi testée à l'aide de séismes calibrés. Les résultats sont enfin étudiés et commentés. Les paramètres suivants sont abordés :

- Demande en efforts dans les membrures du SRFS ;
- Accélération horizontale des planchers ;
- Déplacements inter étages ;
- Déplacements permanents ;
- Soulèvement des colonnes contreventées ;
- Glissement des diagonales non-linéaires ;
- Effet du nombre d'étages de la structure sur le comportement ;
- Effet sur le comportement du site sur lequel se situe la structure.

Le cinquième chapitre s'intéresse à deux aspects complémentaires au projet de recherche. Le premier porte sur l'utilisation de diagonales non-linéaires à frottement en tension seulement. Il décrit ce système et en présente l'intérêt dans le contexte de ce travail. Le deuxième aspect abordé concerne la conception des fondations dans le contexte des contreventements berçants gravitaires.

Enfin, le sixième chapitre offre une discussion sur les résultats et une conclusion sur le projet dans son ensemble. Il offre des pistes de recommandations quant aux problématiques reliées à l'utilisation des contreventements berçants.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre est consacré à une revue de la littérature sur laquelle se fonde ce travail. Il s'ouvre par un bref historique des structures dotées de mécanismes d'auto-centrage, remontant de l'âge de bronze jusqu'au 20e siècle, afin de fournir un contexte aux développements modernes. Ensuite, une analyse des principaux systèmes parasismiques en acier est présentée, permettant de situer le système étudié par rapport aux technologies existantes.

Ce chapitre se poursuit avec une description détaillée du fonctionnement du système de cadres berçants étudiés dans cette recherche, en mettant en lumière les principes techniques qui le régissent et ses avantages potentiels en contexte sismique. Plusieurs articles scientifiques traitant du comportement et des performances de ces cadres sont examinés, afin de synthétiser les connaissances actuelles sur leur efficacité et leurs limitations.

Enfin, une section est dédiée aux méthodes d'analyse couramment employées qui seront appliquées dans ce mémoire pour évaluer la performance du système étudié. Ce chapitre fournit ainsi une base théorique pour les travaux qui suivront dans les prochains chapitres.

### 2.1 Introduction

Au Canada, la principale méthode de dissipation d'énergie sismique dans les structures en acier contreventées repose sur la déformation inélastique permanente des diagonales ductiles. En soi, les diagonales sont conçues de façon à se déformer lorsque les efforts sismiques de conception sont atteints, afin de protéger l'intégrité structurale des membrures qui composent le système gravitaire et le système latéral de sorte que ceux-ci ne subissent pas d'endommagement permanent.

Dans le cas des contreventements berçants (CB), le mécanisme de dissipation d'énergie est différent en ce qu'il ne repose pas sur la déformation inélastique des diagonales, mais plutôt sur le soulèvement des colonnes du SRFS et l'activation de dissipateur d'énergie. Lors d'un séisme d'importance, tels les séismes de conception utilisés au Canada, les systèmes résilients visent à minimiser l'endommagement et les glissements résiduels, puis à revenir à leur position originale lorsque les secousses sont terminées. Au Canada, les critères de conception parasismique constituent des exigences minimales qui cherchent à assurer la sécurité du public plutôt que d'assurer le maintien du fonctionnement du bâtiment suivant un séisme important. Les systèmes

berçants à recentrage offrent ainsi aux propriétaires de bâtiments une performance post-séisme supérieure aux exigences minimales du CNB.

Les premières structures berçantes connues remontent à l'âge de bronze (2300 à 700 ans av. J.-C.) et se trouvaient en Égypte moderne et sur l'île de Crète (Cline, 2010). Ces structures étaient principalement de grandes constructions, telles que des temples et des palais. Par exemple, la civilisation minoenne de l'île de Crète utilisait des troncs de cyprès pour la fabrication de colonnades pouvant bercer. Un exemple d'une telle construction est le palais de Cnossos, dont une partie de la structure existe toujours (Cline, 2010). Les temples égyptiens longeant le Nil étaient quant à eux construits à partir de colonnes de blocs de pierre superposés. Le temple d'Amon à Louxor en est un exemple. Ce mode de construction faisant l'usage de colonnes libre à leur base et sommet a ensuite été émulé dans les temples de la Grèce Antique autour de 500 av. J.-C., puis des temples romains autour de 200 av. J.-C. La Figure 2.1 illustre différents bâtiments anciens ayant des colonnes pouvant bercer.



Figure 2.1 Bâtiments utilisant des colonnes berçantes : a) Temple d'Hercule Olivarius de Rome; b) Temple de Cnossos de Crète; c) Temple de Neptune en Campanie; d) Temple d'Amon à Louxor (tirée de Wikimedia Commons ©)

Dans toutes ces structures, les colonnes pouvaient se soulever et se bercer lors de séismes d'importance, ce qui leur permettait de résister à ces sollicitations (Zhong & Christopoulos, 2022). Les colonnes supportent le poids propre des structures, ce qui leur permet de résister aux moments engendrés par les forces latérales, tout en limitant l'amplitude des moments grâce au soulèvement. Par ailleurs, les colonnes monolithiques, de même que les colonnes formées de blocs superposés, peuvent dissiper l'énergie sismique par le frottement et la collision (Zhong & Christopoulos, 2022). La conception de ces structures était faite de façon purement empirique et se basait généralement sur des principes de proportionnalité géométrique afin de dimensionner les membrures structurelles. La compréhension des mécanismes permettant de résister aux efforts latéraux engendrés par les séismes s'est seulement approfondie au cours du 20e siècle. La Figure 2.2 illustre l'historique des avancées en recherche sur les systèmes berçants.

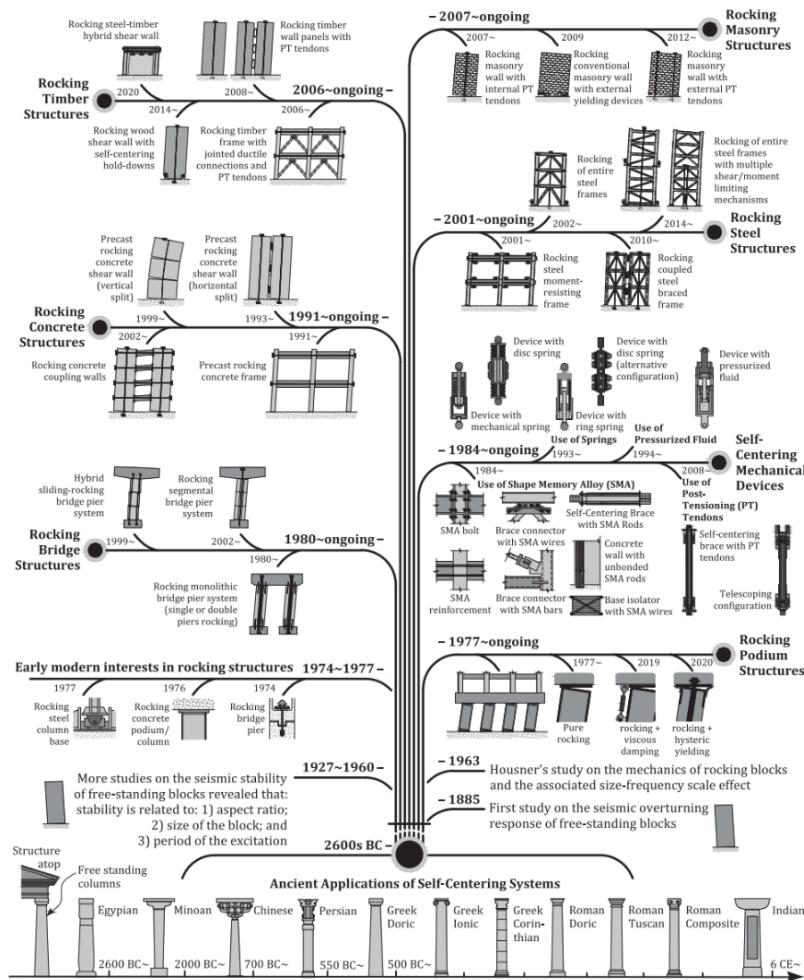


Figure 2.2 Historique de la recherche sur les systèmes berçants (Tirée de Zhong et al., 2022)

Plus récemment, au cours des 20 dernières années, des systèmes de cadres berçants en acier ont été développés et leur comportement a été étudié et jugé satisfaisant par des campagnes d'essais (Ma et al., 2010; Midorikawa et al., 2006; Mottier et al., 2021), des simulations numériques (Martin et al., 2019; Wiebe, L. & Christopoulos, 2015) et des bâtiments ont été construits en utilisant ce principe (Pampanin, 2013).

## 2.2 Code national du bâtiment

Un certain nombre de SRFS en acier ont été étudiés et sont couramment employés dans la conception des bâtiments au Canada. Afin de mieux comprendre le fonctionnement de ces systèmes, ils sont brièvement décrits dans cette section. Au Canada, la norme CSA S-16 régit la conception des structures d'acier. Elle définit notamment les systèmes parasismiques dont l'usage est permis. Elle définit aussi les critères d'application des différents systèmes, tout en guidant les concepteurs dans les validations et vérifications qui doivent être faites. Les différents systèmes permettent d'atteindre des niveaux de ductilité variables, qui sont dénotés par leurs valeurs  $R_D$  et  $R_o$ , soit respectivement les facteurs de ductilité et de surrésistance.

Les systèmes sont les suivants :

- a) Cadre à nœuds rigides;
- b) Contreventement concentrique;
- c) Contreventement excentrique;
- d) Contreventement avec diagonales confinées;
- e) Refends en acier;
- f) Autres systèmes.

Par la section 27.13, la norme CSA S-16-19 s'ouvre ainsi à d'autres systèmes que ceux qui sont définis dans les parties 27.1 à 27.12. La norme cite entre autres les systèmes avec des diagonales de contreventement spéciales, les isolateurs sismiques et les dispositifs de dissipation de l'énergie. Trois critères sont identifiés dans la norme :

1. Le système doit avoir un comportement aussi sécuritaire que les systèmes décrits dans la section 27;
2. Des essais physiques doivent être effectués afin de prouver que le comportement du système est satisfaisant;
3. Des essais complémentaires doivent être effectués par un groupe de chercheurs indépendant qui sont experts dans la conception de systèmes parasismiques.

## 2.3 Bercement

Comme discuté précédemment, bien que les premières structures berçantes soient anciennes, la compréhension de leur fonctionnement est beaucoup plus récente et date des années 1960. Parmi les premières recherches sur les structures berçantes, on note la contribution de Housner, qui a étudié le comportement de blocs rigides pouvant se soulever de leurs fondations, telle qu'illustrée à la Figure 2.3.

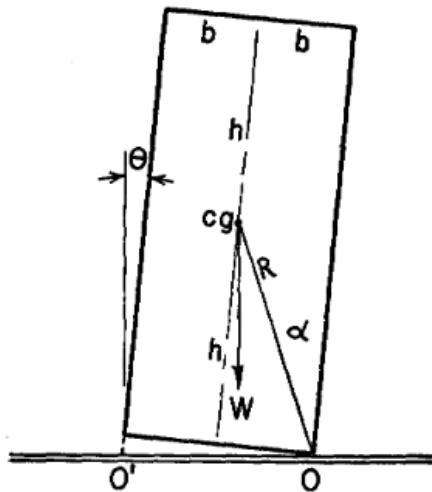


Figure 2.3 Le bloc rigide de Housner se soulevant (tirée de Housner, 1963)

En observant des bâtiments avec des caractéristiques qui auraient dû les rendre vulnérables aux séismes mais qui se sont bien comportés lors du séisme de Valdivia en 1960 au Chili, Housner a constaté que le soulèvement des structures lors des secousses avait permis de réduire considérablement les efforts transmis à leurs composantes structurelles (Housner, 1963). Il a développé des modèles mathématiques pour décrire ce phénomène.

Meek (Meek, Jethro W., 1975) s'est ensuite intéressé au comportement des systèmes berçants flexibles de modèle simple à un degré de liberté (voir la Figure 2.4). Il a observé deux points saillants :

- Le soulèvement diminue les déformations transversales subies par les structures étudiées;
- Après un soulèvement, le contact de collision de la structure avec ses fondations provoque des efforts significatifs dans le sol et la structure. Ces contraintes peuvent poser problème pour la capacité du sol ou du système de fondation.

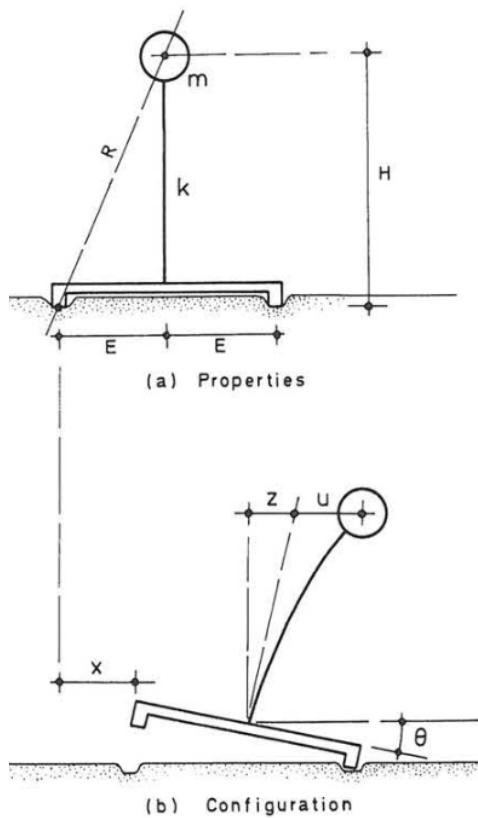


Figure 2.4 Le modèle flexible à 1 DDL de Meek (tirée de Meek, 1975)

Dans une étude ultérieure, le même chercheur a comparé une structure de plusieurs étages permettant le soulèvement avec une structure fixée au sol. Les résultats ont démontré que le berçement présente le potentiel de réduire de manière significative le cisaillement à la base ainsi que le moment de renversement du bâtiment. Cependant, il a réitéré que, bien que ce système puisse potentiellement réduire le coût global de construction des bâtiments, des précautions doivent être

prises dans le dimensionnement des éléments de fondation et l'évaluation de la capacité du sol. (Meek, J. W., 1978).

Une première étude dans le contexte des charpentes métalliques a été menée par Huckelbridge (Huckelbridge, A.A., 1977). Une application à une structure d'acier simple a ensuite été étudiée par Priestley, qui a observé une analogie entre la réponse d'un bâtiment pouvant se soulever et la réponse attendue d'un isolateur à la base (Priestley et al., 1978). Des essais en laboratoire sur table vibrante ont démontré que la dissociation des colonnes et de la fondation permet de réduire l'endommagement de façon significative. (Huckelbridge, A. A., 1978). Davantage d'essais sur table vibrante ont permis de raffermir la compréhension des systèmes berçants. C'est notamment le cas d'une étude menée par Midorikawa qui a observé une diminution de 50% du cisaillement à la base par rapport à une structure ne permettant pas le soulèvement. L'essentiel de cette diminution est ainsi attribuable au soulèvement des colonnes (Midorikawa et al., 2006).

Un nombre restreint de structures berçantes en acier ont été construites. En Nouvelle-Zélande, le concept a été appliqué pour une première fois en 2015 à trois édifices de résidences étudiantes de l'université Victoria à Wellington (Gledhill et al., 2021) (voir la Figure 2.5). Une autre application du concept a été effectuée pour la construction du Killmore Street Medical Centre (voir la Figure 2.6) (Wiebe, L. D. A., 2015). Enfin, aux États-Unis, le siège social de la commission des services publics de San-Francisco utilise aussi ce système (voir la Figure 2.7).



Figure 2.5 Te Puni Village à Wellington, Nouvelle-Zélande (tirée de Google Maps)



Figure 2.6 Centre médical Killmore en Nouvelle-Zélande (tirée de Wiebe et al. 2014)



Figure 2.7 Siège social de la commission des services publics de San-Francisco (tirée de Wikimedia Commons ©)

## 2.4 Recentrage

La caractéristique principale nécessaire au fonctionnement des contreventements berçants est sa capacité à se recentrer après le séisme. Deux systèmes peuvent permettre le recentrage de l'ossature du bâtiment :

- Les câbles de post-tension (PT) activés lors du soulèvement des colonnes du SRFS;

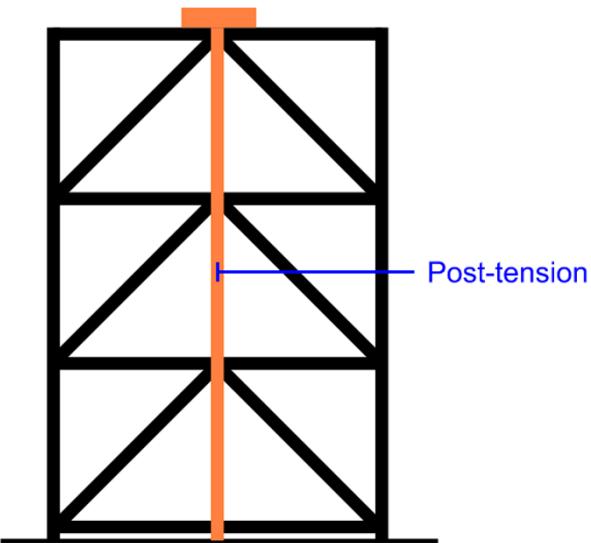


Figure 2.8 Bercement par câbles de post-tension (adaptée de Tremblay et al., 2019)

- Les charges gravitaires réparties sur les portées adjacentes à la baie contreventée.

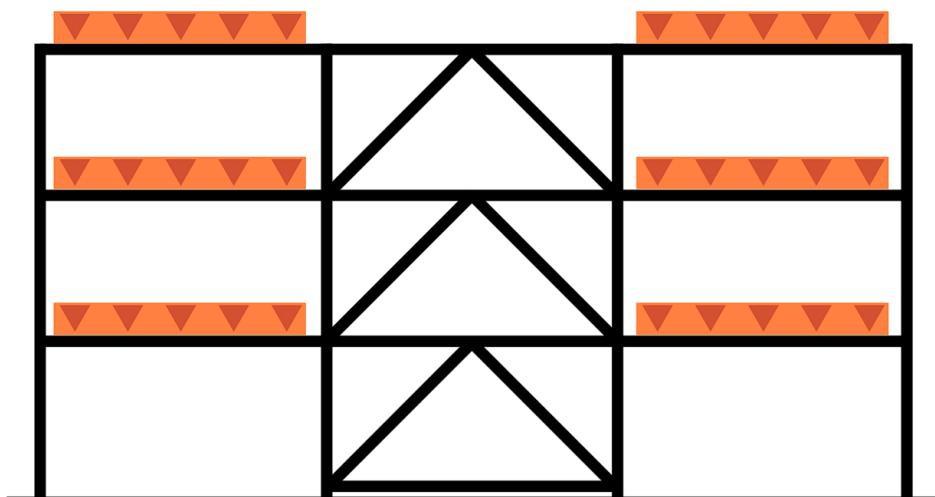


Figure 2.9 Bercement par charges gravitaires (adaptée de Tremblay et al., 2019)

Ce mémoire se concentre sur le berçement par charges gravitaires, lequel a un comportement stable et moins complexe, puisqu'il ne requiert pas l'usage des câbles post-tension. Par ailleurs, dans le cas des contreventements avec câbles de post-tension, les connexions des poutres de plancher au SRFS doivent permettre le transfert des efforts, tout en empêchant les planchers de se soulever lorsque le SRFS se soulève (Sause et al., 2010). À l'inverse, lorsque le recentrage est assuré par les charges gravitaires, des connexions typiques peuvent être conçues et utilisées. Une étude en laboratoire mené à Polytechnique Montréal a démontré le potentiel du recentrage gravitaire (Tremblay, R. et al., 2008).

Dans les deux cas, le recours à des bloqueurs latéraux est nécessaire afin d'assurer que le mouvement de berçement soit purement vertical.

Les deux schémas ci-dessus illustrent une autre composante nécessaire au système : les appareils dissipateurs d'énergie (ED). Ils participent à dissiper l'énergie sismique, laquelle peut être illustrée par une courbe force-déplacement. Dans ce type de système, la courbe d'hystérésis a une forme en drapeau qui illustre bien le recentrage qui s'opère. Le SRFS se soulève lorsque la structure atteint le point 1. Du point 1 à 2 l'une des colonnes du SRFS est soulevée, puis elle redescend pour atteindre le point 3. Du point 3 à 4 la colonne du SRFS se recentre. Lorsque les sollicitations sismiques dominent dans la direction opposée, la courbe d'hystérésie du 3<sup>e</sup> quadrant s'active.

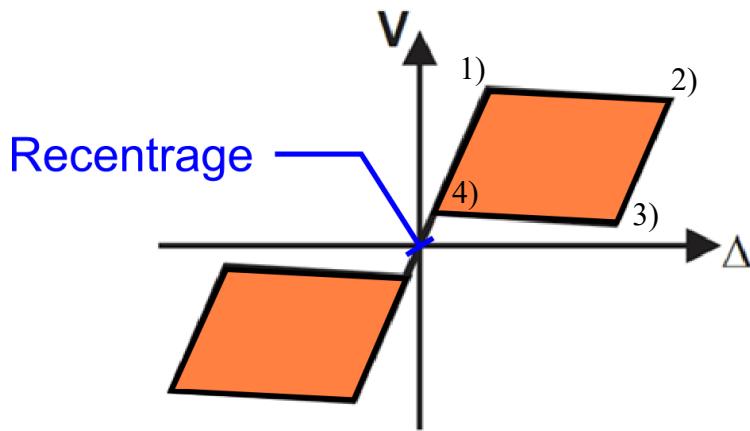


Figure 2.10 Courbe force-déplacement d'un contreventement berçant gravitaire

(adaptée de Tremblay et al., 2019)

L'aire orange à l'intérieur de la courbe correspond donc à la dissipation de l'énergie du système, qui est permise, entre autres, par le berçement de la structure.

## 2.5 Appareils dissipateurs d'énergie

Dans le système étudié, afin de contrôler l'amplitude du bercement et de dissiper l'énergie, les appareils de dissipation d'énergie sont utilisés à la base des colonnes du SRFS. Ces appareils peuvent être des amortisseurs à friction ou des ressorts, à la discrétion du concepteur. Ces produits sont très spécialisés et leurs propriétés sont exclusives à différents manufacturiers, dont notamment Ringfeder © qui sera abordé dans les prochains chapitres de ce travail et qui est illustré à la Figure 2.11.



Figure 2.11 Dissipateur d'énergie à frottement de Ringfeder © (tirée de Ringfeder.com)

L'effet des dissipateurs d'énergie appliqués dans le contexte de structures en acier pouvant bercer fait l'objet d'études depuis les années 1970. Entre autres, une étude menée par Kelly a permis d'observer que sous des enregistrements sismiques provenant d'une zone d'aléa sismique élevé, les dissipateurs d'énergie permettaient d'atteindre un comportement souhaité et réduisaient de façon significative la demande axiale dans les colonnes de structures berçantes (Kelly & Tsztroo, 1977).

## 2.6 Contact sol structure

Au cœur du problème de soulèvement se retrouvent un certain nombre d'hypothèses quant au contact sol-structure, tant en termes de rigidité du sol que de méthode de modélisation du contact. Cette problématique a été traitée par Chopra et ses collaborateurs dans les années 1980. Les études pertinentes s'intéressaient à l'idéalisatoin du contact à l'aide de ressorts de Winkler et considéraient une structure flexible, plutôt que rigide telle que Housner avait étudié la question (Yim & Chopra, 1984).

## 2.7 Effet des modes supérieurs

Les modes supérieurs ont un effet sur l'amplitude des efforts et des moments de renversement des structures. Ces effets sont plus importants dans les structures minces ou hautes, puisqu'ils ont alors une plus longue période fondamentale et une plus grande demande en ductilité (Rutenberg, 2013).

La prise en compte de l'effet des modes supérieurs est simplifiée dans le CNB. Par exemple, dans la méthode statique équivalente, on considère les modes supérieurs en tenant compte du facteur  $M_v$  qui peut parfois en sous-estimer l'effet réel (Maniatakis et al., 2013). Dans la méthode dynamique spectrale, la prise en compte des modes supérieurs est plus représentative de la réalité, puisque les accélérations spectrales aux périodes des modes supérieurs peuvent aisément être considérées dans le calcul des efforts sismiques.

Un défaut inhérent aux CBG est lié à l'effet des modes supérieurs (Steele, T. C. & Wiebe, L. D. A., 2017). Puisque les diagonales de contreventements sont conçues pour éviter des déformations plastiques, celles-ci sont élaborées pour résister à des efforts plus importants que les diagonales qui sont dimensionnées pour plastifier dans un système conventionnel. Alors que le berçement limite le moment de renversement au niveau des fondations, il entraîne une augmentation des sollicitations causées par les modes supérieurs, ce qui nécessite de concevoir les membrures du SRFS plus grosses et ainsi moins intéressantes d'un point de vue économique. Dans le cas des contraintes de cisaillement, les modes supérieurs augmentent de façon importante leur amplitude, ce qui signifie qu'un séisme de plus grande intensité engendre des contraintes de cisaillement plus importantes (Wiebe, L. et al., 2013). Par ailleurs, l'augmentation des sollicitations est plus marquée dans les bâtiments de grande hauteur, ce qui entrave l'adoption de ce système dans ces structures. La comparaison schématique des moments et efforts tranchants entre un système conventionnel et un système à CBG illustre la problématique (Figure 2.12).

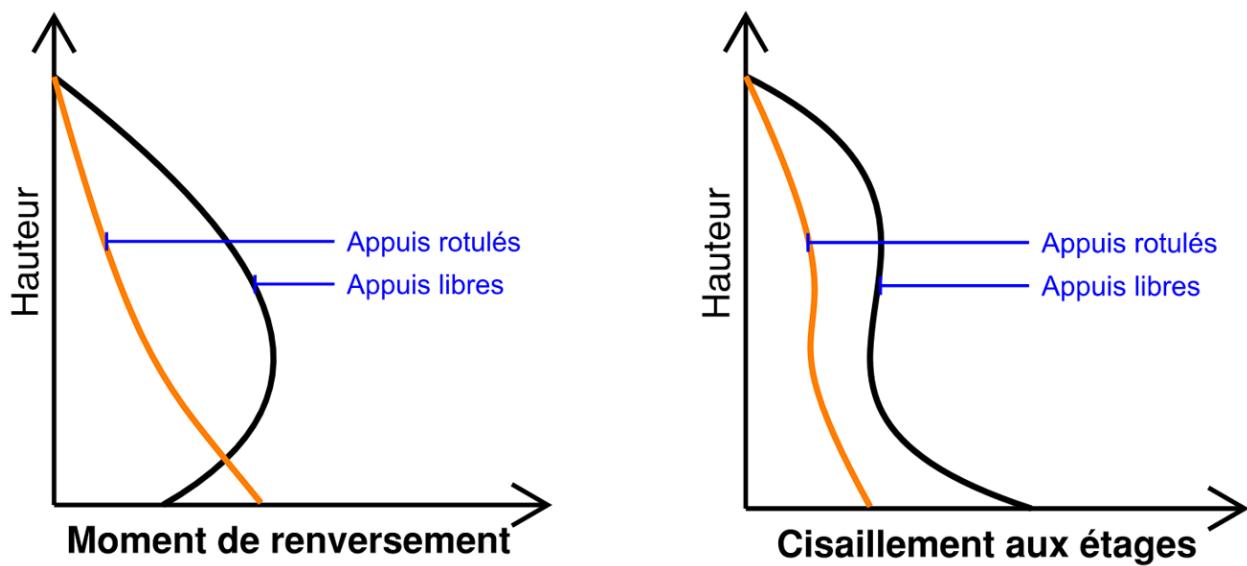


Figure 2.12 Moment de renversement (gauche) et efforts tranchants aux étages (droite)

(adaptée de Tremblay et al., 2019)

L’effet des modes supérieurs sur le comportement des structures est étudié depuis le début des années 1940. Les premières études reconnaissaient que l’influence du premier mode de vibration est la plus importante, mais que les modes supérieurs ont tout de même une influence relative et peuvent notamment amplifier les efforts de cisaillement et les moments de renversement (Biot, 1943). Une relation entre la période fondamentale de la structure et l’amplitude de l’effet des modes supérieurs a ensuite été observée, puis des chercheurs ont proposé l’utilisation d’un facteur d’amplification qui augmentait selon le nombre d’étages de la structure (Blakeley et al., 1975). Plus particulièrement, les bases théoriques de l’amplification du cisaillement à la base ont été étudiées à partir des années 1990 dans les structures en béton armé (Keintzel, 1990).

