

Titre: Le dual-BRB : une alternative pour un comportement sismique amélioré
Title:

Auteur: Sina Merzouq
Author:

Date: 2006

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Merzouq, S. (2006). Le dual-BRB : une alternative pour un comportement sismique amélioré [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/7728/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7728/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert Tremblay
Advisors:

Programme: Unspecified
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

LE DUAL-BRB,
UNE ALTERNATIVE POUR UN COMPORTEMENT SISMIQUE AMÉLIORÉ

SINA MERZOUQ

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
AVRIL 2006

©Sina Merzouq, 2006



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*
ISBN: 978-0-494-17959-8
Our file *Notre référence*
ISBN: 978-0-494-17959-8

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

LE DUAL-BRB,
UNE ALTERNATIVE POUR UN COMPORTEMENT SISMIQUE AMÉLIORÉ

Présenté par : MERZOUQ Sina

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

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

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

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

M. BOUAANANI NAJIB, Ph.D., membre

DÉDICACE

À ma mère.
À Touria.
À la mémoire de Bani.

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à exprimer ma très profonde gratitude et témoigner ma reconnaissance à mon directeur de recherche, M. Robert Tremblay, tant pour la confiance qu'il m'a accordée, sa disponibilité et les efforts qu'il a consacrés à ce projet que pour ses encouragements, son soutien moral et financier, son savoir qu'il a si généreusement mis à ma disposition et ses précieuses et fructueuses discussions tout au long de ma maîtrise.

Je remercie également M. Pierre Léger et M. Najib Bouaanani pour la qualité de l'enseignement qu'ils m'ont offert durant mon baccalauréat et ma maîtrise et je me vois honoré de leur présence sur le jury. Je tiens à les remercier pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture et l'évaluation de ce mémoire.

Je voudrais aussi remercier chaleureusement tous les autres professeurs du groupe de recherche en structure, M. Bruno Massicotte, Mme Sanda Koboevic et M. Jean-Philippe Charon, qui font aussi un travail remarquable et contribuent chaque jour à nous transmettre cette passion qu'est le génie des structures. Je témoigne aussi mon amitié à mes collègues : Emre Yildiz, Martin Lacerte, Carmen Izvernari et tous les autres, pour leur aide, les passionnantes discussions et l'atmosphère sympathique qu'ils ont su créer et garder au sein du groupe. En leur compagnie cette étape de ma vie a pris un tournant passionnant et enrichissant. Malgré ne pas avoir eu beaucoup d'occasions de travailler avec eux, je remercie également M. Denis Fortier et M. Patrice Bélanger mais aussi Mme Anne-Marie Goulet et Mme Manon Latour pour leur gentillesse et leur joie de vivre.

Je ne saurais comment remercier ma famille et mes amis pour m'avoir épaulé durant toutes ces années, pour leur soutien, compréhension et encouragement.

RÉSUMÉ

Parmi la grande gamme des systèmes de résistance aux charges latérales, les contreventements concentriques conventionnels, tels les chevrons et les Split-X, sont ceux qui sont les plus populaires et le plus souvent utilisés en Amérique du nord. S'ils sont bien conçus, ces systèmes performant très bien dans des structures de petite et moyenne envergure et dans des zones sismiques à intensité modérée ou faible. Dans le cas contraire, ces systèmes affichent les signes d'un comportement sismique déficient voir même inadéquat, et des dommages souvent très importants sont observés. Plusieurs facteurs sont associés à ce mauvais comportement. Le plus important d'entre eux, est le flambement de la diagonale en compression qui s'accompagne d'une perte soudaine de rigidité et de résistance. Dans certains cas, ce flambement répétitif conduit à la fracture de la diagonale et parfois même au bris des assemblages. Aussi, dans les bâtiments plus hauts, l'influence des modes supérieurs favorise la concentration de demande inélastique à certains niveaux et l'apparition d'étages souples. La conséquence de ces faits est l'imposition de limites de hauteur pour ce type de contreventement dans la plupart des normes. L'un des exemples est la limite de 12 étages qui est imposée dans la norme CSA S16-01 pour les contreventements concentriques à ductilité limitée.

Parmi la multitude de systèmes qui ont été proposés pour améliorer le comportement sismique des bâtiments en acier, le Dual-BRB s'avère un des systèmes les plus efficaces et les plus simples pour corriger les problèmes rencontrés par les contreventement concentriques conventionnels. Le Dual-BRB associe un treillis élastique vertical avec des diagonales BRB placées à chaque étage de la structure. Ce type de diagonale a fait son apparition au Japon, à la fin des années 80. Elles sont constituées d'une plaque d'acier introduite dans un tube d'acier qui est rempli de béton. Le confinement de la plaque par ces deux derniers éléments donne à la diagonale la particularité de ne pas flamber en compression mais plutôt plastifier. La courbe hystérétique s'en trouve grandement améliorée et un comportement cyclique stable est symétrique est atteint. Les diagonales BRB possède donc une grande capacité à dissiper de l'énergie. Le treillis élastique, quant à lui, relie tous les étages de la structure entre

eux par le biais d'une colonne entre le premier étage et le toit. Son rôle est de contrer l'effet des modes supérieurs en redistribuant la demande inélastique sur la hauteur de la structure, et de forcer un plus grand nombre de diagonales BRB à plastifier en même temps.