Plusieurs stratégies de mitigation des effets indésirables des modes supérieurs ont été proposées dans la littérature. Les plus communes sont l’ajout de joint de berçement à plusieurs étages ou à mi-hauteur du bâtiment, l’ajout de membrures de contreventement non-linéaires pour contrôler l’effort tranchant ou une combinaison des deux.

La question de l’influence des modes supérieurs a été examinée à de multiples reprises dans le contexte des cadres berçants, incluant des recherches effectuées par des chercheurs canadiens (Steele, T. C. & Wiebe, L. D. A., 2017). Ces derniers évaluent l’impact de la prise en compte des

forces de mode supérieur dans la conception des cadres berçants lors de séismes de niveau MCE (Maximum Considered Earthquake) sur un bâtiment de 12 étages. L'étude montre que les cadres conçus uniquement pour les forces du premier mode s'effondrent dans 80 % des séismes de niveau MCE. En revanche, l'inclusion des forces de mode supérieur au niveau DBE (Design Basis Earthquake) réduit significativement les instances d'effondrement. Néanmoins, le flambement des éléments de cadre entraîne encore des effondrements lors de séismes extrêmes, lorsque la demande de force élastique peut dépasser la capacité d'environ 2,5 fois. L'inclusion des forces de mode supérieur au niveau MCE a permis d'éliminer les effondrements des 30 séismes de niveau MCE considérés et réduit les instances de flambement des éléments de contreventement.

Une autre étude s'est intéressée à la question des modes supérieurs dans les systèmes de contreventements berçants (Steele & Wiebe, 2021). Cette étude a évalué le risque d'effondrement pour des bâtiments de 3, 6 et 12 étages et conclut que de négliger les forces de mode supérieur (utilisation de  $\gamma_{HM}=0$ ) peut ne pas être sécuritaire pour les bâtiments de 3 et 6 étages conçus avec  $R=8$ . Pour les bâtiments de 12 étages, et pour ceux de 3 et 6 étages conçus avec  $R=20$ , négliger l'effet des modes supérieurs a entraîné des probabilités d'effondrement supérieures à 40% selon les critères de FEMA P965. L'inclusion des forces de mode supérieur ( $\gamma_{HM}=1,0$ ) réduit considérablement la probabilité d'effondrement. Cela suggère qu'une conception appropriée avec  $\gamma_{HM}=1,0$  satisfait les exigences de sécurité contre l'effondrement, bien que des dommages aux membrures du cadre ou au système de gravité puissent empêcher le recentrage, même si la structure ne s'effondre pas.

En observant l'enveloppe du moment de renversement, l'idée d'ajouter un fusible à mi-hauteur du bâtiment apparaît évidente. Cet ajout d'un joint à l'endroit où le moment est à son maximum permet de le contrôler et de le réduire pour éviter la forme courbée de l'enveloppe des moments qui est typique des CBG. Un avantage de cette stratégie est qu'elle a un impact négligeable sur le déplacement maximal du bâtiment en raison du principe des déplacements équivalents, tout en réduisant de façon significative l'amplification du moment par les modes supérieurs.

Par ailleurs, l'ajout de membrures non-linéaires implique l'introduction d'une membrure avec des assemblages à frottement. Cette membrure peut être un produit exclusif à un manufacturier ou une connexion avec des trous oblongs permettant le glissement de la membrure.

La combinaison de ces deux stratégies a été explorée (Wiebe, L. et al., 2013) et a montré des résultats prometteurs pour des structures allant jusqu'à 8 étages.

## 2.8 Structures auto-centrantes

Dans un article de Tremblay et Mottier, les auteurs présentent un système de contreventements en acier avec berçement (Tremblay, R. & Mottier, 2020). Ce système utilise des contreventements en chevron avec fusibles en cisaillement et il vise à réduire les effets des modes supérieurs de vibration tout en offrant une capacité de recentrage. Une méthode de dimensionnement des forces dans les contreventements ainsi que les autres éléments du cadre est également proposée.

Des analyses temporelles non-linéaires ont été appliquées à trois structures prototypes (4, 8 et 12 étages) pour valider le concept et la procédure de conception. Les résultats montrent que les contreventements non linéaires aident à réduire les forces sismiques et les accélérations horizontales au sol, tout en assurant le recentrage. Des recherches supplémentaires sont recommandées pour évaluer l'efficacité du système et établir des règles complètes de conception.

Dans l'article, un facteur de ductilité ( $R_D$ ) de 8 est introduit. Celui-ci, bien qu'il n'ait pas été testé de façon rigoureuse, donne des résultats prometteurs. Par ailleurs, un article rédigé par des chercheurs de l'université Canadienne McMaster et de Toronto concluait que les contreventements berçants ont le potentiel de donner des résultats satisfaisants avec des facteurs de ductilité très élevés (Wiebe, L. & Christopoulos, 2014). Ces auteurs décrivent les résultats de simulations non linéaires d'analyse temporelle de systèmes simplifiés 1DDL (systèmes à un degré de liberté), montrant que les déplacements inter étages pour des bâtiments de faible hauteur (2 étages) peuvent être limités à 2,5 % sous le niveau sismique MCE en utilisant un facteur de réduction de force supérieur aux critères actuels en testant jusqu'à  $R_{MCE}=100$ . Pour des bâtiments plus hauts (12 étages), ces déplacements inter étages restent également inférieurs à 2,5 % sous des charges équivalentes à celle du MCE. Une analyse conforme au protocole FEMA P695 confirme que le système atteint un niveau de prévention de l'effondrement au niveau MCE.

Dans un autre ordre d'idées, plusieurs recherches ont porté sur les paramètres de conception des contreventements berçants. Entre autres, un groupe de recherche s'est penché sur le comportement des systèmes avec recentrage par post-tension. Une étude en particulier (Steele & Wiebe, 2021)

s'est concentrée sur l'analyse de plusieurs paramètres clés influençant la performance des structures auto-centrantes. Les chercheurs ont examiné l'impact du facteur de modification de réponse ( $R$ ), du ratio ED hystérétique ( $\beta$ ), du ratio de précontrainte PT ( $\eta$ ), puis de la disposition des câbles de PT. Parmi ces facteurs, le facteur de modification de réponse ( $R$ ) s'est révélé être le plus influent sur la capacité de résistance des structures. Les résultats montrent que même avec des facteurs de modification relativement élevés allant jusqu'à  $R = 30$  pour les structures de six étages, les probabilités d'effondrement demeurent faibles : moins de 10% lors d'un événement MCE et moins de 1% sur une période de 50 ans. L'utilisation de ces facteurs de modification plus élevés présente plusieurs avantages pratiques, notamment la possibilité de réduire le nombre de torons PT nécessaires et d'augmenter la capacité de déplacement du système en diminuant le ratio de précontrainte PT. Ces résultats se basent toutefois sur des structures simplifiées qui négligent les irrégularités de masse, de géométrie et de rigidité. Aussi, l'article étudiait le risque de défaillance globale de la structure, en négligeant les effets de stabilité locale, dont le flambement et la plastification des membrures (Steele, T. & Wiebe, L., 2017).

## 2.9 Considérations économiques

Par ailleurs, des chercheurs se sont penchés sur l'intérêt économique que peuvent représenter les contreventements berçants. Dans un article rédigé par des chercheurs de l'université Akron aux États-Unis, une comparaison des performances des systèmes berçants et des contreventements concentriques sur des bâtiments de 6, 8 et 10 étages a été menée (Huang et al., 2018). Les résultats montrent que les bâtiments avec systèmes berçants sont plus performants que ceux utilisant les contreventements concentriques en ce qui concerne les dommages liés aux déplacements, tels que les dommages structuraux et non structuraux, ainsi que les pertes économiques et humaines. L'impact des mouvements du sol sur les probabilités de dépassement des états de dommages et sur la perte annuelle attendue est le principal facteur d'influence (plus la sismicité est élevée, plus les systèmes berçants sont économiques). Les contreventements berçants de 6 et 8 étages présentent des pertes annuelles attendues plus faibles par rapport aux contreventements concentriques, mais cette différence dépend de la sismicité du site. Cependant, pour les bâtiments de grande hauteur (10 étages dans cette étude), les contreventements berçants ne sont pas rentables à moins que la conception ne prenne correctement en compte l'effet des modes supérieurs. Le temps de

récupération de l'investissement initial dans les cadres berçants varie en fonction de l'emplacement, des coûts de construction et du taux d'actualisation, avec des délais de récupération médians inférieurs à 20 ans pour les bâtiments de 6 et 8 étages dans des zones de forte sismicité. Enfin, les incertitudes dans les paramètres des modes supérieurs influencent considérablement les bénéfices attendus et le temps de récupération.

## 2.10 Sélection et étalonnage des accélérogrammes

Souhaitant étudier à la fois le comportement sismique du système dans l'Est et l'Ouest du Canada, il va de soi de décrire d'abord en quoi la sismicité de ces deux régions se différencie.

Partant de l'Est du Canada, cette région est bien ancrée sur la plaque de l'Amérique du Nord. Elle comprend plusieurs sous-régions, dont celle de l'Ouest du Québec qui fait l'objet de ce mémoire. Cette sous-région comporte deux zones d'activité sismique notables : la zone longeant la rivière des Outaouais, allant d'Ottawa à Montréal, puis la zone s'étendant de Montréal à Maniwaki. (voir la Figure 2.13).

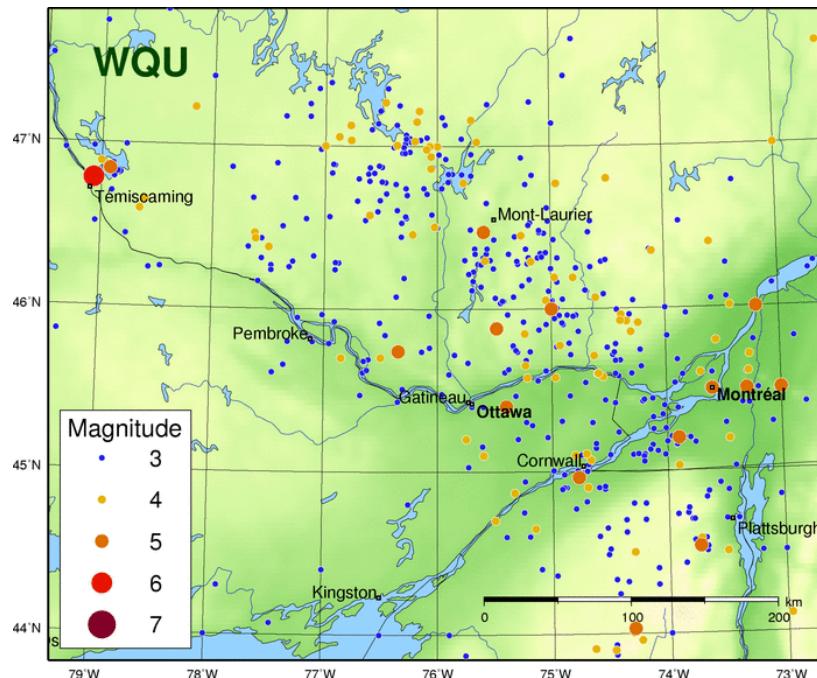


Figure 2.13 Région de l'Ouest du Québec illustrant la magnitude et l'épicentre des événements sismiques historiques (tirée de Séismes Canada)

L'Est du Canada se distingue par l'absence de failles majeures en surface. La sismicité de cette région est moins bien analysée, notamment en raison d'une période de retour sismique faible, ce qui fait que peu d'événements importants ont pu être enregistrés et examinés. Il est toutefois théorisé que l'activité sismique de cette région est due à des rifts longeant la vallée du Saint-Laurent (Kumrapeli & Saull, 1966). L'est du Canada se distingue aussi par une faible atténuation des ondes sismiques, ce qui signifie que l'amplitude des ondes est moins réduite avec la distance. Cela explique, entre autres, qu'au cours du séisme de Saguenay en 1988, des dommages aient été répertoriés jusqu'à Montréal, qui est pourtant à plus de 400 km de distance (Du Berger et al., 1991).

Pour sa part, l'Ouest du Canada repose à l'interface des plaques Nord-Américaine et du Pacifique. Le Sud-Ouest du pays fait notamment partie de la zone de subduction de Cascadia (Figure 2.14).

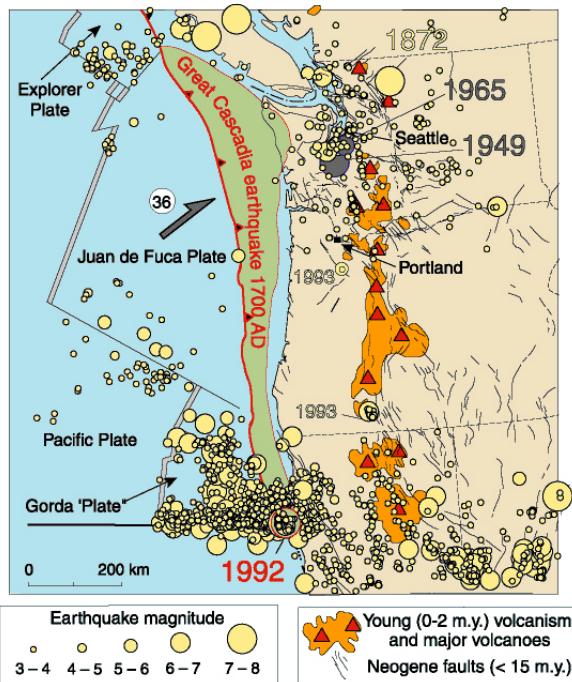


Figure 2.14 Sismicité de la zone de subduction de Cascadia (tirée de U.S Geological Survey)

Cette zone se distingue par trois types de séisme :

- Séisme crustal (court et intense);
- Séisme de subduction d'interface (long et très intense);
- Séisme intraplaque (court et modérément intense).

Plusieurs types d'accélérogrammes peuvent être utilisés, en distinguant d'abord ceux qui sont historiques de ceux qui sont synthétiques. Les accélérogrammes historiques se fondent sur des enregistrements d'événements sismique passés. Les accélérogrammes synthétiques sont pour leur part générés à l'aide d'un modèle statistique probabiliste (Atkinson, 2009).

Une sélection approfondie de séismes historiques a été réalisée afin de disposer de données sismiques pertinentes pour l'Est et l'Ouest du Canada. Les séismes retenus présentent des caractéristiques similaires à celles des événements sismiques typiquement enregistrés dans ces régions du pays. Cette sélection ciblée permet d'assurer que les analyses effectuées sont représentatives des conditions sismiques canadiennes. Les critères de sélection sont décrits ci-dessous.

Les séismes choisis représentent des événements historiques d'importance qui ont souvent été utilisés dans la recherche scientifique, ce qui facilite la comparaison et la validation des résultats obtenus avec ceux de travaux antérieurs. En s'appuyant sur des séismes largement documentés, il est possible d'accroître la fiabilité et la crédibilité des conclusions tirées. C'est entre autres le cas des séismes de Loma Prieta 1989 et de Northridge 1994.

Ensuite, un soin particulier a été apporté à la sélection des séismes en fonction de leur plage de périodes (Katsanos et al., 2010). Cette considération est essentielle pour s'assurer que les enregistrements sismiques couvrent les fréquences d'intérêt pour les structures étudiées. De plus, les caractéristiques géotechniques des sites où se sont produits ces séismes ont été prises en compte, notamment la valeur de Vs,30. Le paramètre Vs,30 est crucial pour l'évaluation des effets de site et l'amplification sismique locale, facteurs qui influencent significativement le mouvement sismique en surface (Earthquakes Canada, 2020). En intégrant ces paramètres géotechniques, l'étude peut mieux modéliser les interactions sol-structure. Cette approche garantit que les séismes sélectionnés sont pertinents et adaptés aux objectifs de l'étude.

Le commentaire I du CNB2020 aiguille aussi sur la sélection des séismes (Canadian Commission on & Fire, 2022). Il indique notamment le nombre d'enregistrements devant être sélectionnés pour obtenir des résultats d'analyse représentatifs de la réalité. Pour l'Est du Canada, il recommande ainsi d'utiliser onze accélérogrammes. Parmi eux, trois doivent être de magnitude inférieure à 7 et servent à représenter les courtes périodes de vibration de moins d'une seconde. Les huit autres

accélérogrammes doivent être de grande magnitude et ils servent à l'étalonnage des périodes de plus d'une seconde.

Dans l'Ouest du Canada, 22 enregistrements doivent être calibrés. Onze sont des séismes de subduction d'interface choisis pour des périodes de plus d'une seconde. Parmi les onze restants, 5 sont de type crustal et 6 sont de type intraplaque.

Afin de faire usage des accélérogrammes, il est nécessaire d'en faire l'étalonnage pour qu'ils soient représentatifs de la sismicité des sites étudiés. L'étalonnage est décrit dans le commentaire I du CNB2020. La procédure d'étalonnage implique les étapes suivantes :

- Calcul de la moyenne et de l'écart type des accélérations spectrales en fonction de la période pour chaque enregistrement. Ces paramètres statistiques sont essentiels pour caractériser la distribution des accélérations et identifier les éventuelles anomalies.
- Ajustement des enregistrements pour que la moyenne des accélérations se situe dans une plage acceptable, généralement entre 0,5 et 2. Cette plage permet de s'assurer que les enregistrements ne sous-estiment ni ne surestiment les sollicitations sismiques attendues.

Une fois étalonnés, les enregistrements doivent épouser la forme d'une courbe cible période-accélération. Dans ce mémoire, la courbe cible est définie par les spectres de conception du CNB2020 propres aux sites étudiés. Ces spectres de réponse sismique sont obtenus à l'aide de l'outil en ligne proposé par Séismes Canada, qui fournit des données spécifiques aux conditions locales. Ces spectres sont basés sur le modèle d'aléa sismique de 6<sup>e</sup> génération (CanadaSHM6) tel que présenté par Kolaj (Kolaj, 2020) qui intègre les dernières avancées en matière de recherche sismique au Canada.

Il convient de souligner que, dans le cadre de ce travail, seuls des enregistrements sismiques unidirectionnels ont été sélectionnés pour l'analyse. Les accélérations perpendiculaires au plan principal du mouvement sismique, ainsi que les accélérations verticales, ont été délibérément négligées. Cette simplification est justifiée par le fait que, pour les fins de ce travail, le SRFS des structures a été étudié dans une seule direction. L'exclusion des composantes perpendiculaires et verticales permet, à la fois, de simplifier l'analyse en réduisant la complexité des données à traiter et de focaliser l'étude sur les effets les plus significatifs pour les structures en question. C'est par

ailleurs la même approche que celle auparavant adoptée par Mottier et Tremblay (Tremblay, R. & Mottier, 2020)

## 2.11 Conclusion

Les articles analysés dans le cadre de ce travail soulignent l'efficacité générale des systèmes de contreventements berçants gravitaires pour assurer la stabilité des structures face aux charges latérales. Cependant, ces systèmes présentent une limitation significative liée aux effets des modes supérieurs de vibration, en particulier dans les structures de grande hauteur où la flexibilité accentue l'impact de ces modes. Par ailleurs, il peut être constaté que la grande majorité des études se sont jusque ici intéressées à des bâtiments de faible hauteur (moins de 15 étages), seules quelques études portent sur les bâtiments de grande hauteur (Erochko & Christopoulos, 2014), d'où la pertinence de ce mémoire. Les méthodes de mitigation développées jusqu'à présent, telles que l'ajout de dispositifs de recentrage ou de contreventements locaux, ont démontré leur capacité à réduire ces effets. Toutefois, leur efficacité demeure souvent localisée, se limitant aux zones de la structure où ces dispositifs sont appliqués, et ne permettant pas une dissipation uniforme de l'énergie sismique à travers l'ensemble du bâtiment.

Dans le cas des structures plus hautes et plus flexibles, ces solutions peuvent se révéler insuffisantes pour répondre aux exigences sismiques. Pour pallier cette lacune, un système capable de dissiper l'énergie sismique de manière uniforme à tous les étages semble prometteur. Ce système, qui fera l'objet du chapitre 3, repose sur une configuration innovante qui associe une diagonale à glissement permettant de contrôler l'effet des modes supérieurs, à une diagonale élastique à chaque étage. Cette combinaison permet de maintenir un comportement contrôlé et stable tout au long de la hauteur de la structure.

La diagonale non-linéaire offre la capacité de se déformer de manière contrôlée en dissipant l'énergie par friction ou par glissement, ce qui réduit les effets d'accumulation d'efforts aux étages inférieurs. Parallèlement, la diagonale élastique, dont le comportement reste dans le domaine linéaire, garantit le recentrage de chaque étage et réduit les déplacements latéraux résiduels. Ce système hybride est particulièrement adapté pour les structures de grande hauteur, permettant de gérer de manière efficace les effets des modes supérieurs de vibration tout en assurant une dissipation de l'énergie sismique.

## CHAPITRE 3 CONCEPTION ET MODÉLISATION

Dans ce chapitre, afin de bien comprendre le comportement des contreventements berçants, des modèles numériques de bâtiments de 8, 12, 16 et 20 étages ont été élaborés. Pour des fins de lisibilité, le prototype de huit étages est majoritairement utilisé comme exemple. Ce chapitre reprend et développe le travail qui a été publié sous forme d'articles de conférences qui ont eu lieu à Moncton et Vancouver (Dufresne-Landry, 2023b) (Dufresne-Landry, 2023a).

Ce chapitre débute par une description des bâtiments étudiés, notamment des choix quant à leurs géométries et leur localisation. Il se poursuit par une explication succincte de la modélisation dans SAP2000 © et de ses particularités. Ensuite, les normes de conception suivies sont énoncées, puis la méthode de conception des systèmes gravitaires et parasismiques des bâtiments est expliquée. Enfin, le choix de la sélection et de l'étalonnage des séismes est précisé.

### 3.1 Géométrie et localisation des bâtiments

Les modèles partagent une vue en plan de 57 mètres (est-ouest) sur 54 mètres (nord-sud). La direction nord-sud comporte six portées de neuf mètres, alors que la direction est-ouest comporte quatre portées de douze mètres et une portée centrale de neuf mètres. Cette disposition de plancher a été choisie parce qu'elle est répandue au Canada : elle correspond à une composition typique de tours de bureaux. Concernant les cadres berçants, ceux-ci sont disposés dans la portée centrale de la première baie intérieure du bâtiment, de façon optimale pour recevoir des charges gravitaires importantes qui aident au recentrage et, par surcroit, permettant d'éviter des problématiques relatives aux excentricités. Ainsi, les bâtiments de 8 et 12 étages comportent deux cadres berçants est-ouest et deux cadres berçants nord-sud. Les prototypes de 16 et 20 étages ont, quant à eux, quatre cadres berçants par direction, afin de contrôler adéquatement les déplacements inter étages. Par ailleurs, les contreventements sont disposés dans la première portée intérieure des bâtiments. La disposition architecturale des structures comprend un espace de bureaux au périmètre, puis un noyau central. La vue en plan est présentée à la Figure 3.1.

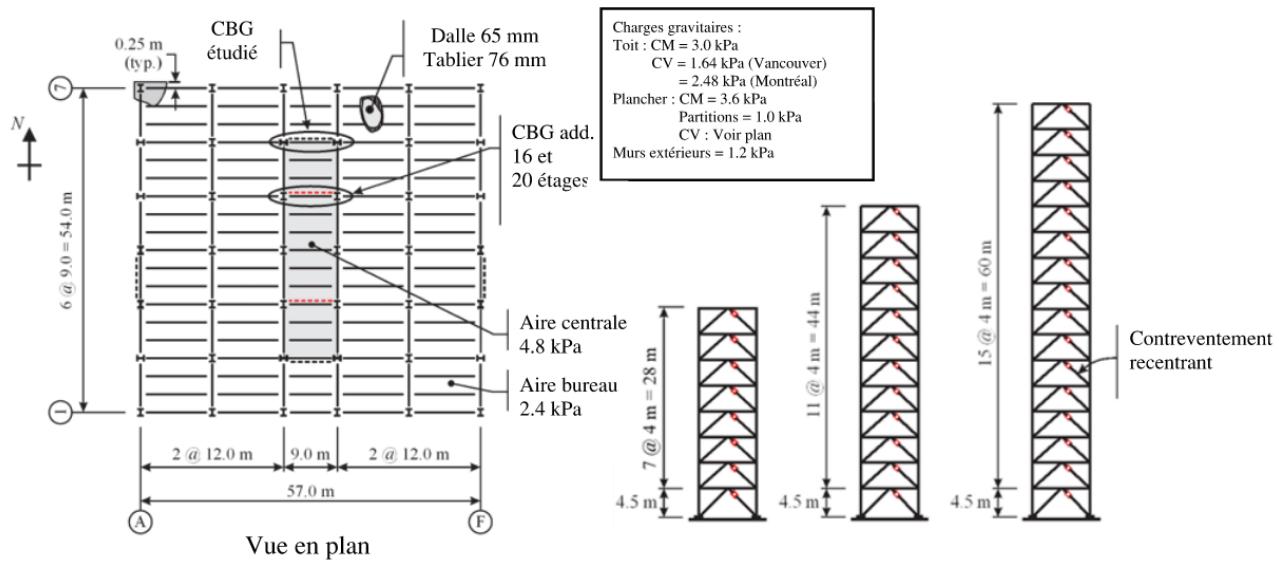


Figure 3.1 Vue en plan des bâtiments à l'étude

### 3.1.1 Coupes des bâtiments

Dans ce travail, des bâtiments de plusieurs hauteurs sont étudiés de façon à bien comprendre l'impact des modes supérieurs sur les CBG. Le premier prototype a huit étages. Son rez-de-chaussée fait 4,5 mètres de hauteur, alors que ses étages mesurent 4 mètres, pour une hauteur totale de 32,5 mètres. Les contreventements ont une disposition de type chevron (V inversé), ce qui facilite l'intégration des fusibles en cisaillement (voir la Figure 3.1). Ces fusibles sont décrits au chapitre 2.

### 3.1.2 Localisation

Afin d'obtenir des résultats représentatifs des différents types de séismes typiques du Canada, les bâtiments sont étudiés sur deux sites, soit Vancouver, en Colombie-Britannique et Montréal, au Québec. Les coordonnées exactes du site de Vancouver sont  $49^{\circ} 15' 54''$  N,  $-123^{\circ} 0' 0''$  O (Figure 3.2 a)). Fermement situé dans la péninsule Burrard, le site étudié prend place sur un lotissement de Vancouver Est pouvant accueillir un bâtiment commercial. Cette localisation a été préférée au centre-ville de Vancouver, où les développements commerciaux sont limités en raison de la rareté des sites constructibles vacants.

Pour sa part, le site de Montréal se situe aux coordonnées  $45^{\circ} 32' 31,2''$  N,  $73^{\circ} 39' 18,0''$  O (Figure 3.2 b)). Cette localisation correspond au quartier de la cité de la mode, lui-même situé dans l'arrondissement Ahuntsic-Cartierville. Ce site est présentement vacant, et la Ville de Montréal permet d'y accueillir la construction de bâtiments commerciaux.