Le but du travail décrit dans ce mémoire est de faire l'étude du système Dual-BRB, en évaluant, dans un premier temps, ses performances sismiques puis en proposant une méthode simple et précise pour le concevoir. D'autres paramètres, comme le type de séismes, la géométrie du système ou la largeur du treillis élastique ont été considérés dans les différentes étapes du projet. Les études menées s'appuient principalement sur des analyses dynamiques non linéaires et analyses dynamiques incrémentales. La première série d'analyse a révélé le potentiel du Dual-BRB et des résultats très concluant ont été obtenus pour les cinq hauteurs de bâtiments étudiées (8, 12, 16, 20 et 24 étages). La méthode de conception proposée qui permet de prédire correctement les efforts dans les membrures principales s'appuie sur le résultat d'études approfondies de la répartition des efforts dans les différents éléments du système. Les phénomènes physiques observés ont été décortiqués puis retranscrits le plus fidèlement possible sous forme mathématique. La méthode se base essentiellement sur une approche itérative. L'effort de conception considéré pour les diagonales BRB et élastiques provient des résultats d'analyses spectrales, alors que pour chacun des autres éléments, des lois de cumul de charges sont proposées. L'approche suggérée repose sur les recommandations de la dernière version du code national du bâtiment du Canada (CNBC 2005) et répond au principe de conception par capacité. Tout au long de l'étude, la démarche proposée a fait l'objet d'une validation et d'un raffinement afin d'uniformiser et de généraliser son applicabilité à différentes configurations et géométries (chevrons ou Split-X). La dernière partie du projet est une étude préliminaire qui démontre la faisabilité d'un programme expérimental pour examiner le comportement des systèmes de contreventement avec des diagonales BRB.

ABSTRACT

Concentrically braced steel frames (CBFs) in chevron or split-X configuration are one of the most used bracing systems in North America. In medium or low-rise structures and moderate seismic areas those systems can achieve satisfactory behaviour. Contrarily, for taller buildings and under strong seismic ground motions CBFs appear to be prone to soft-story response because of the more pronounced contribution of the higher vibration modes, which can lead to dynamic instability. Also, significant structural damage is observed, such as low cycle fatigue failure of diagonals or net section fracture of the connections. Those failures are mainly attributed to the poor hysteretic response of the steel bracing members under cyclic loading. To prevent those phenomena North American standards have introduced building height limits for those systems. In CSA-S16-01, a 12-story limit has been imposed for concentrically braced frames with limited ductility.

Dual buckling restrained braced system (Dual-BRB) is one of many systems that have been proposed to mitigate the problems encountered by CBFs and ensure a stable inelastic response. The system is formed by two main elements, an elastic truss and buckling restrained braces. The latter have recently been introduced in North America as a substitute for conventional steel braces. BRBs are typically made of a steel plate inserted in a steel tube filled with concrete. The steel plate is then prevented from buckling and can yield in compression and in tension, which leads to a much more stable and symmetrical inelastic response under cyclic demand without strength degradation. BRB members in the dual system are used in one half of the bracing bent width, the braces in the second half being designed to remain essentially elastic under a strong shaking. The edge columns and beam segments that connect to those stronger braces are also designed to avoid yielding and a continuous vertical elastic truss is formed by adding a central column to the bracing bent. The role of the vertical truss is to prevent the concentration of inelastic response and force yielding of the BRBs to occur over many storeys at the same time.

The main objective of this research is to study the seismic behaviour and the performance of the Dual-BRB system and to propose an efficient and simple design procedure. In the different phases of the project, the influence of many parameters such as ground motion type, bracing configuration and the elastic truss width, have been considered and studied. In this project structural performance was examined through non-linear dynamic analysis and incremental dynamic analysis. In general satisfactory performance has been achieved for the five building heights considered in the study (8, 12, 16, 20 and 24 stories). The proposed procedure seems to predict accurately the stresses that develop in the main elements. The method is mainly based on the study of the distribution of those stresses in the system and the physical phenomena observed were translated into mathematical equations. An iterative approach has been considered and the design stress for the BRB and the elastic diagonal is provided by spectral analysis. For all other members, cumulative laws are proposed. Capacity design principles and all the requirements of the 2005 edition of the National Building Code of Canada have been integrated in the design process. Validation studies and refinement phases for the proposed procedure have been carried out in order to standardize and to generalize its applicability to various configurations and geometries (chevron or Split-X). The last part of the project is a preliminary study performed to demonstrate the feasibility of an experimental program to examine the behavior of the bracing systems using BRBs.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iv
REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ.....	vi
ABSTRACT	viii
TABLE DES MATIÈRES	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xiv
LISTE DES FIGURES	xvii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xxv
LISTE DES ANNEXES.....	xxviii
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique	2
1.2 Objectifs	4
1.3 Méthodologie	5
1.4 Organisation du mémoire.....	6
CHAPITRE 2 REVUE LITTÉRAIRE	8
2.1 Introduction.....	8
2.2 Code national du bâtiment : édition 2005	9
2.3 Contreventements courants	14
2.3.1 Comportement sismique des contreventements concentriques.....	15
2.3.2 Principaux facteurs d'influence sur le comportement des contreventements concentriques.....	18