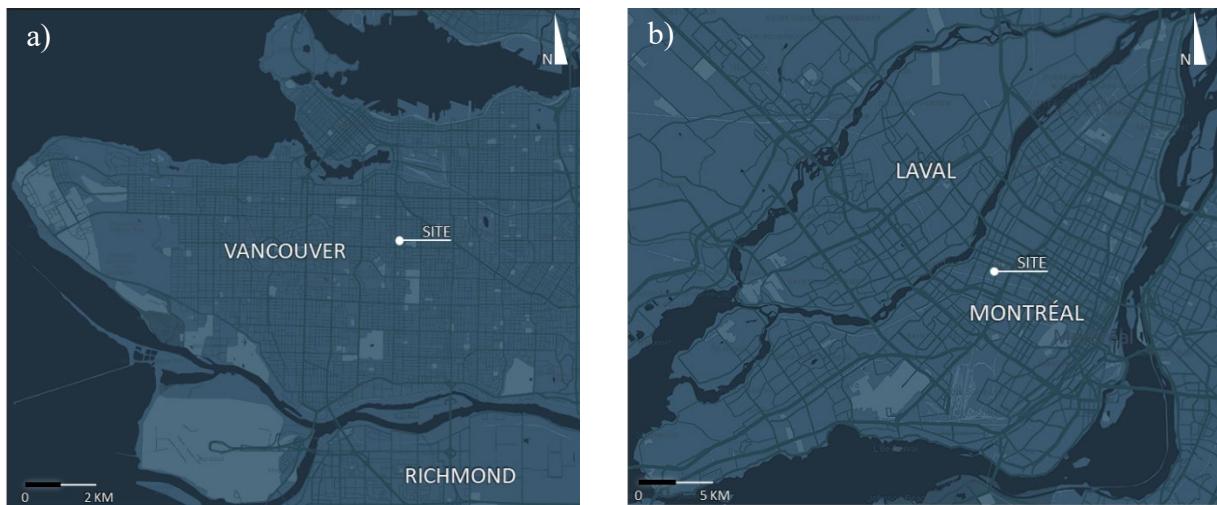


Figure 3.2 Localisation des sites : a) À Vancouver; b) À Montréal

## 3.2 Modèle numérique

### 3.2.1 Description du modèle

Comme indiqué plus haut, les analyses numériques sont réalisées à l'aide de SAP2000 ©. Les bâtiments ne sont pas modélisés complètement, plutôt, la moitié des bâtiments sont modélisés de façon à bien étudier le comportement des cadres berçants, sans toutefois alourdir les analyses et augmenter le temps d'analyse sans en tirer de bénéfices. Ainsi, aux fins de ce travail, l'accent est principalement mis sur l'examen de la réponse sismique des structures dans la direction Est-Ouest (E-O). L'investigation se concentre principalement sur le comportement et la performance des structures lorsqu'elles sont soumises à des forces sismiques agissant dans cette orientation. La Figure 3.3 illustre le modèle du bâtiment de huit étages.

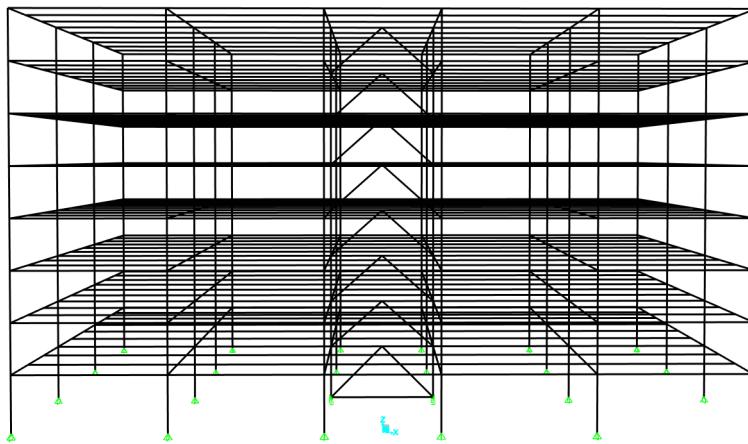


Figure 3.3 Modèle du bâtiment de 8 étages sur SAP2000 ©

### 3.2.2 Particularités des modèles

Le choix du logiciel SAP2000 © s'explique du fait qu'il offre la possibilité de facilement modéliser les composantes non linéaires nécessaires aux analyses devant être accomplies, dont les éléments « gap », les dissipateurs d'énergie, les fusibles en cisaillement (assemblages à frottement) et les ressorts flexibles. Cette section décrit ces différents systèmes qui composent la structure du bâtiment. L'interface graphique intuitive de SAP2000 © rend le logiciel particulièrement intéressant en facilitant la validation ainsi que l'analyse des résultats. La Figure 3.4 résume ces éléments et leur position dans le modèle en les illustrant en rouge.

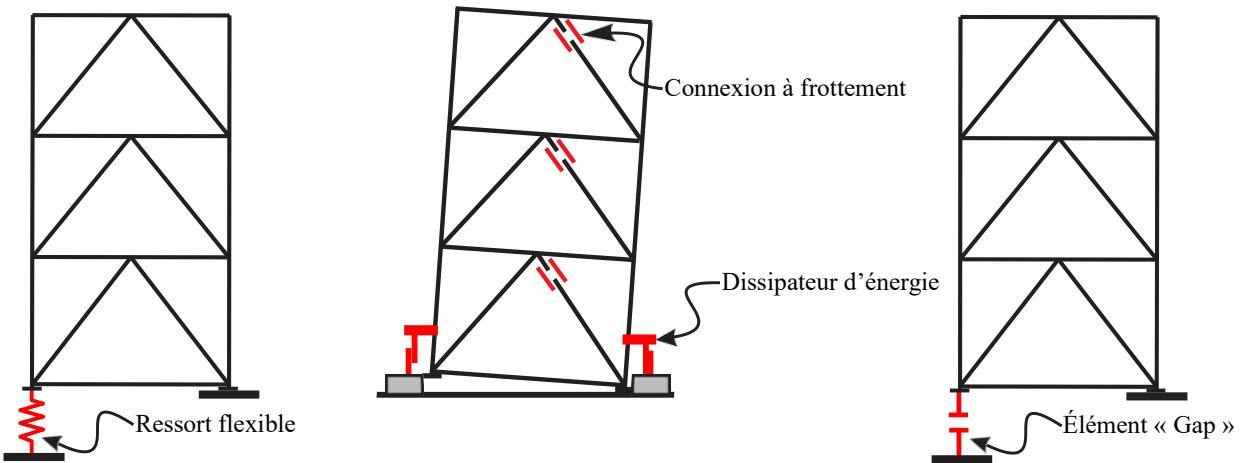


Figure 3.4 Éléments non-linéaires de la structure (adaptée de Tremblay (2021))

L'interface sol-colonne du SRFS est modélisée avec un élément « gap » qui permet de simuler le contact et le soulèvement de la colonne. Lorsque la colonne repose sur le sol, la rigidité du sol est considérée comme presque infinie. Lors du berçement, cette rigidité devient nulle, ce qui simule le soulèvement. L'élément « gap » et les paramètres d'entrées dans SAP2000 sont illustrés à la Figure 3.5. Une attention particulière aux problèmes de modélisation des bâtiments berçants a été prise en compte afin d'éviter les problématiques de changement de rigidité brusque des éléments non linéaires et notamment de l'interface sol-colonne (Wiebe, L. & Christopoulos, 2010).

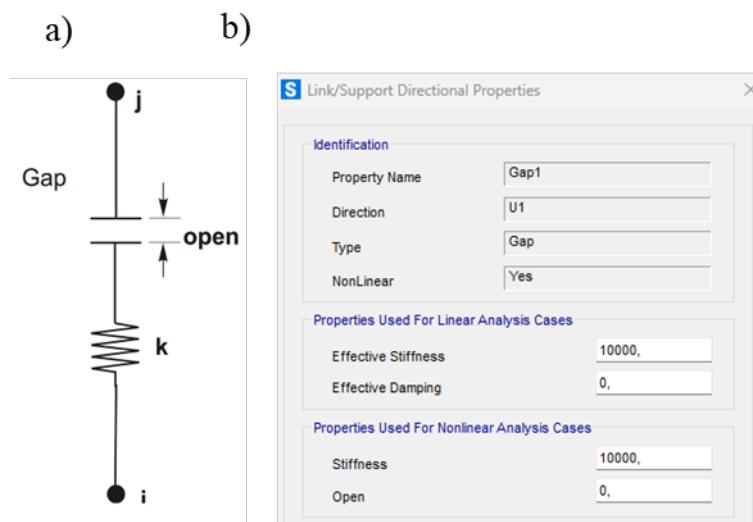


Figure 3.5 a) Schéma de l'élément « gap » (tiré du CSI Analysis Reference Manual); b) Paramètres dans SAP2000

Afin d'utiliser l'élément « gap », une rigidité k doit être spécifiée. Dans cette étude, une très grande rigidité de  $10\ 000\ \text{kN/m}^2$  est utilisée de sorte à éviter des problèmes de convergence numérique. Cette valeur est choisie de façon à simuler la grande rigidité des fondations.

Pour obtenir une courbe d'hystérésis dont la forme rappelle un drapeau (voir la Figure 2.10), des dissipateurs d'énergie sont employés et disposés à la base des colonnes du SRFS. En terme de modélisation, l'incorporation des dissipateurs d'énergies se fait dans SAP2000 en utilisant un élément « link » de type « plastic Wen ». Cet élément a une rigidité axiale, une « yield strength » et un seul degré de liberté. De façon analogue, les assemblages à frottement utilisent l'élément « plastic wen ».

### 3.3 Conception du bâtiment

Cette section s'intéresse à la procédure de conception qui est utilisée dans ce travail. Elle aborde d'abord les normes de conception et les matériaux utilisés. Ensuite, elle explore la conception du système gravitaire des bâtiments, puis elle s'intéresse à la conception du contreventement gravitaire.

#### 3.3.1 Normes de conception et matériaux

Tel que mentionné plus haut, l'essentiel de la conception du bâtiment est effectué selon les critères du chapitre 4 du CNBC 2020, alors que le choix des membrures gravitaires (poutres et colonnes) est fait selon les critères de la norme CSA S-16-19.

Les matériaux utilisés pour les poteaux et poutres de forme W satisfont la norme ASTM A992. Les contreventements sont pour leur part de forme HSS et respectent la norme ASTM A1085 ou ASTM A500. Ces normes ont été choisies parce qu'elles sont les plus fréquemment utilisées au Canada par les professionnels d'ingénierie structurale.

#### 3.3.2 Conception du système gravitaire

Concernant la conception du système gravitaire pour le site de Vancouver, les charges présentées dans le Tableau 3.1 sont retenues, alors que celles de Montréal se retrouvent au Tableau 3.2.

Tableau 3.1 Charges gravitaires pour le site Vancouver

Toit : Charge permanente	<b>3,0 kPa</b>
Toit : Charge de neige	<b>1,64 kPa</b>
Plancher : Charge permanente (dalle)	<b>3,6 kPa</b>
Plancher : Charge permanente (cloison)	<b>1,0 kPa</b>
Plancher : Charge vive	<b>2,4 kPa</b>
Mur extérieur	<b>1,2 kPa</b>

Tableau 3.2 Charges gravitaires pour le site Montréal

Toit : Charge permanente	<b>3,0 kPa</b>
Toit : Charge de neige	<b>2,48 kPa</b>
Plancher : Charge permanente (dalle)	<b>3,6 kPa</b>
Plancher : Charge permanente (cloison)	<b>1,0 kPa</b>
Plancher : Charge vive	<b>2,4 kPa</b>
Mur extérieur	<b>1,2 kPa</b>

La charge de neige est calculée à partir des facteurs  $S_s$  et  $S_r$  du tableau C-2 du CNBC 2020. Pour sa part, la charge permanente de la dalle correspond au poids d'une dalle de 150 mm d'épaisseur, alors que la charge vive aux planchers de 2,4 kPa est la charge spécifiée pour une occupation de type bureaux dans le tableau 4.1.5.3 du CNBC.

Ces charges servent au calcul des charges surfaciques pondérées selon les cas prescrits par le CNBC 2020. Il a ensuite été décidé que les charges surfaciques soient transformées en charges linéaires, puis qu'elles soient appliquées aux modèles numériques afin de bien modéliser l'effet de recentrage gravitaire des cadres berçants.

Les forces agissant sur les éléments ont été évaluées en fonction des combinaisons de charges sismiques critiques. Ces combinaisons incluaient uniquement les charges permanentes (D + E) et les charges permanentes combinées avec les charges d'exploitation, les charges de neige et les autres charges applicables (D + 0,5 L + 0,25 S + E).

Le dimensionnement des poutres est ensuite traité en vérifiant les états limites ultimes, particulièrement les critères de voilement, plastification, flexion et cisaillement qui sont prescrits dans la norme CSA S-16-19. Toutes les poutres sont composées de profilés W. Le choix des profilés au niveau de la toiture est répété pour les modèles de 8, 12, 16 et 20 étages. Pour les profilés formant les planchers, le dimensionnement est fait pour un étage et est répété pour tous les étages des modèles de hauteur différente. Les critères de flèches aux états limites de service sont aussi respectés.

Le dimensionnement des colonnes est fait à partir des étages supérieurs jusqu'aux étages inférieurs selon leurs aires tributaires respectives. Le facteur de réduction de la surcharge est appliqué dans la descente de charge. Les colonnes sont conçues comme des pièces comprimées et fléchies. Ainsi, les états limites ultimes de voilement local des parois, de plastification de la section, de flambement en flexion ou flexion torsion et l'effort tranchant sont vérifiés comme l'exige la norme CSA S-16-19. Les effets P- $\delta$  et P- $\Delta$  sont pris en compte puisque les modèles SAP2000 © incluent toutes les colonnes gravitaires de la moitié de la structure, puis que le logiciel est paramétré de façon à effectuer des analyses de second ordre tenant compte des non-linéarités géométriques.

### **3.3.3 Conception du système de reprise des forces gravitaires et latérales**

La conception du système de reprise des forces gravitaires et latérales débute par la modélisation de la moitié du bâtiment dans SAP2000 ©. Une fois modélisées, les charges gravitaires sont insérées dans le logiciel. Les charges mortes et vives sont attribuées aux poutres principales et secondaires de la structure sous forme de charges linéaires. Il en est de même des charges de neige attribuées aux profilés formant la toiture. Par la suite une analyse modale, puis trois analyses spectrales sont successivement faites. Les étapes de conception sont présentées dans les sections suivantes. Il est à noter que certains principes de conception par performance ont aussi été utilisés. En effet, la sélection préliminaire des membrures formant le système de reprise des forces latérales a considéré une performance de déplacement inter étages ciblé. Les membrures des bâtiments de 8 à 20 étages ont ainsi été choisies pour cibler un critère de 1,25 %  $h_s$ , ce qui est inférieur à la limite du CNB de 2,5 %  $h_s$  pour les bâtiments ayant un facteur  $I_E$  de 1. Ceci permet de viser une performance post-séisme permettant l'occupation immédiate, où l'endommagement de la structure est négligeable.

Par ailleurs, la conception du système de reprise des charges latérales a aussi été faite pour les charges de vents. Puisque les bâtiments de 8 à 20 étages ont tous des périodes fondamentales supérieures à 1 seconde, le CNB considère ces bâtiments comme étant dynamiquement sensibles ou très sensibles, ce qui oblige l'utilisation de la méthode dynamique du CNB, telle que décrite à l'article 4.1.7.1. Dans le cas des bâtiments de 8 à 16 étages, les critères aux états limites de service du CNB ont été respectés. Le principal critère vérifié, l'article 4.1.3.5 (3) du guide de l'utilisateur du CNB, prévoit que les déplacements inter étages soient inférieurs à L/500 (0,2 % de déformation)

sous les charges de vent. Ce critère permet d'assurer le confort des usagers du bâtiment, ainsi que l'intégrité des revêtements extérieurs des bâtiments. Il permet aussi de s'assurer d'éviter l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux. Les déformations latérales des structures ont été calculées avec SAP2000 en tenant compte de l'effet P-delta, puis la combinaison de charges D + W + 0,5L a été considérée, comme recommandé dans le CNB.

Dans le cas des bâtiments de 20 étages, ce critère n'était pas entièrement respecté lorsque la structure du bâtiment a été conçue en suivant la méthode décrite dans ce travail. Ainsi, des ajustements ont été apportés à la méthode et sont décrits au chapitre 4. Essentiellement, les colonnes des bâtiments de 20 étages ont été dimensionnées avec une valeur  $R_{hm}$  de 4, plutôt que 8, ce qui a eu pour conséquence de grossir les sections de colonnes contreventées et ainsi mieux contrôler les déformations latérales.

### 3.3.3.1 Méthode statique équivalente

Afin de calibrer le modèle numérique comme l'exige le CNB, la méthode des forces statiques équivalentes est appliquée. Le poids sismique du bâtiment (W) est d'abord calculé. Celui-ci correspond au poids des planchers, colonnes et murs (charge permanente totale) auquel est additionné 25 % de la charge de neige. Le poids sismique du bâtiment de huit étages est présenté au Tableau 3.3.

Tableau 3.3 Poids sismique du modèle de 8 étages

Étage	Hauteur (m)	$h_x$ (m)	Poids (kN)
8	4,0	32,5	5940
7	4,0	28,5	6961
6	4,0	24,5	6961
5	4,0	20,5	6961
4	4,0	16,5	6961
3	4,0	12,5	6961
2	4,0	8,5	6961
1	4,5	4,5	6995
$\Sigma =$			54707

Ensuite, le coefficient de risque pour les charges sismiques ( $I_E$ ) est réglé à 1, de même que le facteur des modes supérieurs ( $M_v$ ). Le coefficient  $I_E$  de 1 correspond à une catégorie de risque normal, ce que considère le CNB pour la conception d'un édifice à bureaux. Le facteur  $M_v$  est pour sa part réglé à 1 puisque l'effet des modes supérieurs est pris en compte de façon plus précise par la méthode expliquée à la section 3.3.3.3 (analyses spectrales). Concernant les facteurs de modification de force liés à la surrésistance ( $R_o$ ), et liés à la ductilité ( $R_d$ ), ils sont respectivement paramétrés à 1 et 8. Les systèmes berçants n'ont aucune surrésistance et le choix du  $R_d$  de 8, bien que conservateur, mérite une explication. D'abord, en s'appuyant sur le CNBC, les systèmes en acier conventionnel les plus ductiles ont un  $R_d R_o$  de près de 8 : les cadres à noeuds rigides de type D, par exemple, ont un  $R_d R_o$  de 7,5, alors que les contreventements excentriques de type D en ont un de 6. La valeur de 8 semble permettre des résultats stables en terme de comportement de la structure et une valeur supérieure pourrait même être envisageable (Wiebe, L. & Christopoulos, 2014). Il faut toutefois noter que la valeur de 8 est provisoire et nécessite de plus amples vérifications, dont notamment l'application de la méthodologie décrite dans la norme américaine FEMA P-695, laquelle devrait bientôt être adaptée au Canada.

Les paramètres de l'équation (3-1) du calcul de cisaillement à la base tel que décrit par le CNBC sont utilisés pour le calcul de l'effort tranchant à la base du bâtiment ( $V_{CNB}$ ).

$$V_{CNB} = \frac{S(T_a)MvI_EW}{R_dR_o} \quad (3-1)$$

Ce calcul nécessite de connaître l'accélération spectrale pour la période  $T_a$  qui correspond à la période fondamentale du bâtiment. La Figure 3.6 illustre les spectres de calcul de récurrence de 2 % en 50 ans qui sont utilisés pour les sites de Montréal et Vancouver. Les spectres de calcul du CNB sont calculés en fonction d'un amortissement de 5 %, valeur qui est aussi utilisée dans le modèle SAP2000 pour les analyses spectrales.

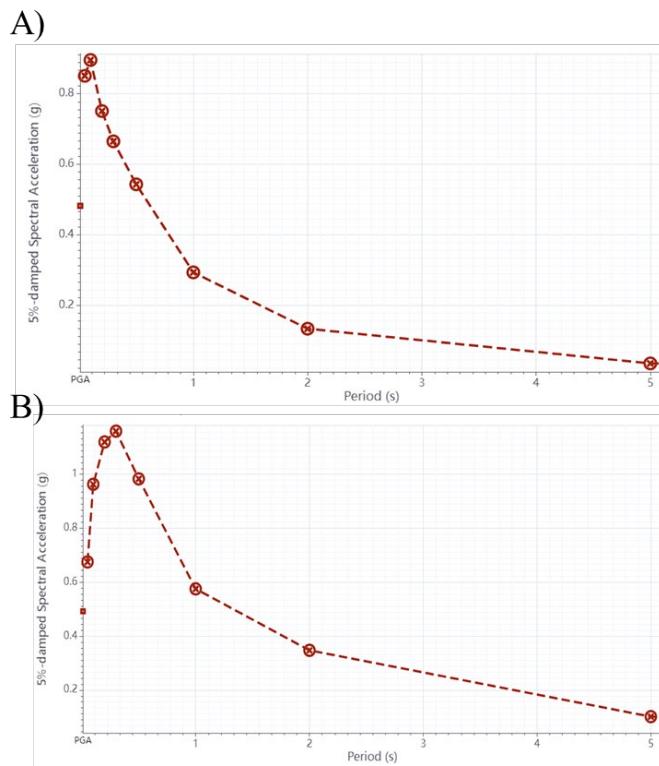


Figure 3.6 Spectre de calcul du site de : A) Montréal; B) Vancouver  
(tirée de Séismes Canada (2023))

Les valeurs d'accélération de ces spectres sont répétées dans le tableau suivant.

Tableau 3.4 Valeurs des spectres de calcul de Montréal et Vancouver

Ville	Xv	Sa(0,05)	Sa(0,1)	Sa(0,2)	Sa(0,3)	Sa(0,5)	Sa(1,0)	Sa(2,0)	Sa(5,0)	Sa(10,0)	PGA
Montréal	X300	0,851	0,896	0,751	0,665	0,543	0,293	0,133	0,0345	0,0109	0,482
Vancouver	X360	0,671	0,964	1,09	1,1	0,878	0,509	0,309	0,0877	0,0371	0,476

### 3.3.3.2 Analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer la période naturelle et les périodes des modes supérieurs de la structure. Généralement réalisée à l'aide d'un logiciel d'analyse de structure, l'analyse modale dépend de la masse, la rigidité et la géométrie du bâtiment. Elle est itérative puisque la détermination des paramètres dynamiques permet de connaître les efforts sismiques et ceux-ci

peuvent par la suite influencer le dimensionnement des membrures et la rigidité de la structure. L'analyse modale est souvent utilisée afin d'assurer la calibration des modèles par EF (conditions limites, périodes, etc.) (Ventura & Horyna, 1997).

Dans ce travail, l'analyse modale est d'abord utilisée pour connaître les périodes du modèle lorsque le SRFS est encastré au sol. Ces périodes sont comparées au double de la période empirique, laquelle se calcule avec l'équation (3-2) tirée du CNBC.

$$T_{empirique} = 0,025h_n \quad (3-2)$$

### 3.3.3.3 Analyses spectrales

L'analyse spectrale fait l'usage d'un spectre de calcul. Ces spectres sont définis dans le CNBC 2020 selon la localisation de la structure et la probabilité de dépassement visée, laquelle est de 2 % en 50 ans ou une période de récurrence de 2500 ans pour la conception des bâtiments au Canada. La lecture du spectre aux périodes du premier et des modes supérieurs d'une structure permet d'en déterminer l'accélération spectrale. Les spectres de calcul du CNBC 2020 donnent des valeurs d'accélérations pour la plage de période 0,05, 0,1, 0,2, 0,3, 0,5, 1,0, 2,0, 5,0 et 10,0 secondes. Depuis l'édition 2020 du code, la clause A-4.1.8.4 6) permet de faire une interpolation bi-logarithmique pour les périodes dont les accélérations ne sont pas fournies directement. Cette méthode est par ailleurs plus précise que l'interpolation linéaire des éditions précédentes du CNBC et elle permet d'éviter de surestimer les accélérations.

Enfin, l'analyse spectrale permet de déterminer les efforts sismiques en soumettant une structure à une accélération spectrale qui correspond à ses propriétés dynamiques (périodes, amortissement, etc.), ainsi qu'aux propriétés du site. Au niveau de la modélisation dans SAP2000, il a été retenu d'effectuer une combinaison des modes de type combinaison quadratique complète (CQC). Cette méthode a pour avantage d'avoir une erreur de combinaison modale réduite par rapport à la méthode SRSS. Aussi, la définition de la source de la masse a été choisie de façon à mobiliser le poids permanent et 25 % du poids de la neige (voir la Figure 3.7).

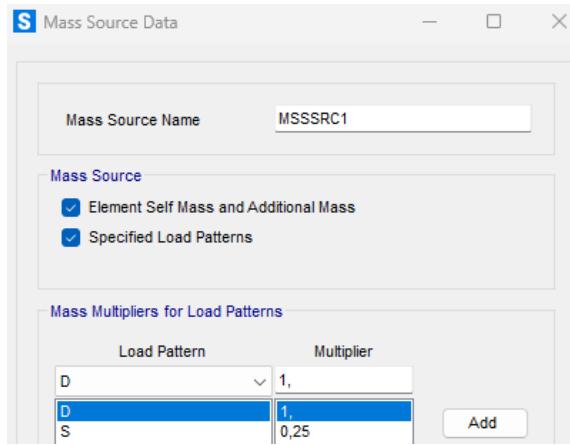


Figure 3.7 Paramètres de la source de la masse

La méthode de conception qui a été adoptée dans ce travail nécessite de faire trois analyses spectrales successives, lesquelles sont illustrées de façon schématique à la Figure 3.8.

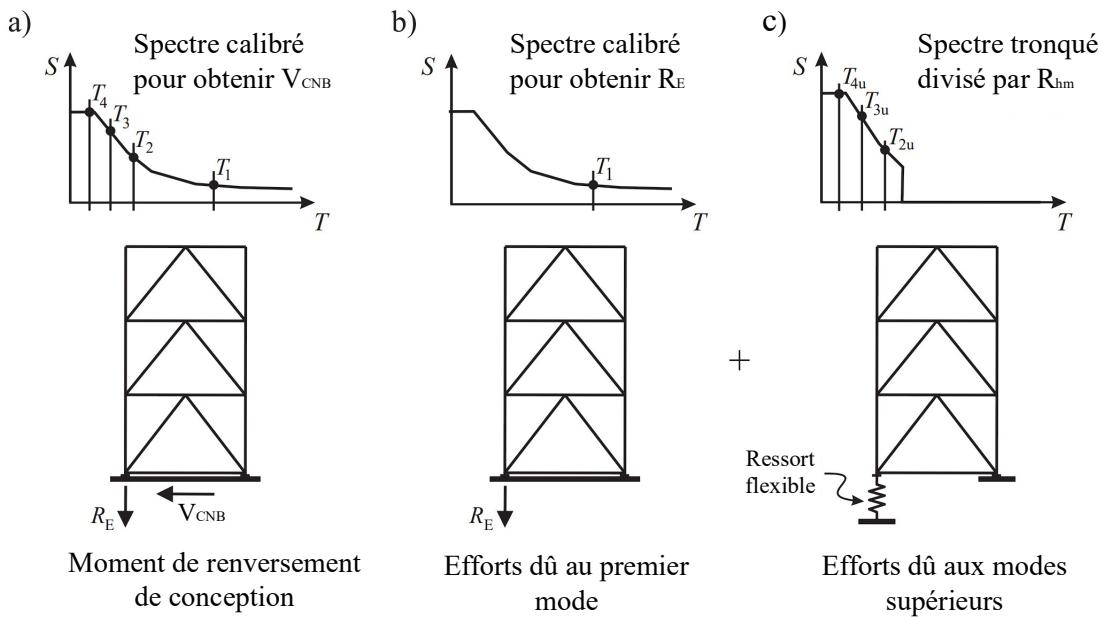


Figure 3.8 Analyse spectrale de conception : a) Analyse 1 pour obtenir la réaction RE; b) Analyse 2 pour obtenir les efforts dus au premier mode; c) Analyse 3 pour obtenir les efforts des modes supérieurs (tirée et adapté de Tremblay (2020))

La première analyse spectrale est réalisée sur un modèle du bâtiment dont le contreventement est encastré au sol. Cette analyse est calibrée selon la méthode prescrite au CNB de façon que l'effort tranchant à la base du bâtiment soit égal à  $V_{CNB}$ . Cette calibration permet de déterminer la réaction

verticale à la base de la colonne qui est induite par les forces sismiques ( $R_E$ ). La réaction verticale des charges permanentes ( $R_D$ ) est ensuite soustraite à  $R_E$  pour obtenir la résistance du dissipateur d'énergie ( $F_R$ ) qui est installé à la base des colonnes du SRFS lors des analyses dynamiques temporelles. Ainsi, la valeur de  $F_R$  est calculée avec l'équation (3-3).

$$F_R = R_E - R_D \quad (3-3)$$

Pour la deuxième analyse, les paramètres de l'analyse modale et spectrale sont modifiés de telle façon que seul le premier mode de vibration soit pris en compte, tel qu'illustré à la Figure 3.9. Le spectre du modèle est ensuite multiplié par un facteur de façon que la réaction verticale de la deuxième analyse soit égale à la réaction verticale de la première analyse. Ensuite, les efforts axiaux du cadre berçant sont calculés. Ceux-ci correspondent aux efforts dus au mode fondamental de la structure.

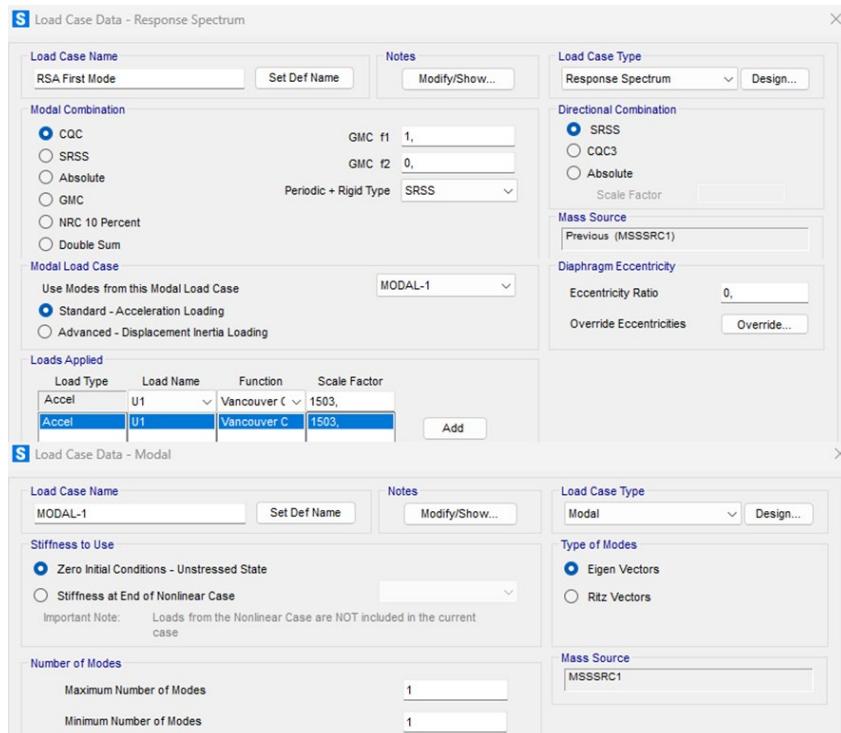


Figure 3.9 Paramètres de l'analyse spectrale et modale tenant uniquement compte du premier mode de vibration

La dernière analyse spectrale implique d'abord de modifier les conditions d'appui d'une des colonnes du cadre afin que celle-ci puisse se soulever et ainsi simuler l'action du berçement. Pour

assurer un comportement stable, un ressort flexible lie le sol et la base de la colonne. Ce ressort est modélisé par un élément « linear link » avec une rigidité axiale similaire à celle de la colonne (voir la Figure 3.10).

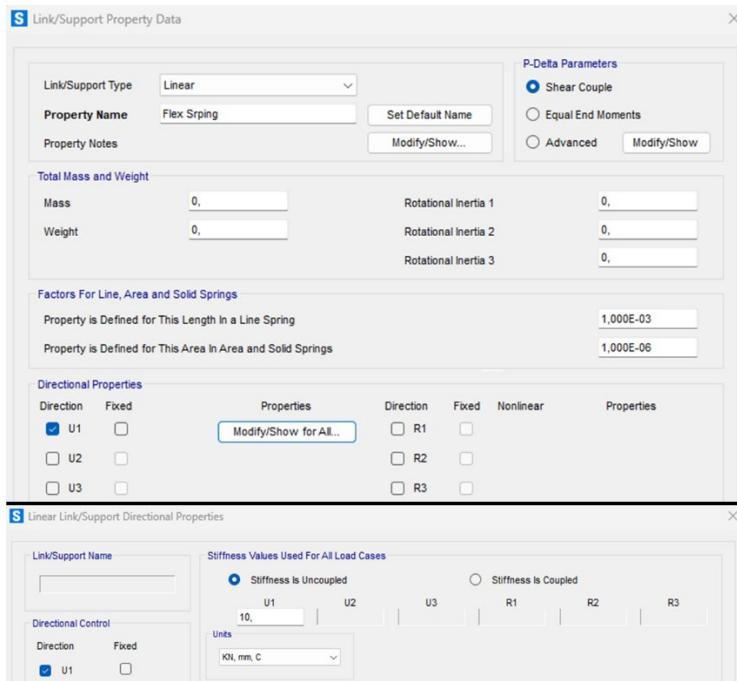


Figure 3.10 Paramètres du ressort flexible

Une fois les conditions d'appuis modifiées, il est possible de calculer les nouvelles périodes de vibration du bâtiment ( $T_{xu}$ ), qui tiennent compte du soulèvement du SRFS. Par la suite, le spectre de calcul est tronqué à une période légèrement supérieure à la nouvelle période du deuxième mode de vibration ( $T_{2u}$ ). Les périodes des bâtiments de 8, 12 et 16 étages sont illustrées au Tableau 3.5 et au Tableau 3.6. Cette modification du spectre permet d'éliminer la contribution du premier mode qui est déjà considéré dans la seconde analyse spectrale. Les efforts axiaux de cette analyse correspondent aux efforts dus aux modes supérieurs élastiques de la structure. Pour le dimensionnement du cadre berçant, ces efforts sont divisés par un facteur des modes supérieurs ( $R_{hm}$ ) égal à 8. Ces efforts permettent aussi de définir la résistance au glissement des diagonales non linéaires. Il est à noter que la valeur de 8 peut être réduite si les déplacements latéraux du bâtiment sous les charges de vent ne respectent pas les critères du CNB. À titre d'exemple, dans le cas du bâtiment de 20 étages, une valeur  $R_{hm}$  de 4 a pu être considérée afin de respecter le critère

de  $\Delta/h_s$  (%) de 0,2 % (résultat : 0,25 %  $h_s$  avec  $R_{hm}$  de 8 et 0,19 %  $h_s$  avec  $R_{hm}$  de 4). Cette problématique est discutée plus amplement au chapitre 4.

Après les analyses spectrales, les efforts de conception sont calculés en additionnant ceux de la deuxième analyse (contribution du premier mode), de la troisième analyse divisée par un facteur  $R_{hm}$  (contribution des modes supérieurs) et des charges gravitaires. Ainsi, les forces de la deuxième analyse sont d'abord combinées avec celles de la charge morte, ainsi que les charges concomitantes de service et de neige sur le toit (0,5 L + 0,25 S). Les charges axiales de la troisième analyse sont ensuite ajoutées pour obtenir les charges totales utilisées dans la conception.

Tableau 3.5 Périodes T et Tu des bâtiments de 8, 12 et 16 étages à Montréal

	8 étages	12 étages	16 étages
T <sub>1</sub>	3,14	4,18	4,67
T <sub>2</sub> (T <sub>2u</sub> )	1,03 (1,05)	1,34 (1,40)	1,42 (1,49)
T <sub>3</sub> (T <sub>3u</sub> )	0,59 (0,59)	0,69 (0,71)	0,74 (0,77)

Tableau 3.6 Périodes T et Tu des bâtiments de 8, 12 et 16 étages à Vancouver

	8 étages	12 étages	16 étages
T <sub>1</sub>	2,83	3,62	4,13
T <sub>2</sub> (T <sub>2u</sub> )	0,90 (0,93)	1,10 (1,16)	1,25 (1,32)
T <sub>3</sub> (T <sub>3u</sub> )	0,51 (0,52)	0,58 (0,60)	0,63 (0,66)

### 3.3.3.4 Résumé des efforts de conception

Les résultats des analyses spectrales des structures de 8, 12, 16 et 20 étages sont présentés pour les modèles de Montréal et Vancouver. Les séries de données en bleu représentent les résultats de Montréal, alors que celles en rouge dénotent les résultats de Vancouver. Dans un premier temps, les charges axiales pour les éléments de contreventement et les colonnes résultant des analyses sont présentées dans la Figure 3.11 qui illustre les forces de conception obtenues par les analyses spectrales. L'analyse spectrale 2 correspond aux courbes « Grav. + mode 1 », alors que les courbes

«  $R_{hm} = 1$  » et «  $R_{hm} = 8$  » représentent le résultat de l'addition des analyses 2 et 3. Les facteurs  $R_{hm}$  de 1 et 8 sont indiqués afin d'illustrer l'effet des modes supérieurs sur les CBG, et discuter des avantages d'introduire des diagonales non linéaires pour contrôler ces effets. Ces valeurs illustrent la réduction considérable des forces des éléments induites par les modes supérieurs obtenue grâce à l'introduction de fusibles de cisaillement à chaque étage sur toute la hauteur du bâtiment. En intégrant ces fusibles, les demandes de force provenant des modes supérieurs qui devraient typiquement être considérées pour les CBG sont significativement réduites.

Dans les colonnes, la réduction liée à l'utilisation d'un  $R_{hm}$  de 8 permet d'éliminer presque entièrement l'effet des modes supérieurs. Ainsi, dans les colonnes contreventées, les réductions maximales sont respectivement de 85 %, 66 %, 71 % et 63 % dans les prototypes de 8, 12, 16 et 20 étages. Dans les diagonales, les réductions sont marquées à la base des structures et aux étages supérieurs.

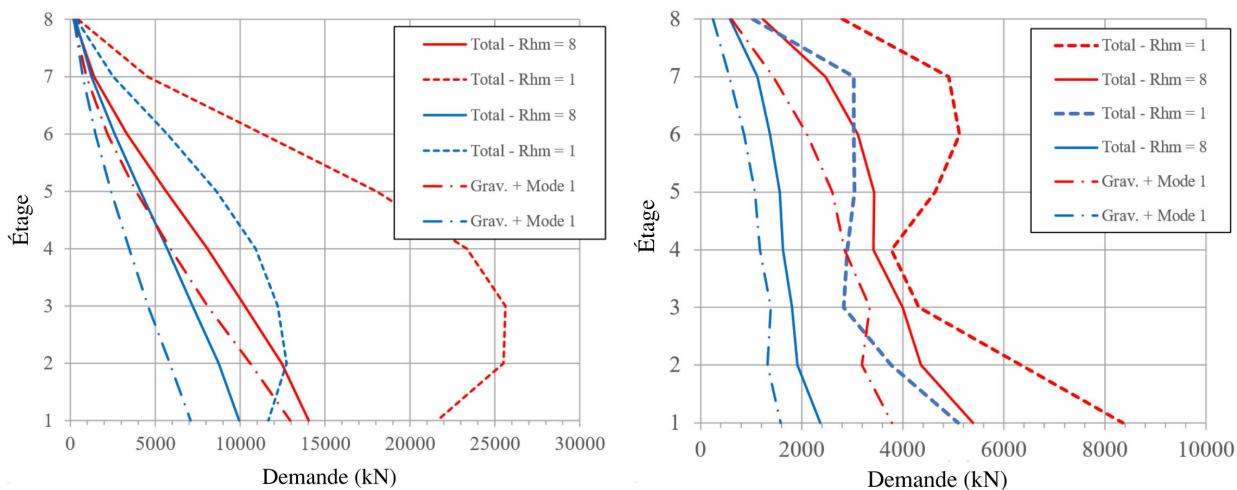


Figure 3.11 Efforts de conception des colonnes (gauche) et des diagonales (droite). Les lignes rouges sont les résultats de Vancouver et les bleues sont ceux de Montréal

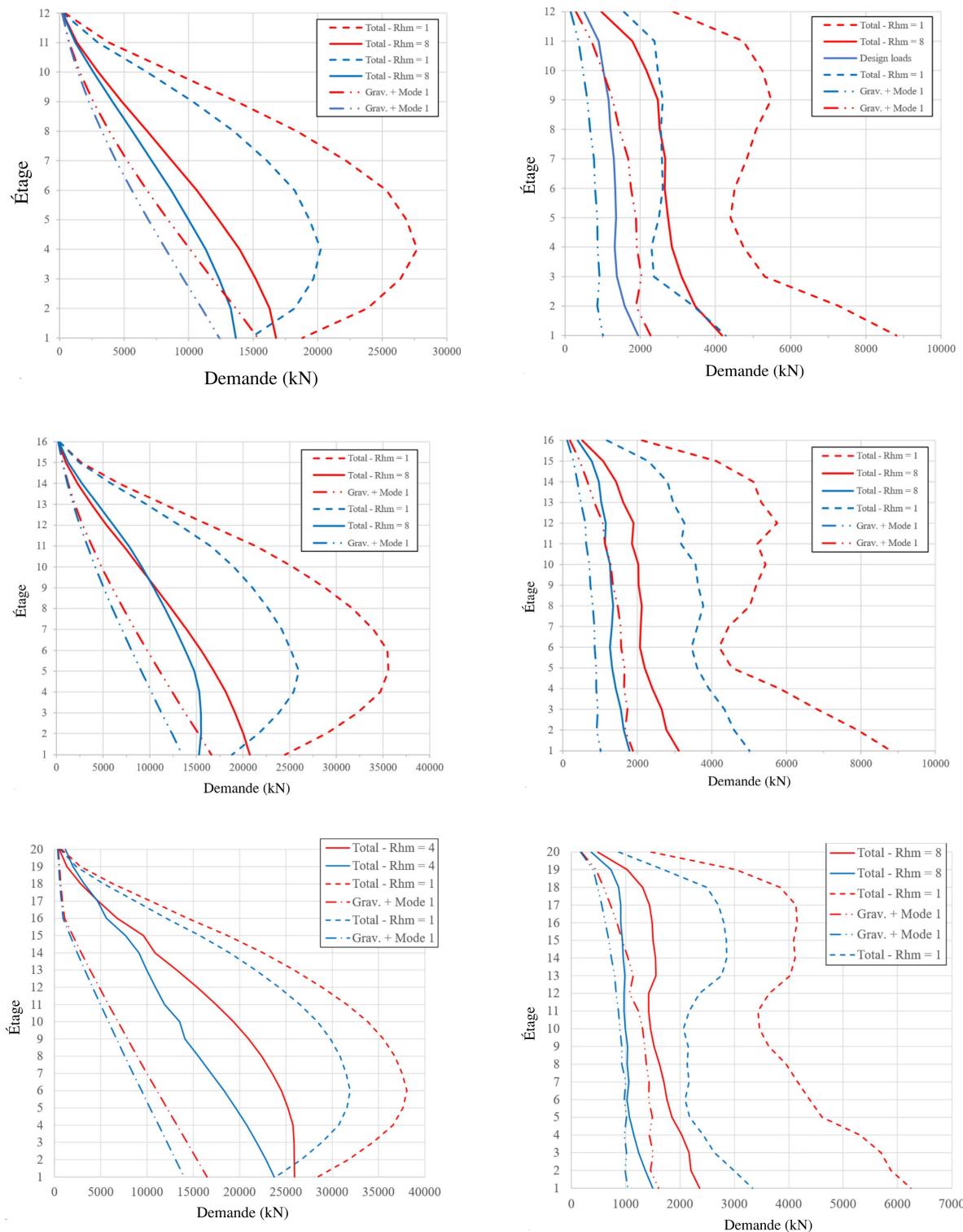


Figure 3.12 Efforts de conception des colonnes (gauche) et des diagonales (droite). Les lignes rouges sont les résultats de Vancouver et les bleues sont ceux de Montréal (suite)

### 3.3.4 Dimensionnement du SRFS

Après avoir déterminé les efforts de conception, il devient possible de procéder au dimensionnement des profilés formant le SRFS. Essentiellement, la réduction des efforts axiaux par un facteur  $R_{hm}$  de 8 permet d'atteindre un comportement non linéaire dans une diagonale se trouvant à chaque étage du SRFS. Ce comportement permet à son tour de réduire l'effort axial des diagonales et colonnes sur toute la hauteur de la structure. Les diagonales non linéaires sont composées d'une diagonale avec une connexion à frottement qui permet un glissement axial lorsqu'un effort prédéterminé est atteint. Ce système est fabriqué avec des assemblages boulonnés, à l'aide de goussets ayant des trous de boulons oblongs. Lorsque le glissement se produit, les diagonales contribuent à amortir la réponse des modes supérieurs. De plus, la rigidité en flexion des poutres est mobilisée sous les efforts verticaux imposés par les diagonales déséquilibrées. Ce mécanisme permet d'assurer le recentrage du cadre alors que la rigidité en cisaillement positive contrôle l'effet P-Δ à travers la structure. Une illustration schématique du mécanisme est présentée dans la Figure 3.12.

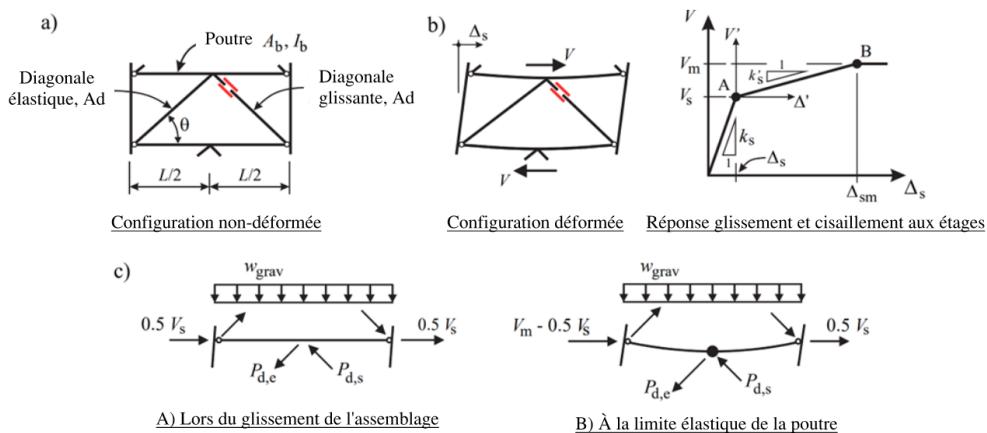


Figure 3.13 Comportement lors du glissement : a) Configuration non-déformée; b) Configuration déformée; c) Efforts lors du glissement et au point de rupture de la poutre

Ainsi, pour concevoir le contreventement, la rigidité atteinte lors du glissement de la diagonale se calcule avec l'équation (3-4).

$$\Delta_{\text{slip}} < \Delta_s < \Delta_m: \Delta'_s = \frac{V'}{k'_s}, \text{ où: } \frac{1}{k'_s} = \frac{L}{2EA_b} + \frac{L}{EA_d \cos^3 \theta} + \frac{L^3 \tan^2 \theta}{48EI_b} \quad (3-4)$$

Dans cette équation,  $V'$  correspond au cisaillement aux étages (storey shear), alors que  $\Delta'$  correspond au déplacement aux étages (storey drift).  $A_b$  et  $I_b$  réfèrent respectivement à l'aire de la section et au moment d'inertie de la poutre, tandis que  $A_d$  est l'aire de la section de la diagonale. Les paramètres  $V_m$  et  $\Delta_m$  sont atteints lorsque la poutre atteint sa résistance à la rupture probable. Ces paramètres sont calculés avec les équations (3-5) et (3-6), alors que cette dernière se base sur l'équation d'interaction d'un profilé W soumis à une combinaison d'efforts axial et de flexion. D'autre part, l'effort axial de la diagonale linéaire  $P_{e,d}$  et l'effort vertical débalancé  $P_c$  s'obtiennent en utilisant l'équation (3-7).

$$\Delta_m = \Delta_{\text{slip}} + \frac{V_m - V_{\text{slip}}}{k'_s} \quad (3-5)$$

$$V_m = V_{\text{slip}} + \min \left[ \frac{M_{\text{pg}} - M_{g,\text{grav}}}{\tan \theta (L/4)}, \frac{P_{yg} - 0.5V_{\text{slip}} - 0.85M_{g,\text{grav}}(P_{yg}/M_{\text{pg}})}{1 + 0.85 \tan \theta (L/4)(P_{yg}/M_{\text{pg}})} \right] \quad (3-6)$$

$$P_{d,e} = \frac{V_m - 0.5V_{\text{slip}}}{\cos \theta}; \quad P_c = \frac{V_m - V_{\text{slip}}}{2 \tan \theta} \quad (3-7)$$

Dans ces équations,  $V_{\text{slip}}$  et  $\Delta_{\text{slip}}$  correspondent au cisaillement aux étages et au déplacement aux étages qui entraînent le glissement de la diagonale non linéaire. De son côté,  $M_{b,grav}$  est le moment de la poutre causé par les charges gravitaires. Enfin, les paramètres  $P_{by}$  et  $M_{bp}$  sont respectivement la résistance axiale à la rupture et le moment plastique de résistance de la poutre tels que déterminés en utilisant la contrainte de résistance à la rupture probable de l'acier (380 MPa).

Concernant le dimensionnement des colonnes, celles-ci sont conçues pour la résistance axiale présentée dans la Figure 3.11 a) (Total –  $R_{hm} = 8$ ), auquel est additionné  $P_c$  de l'équation (3-7). Au glissement cible ( $\Delta_{\text{slip}}$ ), les charges déséquilibrées des contreventements causant la flexion des poutres induisent également des charges de compression supplémentaires ( $P_c$ ) dans les colonnes, comme spécifié dans l'équation (3-7). Les sections de colonnes sélectionnées ont été ajustées selon les besoins pour garantir leur capacité à supporter ces charges supplémentaires.

Les poutres sont pour leur part conçues pour développer une rigidité aux étages  $K_s'$  égale à 1,5  $\sum P/h_s$  où  $P$  correspond à la charge gravitaire totale supportée par la colonne de l'étage calculé. Ce

critère garantit que le cadre maintient une rigidité positive nette de cisaillement d'étage lors du glissement des assemblages de contreventement. Cette rigidité permet ainsi de contrôler l'effet P- $\Delta$  et d'assurer le recentrage du cadre. Encore concernant les poutres, l'équation (3-6) a été utilisée pour vérifier que la section sélectionnée pouvait supporter la combinaison de la charge de compression axiale et du moment de flexion induits par le cisaillement d'étage ( $V_m$ ). Dans cette équation,  $M_{b,grav}$  représente le moment de flexion dû aux charges gravitationnelles sur la poutre, tandis que  $P_{y,g}$  and  $M_{p,g}$  désignent les résistances axiales et flexionnelles à la limite d'élasticité de la poutre calculées avec la contrainte probable ( $R_y F_y$ ).

De plus, les poutres et les contreventements linéaires ont été choisis pour résister aux forces anticipées des éléments à une déformation cible ( $\Delta_t$ ) fixée à 1,2 % de la hauteur du bâtiment ( $h_s$ ). Le cisaillement d'étage requis ( $V_t$ ) pour atteindre  $\Delta_t$  a été déterminé en considérant la rigidité  $k's$ , le cisaillement d'étage ( $V_{slip}$ ), et la déformation lors du glissement des assemblages de contreventement ( $\Delta_{slip}$ ) obtenus de l'équation (3-5).

Enfin, la diagonale non linéaire est conçue pour l'effort  $P_c$ , alors que la diagonale linéaire est conçue pour l'effort  $P_{d,e}$ . Ces deux paramètres se calculent avec l'équation (3-7). Ainsi, les diagonales non linéaires subissent de plus grands efforts et les profilés sont donc de plus grande dimension. Pour garantir la capacité d'auto-centrage des fusibles dans le système de cadre contreventé, les sections HSS des contreventements au comportement linéaire ont été sélectionnées de manière à atteindre une rigidité  $k's$  égale ou supérieure à 1,5 fois la rigidité négative de cisaillement d'étage causée par les effets P-delta induits par la charge de compression totale ( $\sum C_f$ ) supportée par les colonnes du bâtiment latéralement stabilisées par chaque CBG,  $\sum C_f/h_s$ .

La Figure 3.12 illustre le cisaillement aux étages du système de contreventement berçant. Il convient de noter que la déformation d'étage représentée dans la figure est uniquement attribuée au cisaillement d'étage et n'inclut pas la déformation d'étage résultant de la réponse globale en flexion du cadre. Comme illustré, une fois que le glissement dans l'assemblage du contreventement a eu lieu, la rigidité en cisaillement d'étage diminue à  $k's$ , ce qui est déterminé par la rigidité axiale du contreventement linéaire (un contreventement sans assemblage à friction) ainsi que par les propriétés de rigidité axiale et en flexion de la poutre. Cette réduction de la rigidité se produit en raison de l'introduction d'un comportement auto-centrant et des fusibles au sein du système.

### 3.3.4.1 Considérations des charges de vent

À mesure que la hauteur de la structure augmente, les charges dues au vent deviennent considérables et peuvent contrôler la dimension des membrures, en particulier lorsque les effets de mode supérieur sont divisés par un facteur  $R_{hm}$  de 8. Pour vérifier les charges de vent, la méthode dynamique décrite dans le CNB a été utilisée, en effectuant une analyse non linéaire avec une combinaison de charges de  $W$  (ELS) + 1 D + 0,5 L, ainsi que la prise en compte des effets P- $\Delta$ . Il a été constaté que la méthode de conception décrite ne respectait pas toujours les critères de conception de  $L/500$ , ou 0,2 % hs, recommandés dans le commentaire du CNB pour assurer une bonne performance des matériaux de revêtement extérieur, ainsi que le confort des utilisateurs du bâtiment. Pour résoudre ce problème, les colonnes du CBG ont été conçues pour assurer une rigidité suffisante afin de respecter les critères de  $L/500$ . En conséquence, la dimension des colonnes a été déterminée en utilisant un facteur de mode supérieur ( $R_{hm}$ ) de 4 au lieu de 8. Pour illustrer l'impact de cette solution, la Figure 3.13 compare les déformations latérales des étages résultant des charges de vent sur la structure en utilisant  $R_{hm} = 8$  et  $R_{hm} = 4$ .

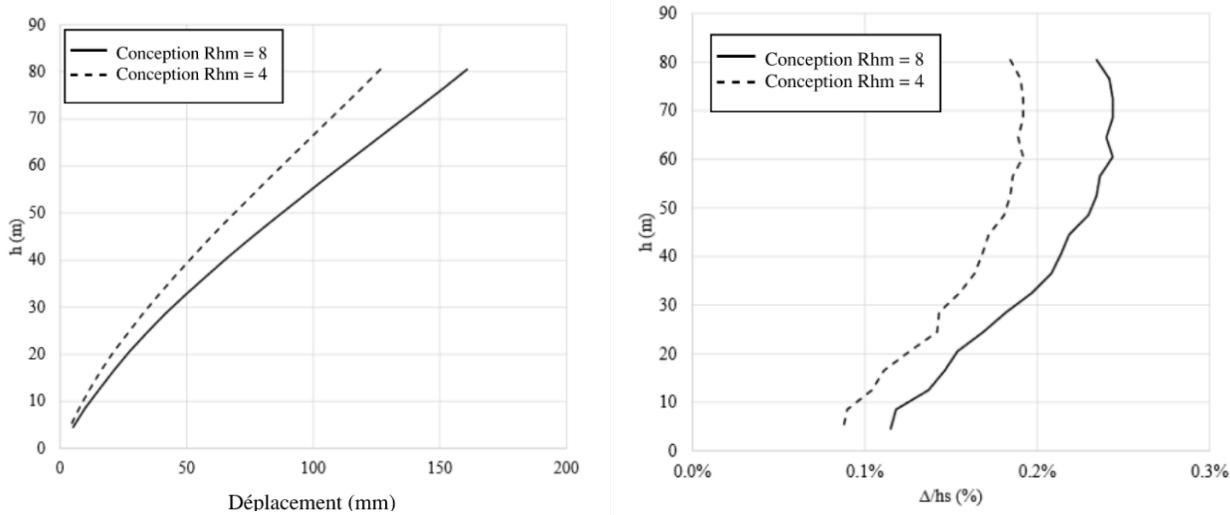


Figure 3.14 Effets du vent sur la structure de Vancouver en termes de déplacement (gauche) et de glissement latéral des étages (droite)

En ce sens, la valeur de  $R_{hm}$ , établie à 8, doit être comprise comme une valeur maximale devant être itérée jusqu'au respect des critères aux états limites ultimes et de service. Plus la valeur  $R_{hm}$  est élevée, plus les fusibles en cisaillement réduisent les efforts induits par les modes supérieurs.