2.4 Propositions de contreventement prometteuses	20
2.4.1 Les Diagonales BRB.....	21
2.4.2 Contreventement en chevron avec colonne au centre (Zipper CBF)	23
2.4.3 Système de contreventement à dissipation d'énergie par flexion.	25
2.4.4 Les systèmes Duals.	27
2.5 Théorie de modélisation.....	29
2.6 Résumé.....	33
CHAPITRE 3 ÉTUDE PRÉLIMINAIRE ET COMPARATIVE DU	
 COMPORTEMENT DES DUAL-BRB.....	34
3.1 Introduction.....	34
3.2 Bâtiments étudiés	34
3.2.1 Choix et description des bâtiments	34
3.2.2 Conception des bâtiments avec système en chevron.....	36
3.2.3 Conception des bâtiments avec Dual-BRB	39
3.2.4 Modélisation des bâtiments.....	42
3.3 Présentation et commentaires sur les résultats d'analyses.	47
3.3.1 Analyses statiques incrémentales (Push-over).	47
3.3.2 Analyses dynamiques non linéaires avec séismes de conception.	49
3.3.3 Analyses dynamiques incrémentales	57
3.3.4 Influence du niveau des charges sismiques de conception.	60
CHAPITRE 4 ÉTUDE DE LA RÉPARTITION DES EFFORTS DANS LE	
 TREILLIS ÉLASTIQUE	63
4.1 Introduction.....	63
4.2 Analyse des forces dans le treillis élastique.....	63

4.3 Proposition d'une méthode de conception pour les éléments du treillis.....	71
4.3.1 Efforts dans les diagonales BRB.....	73
4.3.2 Efforts dans les diagonales élastiques.....	76
4.3.3 Efforts dans les poteaux intermédiaires.....	78
4.3.4 Efforts dans les poteaux de rive.....	88
4.3.5 Efforts dans les poutres du treillis élastique.....	92
4.4 Synthèse de la méthode de conception proposée.....	93
CHAPITRE 5 APPLICATION ET VALIDATION DE LA MÉTHODE DE	
 CONCEPTION DES DUAL-BRB.....	97
5.1 Introduction.....	97
5.2 Nouvelle configuration pour la validation.....	98
5.2.1 Choix de la géométrie.....	98
5.2.2 Séismes de subduction supplémentaires.....	100
5.3 Comportement sismique global du nouveau système.....	102
5.4 Répartition des efforts dans le système de résistance.....	107
5.4.1 Efforts dans les diagonales BRB.....	108
5.4.2 Efforts dans les diagonales élastiques.....	108
5.4.3 Efforts dans les poteaux de rive.....	116
5.4.4 Efforts dans le poteau central.....	119
5.4.5 Efforts dans les poteaux intermédiaires.....	122
5.4.6 Efforts dans les poutres.....	124
5.5 Recommandations suggérées.....	126
CHAPITRE 6 VÉRIFICATIONS ET ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES	129
6.1 Introduction.....	129

6.2 Modélisation, résultats, et discussion.....	130
6.2.1 Propriétés dynamiques de la nouvelle série.....	130
6.2.2 Comparaison entre la conception et l'analyse	131
6.3 Effet de la largeur du treillis élastique.	133
6.4 Récapitulatif de la méthode de conception pour les Dual-BRB.....	140
CHAPITRE 7 ASPECTS DE MODÉLISATION À L'ÉCHELLE AU	
LABORATOIRE	145
7.1 Introduction	145
7.2 Loi de modélisation, facteur d'échelle et prototype.....	145
7.2.1 Choix de la méthode de mise à l'échelle	145
7.2.2 Choix du facteur d'échelle et du bâtiment Prototype.....	148
7.3 Validation du modèle.....	151
7.3.1 Prototype et modèle tels que conçus avec le CNBC 2005.	151
7.3.2 Modèle répondant aux conditions de laboratoire.....	155
7.4 Vérification de la capacité de la table et du vérin	158
CHAPITRE 8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	161
BIBLIOGRAPHIE	165
ANNEXES.....	172

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux du chapitre 2

Tableau 2. 1 : Formule de cisaillement à la base selon les éditions 1995 et 2005 du CNB.	11
Tableau 2. 2 : Facteurs de modification de force liés à la ductilité R_d et à la surrésistance R_o	12
Tableau 2. 3 : Loi de similitudes les plus utilisées.....	32