## 3.4 Sélection et étalonnage des enregistrements sismiques

Pour le site de Vancouver, deux séries d'enregistrements sismiques représentatifs du site ont été utilisées. La première série comprenait 6 enregistrements de séismes crustaux (CR) et 5 enregistrements de séismes de subduction intraplaque profonde (IS). La deuxième série comprenait 11 enregistrements de séismes de subduction interface (IF). Pour le site de Montréal, une seule série de 11 enregistrements a été utilisée. Cette série comprenait 3 enregistrements de séismes de magnitude faible à courte distance de l'épicentre et 8 enregistrements de séismes à grande magnitude à plus longue distance de l'épicentre. Pour assurer la cohérence avec les spectres de l'aléa sismique (UHS) aux sites respectifs, les enregistrements sismiques ont été étalonnés suivant les directives fournies dans le Commentaire I du CNB 2020.

### 3.4.1 Sismicité des sites étudiés

Le site de Vancouver est considéré comme ayant une vitesse moyenne des ondes de cisaillement ( $V_{s,30}$ ) de 300 m/s. Cette vitesse correspond à une classe de sol D (sol rigide), alors que le site de Montréal, avec un  $V_{s,30}$  de 360 m/s, correspond à la limite entre une classe de sol C et D.

La sismicité du site de Vancouver, correspond à la zone de subduction de Cascadia (Figure 3.14). Trois types de séismes y sont dominants : les séismes « *shallow crustal* » (A), les séismes « *subduction deep-in-slab* » (B) et « *subduction interface* » (C). Chacun d'eux a une durée et une intensité distinctes, entraînant ainsi des réponses différentes aux modèles de 8, 12, 16 et 20 étages.

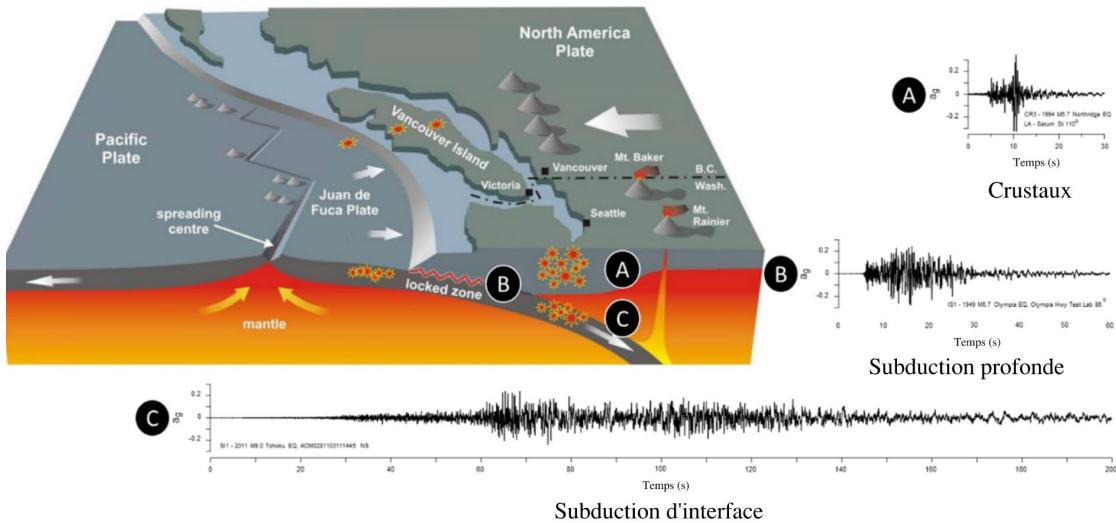


Figure 3.15 Carte de la zone de subduction de Cascadia (adaptée de USGS (2007))

### 3.4.2 Sélection et étalonnage

Les enregistrements sismiques utilisés pour mener la campagne d'analyse temporelle ont été sélectionnés parmi des enregistrements d'événements passés. Dans tous les cas, ils ont été choisis afin d'avoir une magnitude, une distance à l'épicentre et une classe de sol analogues aux conditions des sites étudiés à Montréal et à Vancouver.

Une fois la sélection des enregistrements complétée, la plage des périodes étudiée a été choisie. Dans le cas des modèles de 8 étages, après avoir déterminé les propriétés dynamiques des structures, notamment leurs périodes (voir le Tableau 3.7), il a été possible de cibler la limite supérieure de la plage de calibration. La limite supérieure retenue représente le double de la période fondamentale des structures, alors que la limite inférieure retenue permet de mobiliser 99% de leurs masses modales.

Tableau 3.7 Périodes des bâtiments de 8 étages

	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
Vancouver	2.83	0.9	0.51
Montréal	3.14	1.03	0.59

Pour les bâtiments de Montréal, 11 enregistrements sismiques sont examinés, dont trois ont une magnitude plus faible et ont été enregistrés à une distance rapprochée de l'épicentre. Ces enregistrements sont calibrés pour des périodes allant jusqu'à une seconde et sont illustrés dans le Tableau 3.8.

Tableau 3.8 Enregistrements sismiques – Faible intensité, distance rapprochée

Nom	Magnitude	Station	Rcd (km)	sF <sub>1</sub>	sF <sub>1</sub> x sF <sub>2</sub>
1986 Chalfant Valley 02	6,19	Zack Brothers Ranch	7,6	0,509	0,571
1987 Whittier Narrows 01	5,99	LB Rancho Los Cerritos	28,6	1,169	1,312
1980 Mammoth Lakes 03	5,91	Convict Creek	12,4	1,304	1,463

Les huit autres enregistrements ont une magnitude plus importante et ont été enregistrés à une distance plus éloignée de l'épicentre. Ils ont été calibrés pour des périodes allant de une à six secondes. Le Tableau 3.9 donne davantage d'informations sur ces enregistrements.

Tableau 3.9 Enregistrements sismiques – Grande intensité, distance éloignée

Nom	Magnitud e	Station	Rcd (km)	sF <sub>1</sub>	sF <sub>1</sub> x sF <sub>2</sub>
1989 Loma Prieta	6,93	Saratoga - Aloha Ave.	8,5	0,590	0,619
1992 Cape Mendocino	7,01	Ferndale Fire Sta	19,3	0,388	0,407
1989 Loma Prieta	6,93	Saratoga - W Valley Coll.	9,3	0,584	0,613
1989 Loma Prieta	6,93	Gilroy Array #3	12,8	0,596	0,625
1999 Koaceli, Turquie	7,51	Duzce	15,4	0,483	0,507
1979 Imperial Valley 06	6,53	Delta	22,0	0,620	0,651
1954 Northern Californie 03	6,50	Ferndale City Hall	27,0	0,607	0,636
1992 Cape Mendocino	7,01	Eureka - Myrtle & West	42,0	0,820	0,860

Pour le site de Vancouver, six enregistrements sont de type « *crustal* », alors que cinq séismes supplémentaires sont de type « *deep in-slab* ». Ces enregistrements sont calibrés pour une période allant jusqu'à une seconde. Le Tableau 3.10 et le Tableau 3.11 décrivent respectivement les enregistrements crutaux et intraplaques.

Tableau 3.10 Enregistrements sismiques - Crustaux

Nom	Magnitude	Station	Rcd (km)	sF <sub>1</sub>	sF <sub>1</sub> x sF <sub>2</sub>
2007 Chuetsu-oki, Japon	6,8	Kawanishi Izumozaki	12	1,201	1,385
2007 Chuetsu-oki, Japon	6,8	Tamati Yone Izumozaki	11	0,516	0,595
1994 Northridge	6,69	Canyon Country	12	0,769	0,888
1994 Northridge	6,69	Sun Valley - Roscoe Blvd	10	1,33	1,535
1992 Landers	6,69	Sun Valley - Roscoe Blvd	31	0,8	0,922
1989 Loma Prieta	6,93	Palo Alto	16	1,3	1,499

Tableau 3.11 Enregistrements sismiques - Intraplaques

Nom	Magnitude	Station	Rcd (km)	sF <sub>1</sub>	sF <sub>1</sub> x sF <sub>2</sub>
2001 Nisqually	6,8	West Seattle, Fire Station 29	76	2,463	2,842
2001 Geiyo, Japon	6,8	Tokyo	63	0,919	1,061
2001 El Salvador	7,7	San Pedro Nonualco	91	0,750	0,865
2001 Geiyo, Japon	6,8	Nagahama	77	1,103	1,272
2001 El Salvador	7,7	Santiago de Maria	95	0,751	0,866

Une deuxième série de 11 séismes sont de type « *interface subduction* » sont aussi étalonnés pour des périodes de une à six secondes. Celle-ci est présentée dans le Tableau 3.12.

Tableau 3.12 Enregistrements sismiques - Subduction d'interface

Nom	Magnitude	Station	Classe	Rcd (km)	sF <sub>1</sub>	sF <sub>1</sub> x sF <sub>2</sub>
2011 Tohoku, Japon	9,1	Iwanuma	D	115	0,686	0,718
2011 Tohoku, Japon	9,1	Naruko	D	137	0,971	1,016
2003 Tokachi-oki, Japon	8,3	Monbetsu-W	D	106	0,687	0,718
2011 Tohoku, Japon	9,1	Hasunuma	D	164	1,678	1,755
2011 Tohoku, Japon	9,1	Tajiri	C	109	1,108	1,159
2011 Tohoku, Japon	9,1	Iwaki-E	D	112	0,761	0,796
2011 Tohoku, Japon	9,1	Towadako-E	D	145	2,325	2,431
2011 Tohoku, Japon	9,1	Iwaki	C	113	1,258	1,316
2003 Tokachi-oki, Japon	8,3	Bi ra tori-W	C	106	1,472	1,539
2003 Tokachi-oki, Japon	8,3	Monbetsu	C	104	1,228	1,284
2003 Tokachi-oki, Japon	8,3	Kuriyama	D	151	2,483	2,597

Tous ces séismes sont calibrés selon le commentaire du CNB 2020. Les spectres d'aléa uniforme sont obtenus du « *National Building Code of Canada Seismic Hazard Tool* » pour une probabilité de récurrence de 2 % en 50 ans. Les spectres sont illustrés aux quatre prochaines figures pour l'étalonnage des séismes utilisés pour l'analyse des structures de 8 et 12 étages. Dans chacune d'elles, les enregistrements utilisés sont montrés en gris, alors que le spectre cible provenant de l'outil en ligne de Séismes Canada est montré à l'aide d'un trait rouge. Enfin, la ligne noire met en évidence la valeur moyenne des enregistrements calibrés. La superposition des traits rouge et noir fait donc la démonstration que les enregistrements ont bien été étalonnés.

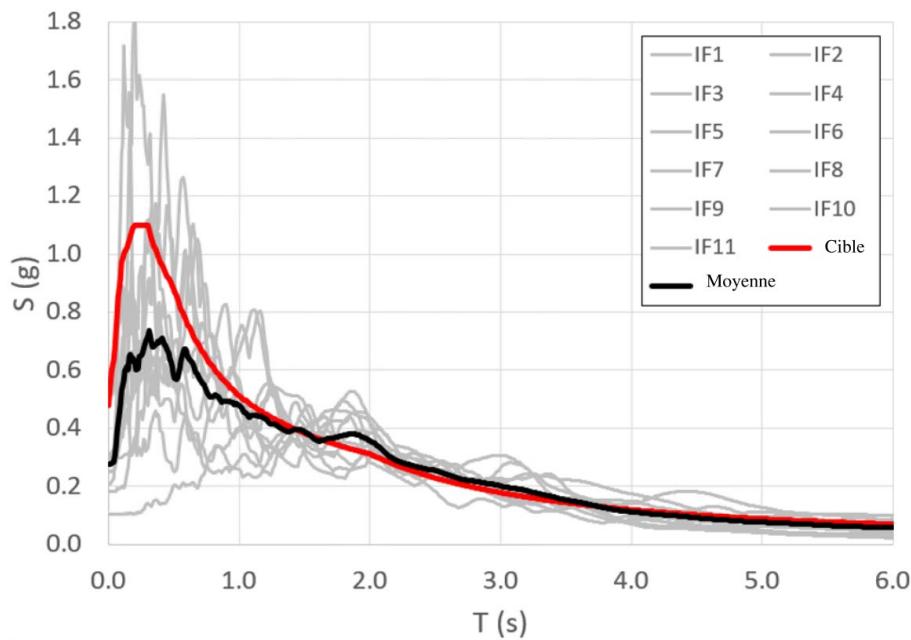


Figure 3.16 Spectres d'aléa sismique de Vancouver (subduction d'interface)  
(Séismes historiques)

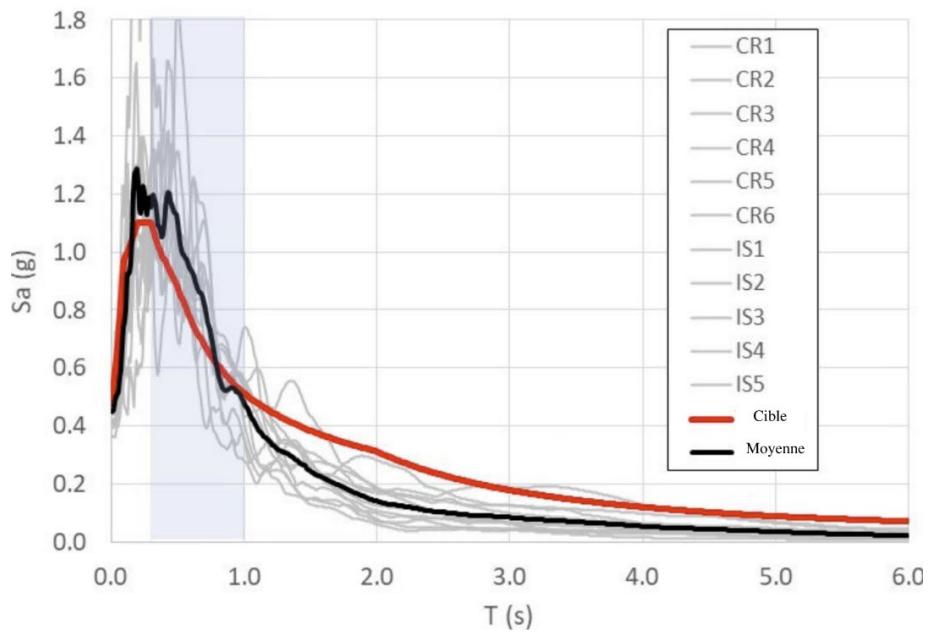


Figure 3.17 Spectres d'aléa sismique de Vancouver (crustaux et intraplaques)  
(Séismes historiques)

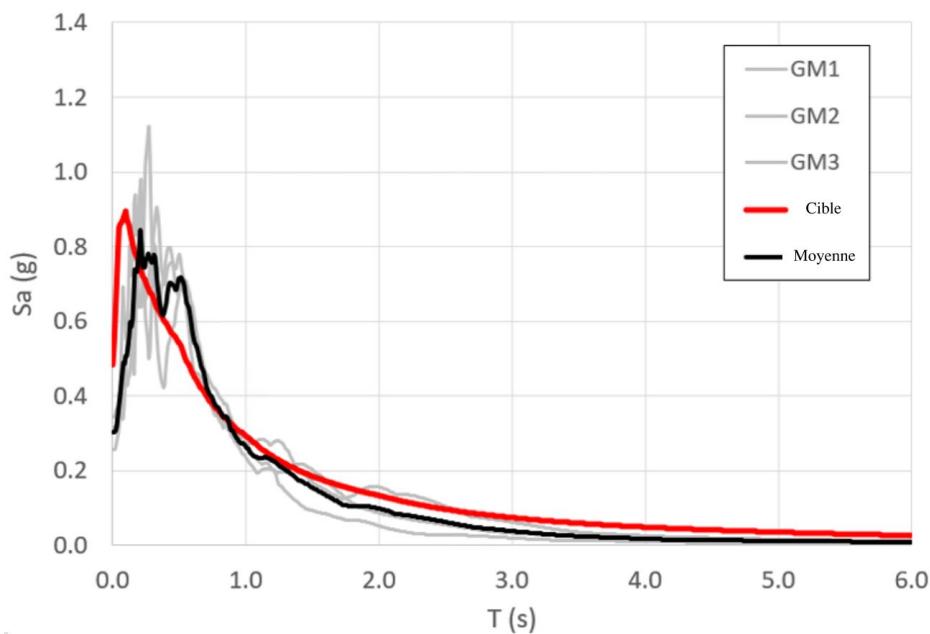


Figure 3.18 Spectres d'aléa sismique de Montréal (faible intensité, distance rapprochée)  
(Séismes historiques)

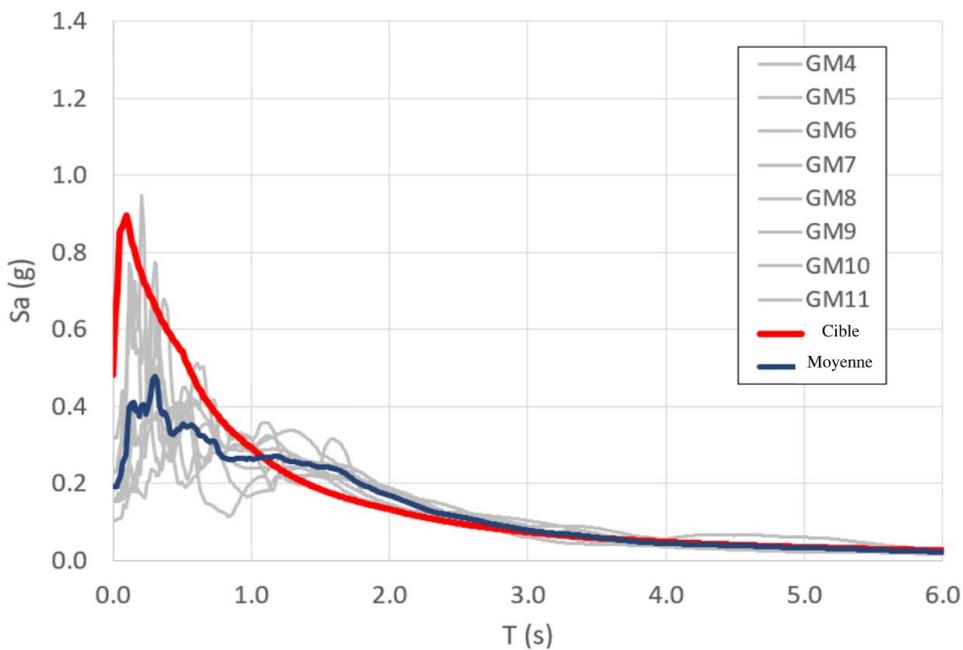


Figure 3.19 Spectres d'aléa sismique de Montréal (grande intensité, distance éloignée)  
(Séismes historiques)

### 3.5 Conclusion

Le chapitre 3 du mémoire se consacre à l'exploration approfondie de quatre aspects clés qui ont été abordés dans ce travail. Tout d'abord, il fournit une description précise des prototypes de bâtiments étudiés ainsi que de leurs localisations respectives. Ensuite, il détaille les différentes techniques de modélisation utilisées au cours de l'étude. La procédure de conception des bâtiments est également expliquée, mettant en lumière les méthodes et les critères employés pour leur conception. Enfin, le chapitre aborde la sélection et l'étalonnage des enregistrements sismiques utilisés dans l'analyse.

Ce chapitre sert ainsi de fondement au chapitre 4, qui vise à évaluer la performance du système sur la base des éléments décrits et analysés précédemment.

## CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET INTERPRÉTATIONS

Ce chapitre présente les résultats détaillés des analyses temporelles menées sur les prototypes de bâtiments de 8, 12, 16 et 20 étages situés à Montréal et Vancouver. Dans un premier temps, ces résultats sont exposés à travers des figures et tableaux, puis ils sont analysés et interprétés pour en tirer des conclusions pertinentes.

Le chapitre se penche sur plusieurs aspects de la performance des structures. Parmi ceux-ci, la comparaison entre le système avec contreventement glissant et sans contreventement glissant est évaluée pour déterminer l'efficacité de l'introduction de ce système. De plus, une attention est portée à la réduction du tonnage d'acier requis. Le comportement général des structures sous l'effet des séismes est également un point central de l'analyse. Cela inclut l'étude du soulèvement des bâtiments lors du berçement et le glissement des diagonales non linéaires. La demande axiale dans les diagonales et les colonnes est examinée pour mieux comprendre les charges auxquelles ces éléments sont soumis. Le déplacement latéral des bâtiments sous l'influence des forces sismiques est évalué, ainsi que la problématique de l'asymétrie de glissement. Enfin, l'efficacité des diagonales à glissement en traction est analysée pour déterminer leur contribution au comportement global des bâtiments. Les résultats illustrés dans ce chapitre se conforment à la recommandation du CNB de réaliser les analyses sur la base de tous les enregistrements sismiques, mais de se concentrer sur les cinq enregistrements sismiques présentant les plus grandes demandes.

En développant ces différents aspects, ce chapitre vise à fournir une compréhension approfondie des performances sismiques des prototypes étudiés, en mettant en lumière les avantages et les défis associés à chaque technique et configuration analysée.

## 4.1 Campagne d'analyse temporelle

Les analyses temporelles impliquent de soumettre le modèle numérique à des enregistrements sismiques pour connaître le comportement de la structure à travers la durée des enregistrements. À cette étape, un amortissement de Rayleigh de 3 % dans les modes 1 et 3, qui représente mieux ce type de charpente d'acier, a été préféré à la valeur d'amortissement de 5 % utilisé à l'étape des analyses spectrales. La valeur de 5% avait été choisie parce qu'elle est recommandée par le CNB. Un amortissement proportionnel à la rigidité a été appliqué uniquement au matériau acier afin d'éviter d'introduire des forces d'amortissement parasites dans les éléments « *link* » non linéaires.

### 4.1.1 Effet des diagonales non linéaires

D'abord, afin de bien comprendre l'effet d'introduire une diagonale non linéaire, les bâtiments du site de Montréal ont été conçus sans diagonale non linéaire et les demandes en efforts sont comparées dans la Figure 4.1. Ainsi, une série d'analyses temporelles non linéaires a été réalisée pour les structures conçues avec  $R_{hm} = 1,0$  (sans fusible de cisaillement) pour le bâtiment à Montréal. Les demandes moyennes de charge axiale dans les membrures de contreventement et les colonnes ont été comparées entre les CBG avec fusibles de cisaillement SC ( $R_{hm} = 8$ ) et ceux sans fusibles de cisaillement SC ( $R_{hm} = 1,0$ ). Comme prévu, l'introduction de fusibles en cisaillement réduit significativement la demande axiale dans les diagonales et colonnes. De façon générale, la réduction est plus importante dans la structure de 12 étages, ce qui est attribuable aux périodes des modes supérieurs de ces structures. Dans les colonnes des étages inférieurs, la demande axiale peut être réduite de 41 %. La comparaison montre clairement que l'utilisation de fusibles de cisaillement aux étages a conduit à une réduction significative des forces sur les membrures tout au long de la hauteur des cadres. Plus précisément, pour les membrures de contreventement, des réductions plus importantes des demandes de charge axiale ont été observées à la base et dans la moitié supérieure de la hauteur du bâtiment, où des cisaillements d'étage importants provenant des modes supérieurs se développent généralement dans les bâtiments de grande hauteur. Cela indique que les fusibles de cisaillement des étages limitent efficacement les forces transmises aux membrures de contreventement. De même, pour les colonnes, la réduction des demandes de charge axiale était plus prononcée près du tiers central de la hauteur du bâtiment, où l'effet des modes supérieurs est généralement le plus important dans les contreventements berçants.

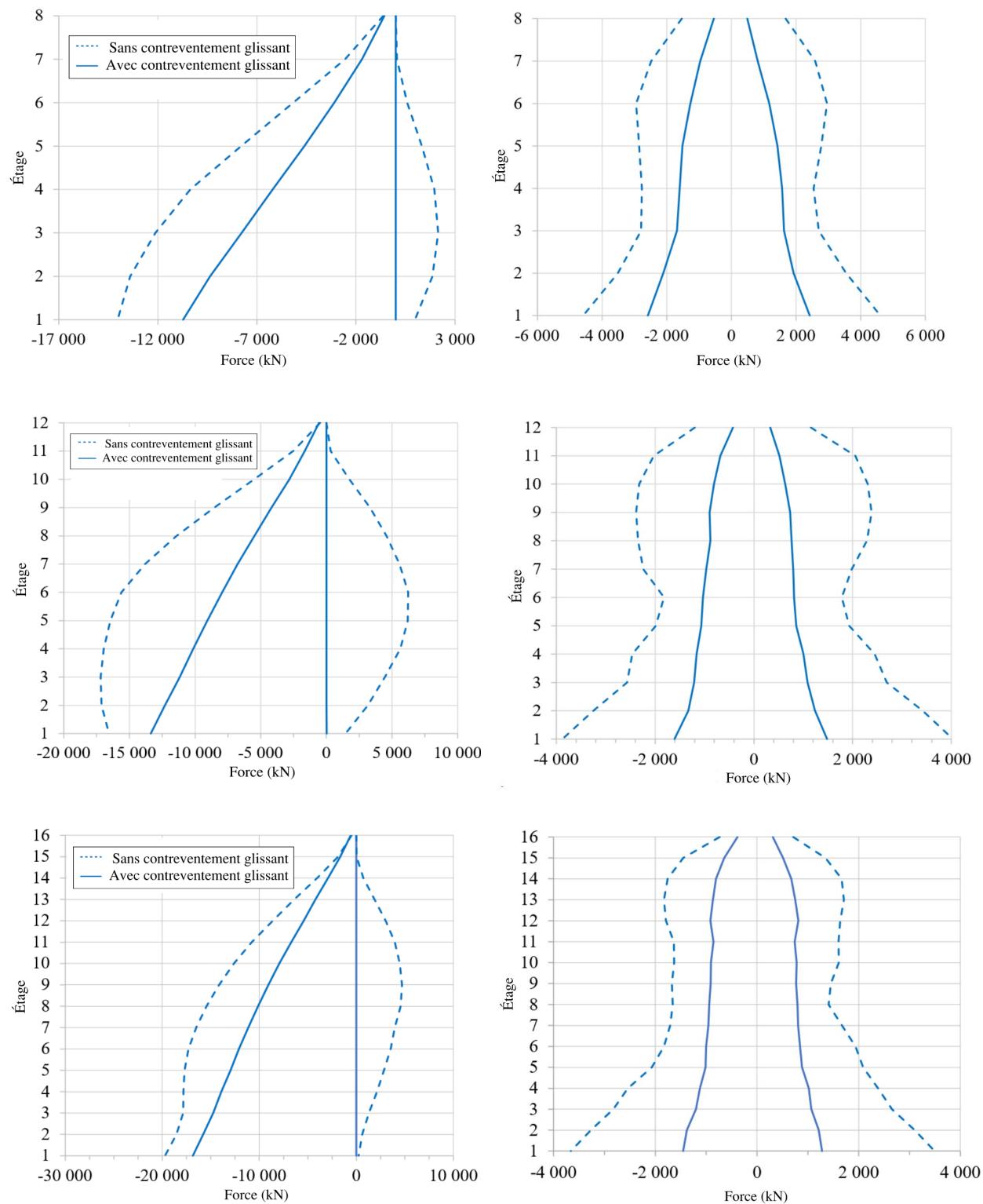


Figure 4.1 Demandes axiales dans les colonnes (gauche) et les diagonales (droite)

#### 4.1.1.1 Économies de tonnage d'acier

L'usage des fusibles en cisaillement entraîne aussi la réduction de la quantité d'acier nécessaire à la fabrication du SRFS. Cette réduction est due à une diminution significative des efforts axiaux. Les résultats sont présentés dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Réduction de tonnage d'acier.

		SRFS sans fusible (tonne)	SRFS avec fusible (tonne)	Réduction (%)
8 étages	Montréal	43,5	34,1	24
	Vancouver	54,6	40,7	29
12 étages	Montréal	81,5	65,5	21
	Vancouver	115,8	92,2	23
16 étages	Montréal	92,9	78,0	18
	Vancouver	118,9	97,6	20
20 étages	Montréal	144,2	131,5	9
	Vancouver	156,5	138,7	12

## 4.2 Comportement général du système

Pour bien illustrer les résultats, le comportement de la structure est d'abord analysé. Pour appuyer cette analyse, la Figure 4.2 permet d'observer certains des comportements de la structure lorsqu'elle est soumise à un séisme de subduction d'interface de magnitude 9. Cette figure représente l'instant où le soulèvement de la colonne Ouest est maximal (la déformée est amplifiée 15 fois). D'abord, il est à observer que la déformée de la structure résulte principalement de l'influence du premier mode de vibration, mais que les modes supérieurs exercent une influence, particulièrement marquée à mi-hauteur du bâtiment. La flexion des poutres est aussi observable et contribue, avec l'aide de la diagonale linéaire, au recentrage de la structure. Enfin, la déformée illustre aussi le glissement axial qui s'opère à l'endroit de la connexion des diagonales non linéaires. Ce glissement a été quantifié et assure le contrôle de la contribution des modes supérieurs aux efforts de la structure. Seuls 5 étages sont visibles dans la figure pour améliorer la lisibilité.

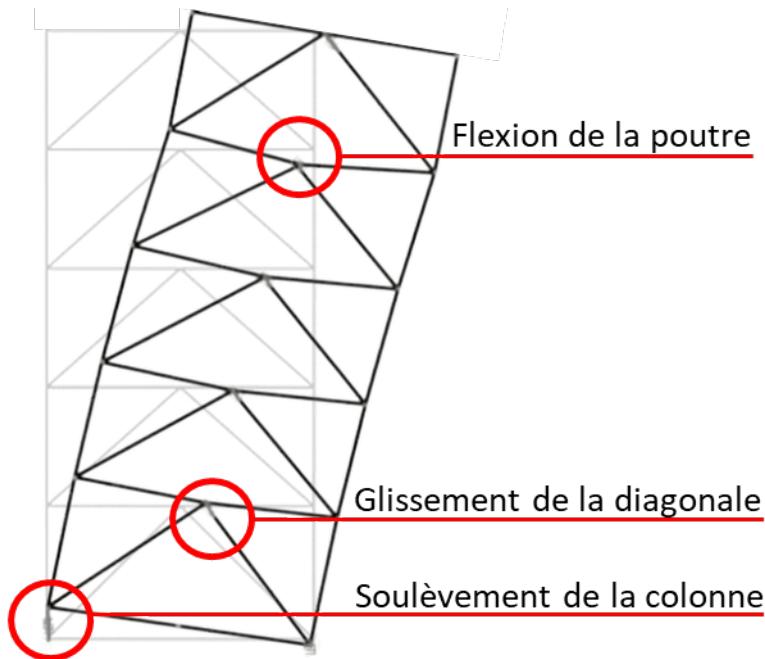


Figure 4.2 Comportement du cadre sous un séisme de subduction d'interface M9 à Vancouver

Le comportement décrit dans la figure précédente est aussi illustré sous forme graphique dans la Figure 4.3. L'historique temporel du déplacement du toit, des charges axiales et du soulèvement de la base des colonnes est présenté pour une fenêtre de 60 secondes correspondant à la portion de forte secousse d'un séisme de subduction d'interface. D'abord, les épisodes de soulèvement ont une durée de 1 à 4 secondes sans corrélation entre l'amplitude et la durée du berçement. Il apparaît que lorsque le soulèvement maximal de la colonne Ouest se produit (114 mm), la demande en force axiale est maximale dans la colonne Est (20 400 kN), tandis que le déplacement latéral au toit est maximal (1,4 %  $h_s$ ).

Ces résultats confirment que la réponse du système sous une forte secousse est dominée par le premier mode et le soulèvement de la base. Pendant l'événement de forte secousse, les déplacements du toit ont atteint 1 % et 1,4 % de la hauteur du bâtiment vers les directions Est et Ouest, respectivement. Cela indique un déplacement latéral significatif de la structure du toit. Dans le demi-cycle avec un déplacement du toit de 1,4 % vers l'Ouest, la colonne Est a subi un soulèvement d'environ 115 mm. Ce soulèvement correspond à un angle de basculement de la base d'environ 0,008 radians ce qui est cohérent avec le déplacement de toit observé en tenant compte

du déplacement supplémentaire du toit induit par les déformations flexurales globales du contreventement sur sa hauteur.

Les cercles rouges apposés sur la figure ci-dessous mettent en évidence un phénomène dynamique de contact qui se produit lorsque les colonnes touchent le sol après un épisode de soulèvement. Il s'observe alors une augmentation importante de l'effort axial dans la colonne d'une durée inférieure toutefois à une seconde. Cet effet a été précédemment étudié par des essais en laboratoire sur un CBG de deux étages (Mottier et al., 2019). Puisque l'amplitude de soulèvement diminue lorsque le nombre d'étages augmente, puis que la charge axiale gravitaire des colonnes contreventées augmente, cet effet dynamique devient moins important dans les structures multiétages. Tout de même, il serait pertinent d'explorer plus avant cet effet et de prévoir des dispositions pour éviter des problématiques liées au contact de la base des colonnes contreventées et des fondations.

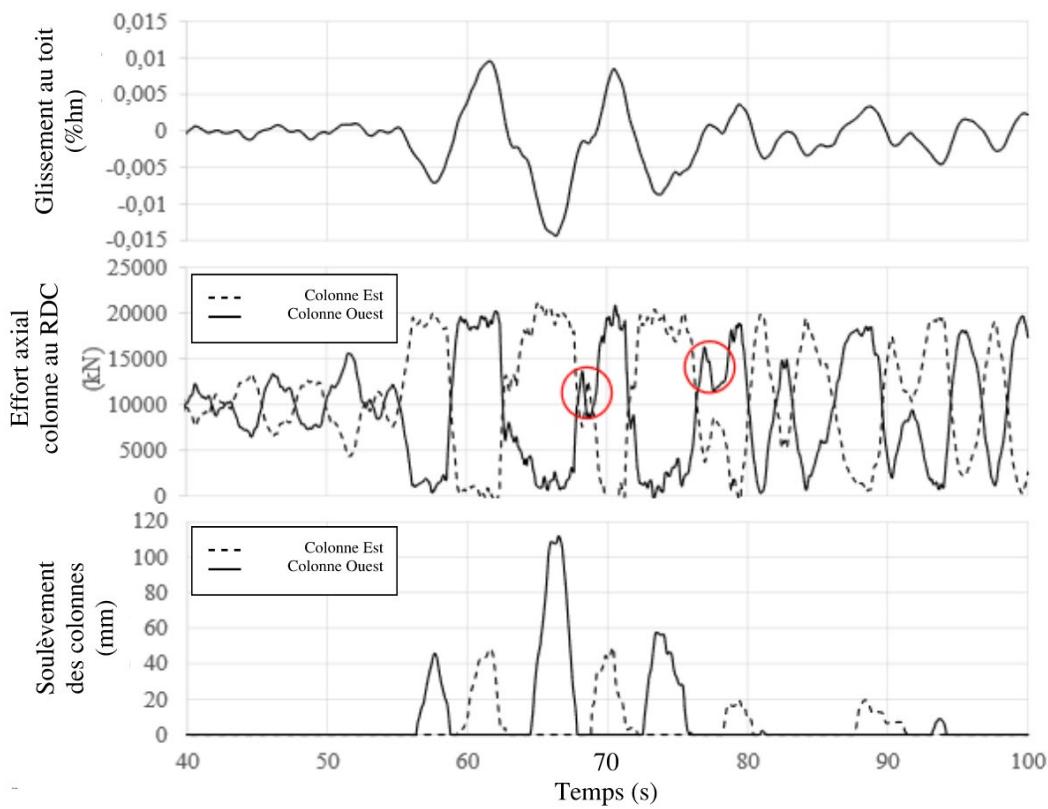


Figure 4.3 Historique temporel du déplacement du toit, de la charge axiale de compression des colonnes et du soulèvement de la base des colonnes des CBG de 20 étages à Vancouver pendant la portion de forte secousse du séisme de 2003 M8.3 Tokachi-oki, Biratori-W : Déplacement du toit (haut) ; Charge axiale des colonnes (milieu) ; Soulèvement de la base (bas)

### 4.2.1 Soulèvement lors du berçement

Tel que montré plus haut, le SRFS berce au niveau de sa fondation pour dissiper l'énergie sismique. L'amplitude des soulèvements est indiquée au Tableau 4.2 dans une colonne présentant la plage de soulèvement maximale de chacun des 33 séismes auxquels les modèles sont soumis, alors qu'une autre colonne présente le soulèvement moyen. Une corrélation entre l'augmentation du nombre d'étages et la diminution du soulèvement est apparente. Cette corrélation est partiellement due à une augmentation des charges de recentrage à mesure que le nombre d'étages croît. Ces valeurs sont attendues et peuvent être accommodées avec des dispositifs de dissipation d'énergie simples.

Tableau 4.2 Soulèvement des colonnes

	Étages	Soulèvement (mm)	Soulèvement moyen (mm)
Montréal	12	47 - 63	57
	16	28 - 44	38
	20	25 - 37	33
Vancouver Séismes « <i>Crustal et In-slab</i> »	12	86 - 92	87
	16	67 - 77	73
	20	55 - 66	58
Vancouver Séismes « interface subduction »	12	96 - 114	109
	16	71 - 88	85
	20	58 - 73	67

#### 4.2.2 Glissement de la diagonale non linéaire

Le glissement des diagonales non linéaires de chaque étage du SRFS permet de limiter la force axiale dans les membrures en contrôlant l'effet des modes supérieurs. Présentés sur la Figure 4.4, ces glissements se situent entre 5 et 45 mm. Les glissements tendent à diminuer dans les étages supérieurs de la structure. Ces valeurs varient considérablement d'un étage à l'autre, car leur amplitude dépend de l'importance de l'effet des modes supérieurs, qui varie fortement sur la hauteur du SRFS. Les valeurs trouvées sont suffisamment faibles pour qu'il soit possible de réaliser des ouvertures de boulons ovalisé de 55 mm, qui sont techniquement réalisables par un fabricant d'acier. Les déplacements de glissement observés indiquent que le système accommode efficacement la réponse de glissement des assemblages de frottement. La plage de déplacements de glissement se situe dans une plage attendue qui peut être facilement accommodée en utilisant des assemblages simples avec des trous oblongs. Cette approche pratique de la conception des assemblages améliore la constructibilité du système G-CRBF et réduit le besoin de détails d'assemblage complexes ou spécialisés. En utilisant des assemblages boulonnés avec des trous oblongs, le système offre des avantages en termes de facilité de construction et d'entretien. La simplicité de la fabrication des assemblages facilite la mise en œuvre en pratique.

Cependant, lors d'un séisme d'une intensité supérieure à celle des essais réalisés dans cette étude, le glissement pourrait atteindre la valeur maximale de 50 mm, ce qui entraînerait le contact des boulons avec l'extrémité de l'ouverture de la diagonale. Cela imposerait une demande axiale supérieure à celle exposée ici, mais qui n'a pas pu être quantifiée.

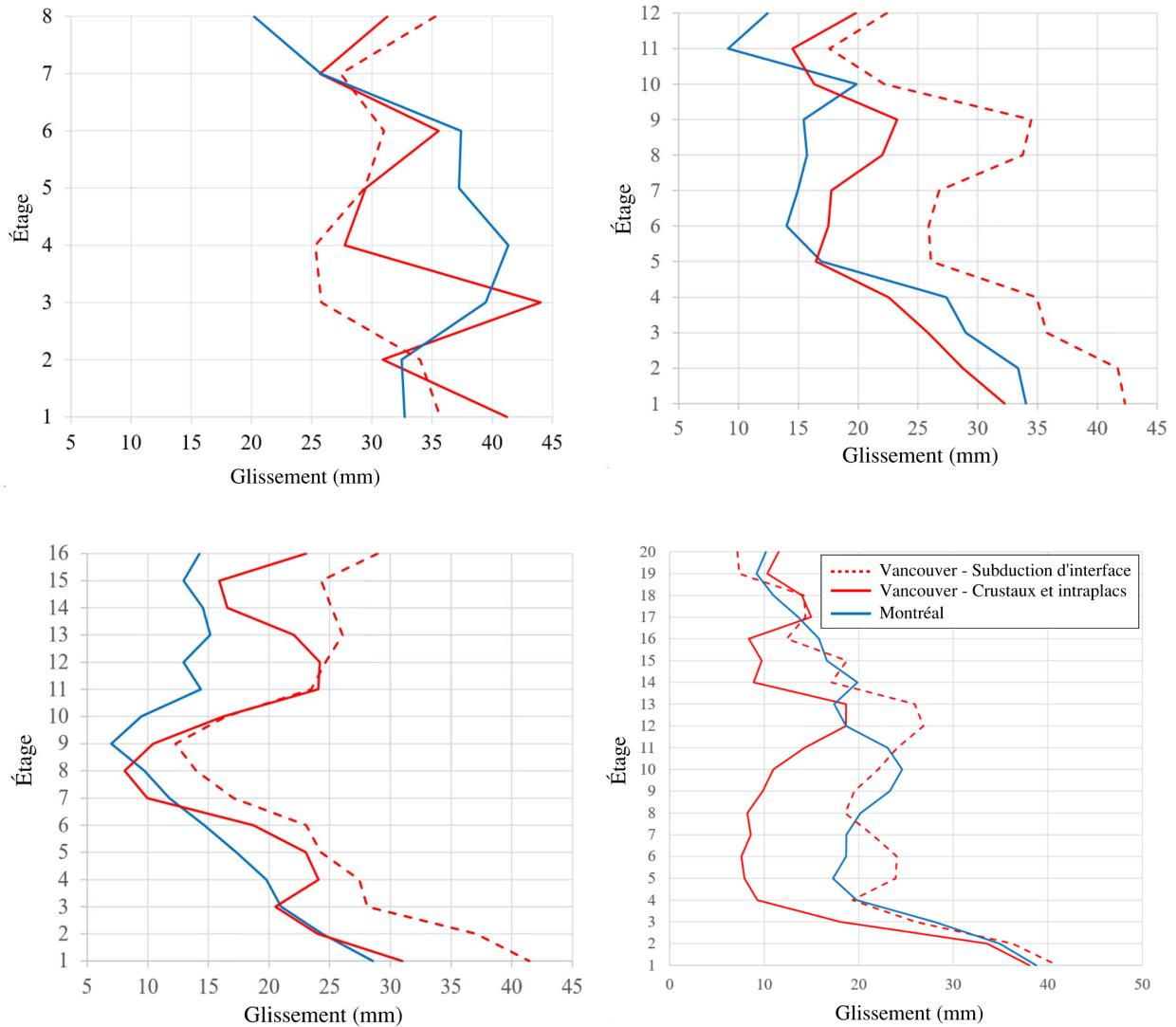


Figure 4.4 Valeurs moyennes des déplacements de glissement maximal dans les assemblages de friction des bâtiments de 8, 12, 16 et 20 étages

### 4.2.3 Demande axiale dans les diagonales et colonnes

Les valeurs moyennes des charges axiales maximales dans les éléments de contreventement et les colonnes sont présentées dans la Figure 4.5 pour les colonnes (à gauche) et les diagonales (à droite) pour les bâtiments de Montréal et de Vancouver, ainsi que les valeurs adoptées lors de la phase de conception. Ces résultats ne présentent que les diagonales linéaires, lesquelles reçoivent plus d'efforts axiaux que les diagonales non linéaires en raison du débalancement expliqué dans la section 3.3.4.

En général, les charges axiales maximales en compression et en traction dans les éléments de contreventement ont été bien prédites avec l'analyse spectrale de conception pour les deux emplacements. Cependant, dans les niveaux inférieurs des structures à Vancouver, les charges de compression imposées par les séismes de subduction d'interface ont légèrement dépassé les valeurs de conception. En ce qui concerne les charges axiales des colonnes, elles ont été bien prédites à Montréal, correspondant étroitement aux prévisions de conception. Cependant, pour les bâtiments à Vancouver, les charges des colonnes utilisées dans la conception correspondaient bien ou dépassaient les demandes pour les séismes crustaux et intraplaques. Les séismes de subduction d'interface, en particulier dans la moitié inférieure du bâtiment, ont dépassé les prévisions de conception. Les demandes relativement plus importantes de charges axiales dans les contreventements et les colonnes dues aux séismes de subduction d'interface peuvent être attribuées à une réponse du premier mode du bâtiment plus élevée que prévue sous ces séismes, qui sont caractérisés par des périodes dominantes plus longues. Ces résultats nous mènent à la conclusion que le facteur  $R_{hm}$  de 8 n'est pas conservateur et devrait être réduit pour la conception des bâtiments dans l'ouest Canadien. Une valeur réduite du facteur des modes supérieurs  $R_{hm} = 4$  assure des résultats conservateurs dans les bâtiments de Vancouver de 8, 12, 16 et 20 étages ayant été simulés.

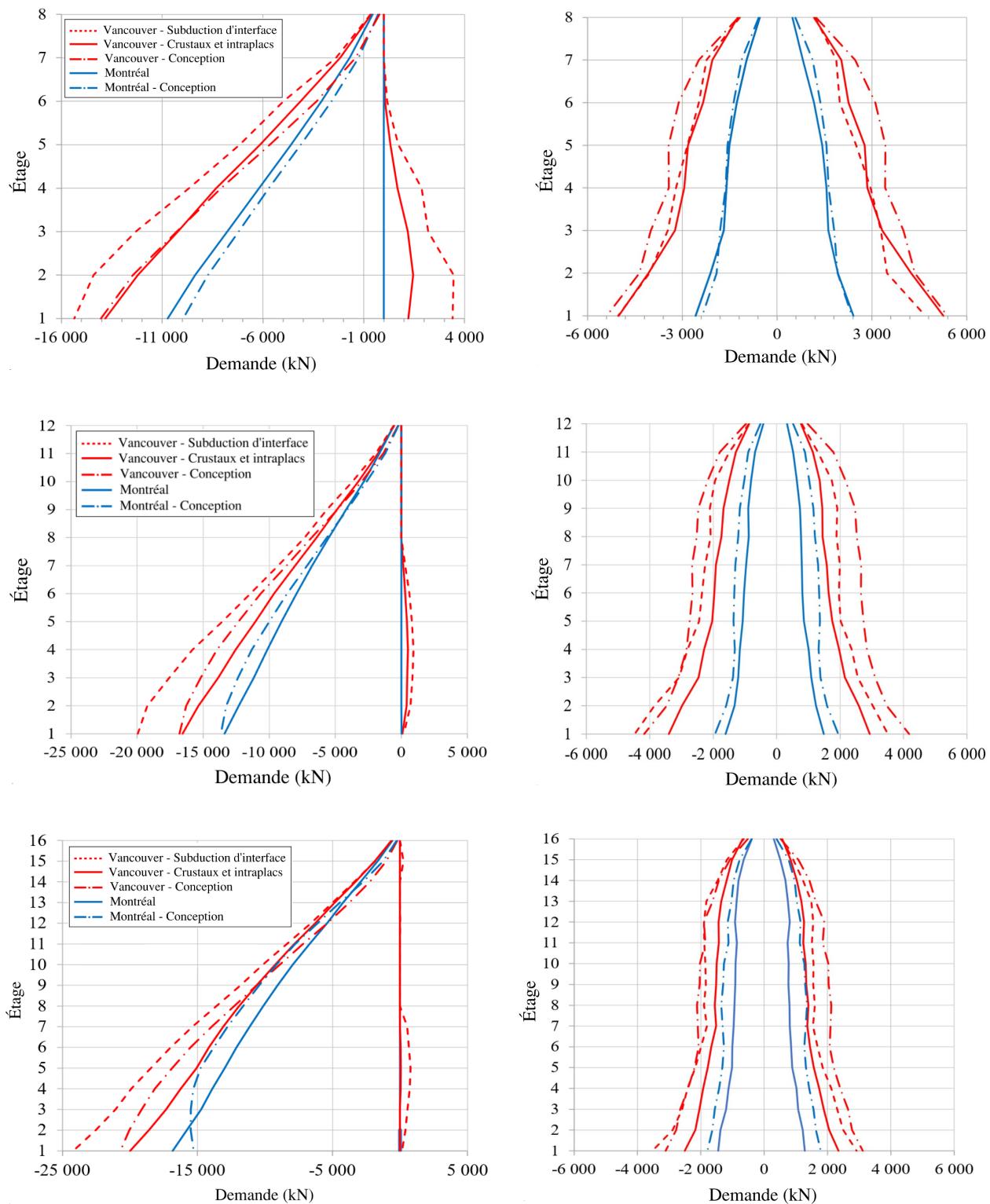


Figure 4.5 Demande axiale de la structure dans les colonnes (gauche) et les diagonales (droite)

#### 4.2.4 Glissement latéral

Les déplacements latéraux maximums de toutes les structures sont illustrés à la Figure 4.6. Comme attendu, les déplacements sont plus importants dans les prototypes de Vancouver, étant donné l'intensité plus élevée des enregistrements sismiques de cette région. Tous les prototypes réussissent à respecter le critère de 2,5 % de déplacement interétages du CNB, avec une valeur maximale de 1,9 % atteinte sur le modèle de 12 étages sous un séisme « deep-in-slab ». En somme pour la structure de 12 étages, le déplacement interétages est en moyenne de 0,5 % pour les séismes « in-slab & crustal » et 1 % pour ceux d'interface de subduction. Le modèle de 16 étages subit généralement moins de déplacements, ce qui est attribuable au nombre de contreventements qui est doublé par rapport aux prototypes de 8 et 12 étages.

Cependant, une asymétrie de glissement est observable sur la Figure 4.6. Cette figure illustre que les glissements négatifs des étages (vers l'Ouest) sont légèrement plus importants que les glissements positifs. Cette asymétrie est attribuée à la réponse de redressement des poutres sous les charges gravitaires, ce qui entraîne le fléchissement accumulé des poutres lors du glissement des assemblages à frottement des contreventements non linéaires. De plus, le recentrage post-sismique des éléments de contreventement non linéaires peut provoquer un certain glissement permanent des contreventements, contribuant aux dérives permanentes. Dans le cas de la structure de Vancouver de 20 étages, le glissement résiduel moyen des contreventements est rapporté à 5 mm, tandis qu'il est de 4 mm à Montréal. Une solution à ce problème a été explorée et est présentée dans la section 4.2.5.

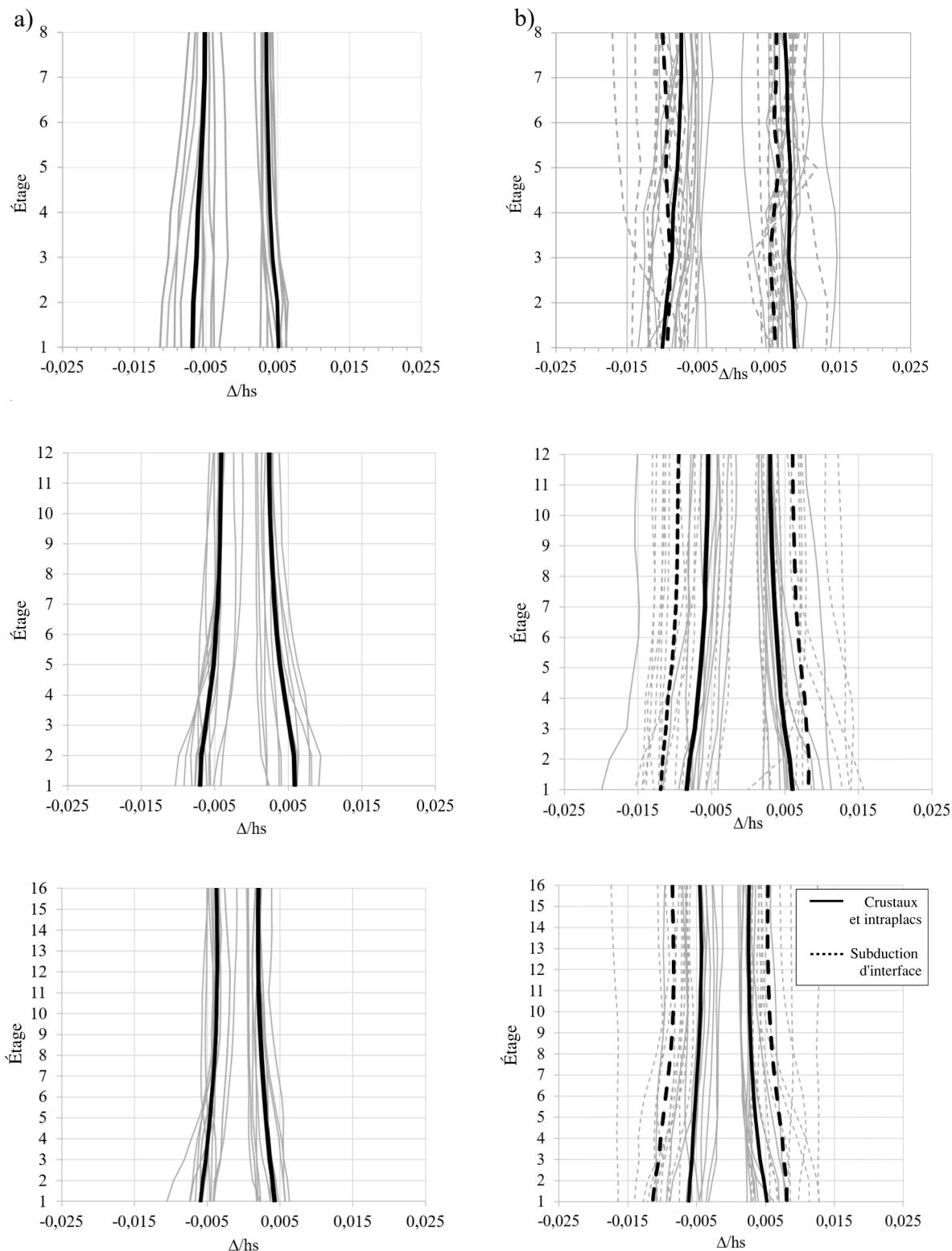


Figure 4.6 Déplacement latéral des structures à Montréal (gauche) et Vancouver (droite)

#### 4.2.5 Assemblage à frottement en traction

Pour contrôler les effets de l'asymétrie de glissement, des analyses temporelles supplémentaires ont été réalisées sur une structure utilisant un assemblage de friction à traction uniquement. L'asymétrie de glissement peut être efficacement contrôlée par la mise en œuvre de ce système, mais cela peut entraîner des coûts de construction supplémentaires en raison de la complexité accrue du système. La Figure 4.7 illustre l'assemblage de friction non linéaire qui permet le glissement en traction, mais agit comme un élément de contreventement typique lorsqu'il est comprimé, ainsi qu'une comparaison de glissement inter-étages entre l'assemblage de friction décrit dans ce mémoire et un assemblage de friction novateur (Tremblay, a. D., K., 2023). L'écart de glissement est calculé comme la différence absolue entre les glissements moyens positifs et négatifs des étages de la Figure 4.6. Le système entraîne également une demande accrue de force de compression dans les éléments de contreventement, avec une valeur moyenne de 8 % à Vancouver et de 5 % à Montréal. De plus, il réduit les glissements permanents des étages à une valeur de 0,13 % à Montréal et de 0,19 % à Vancouver, respectivement.