Tableaux du chapitre 3

Tableau 3. 1 : Paramètres de conception et propriétés dynamiques des bâtiments avec chevron BRB et Dual-BRB.....	38
Tableau 3. 2 : Séismes intra plaque utilisés lors des simulations.....	43
Tableau 3. 3 : Charge latérale maximale de l'analyse statique incrémentale	49
Tableau 3. 4 : Nombre d'événement d'effondrement par instabilité dynamique	50
Tableau 3. 5 : Niveau de confiance pour la prévention contre la rupture	60
Tableau 3. 6 : Influence du niveau des charges sismiques de conception pour le bâtiment de 12 étages (les réponses correspondent au 84 ^{ième} percentile) .	61

Tableaux du chapitre 4

Tableau 4. 1 : Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour la diagonale BRB	74
Tableau 4. 2: Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour la diagonale élastique.	77
Tableau 4. 3: Valeurs moyennes et COV des rapports des rapports entre les résultats analytiques sur les valeurs prédites pour le poteau central.	86

Tableau 4. 4: Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour le poteau de rive.	90
Tableau 4. 5: Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour les poutres.	93

Tableaux du chapitre 5

Tableau 5. 1 : Propriétés dynamiques des bâtiments pour les configurations Dual-BRB chevrons et Split-X	100
Tableau 5. 2 : Nombre d'événements d'effondrement par instabilité dynamique.....	103

Tableaux du chapitre 6

Tableau 6. 1: Propriétés dynamiques des bâtiments pour les configurations Dual-BRB Split-X.....	130
Tableau 6. 2 : Comparaison du tonnage en kilogrammes d'acier utilisé pour les trois systèmes étudiés.....	134
Tableau 6. 3: Propriétés dynamiques des bâtiments pour les configurations Dual-BRB Split X de 12 et 20 étages en fonction de la largeur du treillis.	134
Tableau 6. 4: Nombre d'effondrements par instabilité dynamique.....	135
Tableau 6. 5 : Tonnage d'acier en kilogramme en fonction de la largeur du treillis élastique pour configuration Split-X des bâtiments de 12 et 20 étages. ..	138

Tableaux du chapitre 7

Tableau 7. 1: Paramètres de modélisation pour quelques lois de similitudes.....	147
Tableau 7. 2 : Correspondance de quelques paramètres entre le prototype et le modèle.....	149
Tableau 7. 3 : Correspondance de quelques paramètres entre le nouveau bâtiment et son modèle	151

Tableau 7. 4 : Propriétés des sections des éléments du contreventement du bâtiment	
prototype	152
Tableau 7. 5 : Propriétés des sections des éléments du contreventement du modèle	
réduit	152

LISTE DES FIGURES

Figures du chapitre 1

Figure 1. 1 : a) Comportement hystérétique d'une diagonale BRB; b) Système de contreventement en chevron avec diagonales BRB; c) Système Dual-BRB. .3

Figures du chapitre 2

Figure 2. 1 : Réponse inélastique typique d'une diagonale de contreventement sous une charge cyclique. a) chargée initialement en compression. b) chargée initialement en tension (Source : Tremblay et Robert (2000)). 16

Figure 2. 2 : Fracture d'une diagonale de contreventement (Tremblay et al. 2003)..... 19

Figure 2. 3 : Différentes configurations de BRB (source : Iwata 2004) 22

Figure 2. 4 : Courbe hystérétique type pour une diagonale BRB. 22

Figure 2. 5 : Système en chevron avec colonne centrale 23

Figure 2. 6 : Mécanisme et distribution des forces lors de la conception lorsque le flambement s'initie : a) à l'étage supérieur, b) au premier étage (source : Tremblay et Tirca 2003)..... 24

Figure 2. 7 : Système de contreventement à dissipation d'énergie par flexion la structure (source : Tremblay et al. 2004) 26

Figure 2. 8 : Système de contreventement combinant des BRB et un treillis élastique... 28

Figures du chapitre 3

Figure 3. 1 : Vue en plan de l'édifice étudié et charges utilisées..... 35

Figure 3. 2 : Contreventement vue en élévation pour un bâtiment de 8 étages : a) Système en chevrons; b) Système Dual-BRB..... 36

Figure 3. 3 : Spectre d'accélération pour la ville de Victoria, B.C., Canada. 37

Figure 3. 4 : Rapport des forces de cisaillement aux étages obtenus des méthodes dynamique et statique.....	39
Figure 3. 5 : Comportement d'une structure selon les principe des déplacement égaux.	40
Figure 3. 6 : Conception des poteaux de rive et central dans le système Dual-BRB.....	41
Figure 3. 7 : Calibration des séismes sur le spectre de conception; a) Séismes intra plaque; b) Séismes de subduction (Cascadia)	43
Figure 3. 8 : Modèle analytique avec colonne de gravité d'un bâtiment de 8 étages pour une configuration en chevron BRB.	44
Figure 3. 9 : Diagonale BRB typique.....	45
Figure 3. 10 : Comparaison des résultats des tests et le comportement hystérétique prédit par le modèle Ramberg-Osgood pour une diagonale BRB.....	46
Figure 3. 11 : Réponse des structures après une analyse statique incrémentale; a) Déplacement au toit en fonction de la charge latérale; b) Déformée à $0.01h_n$ et $0.02h_n$	48
Figure 3. 12 : Déplacements au toit dans le temps pour les bâtiments de 12 et 24 étages sous les séismes S10 et Cascadia B.....	51
Figure 3. 13 : Déplacement inter étage maximal; a) 50 ^{ième} percentile; b) 84 ^{ième} percentile.....	53
Figure 3. 14 : Variation le long de la hauteur des déplacements inter étages; a) 50 ^{ième} percentile; b)84 ^{ième} percentile.....	54
Figure 3. 15 : Accélération horizontale maximale pour tous les étages; a) 50 ^{ième} percentile; b) 84 ^{ième} percentile.....	55
Figure 3. 16 : Déformation maximale dans le segment centrale des diagonales BRB; a) 50 ^{ième} percentile; b) 84 ^{ième} percentile.	56
Figure 3. 17 : Rapport de la force maximale dans la diagonale élastique sur la force de conception (84 ^{ième} percentile).....	56
Figure 3. 18 : Résultats des analyses dynamiques incrémentales. 84 ^{ième} percentile des déplacements inter étage maximaux fonction du facteur d'amplification .	58

Figures du chapitre 4

- Figure 4. 1 : Capture instantanée des efforts axiaux pour un édifice de 12 étages; a) Poteau central; b) Diagonale élastique; c) Diagonale BRB, d) Poteau de rive, e) Déplacement au toit séisme S02.64
- Figure 4. 2 : Capture instantanée des efforts axiaux pour un édifice de 16 étages; a) Poteau central; b) Diagonale élastique; c) Diagonale BRB, d) Poteau de rive, e) Déplacement au toit séisme S03.65
- Figure 4. 3 : Capture instantanée des efforts axiaux pour un édifice de 24 étages; a) Poteau central; b) Diagonale élastique; c) Diagonale BRB, d) Poteau de rive, e) Déplacement au toit séisme S10.66
- Figure 4. 4 : a) Captures instantanées des efforts axiaux des poteaux centraux pour les bâtiments de 12, 16, 20 et 24 étages; b) Captures instantanées de la différence des composantes verticales des efforts provenant des diagonales élastiques et BRB.69
- Figure 4. 5 : État d'équilibre développant un effort..... 70
- Figure 4. 6 : Rapport des efforts axiaux entre l'analyse non linéaire et la valeur de conception pour la diagonale BRB; a) Séismes intra plaque; b) Séismes de subduction. 73
- Figure 4. 7 : Rapport des forces de la diagonale élastique entre les analyses non linéaires et modales 77
- Figure 4. 8 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poteaux intermédiaires. 79
- Figure 4. 9 : a) Effort maximal dans le poteau intermédiaire; b) Différence des efforts venant des diagonales élastiques et BRB; c) Schéma simplifié représentatif de la différence des efforts venant des diagonales. Structure de 20 étages, soumise au séisme Cascadia C.80
- Figure 4. 10 : Distribution des forces à considérer dans les diagonales, pour le calcul de l'effort de compression dans le poteau central;81

Figure 4. 11 : Exemple d'application de la procédure; résultats analytiques et prédits pour le 50 ^{ième} percentile du 16 étages et le 84 ^{ième} percentile du 20 étages.	83
Figure 4. 12 : Exemple de calcul pour les profils des facteurs γ et α à considérer pour le calcul des efforts dans les poteaux centraux d'un bâtiment de 20 étages; a) $i = 16$ et plus; b) $i = 6$; c) $i = 6$ et moins; d) $i = 16$; e) profil du facteur α avec $\beta = 1.5$.	84
Figure 4. 13 : Comparaison des efforts obtenus des analyses non linéaires et ceux de la méthode proposée.	85
Figure 4. 14 : Efforts axiaux dans les poteaux intermédiaires; comparaison de la méthode proposée, d'une sommation simple et d'une méthode de cumul SRSS; a) pour la médiane; b) pour le 84 ^{ième} percentile.	87
Figure 4. 15 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et spectrales pour les poteaux de rive.	88
Figure 4. 16 : Effort axial dans le poteau de rive; résultats de l'approche proposée.	89
Figure 4. 17 : Efforts axiaux dans les poteaux de rive; comparaison de la méthode proposée, SRSS et sommation simple; a) par rapport à la médiane; b) par rapport au 84 ^{ième} percentile.	90
Figure 4. 18 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poutres	92
Figure 4. 19 : Efforts axiaux dans les poutres; résultats de la méthode proposée.	93

Figures du chapitre 5

Figure 5. 1 : a) Vue en plan du bâtiment; b) Treillis 8 étages, configuration chevron BRB simple;	98
Figure 5. 2 : Nouveaux séismes de subduction; a) Cascadia E; b) Cascadia F; c) Cascadia G; d) Cascadia H; e) Cascadia B; f) Calibration des séismes sur les spectres de réponse Cascadia.	101