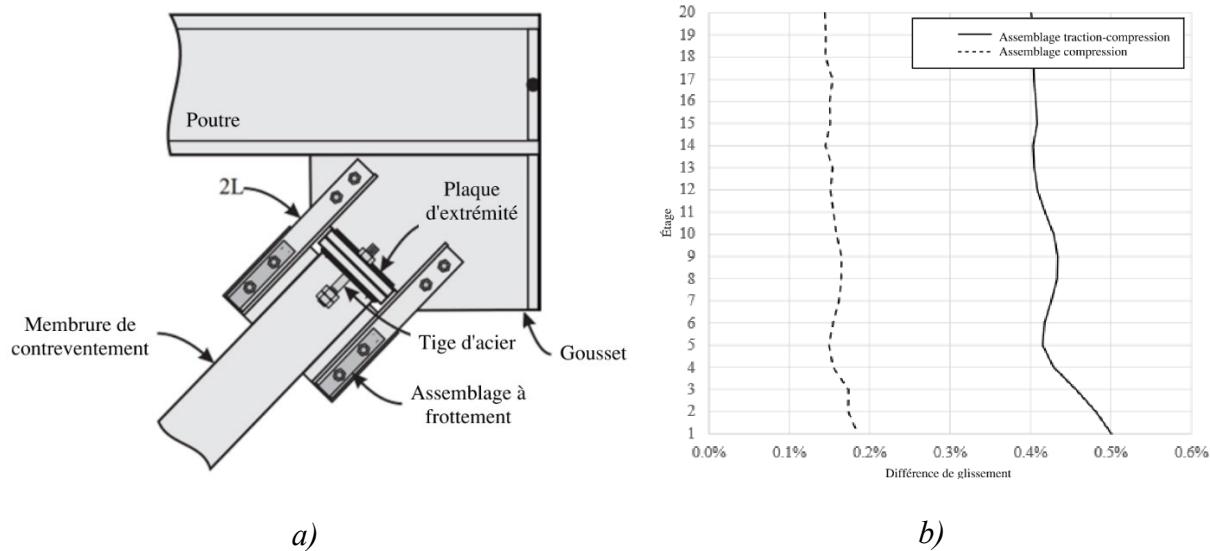


Figure 4.7 a) Assemblage de compression (adapté de Tremblay & Darwiche) b) Différence de glissement sous les séismes d'interface de subduction de Vancouver

#### 4.2.6 Déplacement permanent au toit

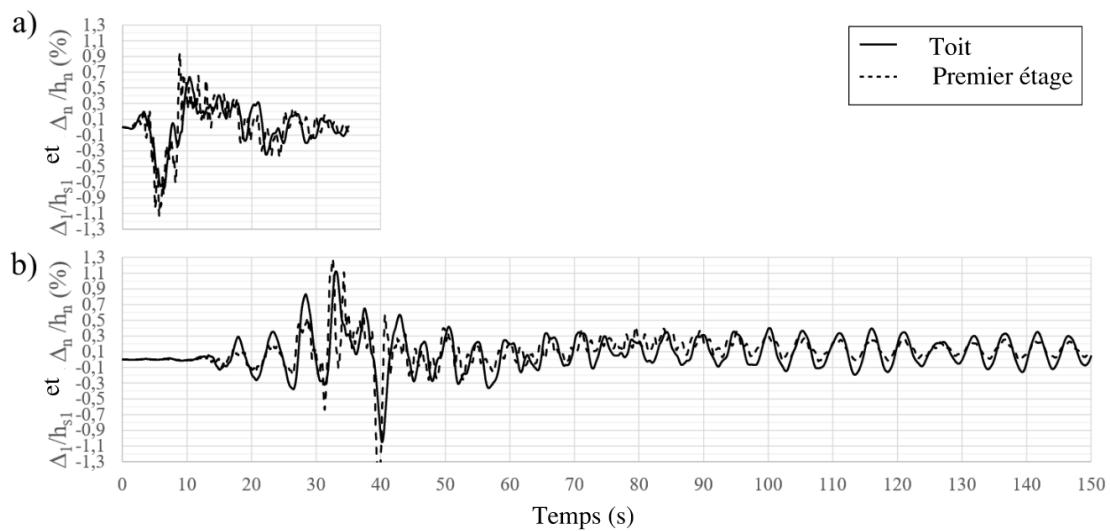
Pour comptabiliser l'efficacité du recentrage, le déplacement latéral permanent au toit a été calculé. Les valeurs moyennes et maximales sont présentées au Tableau 4.3. Les valeurs maximales se situent sous le seuil de 0,3 % de déplacements permanents, ce qui atteste du fonctionnement du mécanisme de recentrage. Il est à noter qu'un déplacement permanent de 0,5 % peut faire en sorte qu'une réhabilitation complète du bâtiment devient excessivement cher. Dans le même ordre d'idées, le seuil de 0,5 % est aussi celui à partir duquel les occupants du bâtiment commencent à percevoir le déplacement résiduel. Les occupants peuvent aussi avoir une sensation de nausée lorsque ce déplacement atteint 1 % (McCormick et al., 2008). Les résultats des séismes d'interface et de subduction sont présentés ensemble, car peu de variations sont observées entre eux. Le tableau révèle également une augmentation des déplacements permanents en fonction du nombre d'étages, ce qui est attendu, car l'essentiel de ces déplacements est dû au déséquilibre entre les diagonales linéaires et non-linéaires présentes à chaque étage. En augmentant le nombre d'étages, ce déséquilibre s'accumule. Il serait possible de réduire cet effet en élevant la charge menant au glissement des diagonales ( $P_{d,s}$ ). Cependant, cette solution entraînerait une augmentation de la dimension des diagonales non linéaires, ce qui pourrait avoir d'autres conséquences sur le comportement de la structure et sur son coût économique.

La réponse de déformation résiduelle des structures a été investiguée en analysant les glissements du toit, désignés comme  $\Delta n/h_n$ , à la fin des séismes. Pour le bâtiment de Montréal, la valeur maximale du glissement du toit parmi les 11 enregistrements sismiques est déterminée à 0,17 %  $h_n$ . Dans le cas de la structure de Vancouver, la valeur maximale correspondante du glissement du toit est de 0,27 %  $h_n$ . Ces valeurs relativement faibles de déformation résiduelle peuvent être attribuées aux capacités de recentrage du système CBG. Les résultats indiquent que le recentrage par gravité est efficace pour atténuer les déplacements permanents excessifs à tous les niveaux du bâtiment. De plus, la domination de la réponse du premier mode dans la déformation de la structure suggère que l'effet des modes supérieurs est bien contrôlé.

Tableau 4.3 Déplacements permanents au toit

		Déplacement moyen (%h <sub>s</sub> )	Déplacement maximal (%h <sub>s</sub> )
8 étages	Montréal	0,11	0,20
	Vancouver	0,13	0,23
12 étages	Montréal	0,18	0,22
	Vancouver	0,19	0,23
16 étages	Montréal	0,21	0,25
	Vancouver	0,23	0,28

La Figure 4.8 affiche le déplacement horizontal au premier étage et au toit de la structure de 12 étages sous des séismes « *crustal* » et « *subduction interface* ». L'analyse de cette figure met en évidence l'absence de formation de rotule plastique dans les membrures du SRFS malgré l'amplitude importante des secousses. L'examen des courbes permet de constater que les fusibles de cisaillement fonctionnent en série pour contrôler les déplacements. Ainsi, il apparaît que les déplacements au toit sont moins importants qu'aux étages inférieurs, et que le contrôle des déplacements est satisfaisant. En outre, la forme des courbes reflète la domination de la réponse du mode fondamental dans la déformation de la structure. Enfin, la structure oscille autour de sa position non déformée et les déformations résiduelles latérales sont très faibles.

Figure 4.8 Déplacement au 1er étage et au toit : a) Séisme « *crustal* »; b) Séisme « *subduction* »

#### 4.2.7 Accélération horizontale

Les accélérations horizontales maximales des structures de Montréal et Vancouver sont représentées à la Figure 4.9. Dans tous les prototypes, l'accélération maximale se tient en deçà d'un g, avec une valeur maximale de 0,93 g atteinte dans le prototype de Vancouver de 16 étages. Il est à noter que les accélérations enregistrées à Montréal sont plus faibles que celles enregistrées à Vancouver et restent en deçà de 0,5 g. Par ailleurs, il est possible d'observer que la variabilité de l'accélération d'un étage à l'autre est proportionnelle au nombre d'étages de la structure. Cette tendance suggère que l'efficacité du contrôle de l'accélération par les fusibles de cisaillement diminue à mesure que la hauteur de la structure augmente. Cette tendance est appuyée par les résultats d'accélération moyenne des modèles de Vancouver, où le modèle de 16 étages a une accélération moyenne de 0,52 g, comparativement à celle des modèles de 12 et 8 étages qui sont respectivement de 0,50 g et 0,49 g. Dans tous les prototypes de Vancouver, les séismes « *interface subduction* » engendrent des accélérations inférieures comparativement aux autres types de séismes, alors que les séismes « *interface subduction* » ont des accélérations au sol plus importantes. Cela peut être attribué aux périodes dominantes plus longues des enregistrements de subduction d'interface.

L'ensemble des résultats suggère que l'implémentation des fusibles de cisaillement permet le contrôle des accélérations sur l'ensemble de la hauteur des bâtiments en limitant le cisaillement des étages et en dissipant l'énergie par friction à chaque niveau des structures. Ce comportement diffère des CBG typiques, où des accélérations importantes sont généralement observées près du toit de ces bâtiments. Enfin, ces résultats démontrent l'intérêt que représente ce système pour les bâtiments dont l'utilisation est sensible aux accélérations ainsi que pour les composantes non structurelles de manière générale.

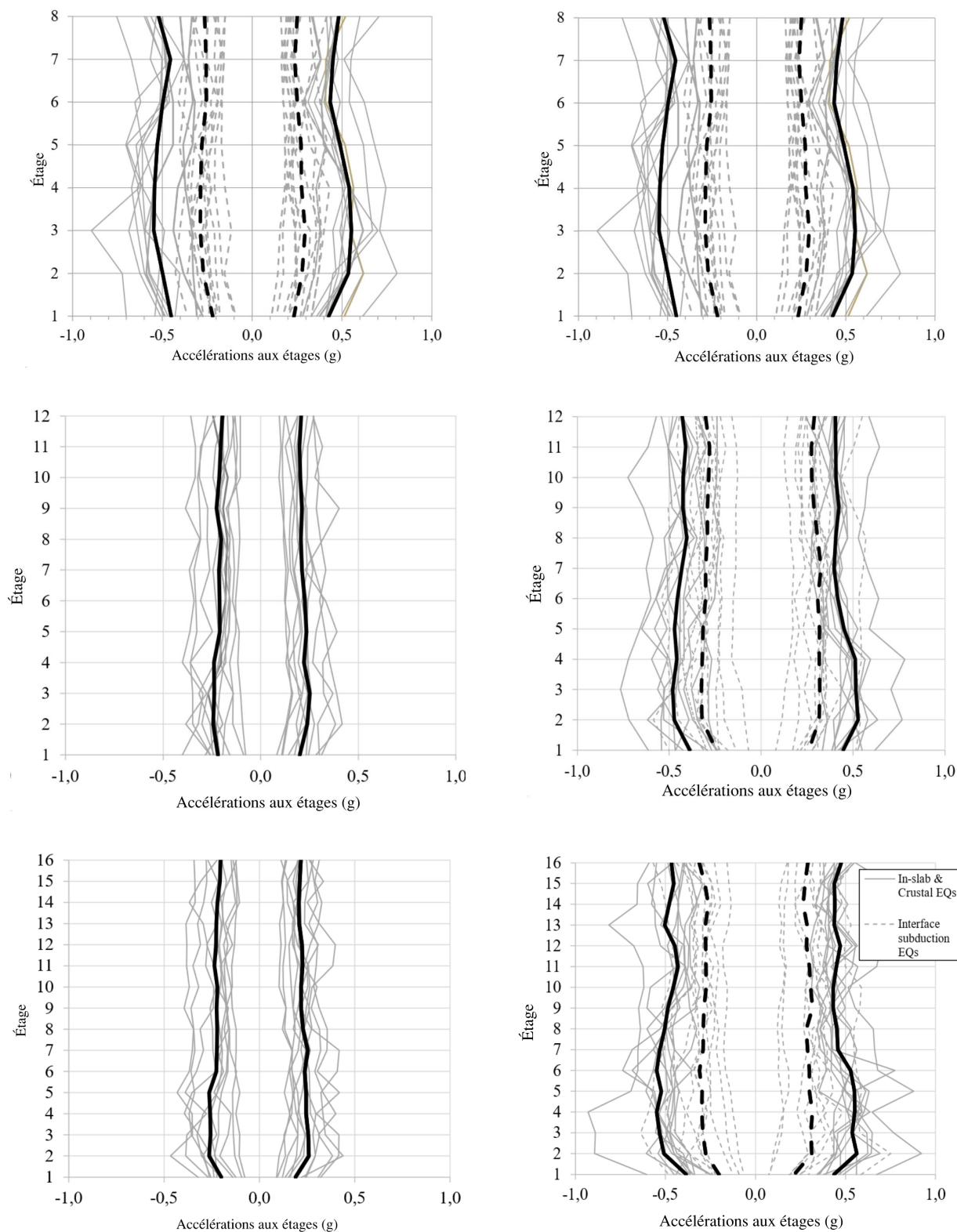


Figure 4.9 Accélération horizontale des structures à Montréal (gauche) et Vancouver (droite)

### 4.3 Conclusion

Ce chapitre présente une étude sur le système de contreventement berçant à recentrage gravitaire avec des fusibles de cisaillement. Le système a été conçu pour limiter la réponse des modes supérieurs et améliorer la performance sismique des structures de bâtiments. L'étude s'est concentrée sur des bâtiments de bureaux de 8 à 20 étages situés à Montréal et à Vancouver, servant de cas représentatifs pour l'Est et l'Ouest du Canada, respectivement. Cependant, des recherches supplémentaires sont nécessaires pour explorer le comportement et l'applicabilité du système dans d'autres scénarios, tels que des conditions de sol différentes et des régions avec des aléas sismiques variés.

Des analyses temporelles non-linéaires ont permis d'évaluer le comportement des structures. L'évaluation des structures comprenait :

- Le soulèvement des colonnes contreventées;
- Le glissement des diagonales non-linéaires.
- La demande axiale dans les colonnes et diagonales de contreventements;
- Le glissement latéral des bâtiments;
- La vérification des accélérations horizontales des planchers;
- Le calcul des déplacements inter étages;
- L'évaluation du déplacement permanent au toit.

Globalement, les résultats de cette étude mettent en évidence le potentiel du système pour améliorer la résilience sismique des structures et contribuer à la sécurité des bâtiments dans les zones sismiques actives. Bien que cette méthode de conception permette de bien concevoir les structures traitées dans ce travail, elle ne constitue pas un guide exhaustif de la conception des CBG puisque certains aspects n'ont pas pu être abordés, notamment, la valeur  $R_D$  de 8 n'a pas été vérifiée de façon exhaustive, puis la conception des fondations n'a pas été traitée. De plus, ces résultats se basent sur des structures simplifiées qui ne tiennent pas compte des irrégularités.

## **CHAPITRE 5 DISCUSSION ET ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES**

Ce chapitre s'articule autour des résultats obtenus, soit des conséquences observées lors de l'utilisation des CBG ainsi que de certaines problématiques rencontrées (ou susceptibles de l'être). Une liste des problématiques est d'abord présentée et chacune d'elles sera commentée par la suite. Ce chapitre s'attarde également aux études complémentaires qui ont été menées lors de la rédaction du mémoire afin d'approfondir certains sujets. Ces études s'intéressent plus précisément aux diagonales à glissement en traction ainsi qu'au calcul des fondations des CBG.

### **5.1 Discussion**

Cette section traite principalement des conséquences de l'utilisation des CBG. Par ailleurs, certaines problématiques pouvant survenir lors de l'utilisation du système sont aussi étudiées dans cette section. Dans un premier temps, une liste des problématiques rencontrées est présentée, puis chacun des aspects de cette liste est par la suite commenté.

- a) Déplacement inter étages asymétrique;
- b) Potentiel de perte de calibrage des dissipateurs d'énergie à la base de la structure;
- c) Potentiel de perte de calibrage des diagonales non-linéaires;
- d) Effet dynamique de contact colonne-fondation suivant un épisode de soulèvement des colonnes;
- e) Recentrage gravitaire;
- f) Surcoût du système par rapport à un système conventionnel de contreventement;
- g) Utilisation des diagonales non-linéaires;
- h) Utilisation de SAP2000;
- i) Choix des bâtiments étudiés;
- j) Méthode de conception;
- k) Difficultés réglementaires.

Ces points sont discutés plus amplement ci-dessous.

- a) Le phénomène d'asymétrie du déplacement inter étages, noté aux chapitres 3 et 4, a ensuite été analysé plus amplement au chapitre 4. Dans ce dernier, un système alternatif de diagonales non-linéaires pouvant seulement glisser lorsque subissant un effort de traction, a été abordé. Ce système réduit le phénomène d'asymétrie, du moins partiellement. La section 5.3 de ce travail décrit de manière plus détaillé ce système.
- b) Le potentiel de perte de calibrage des éléments dissipateurs d'énergie qui sont posés à la base des colonnes contreventées du CBG peut se produire naturellement après installation. Une solution évidente à cette problématique est de suivre les exigences en matière d'entretien des manufacturiers des éléments dissipateurs d'énergie. Évidemment, cet entretien préventif implique des coûts, mais ces coûts sont relativement faibles par rapport au coût global de maintien d'un bâtiment. À titre d'exemple, le dissipateur d'énergie manufacturé par l'entreprise Ringfeder © prévoit que ses ressorts soient lubrifiés, puis explique de quelle façon et à quelle fréquence les ressorts peuvent être nettoyés (Djojo et al., 2014).
- c) De façon analogue, le potentiel de perte de calibrage de l'interface de frottement des diagonales non-linéaires, pourrait nécessiter un entretien préventif afin de s'assurer de son bon fonctionnement. Notamment, cet entretien peut impliquer le resserrage des boulons qui contrôlent le glissement de la membrure après un nombre d'années d'exploitation de l'ouvrage. Il serait ainsi judicieux de prévoir un protocole d'entretien à long terme.
- d) Tel qu'identifié au chapitre 4, le contact dynamique de la base des colonnes du SRFS sur les fondations introduit une augmentation momentanée de la demande axiale dans les colonnes suivant un épisode de soulèvement. Cependant, cet effet devient moins important par rapport à la demande axiale globale des colonnes à mesure que le nombre d'étages augmente. Ainsi, cette problématique est moins pertinente dans le cadre de ce travail puisqu'il concerne des bâtiments de 8 étages et plus et que l'effet est marginal.

- e) Le recentrage gravitaire présente l'avantage majeur d'être moins complexe à analyser et à mettre en œuvre que le recentrage par câbles de post-tension. Comme discuté précédemment, ce système est moins coûteux et son efficacité est désormais bien documentée dans la littérature. Toutefois, un inconvénient significatif de cette approche réside dans la rotation des poutres de plancher des baies adjacentes à la baie contreventée, rotation induite par le recentrage lui-même, qui repose sur le poids supporté par ces parties de plancher. Lorsque les colonnes contreventées se soulèvent, les planchers assemblés à celles-ci subissent aussi un soulèvement, ce qui entraîne une rotation du plancher. Cette rotation peut entraîner des dommages aux compositions architecturales de planchers et de murs situés dans ces zones, bien que ceux-ci soient limités aux éléments non structuraux. En effet, le système de recentrage gravitaire limite les dégâts aux composantes non porteuses, ce qui préserve l'intégrité structurelle du bâtiment. Par conséquent, bien qu'il puisse causer quelques dommages esthétiques ou mineurs, ce système permet d'éviter des dommages structurels pouvant compromettre l'usage du bâtiment.
- f) Un autre aspect des CBG, qui a par ailleurs été traité brièvement au chapitre 2, concerne le surcoût inhérent de ce système comparativement aux systèmes décrits au chapitre 27 de la norme CSA S-16. Faisant l'usage d'appareils de dissipation d'énergie, puis de diagonales non-linéaires, le système a nécessairement un coût supérieur. La différence de coût exact nécessiterait une étude en soi, mais certains aspects peuvent tout de même être examinés. D'abord, les appareils d'appuis, qu'ils soient par frottement ou par ressorts, sont des produits spécialisés qui sont offerts par peu d'entreprises, ce qui justifie leur coût d'acquisition élevé. Leur nombre, sur les structures à l'étude, est cependant faible : 8 pour les structures de 8 et 12 étages, puis 16 pour les structures de 16 et 20 étages. Ensuite, les diagonales non-linéaires ont un surcoût, mais celui-ci est faible. En outre, l'usage des diagonales non-linéaires permet des économies en matière de tonnage d'acier des membrures faisant partie du SRFS, comme il a été démontré et calculé au chapitre 3.
- g) L'utilisation des diagonales non-linéaires présente certainement des avantages, eu égard notamment à la facilité avec laquelle ce système peut être fabriqué et ainsi à son faible surcoût. Il a cependant certains inconvénients, dont le premier est son comportement fortement non-linéaire. Puisque fortement non-linéaire, son comportement devient

complexe, en plus de diminuer la fiabilité de son analyse. D'autre part, les diagonales non-linéaires ont aussi le désagrément de causer des déplacements résiduels additionnels. Selon le cycle de sollicitation de la diagonale, il est possible qu'à la fin des secousses sismiques celle-ci ne soit pas parfaitement recentrée. Sur une structure multi-étages, cet effet s'amplifie à mesure que le nombre d'étages est augmenté. Ainsi, dans les prototypes de 16 et 20 étages, une part non négligeable du déplacement permanent au toit y est attribuable.

Par ailleurs, le recentrage gravitaire, comparativement au recentrage par câbles de post-tension, conduit à une diminution du coût du SRFS. N'utilisant pas de câble, il permet des économies de coût par rapport à ce système, puisque les câbles sont des éléments structuraux à ingénierie spécialisée, ont un coût d'achat important et nécessitent de surcroît une main d'œuvre spécialisée. Aussi, comme il en a été question au chapitre 2, le recentrage par câbles implique l'utilisation de connections spécialisées qui doivent permettre le soulèvement des colonnes sans impliquer le soulèvement des poutres de plancher (Pollino & Bruneau, 2012). Enfin, tel que démontré aux chapitres 3 et 4, l'utilisation de diagonales non-linéaires tend à diminuer les efforts de conception du SRFS, ce qui abaisse en moyenne le tonnage du SRFS de 20% par rapport à un CBG ne faisant pas l'usage de diagonales non-linéaires.

- h) Le choix de SAP2000 © comme logiciel d'analyse s'explique principalement par sa versatilité et son efficacité. Ce programme est largement utilisé dans les bureaux d'études en ingénierie des structures, et, avec près de 30 ans d'existence, il est réputé pour sa fiabilité tant pour la conception de structures que pour la production de résultats à des fins de recherche. Son temps de calcul raisonnable et sa capacité à exécuter une grande variété d'analyses en font un outil adapté aux besoins de nombreux projets.

Un des points forts de SAP2000 © réside dans sa convivialité. Son interface simplifie la modélisation des structures grâce à des options de paramétrage précises et modifiables, facilitant ainsi l'ajustement des modèles en fonction des besoins. L'affichage 3D des structures est également un atout, car il permet une meilleure compréhension et une visualisation intuitive des résultats obtenus.

Cependant, SAP2000 © présente parfois des comportements imprévisibles. Certaines spécificités de modélisation propres à ce logiciel, notamment le traitement des axes locaux des membrures, peuvent causer des erreurs et mener à des confusions. Un autre inconvénient de SAP2000 © réside dans sa relative opacité. N'étant pas un logiciel maison, il offre peu de flexibilité pour consulter ou modifier ses algorithmes internes. Cette limitation est particulièrement notable dans certains calculs, comme l'analyse des modes supérieurs de vibration, où les résultats peuvent diverger de ceux obtenus avec d'autres logiciels. De plus, la documentation de SAP2000 © reste parfois éparses, notamment en ce qui concerne les analyses temporelles non-linéaires et la configuration des éléments de type "Gap".

Enfin, des logiciels plus performants permettent de mieux capter certains phénomènes pouvant survenir dans les structures d'acier lorsqu'elles sont soumises à des charges extrêmes, ou encore faire les mêmes analyses avec un temps de calcul plus rapide. Des logiciels, tel qu'ABAQUS © et OpenSees, permettent de mieux modéliser les phénomènes se produisant à l'échelle des membrures individuelles, en plus de bien capter le comportement global de la structure. Ces logiciels permettent aussi de mieux tenir compte de certaines caractéristiques des charpentes d'acier, comme par exemple des contraintes résiduelles (Lamarche & Tremblay, 2008). Ces logiciels sont toutefois plus complexes à utiliser et ne font pas partie de la boîte d'outils typiquement employés par les ingénieurs praticiens dans le domaine de la structure de bâtiment.

- i) Pour des raisons pratiques et afin d'étudier adéquatement les caractéristiques des CBG et leurs réponses sous les charges sismiques, une géométrie de bâtiment simple a été choisie. De forme rectangulaire, les bâtiments de 8 à 12 étages ont deux baies contreventées par direction, alors que les bâtiments de 16 et 20 étages en ont quatre. En plan, ils font approximativement 54 par 57 mètres, avec une forme et des charges d'utilisation analogues à celles se trouvant dans les édifices à bureaux. Les édifices à l'étude sont ainsi théoriquement réalistes et pourraient se construire, mais la tendance au Canada est de construire de bâtiments multi-étages en béton armé, plutôt que des bâtiments en charpente d'acier. Par ailleurs, les résultats des analyses obtenus ne sont représentatifs que de la géométrie de bâtiment retenue pour cette étude. Le comportement observé pourrait varier

grandement dans des bâtiments dont la configuration est différente, ce qui limite quelque peu la portée des simulations effectués, bien que ce soit inhérent à ce type de projet de recherche. Enfin, la méthode décrite est relativement complexe et peut ralentir l'adoption du système par les ingénieurs praticiens.

- j) La méthode de conception adoptée, détaillée au chapitre 3 de ce travail, présente à la fois des avantages et des inconvénients. Un premier atout réside dans l'utilisation de méthodes d'analyse accessibles aux ingénieurs praticiens, telles que l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse dynamique pour les charges de vents. Cette approche semble également offrir des résultats cohérents et reproductibles : les analyses effectuées dans ce mémoire ont montré une grande similarité, permettant des comparaisons significatives et la formulation de conclusions générales sur les bâtiments étudiés dans les deux articles produits.

Cependant, cette méthode de conception est plus complexe que celles couramment appliquées dans la conception des structures de bâtiments. Par exemple, la conception de contreventements en acier selon le système conventionnel de la norme CSA S-16 ne nécessite généralement qu'une seule analyse spectrale, alors que la méthode proposée ici en exige trois. De plus, les « *buckling restrained braces* » (BRB) offrent un comportement ductile stable, avec une efficacité comparable aux CBG, mais avec une conception plus simple. L'ajout de ces éléments de conception complexes augmente également le temps de travail nécessaire pour les ingénieurs praticiens, et cette complexité accrue peut augmenter le risque d'erreurs ou d'omissions.

La méthode requiert donc l'intervention d'un ingénieur expérimenté, maîtrisant l'ingénierie parasismique. En effet, elle introduit de nouveaux paramètres, tels que le facteur  $R_{hm}$ , et nécessite la modélisation d'éléments dissipateurs d'énergie, élevant ainsi les exigences en matière de connaissances spécialisées pour une application rigoureuse et précise.