Figure 5. 3 : Déplacement inter étage maximal; a) 50 ^{ième} percentile;b) 84 ^{ième} percentile.	104
Figure 5. 4 : Variation le long de la hauteur des déplacements inter étages; a) 50 ^{ième} percentile; b) 84 ^{ième} percentile.....	104
Figure 5. 5 : Accélération horizontale maximale pour tous les étages; a) 50 ^{ième} percentile; b) 84 ^{ième} percentile.....	105
Figure 5. 6 : Déformation maximale dans le segment central des diagonales BRB; a) 50 ^{ième} percentile; b) 84 ^{ième} percentile.	105
Figure 5. 7 : Résultats des IDA. 50 ^{ième} percentile des déplacements inter étage maximal.....	106
Figure 5. 8 : Résultats des IDA. 84 ^{ième} percentile des déplacements inter étage maximal.....	107
Figure 5. 9 : Rapport des efforts axiaux entre les analyses non linéaires et la force de plastification des diagonales BRB.	108
Figure 5. 10 : Rapport des forces axiales entre les analyses non linéaires, P_{EB} et modale, $P_{EB,RS}$	109
Figure 5. 11 : a) Schématisation de la sollicitation du BRB par le treillis élastique; b) Aire de la section d'acier des diagonales BRB pour les bâtiments de 8, 16 et 24 étages.....	110
Figure 5. 12 : Effort axial maximal dans les diagonales élastiques.	112
Figure 5. 13 : Effort axial dans les diagonales élastiques du premier étage à la fin des séismes.	113
Figure 5. 14 : Efforts axiaux dans les éléments d'un bâtiment de 12 étages à 105 secondes de la fin du séisme S09.	114
Figure 5. 15 : Modèle sur SAP 2000 représentant l'effet des BRB et P- Δ sur la structure, et effort axial dans les deux diagonales élastiques à la base. ...	115
Figure 5. 16 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et spectrale pour les poteaux de rive (méthode de sommation simple).....	117

Figure 5. 17 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poteaux de rive (méthode proposée originale).....	118
Figure 5. 18 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poteaux de rive (méthode proposée modifiée).....	119
Figure 5. 19 : Effort axial maximal dans le poteau central.	120
Figure 5. 20 : Captures instantanées des efforts axiaux pour les éléments du 6 ^{ième} et 7 ^{ième} niveau pour l'édifice de 12 étages soumis au séisme S01.	121
Figure 5. 21 : Comparaison des efforts obtenus des analyses non linéaires et ceux de conception.	123
Figure 5. 22 : Effet de la géométrie et des itérations sur la distribution des efforts dans les diagonales BRB.	124
Figure 5. 23 : Étages type pour une configuration Dual-BRB en split X	125
Figure 5. 24 : Efforts axiaux dans les poutres qui se situent du côté des BRB.....	125
Figure 5. 25 : Efforts axiaux dans les poutres qui se situent du côté des diagonales élastiques.....	126

Figures du chapitre 6

Figure 6. 1 : Comparaison entre les efforts de conception et des analyses non linéaires pour les éléments du système Split X pour une structure de 12 étages.....	131
Figure 6. 2 : Comparaison entre les efforts de conception et des analyses non linéaires pour les éléments du système Split X pour une structure de 20 étages.....	131
Figure 6. 3 : Déplacement inter étage maximal sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.....	136
Figure 6. 4 : Variation du déplacement inter étage maximal sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.	136

Figure 6. 5 : Accélération aux étages maximale sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.....	137
Figure 6. 6 : Courbure globale maximale sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages. ..	137
Figure 6. 7 : Efforts maximaux dans les diagonales élastiques en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.	138
Figure 6. 8 : Organigramme récapitulatif des principaux points pour la conception des Dual-BRB; Étape 1- Conception Statique Préliminaire.	141
Figure 6. 9 : Organigramme récapitulatif des principaux points pour la conception des Dual-BRB; Étape 2a- Conception dynamique, première analyse spectrale.....	142
Figure 6. 10: Organigramme récapitulatif des principaux points pour la conception des Dual-BRB; Étape 2b- Conception dynamique, deuxième analyse spectrale.....	143

Figures du chapitre 7

Figure 7. 1: Vue en plan du nouveau laboratoire de structure et dimensions de la table vibrante (adapté de Tremblay et al. 2005).....	149
Figure 7. 2: Bâtiment prototype retenu pour l'étude.....	150
Figure 7. 3: Modèle analytique du contreventement de 10 étages avec colonnes de gravité (prototype et modèle).....	153
Figure 7. 4: Résultats d'analyse du contreventement en acier pour le prototype et le modèle : a) Cisaillement à la base et déplacement au toit sous le séisme de Northridge Mw 6.7 R 44 (S07); b) Cisaillement à la base et déplacement au toit sous le séisme de subduction simulé Mw 8.5;.....	154
Figure 7. 5: Modèle numérique de la table vibrante et de son vérin hydraulique.....	156
Figure 7. 6: Comparaison entre le prototype et le modèle prévu dans le laboratoire	157

Figure 7. 7: Facteurs de sécurité pour le vérin et le renversement de la table vibrante .159

Figure 7. 8 :Vue en plan et en élévation du montage expérimentale pour le spécimen
en acier. (adapté de Tremblay et al. 2005)160

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Accélération.
A_c	Aire du segment central des BRB.
A_e	Aire équivalente pour les diagonales BRB.
A_j	Aire au niveau des connexions.
A_t	Aire de l'extrémité des diagonales BRB.
BRB	Buckling Restrained Brace.
C_{CC}	Effort de conception des poteaux intermédiaires.
$C_{CC, RS}$	Effort dans les poteaux intermédiaires provenant de l'analyse spectrale.
COV	Covariance d'une plage de données.
C_u	Capacité en compression.
C_u'	Capacité en compression post-flambement.
D	Charges mortes.
E	Module d'élasticité ou, Charges sismiques.
E_c	Déformation du segment central des BRB.
F_a	Facteur de fondation.
F_t	Force pour tenir compte des modes supérieurs dans la méthode statique équivalente.
F_v	Facteur de fondation.
F_y	Limite élastique de l'acier.
g	Gravité.
h_i	Hauteur de la structure.
h_s	Hauteur de l'étage.
i	Numéro d'étage étudié.
I_e	Facteur d'importance.
J	Coefficient de réduction pour les moments.
K_c	Rigidité du segment central.

L	Charges vives.
L_c	Longueur du segment central.
L_j	Longueur de la connexion.
L_m	Dimension pour modèle.
L_p	Dimension pour prototype.
L_t	Longueur des extrémités des diagonales BRB.
L_w	Longueur centre à centre.
M	Masse.
n	Nombre d'étage de la structure.
P_B	Effort dans les poutres.
P_{br}	Résistance pondérée des BRB.
P_{BRB}	Effort maximal transmis par les BRB.
P_{by}	Résistance à la plastification des BRB.
P_{EB}	Effort de conception des diagonales élastiques.
$P_{EB,RS}$	Effort dans les diagonales élastiques provenant de l'analyse spectrale.
PGA	Peak Ground Acceleration.
P_u	Résistance ultime de la diagonale BRB.
R_d	Facteur de modification de force pour la ductilité.
R_o	Facteur de modification de force pour la sur résistance.
S	Coefficient de réponse sismique.
SRSS	Square Root of the Sum of the Squares.
t	Temps en seconde.
T_a	Période fondamentale de vibration.
V	Effort de cisaillement à la base (méthode statique équivalente CNBC 2005).
W	Poids sismique de la structure.
Z_a	Facteur d'accélération au sol.
Z_v	Facteur de vitesse au sol.
α	Facteur d'échelle ou, Facteur de correction pour les diagonales élastiques.

Δ	Déplacement.
γ	Facteur de forme.
λ	Niveau de confiance.
ρ	Rapport de la largeur du treillis élastique sur la demi largeur du contreventement.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1.....173

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Le développement effréné des agglomérations des dernières décennies, combiné à la limitation des espaces de construction et la réticence des gens à trop s'éloigner des grands centres d'activités urbaines, ont favorisé l'éclosion de bâtiments multi étagés. Cette tendance ne semble pas s'essouffler, mais au contraire, une amplification est même appréhendée pour les prochaines années. En effet, que ce soit à vocation résidentielle, commerciale ou institutionnelle, ces bâtiments favorisent la concentration d'activités et facilitent leur accessibilité. Par ailleurs, avec leur architecture contemporaine et leurs matériaux de construction moderne, ce type de bâtiment est non seulement utilisé aux fins pour lesquelles ils ont été construits, mais aussi comme outils de rayonnement et comme marque de développement des métropoles. Nous assistons ainsi, à l'échelle planétaire, à une véritable course et à une soif de construire toujours plus haut.

Connaissant les différentes contraintes qui agissent durant la vie d'un édifice, construire haut n'est guère une chose facile. Ces structures sont à la merci du vent et surtout des tremblements de terre. Depuis 1990, plus de 150 séismes d'une magnitude supérieure à 6.0 ont été recensés annuellement. Aussi, plus de 500 000 personnes dans le monde, ont perdu la vie directement suite à un séisme (*United States Geological Survey, USGS* et du *Comité international de la Croix-Rouge*), et plusieurs millions se sont retrouvés sans abri. Suite aux séismes de Northridge, Californie, en 1994 et celui de Kobé, Japon, en 1995, les recherches ont permis de mieux comprendre les phénomènes sismiques et le comportement des structures face à ces derniers. Ainsi, plusieurs solutions ont été mises de l'avant pour mettre en application ces nouvelles connaissances et répondre de façon plus adéquate et efficace aux problèmes du comportement sismique des structures, que se soit pour de simples maisons familiales ou des édifices plus complexes et plus hauts.