- k) Enfin, un autre obstacle à l'adoption du système tel qu'il a été étudié dans ce mémoire est la rigidité règlementaire au Canada. Tel qu'indiqué plus haut, la norme CSA S-16-19 encadre la conception des charpentes d'acier. Dans cette norme, la section 27.13 permet d'intégrer des systèmes de résistance aux charges latérales novateurs et de les utiliser dans

la conception des bâtiments. Cependant, cette section de la S-16 décrit trois critères essentiels à respecter, lesquels ont été exposés dans le chapitre 2 de ce mémoire.

## 5.2 Diagonales à glissement en traction

Tel qu'abordé dans une section du chapitre précédent, l'un des défauts du système étudié provient de l'utilisation de diagonales non-linéaires comme outil permettant de contrôler l'effet des modes supérieurs. Cet outil a pour inconvénient d'amplifier l'effet d'asymétrie des déplacements inter étages, en plus d'augmenter le déplacement permanent au toit.

Lors de la conférence Canadienne-Pacifique du génie parasismique de 2023, Tremblay a proposé un système permettant uniquement le glissement des diagonales travaillant en traction (Tremblay, a. D., K., 2023). Dans cet article, le système est utilisé dans des structures de 2 à 3 étages situés à Montréal et Vancouver. En termes de conception, les diagonales ont un comportement analogue à un système d'isolation à la base et peuvent être conçues en employant une méthode simplifiée idéalisant la structure en un système à un degré de liberté, puis en considérant la période fondamentale de la structure en plus de ses propriétés d'amortissement. Ce système permet d'éviter les déformations résiduelles tout en contrôlant les déplacements inter-étages et en ayant un comportement élastique qui assure le recentrage. Pour tester la viabilité du système, des essais temporels non-linéaires ont été faits à l'aide de SAP2000 © (*SAP2000 Ultimate*, 2023). Les résultats démontrent que les bâtiments à l'étude avaient un comportement stable avec des déplacements inter-étages maximaux respectant les critères du CNB (1,6%  $h_s$  contre la limite de 2,5%  $h_s$  du CNB), puis une accélération horizontale maximale de 0,66 g.

Puisque les conclusions de l'article étaient positives, il semblait pertinent d'incorporer les diagonales à glissement en traction dans ce travail. Ainsi, ces diagonales ont été utilisées sur toute la hauteur de bâtiment de 20 étages. Il en a résulté un meilleur comportement global de la structure, puisque cet agencement de contreventements a permis de réduire l'asymétrie de déplacements inter-étages jusqu'à 89%. De même, l'utilisation de ces diagonales a réduit les déplacements permanents au toit de moitié (0,17%  $h_s$  sur le modèle de Vancouver contre 0,28%  $h_s$ ). Ces résultats démontrent l'efficacité du système dans ce contexte.

### 5.3 Considérations pour la conception des fondations

Puisque les CBG ont la particularité de ne pas avoir d’ancrage permettant de transférer les efforts des colonnes contreventées jusqu’aux fondations, il est pertinent de discuter de leur conception brièvement.

Dans un premier temps, concernant les systèmes de la section 27 du CNB, ceux-ci doivent répondre à un certain nombre de dispositions normatives énoncées dans la norme CSA S-16. D’abord, les colonnes doivent être assises sur des plaques de base. Ces plaques de base doivent être de dimension et d’épaisseur suffisantes pour résister à l’écrasement causé par l’effort axial de compression ainsi qu’à l’effet de levier causé par l’effort axial de traction. Ensuite, des ancrages doivent être prévus pour transférer les efforts de traction et de cisaillement présents à la base des colonnes contreventées. Leur dimensionnement dépend ainsi de ces efforts qui proviennent des cas de chargements sismiques. Par la suite, des dispositions normatives présentes dans la norme sur les ouvrages de béton armé (ACNOR A23.3), doivent être vérifiées. Notamment, le transfert des efforts dans les ancrages doit être assuré en veillant à ce que les pilastres ou murs de fondation soient conçus pour éviter l’écrasement ou l’arrachement du béton. Enfin, lorsqu’il s’agit de construction sur fondation superficielle, une vérification doit permettre de s’assurer que les semelles isolées ou filantes sur lesquelles reposent les colonnes contreventées sont de dimension suffisante pour la capacité du sol et pour éviter le soulèvement des fondations. En pratique, il arrive fréquemment que le dimensionnement des semelles isolées sous les colonnes contreventées soit contrôlé par le soulèvement de celles-ci, plutôt que par la capacité portante du sol sur lequel elles reposent.

Concernant les CBG, ceux-ci permettent d’abord d’éviter les problématiques relatives au soulèvement des fondations. Puisque aucun ancrage n’est utilisé et que seuls les appareils dissipateurs d’énergie peuvent transmettre les efforts de traction aux fondations, celles-ci ont moins tendance à se soulever et ce même lorsque les secousses sismiques sont importantes.

Ensuite, pour des raisons analogues, les CBG peuvent permettre d’éviter l’utilisation d’ancrage au roc, ce qui peut représenter des économies sur le coût global de la structure. Éviter l’utilisation des ancrages au roc facilite aussi les activités de chantier et peut résulter en des économies de temps de construction.

Enfin, dans la mesure où le dimensionnement des semelles isolées et filantes serait contrôlé par le soulèvement de celles-ci, l'utilisation des CBG permet de réduire les dimensions en plan de ses composantes des fondations.

Toutefois, il est à noter que les considérations énumérées et décrites dans cette section ne sont pas appuyées par des calculs effectués dans le cadre de ce mémoire et que ces considérations ne font pas partie des objectifs du travail. De plus amples études permettraient de quantifier de façon tangible les particularités des fondations conçues pour les CBG.

## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'objectif fondamental de ce mémoire était d'approfondir la connaissance en matière de contreventement berçant gravitaire faisant l'usage de diagonales non-linéaires. Les sous-objectifs étaient ainsi de proposer une méthode de conception, puis de s'assurer, par des essais numériques, que cette méthode était appropriée pour des bâtiments de 8 à 20 étages et que le système avait des performances globales adéquates.

### 6.1 Conclusion

Afin d'atteindre ces objectifs, le chapitre introductif a permis de décrire le système étudié en s'intéressant à ses différents aspects constitutifs. Ce chapitre a permis de comprendre les aspects suivants concernant les contreventements berçants :

- Ils font l'usage de dissipateurs d'énergie, ainsi que du soulèvement des colonnes formant leur SRFS, afin de dissiper l'énergie sismique ;
- Ils ont un comportement résilient puisqu'ils permettent d'éviter la formation de rotule plastique et qu'ils ont la capacité de se recentrer, ce qui réduit considérablement les déplacements permanents au toit ;
- Le recentrage de ce système peut se faire par câble de post-tension ou de façon gravitaire. Dans cette étude, cette seconde option a été choisie en raison de sa simplicité ;
- Ils ont l'inconvénient d'aggraver l'effet des modes supérieurs. Ainsi, pour contrôler cet effet, des fusibles en cisaillement disposés à chaque étage ont été considérés.

Une revue de la littérature scientifique pertinente a été effectuée afin de situer le projet de recherche dans le contexte général de la connaissance scientifique actuelle. Cette revue de la littérature s'est intéressée aux différents groupes de recherche et à leur contribution à la connaissance des contreventements berçants. La revue de littérature a également servi d'assise à la production de deux articles scientifiques, dont les portées sont décrites ci-après :

- Le premier article, publié pour la conférence CSCE 2023 à Moncton, concerne l'application d'une méthode de conception qui faisait l'usage du CNB 2020 pour des bâtiments de huit étages ;

- Le second article, publié pour la conférence CCEE-PCEE à Vancouver (2023), traite des structures de 12 et 16 étages et s'attarde au glissement des contreventements non-linéaires.

Ces articles se sont articulés autour d'une méthode de conception des contreventements berçants avec fusibles en cisaillement et se sont appuyés sur des essais numériques en utilisant une dizaine de modèles SAP2000 ©. Ces modèles ont permis, dans un premier temps, de mieux cerner le comportement du système proposé, puis, dans un second temps, de vérifier la pertinence et la performance du système lorsqu'il est soumis à des analyses temporelles non-linéaires. Les modèles numériques ont ainsi permis de comprendre les mécanismes par lesquels les CBG dissipent l'énergie sismique lors d'événements à très faible récurrence (2 % en 50 ans) et lorsqu'ils sont soumis à des enregistrements sismiques calibrés.

Au troisième chapitre, une méthode de conception a été proposée et des bâtiments de 8 à 20 étages ont été élaborés. Ainsi, à partir des analyses modales, un portrait de la déformée des CBG a permis de déterminer qu'il s'agit d'un système plus flexible que les différents types de contreventement conventionnel se trouvant dans la norme sur les charpentes d'acier CSA S-16-19. Celui-ci a aussi permis de visualiser l'effet des modes supérieurs sur la déformée de la structure. La problématique de l'effet des modes supérieurs a ainsi pu être identifiée et décrite, ce qui a mené à la justification de l'usage des fusibles de cisaillement à chaque étage.

Par ailleurs, dans ce chapitre, les éléments caractérisant les CBG ont été étudiés plus précisément, notamment en ce qui a trait au soulèvement des colonnes, au glissement des diagonales non-linéaires, à la demande en efforts des membrures du SRFS, aux déplacements inter étages et aux accélérations horizontales des étages. Les conclusions tirées de chacun de ces aspects sont présentées ci-dessous.

Pour commencer, l'étude du soulèvement des colonnes contreventées a fait ressortir certains aspects pertinents :

- a) L'amplitude de soulèvement diminue à mesure que le nombre d'étages augmente ;
- b) L'amplitude de soulèvement augmente à mesure que l'intensité des secousses sismiques est accrue ;

- c) L'augmentation de l'amplitude de soulèvement entraîne un accroissement de l'efficacité des appareils dissipateurs d'énergie situés à l'interface des fondations et des colonnes contreventées.

De ces trois aspects, il ressort que ce système est particulièrement intéressant dans les régions à sismicité importante. Dans le contexte du Canada, le système s'avère d'abord pertinent dans les villes densément peuplées de la côte Ouest, entre autres à Vancouver et Victoria. Dans ces villes, le système proposé est approprié pour les bâtiments allant jusqu'à 20 étages, hauteur à partir de laquelle le dimensionnement du système de reprise des forces latérales est probablement contrôlé par les charges de vents, dépendamment de la configuration géométrique et des charges du bâtiment étudié. Dans la vallée du fleuve Saint-Laurent et de la rivière des Outaouais, le système peut être bénéfique dans les villes d'Ottawa, de Montréal, ainsi que dans la région de Charlevoix. Dans ces trois régions, une hauteur de bâtiment plus faible, atteignant jusqu'à 16 étages, est optimale. Toutefois, pour les raisons citées plus haut, l'efficacité du système y est moindre, et les bénéfices du système peuvent être inférieurs au surcoût qui lui est associé.

Par ailleurs, l'effet dynamique de contact se produisant après un épisode de soulèvement des colonnes contreventées a servi à identifier les éléments suivants :

- a) Le contact entraîne une augmentation momentanée de la demande axiale dans la colonne en soulèvement ;
- b) Cette augmentation devient moins importante à mesure que le nombre d'étages augmente.

Ainsi, bien qu'il soit pertinent d'évaluer cet effet et d'en discuter, dans les bâtiments de huit étages et plus, l'effet tend à devenir négligeable par rapport aux efforts axiaux dus aux charges gravitaires. Dans ces bâtiments qui présentent un nombre d'étages important, l'effet dynamique de contact ne coïncide plus avec la demande axiale maximale, qui se produit plutôt dans la colonne posée au sol lorsque l'autre colonne formant le contreventement atteint son soulèvement maximal.

D'autre part, concernant la demande en efforts dans les différentes membrures composant les contreventements (colonnes, poutres et diagonales), les constats suivants peuvent être observés :

- a) L'augmentation du nombre d'étages conduit à une augmentation de la demande axiale dans les colonnes contreventées;

- b) L'augmentation du nombre d'étages a peu d'influence sur la demande axiale des diagonales de contreventement;
- c) Les diagonales non-linéaires entraînent des problématiques de déplacements permanents au toit, ainsi qu'une asymétrie des déplacements inter étages.

En effet, l'affirmation a) s'explique aisément par le fait que le système étudié utilisait un recentrage gravitaire des colonnes contreventées. Nécessairement, à mesure que le nombre d'étages est augmenté, il en résulte que la charge gravitaire tributaire aux colonnes contreventées augmente. Ensuite, l'affirmation b) peut s'expliquer ainsi : lorsque le nombre d'étages augmente, il en résulte un accroissement de la période fondamentale de la structure, ce qui tend à diminuer la demande axiale dans les diagonales. Cependant, l'augmentation du nombre d'étages induit aussi une aggravation de l'effet des modes supérieurs et ainsi de la demande axiale. Puisque ces deux effets ont des conséquences contraires, il en résulte que l'augmentation du nombre d'étages a peu d'influence sur la demande axiale des diagonales. Enfin, le chapitre 3 démontre que la méthodologie de conception proposée, nécessitant trois analyses spectrales, fonctionne et permet d'atteindre les performances ciblées et prévues.

Le chapitre 4 présente entre autres les résultats de l'analyse de bâtiments de 20 étages qui étudie notamment l'effet dynamique du vent. Sur ce sujet, il est possible de conclure que l'effet des charges de vent peut contrôler le dimensionnement du système de reprise des forces latérales lorsque les structures étudiées atteignent une certaine hauteur. Dans le cas des bâtiments étudiés situés à Montréal, cette hauteur correspond à 17 étages, alors qu'à Vancouver, elle correspond plutôt à 20 étages. Pour des structures de plus grande hauteur, ce système devient ainsi moins pertinent. Le chapitre 4 traite également des problématiques de déplacements permanents au toit et d'asymétrie des déplacements inter étages relatifs à l'utilisation des diagonales non-linéaires. Enfin, le chapitre propose l'utilisation de diagonales à glissement en traction et il en découle les affirmations suivantes concernant les bâtiments étudiés :

- a) Les diagonales à glissement en traction permettent une diminution maximale du déplacement au toit permanent de 35 % ;
- b) Ces diagonales entraînent une réduction maximale de 89 % de l'asymétrie des déplacements inter étages ;

- c) Ces diagonales ont un effet négligeable sur les accélérations horizontales des planchers, la demande en effort des poutres et colonnes du SRFS, puis le glissement des diagonales ;
- d) Ce système entraîne une augmentation maximale de 8 % de la demande en effort dans les diagonales.

Au chapitre 5, des discussions et des études complémentaires s'intéressent à la conception des fondations des CBG, la conception par performance et les diagonales à glissement par traction. De ces études s'ensuivent les constats suivants :

- a) L'utilisation des CBG peut permettre la simplification du dimensionnement des fondations, de même que la réduction de la taille des composantes des fondations. De façon analogue, il peut permettre d'éviter le recours aux ancrages au roc ;
- b) La méthodologie proposée au chapitre 3 utilise le principe de conception par performance puisqu'un critère de déplacement inter étage a été ciblé afin de procéder à la conception préliminaire du SRFS.

Enfin, de façon générale, le choix du logiciel d'analyse SAP2000 © est justifié pour ses capacités en matière d'analyse temporelle non-linéaire et à modéliser les différents éléments non-linéaires formant la charpente du bâtiment, notamment les appareils d'appuis, l'élément « gap » et les fusibles en cisaillement.

## 6.2 Limitations de l'étude

La principale limitation de l'étude concerne le comportement en torsion du système. Puisque les essais par analyses spectrales puis temporelles ont été réalisés sur des modèles numériques dans lesquels seuls les contreventements dans une direction du bâtiment ont été considérés, puis que les séismes ont été appliqués uniquement selon l'orientation dans laquelle se trouvaient les baies contreventées, cette étude a volontairement ignoré l'effet de la torsion et de la torsion accidentelle sur le comportement global de la structure. Par ailleurs, les enregistrements sismiques ont toujours été appliqués dans une direction orthogonale de la structure, alors que les séismes réels se produisent plutôt dans des directions aléatoires, ce qui peut engendrer davantage de torsion. Cet effet devrait être étudié plus en profondeur, puisqu'un recentrage précis des colonnes contreventées est nécessaire au fonctionnement du système et que ce recentrage pourrait être déficient si des effets de torsion importants sont présents dans la structure.

## 6.3 Recommandations

Dans ce travail, une méthode de conception a été proposée au chapitre 3, puis a permis de dimensionner les membrures formant le SRFS des différents prototypes numériques. Certains aspects n'ont pas été suffisamment analysés, ce qui justifie, entre autres, les recommandations présentées dans cette section :

- a) Étudier le comportement de bâtiments situés sur des sites de conditions de sol variables pour déterminer l'influence du type de sol, particulièrement celle du Vs, 30 sur la réponse globale de la structure. Des essais numériques faisant l'usage du spectre de calcul relatif aux conditions de sol de type A et D permettraient d'avoir un meilleur portrait de l'influence de ce paramètre.
- b) Étudier l'effet des fusibles en cisaillement dans le contexte des CBG par des essais expérimentaux en laboratoire. Il serait judicieux d'analyser l'influence de la longueur de glissement permise en faisant varier la dimension d'ouverture des trous de boulons ovalisés. De façon connexe, le comportement des diagonales lorsque les boulons atteignent le rebord du trou de boulons n'a pas été pris en compte dans ce travail, mais cette étude serait pertinente.

- c) Examiner l'endommagement des finis architecturaux des planchers et murs adjacents aux colonnes contreventées. Étant l'un des principaux défauts des systèmes à recentrage gravitaire, la rotation observée à l'endroit des poutres connectées aux colonnes contreventées a été quantifiée, mais l'effet d'endommagement n'a pas été approfondi.
- d) Évaluer le facteur  $R_D$  pour s'assurer que la valeur proposée de 8 est suffisamment conservatrice. Cette évaluation peut se faire numériquement en suivant la procédure P-965 de l'agence Américaine FEMA.
- e) Se pencher sur l'interaction sol/structure se produisant lors des cycles de soulèvement des contreventements berçants.
- f) Effectuer des études sur des bâtiments modélisés avec des SRFS dans les deux directions orthogonales afin de mieux comprendre l'effet de la torsion sur le comportement de la structure.
- g) Poursuivre la vérification de l'efficacité et du bon fonctionnement de la méthode de conception faisant l'usage des trois analyses spectrales décrites au chapitre 3.

## RÉFÉRENCES

- 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(6), 991-1000. <https://doi.org/10.1139/I09-044>
- Biot, M. A. (1943). Analytical And Experimental Methods in Engineering Seismology. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 108(1), 365-385. <https://doi.org/doi:10.1061/TACEAT.0005571>
- Blakeley, Cooney, R., & Megget, L. (1975). Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 8. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.8.4.278-290>
- Canadian Commission on, B., & Fire, C. (2022). *National Building Code of Canada: 2020* (978-0-660-37913-5  
978-0-660-37912-8). National Research Council of Canada. <https://doi.org/10.4224/w324-hv93>
- Chancellor, N., Eatherton, M., Roke, D., & Akbas, T. (2014). Self-Centering Seismic Lateral Force Resisting Systems: High Performance Structures for the City of Tomorrow. *Buildings*, 4, 520-548. <https://doi.org/10.3390/buildings4030520>
- Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H. J., & Lacerte, M. (2008). Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation. *Journal of Structural Engineering-asce - J STRUCT ENG-ASCE*, 134. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:1\(96\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(96))
- Cline, E. H. (2010). *The Oxford Handbook of the Bronze Age Aegean*. Oxford University Press.
- Djojo, G., Clifton, G., & Henry, R. (2014). *Rocking steel shear walls with energy dissipation devices*. 2014 NZSEE Annual Conference.
- Du Berger, R., Roy, D. W., Lamontagne, M., Woussen, G., North, R. G., & Wetmiller, R. J. (1991). The Saguenay (Quebec) earthquake of November 25, 1988: seismologic data and geologic setting. *Tectonophysics*, 186(1), 59-74. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0040-1951\(91\)90385-6](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0040-1951(91)90385-6)
- Dufresne-Landry, T. (2023a). Seismic Design and Response of a Gravity-Controlled Rocking Braced Frame System with Self-Centering Storey Shear Fuses. *Pacific Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, paper 154*.
- Dufresne-Landry, T. (2023b). Seismic Design and Response of an Innovative GravityControlled Steel Rocking Braced Frame System with Distributed Self-Centering Shear Fuses. *Canadian Society for Civil Engineering, Moncton, Canada, paper 6849*.
- Eatherton, M., Deierlein, G., Ma, X., PeÑA, A., Krawinkler, H., & Billington, S. (2008). Controlled Rocking of Steel Frames as a Sustainable New Technology for Seismic Resistance in Buildings. *IABSE Congress Report*. <https://doi.org/10.2749/222137908796292146>

- Erochko, J., & Christopoulos, C. (2014). *Self-Centering Energy-Dissipative (SCED) Brace: Overview of Recent Developments and Potential Applications for Tall Buildings*.
- Gledhill, S., Sidwell, G., & Bell, D. (2021). *The Damage Avoidance Design of tall steel frame buildings -Fairlie Terrace Student Accommodation Project, Victoria University of Wellington*.
- Hogg, S., Elliott, D., Maley, T., Broglio, S., Holden, T., & Giorgini, S. (2020). Case Studies on the Practical Application of Resilient Building Technologies Applied in New Zealand. *Structural Engineering International*, 30, 232-241. <https://doi.org/10.1080/10168664.2020.1714531>
- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 403-417. <https://doi.org/10.1785/bssa0530020403>
- Huang, Q., Dyanati, M., Roke David, A., Chandra, A., & Sett, K. (2018). Economic Feasibility Study of Self-Centering Concentrically Braced Frame Systems. *Journal of Structural Engineering*, 144(8), 04018101. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002093](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002093)
- Huckelbridge, A. A. (1977). *Earthquake Simulation Tests of a Nine Story Steel Frame with Columns Allowed to Uplift*. University of California, Berkeley.
- Huckelbridge, A. A. (1978). Journal of the Structural Division. *Journal of the Structural Division*, 104(ST8). <https://doi.org/info:doi/10.1061/JSDAEG.0004966>
- Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Manolis, G. D. (2010). Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4), 157-169. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.10.005>
- Keintzel, E. (1990). Seismic design shear forces in RC cantilever shear wall structures. *European earthquake engineering*, 3, 7-16.
- Kelly, J. M., & Tsztoo, D. F. (1977). Earthquake simulation testing of a stepping frame with energy-absorbing devices<sup>[1]</sup>. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 10(4), 196-207. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.10.4.196-207>
- Kolaj, M. (2020). Trial Sixth Generation seismic-hazard model of Canada: seismic-hazard values for selected localities. *Geological Survey of Canada, Open File*, 8629, 9. <https://doi.org/https://doi.org/10.4095/321473>
- Kumarapeli, P., & Saull, V. A. (1966). The St. Lawrence valley system: a North American equivalent of the East African rift valley system. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 3(5), 639-658.
- Lamarche, C.-P., & Tremblay, R. (2008). *Accounting for residual stresses in the seismic stability of nonlinear beam-column elements with cross-section fiber discretization*.
- Ma, X., Deierlein, G., Eatherton, M., Krawinkler, H., Takeuchi, T., Kasai, K., . . . Hikino, T. (2010). Large-Scale Shaking Table Test of Steel Braced Frame with Controlled Rocking and Energy Dissipating Fuses.

- Maniatakis, C. A., Pscharis, I. N., & Spyros, C. C. (2013). Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures. *Engineering Structures*, 56, 417-430. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.021>
- Martin, A., Deierlein, G. G., & Ma, X. (2019). Capacity Design Procedure for Rocking Braced Frames Using Modified Modal Superposition Method. *Journal of Structural Engineering*, 145(6), 04019041. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002329](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002329)
- McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M., & Nakashima, M. (2008). Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements.
- Meek, J. W. (1975). Effects of Foundation Tipping on Dynamic Response. *Journal of the Structural Division*, 101(7), 1297-1311. <https://doi.org/doi:10.1061/JSDAEG.0004088>
- Meek, J. W. (1978). Dynamic response of tipping core buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 6(5), 437-454. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.4290060503>
- Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., & Wada, A. (2006). Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(14), 1767-1785. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.603>
- Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., . . . DeVall, R. (2010). Evolution of seismic design provisions in the National building code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37, 1157-1170. <https://doi.org/10.1139/L10-054>
- Mottier, P., Tremblay, R., & Rogers, C. (2019). *Full-scale impact tests of columns for rocking steel braced frames*.
- Mottier, P., Tremblay, R., & Rogers, C. (2021). Shake table test of a two-story steel building seismically retrofitted using gravity-controlled rocking braced frame system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 50(6), 1576-1594. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.3411>
- Pampanin, S. (2013). *Kilmore street medical centre: application of a post-tensioned steel rocking system*.
- Pollino, M., & Bruneau, M. (2012). Experimental Study of the Controlled Rocking Response of Steel Braced Frames. Dans *Structural Engineering Research Frontiers* (p. 1-11).
- Priestley, M., Evison, R., & Carr, A. (1978). Seismic response of structures free to rock on their foundations. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 11, 141-150. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.11.3.141-150>
- Rutenberg, A. (2013). Seismic shear forces on RC walls: review and bibliography. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, 1727-1751.
- . SAP2000 Ultimate (Version 23.2.0). (2023). Computers and Structures, Inc. Berkley, CA, USA.
- Sause, R., Ricles, J., Lin, Y.-C., Seo, C., Roke, D., & Chancellor, B. (2010). *Self-Centering Damage-Free Seismic-Resistant Steel Frame Systems*.

- Steele, T., & Wiebe, L. (2017). Collapse risk of controlled rocking steel braced frames with different post-tensioning and energy dissipation designs. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46. <https://doi.org/10.1002/eqe.2892>
- Steele, T. C., & Wiebe, L. D. A. (2017). Reducing the forces in controlled rocking steel braced frames using partial ductile behavior.
- Steele, T. C., & Wiebe, L. D. A. (2021). Collapse risk of controlled rocking steel braced frames considering buckling and yielding of capacity-protected frame members. *Engineering Structures*, 237, 111999. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111999>
- Tremblay, a. D., K. (2023). A New Braced-Frame System for Self-Centering and Damage-Free Seismic Response for Low-Rise Steel Building Structures. *Pacific Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper no. 392*.
- Tremblay, R., & Mottier, P. (2020). A simple self-centering shear fuse for cost-effective controlled rocking steel braced frames. *World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japon*.
- Tremblay, R., Poirier, L. P., Bouaanani, N., Leclerc, M., Rene, V., Fronteddu, L., & Rivest, S. (2008). Innovative viscously damped rocking braced steel frames.
- Ventura, C. E. H., & Horyna, T. s. (1997). *Structural assessment by modal analysis in Western Canada*.
- Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2010). Characterizing acceleration spikes due to stiffness changes in nonlinear systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, 1653-1670. <https://doi.org/10.1002/eqe.1009>
- Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2014). R = 100? Toward codification of controlled rocking steel braced frames. *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.4231/D31Z41T4Q>
- Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2015). Performance-Based Seismic Design of Controlled Rocking Steel Braced Frames. II: Design of Capacity-Protected Elements. *Journal of Structural Engineering*, 141(9), 04014227. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001201](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001201)
- Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., & Leclerc, M. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(7), 1053-1068. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.2259>
- Wiebe, L. D. A. (2015). Design and Construction of Controlled Rocking Steel Braced Frames in New Zealand. Dans *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures 2015* (p. 810-821).
- Yim, C.-S., & Chopra, A. K. (1984). Earthquake response of structures with partial uplift on winkler foundation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 12(2), 263-281. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.4290120209>
- Zhong, C., & Christopoulos, C. (2022). Self-centering seismic-resistant structures: Historical overview and state-of-the-art. *Earthquake Spectra*, 38(2), 1321-1356. <https://doi.org/10.1177/87552930211057581>