1.1 Problématique

Contrairement aux structures dont le système de résistance aux charges latérales est en béton (principalement des murs de refends), celles qui sont contreventées en acier sont sujettes à des restrictions sévères dans plusieurs codes au niveau de leur hauteur ou de leur nombre d'étages, notamment dans le code national du bâtiment du Canada (CNBC 2005) et la norme CSA S16 (CSA 2001). Cette dernière traite des charpentes d'acier au Canada. En effet, quel que soit le système de résistance choisi, une limite pour le nombre d'étages maximal de la structure est suggérée. Par exemple, la limite est établie à 8 étages pour des contreventements concentriques tels les chevrons avec des poutres fortes, ou les contreventements en X conçus en tension et compression avec une ductilité modérée (Type MD). Elle est réduite à 4 étages si les contreventements en X sont conçus en tension seulement. Ces deux limites sont élevées respectivement à 12 et 8 étages si le concepteur considère des systèmes de type LD, à savoir à ductilité limitée. La limite de 12 étages s'applique aussi à d'autres systèmes de résistance en acier comme certaines catégories de cadres résistants aux moments et de refends en acier. Au-delà de cette limite, le concepteur doit étayer ses calculs de conceptions pour démontrer que la structure a une réponse inélastique stable, pendant et après la sollicitation sismique. Dans un projet, ces limitations peuvent parfois constituer un frein quant au choix d'un système de résistance aux charges latérales en acier, au dépend des systèmes en béton. Par conséquent, les études qui se font actuellement cherchent à améliorer ou à proposer de nouveaux systèmes de contreventement qui aboutiraient à une adoption dans les prochaines éditions des codes ou à une relaxation des contingentements concernant les limites de hauteurs. Les chercheurs sont tous d'accord pour dire que l'un des principaux problèmes des contreventements en acier est le mauvais comportement hystérétique des diagonales utilisées actuellement. Pour cette raison, beaucoup de nouveaux systèmes intègrent les BRB (*Buckling Restrained Braces*) dans leur concept. Ce type de diagonale, communément appelée diagonale à flambement contrôlé ou diagonale ductile confinée, a l'avantage de plastifier en compression, au lieu de flamber. Un exemple de

comportement hystérétique de ce type de diagonales est présenté dans la figure 1.1 a). Jusqu'à présent les BRB ont principalement été utilisés dans des systèmes concentriques, comme présenté dans la figure 1.1 b). Le Dual-BRB que l'on voit dans la figure 1.1 c), fait partie de ces nouveaux systèmes qui sont à leurs toutes premières étapes de développement. Ce système a été proposé pour la première fois par Tremblay en 2003 (Tremblay et Poncet 2004), et déjà les premières études ont montré des résultats très satisfaisants et nous encourageant à poursuivre les efforts pour continuer à le développer et à l'améliorer. En effet, après des études approfondies des comportements sismiques, des raisons d'effondrements des structures lors des événements sismiques passés, et des nouvelles avancées dans le domaine, ce système a été pensé pour corriger les lacunes décelées dans le comportement des systèmes existants et par conséquent être plus performant et plus efficace. Ainsi d'après les études de Tremblay et Poncet (2004), ce système démontre un comportement stable et permet, à première vue, d'être appliqué à des structures plus hautes que la limite permise, tout en étant économiquement viable à cause de la considération de charges sismiques plus faibles lors de la conception.

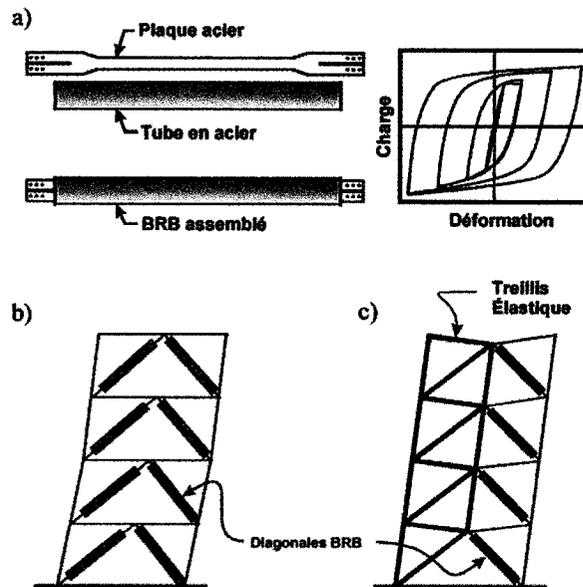


Figure 1.1 : a) Comportement hystérétique d'une diagonale BRB; b) Système de contreventement en chevron avec diagonales BRB; c) Système Dual-BRB.

1.2 Objectifs

L'objectif principal de cette recherche est de proposer une méthode de conception pour le système Dual-BRB. Cette méthode vise principalement à proposer au concepteur des lignes directrices de calculs qui vont lui permettre de prédire les efforts axiaux qui se développent dans les différents éléments du système et ainsi procéder à une conception qui se base sur des efforts proches de la réalité et donc plus économiques. Cependant, deux autres objectifs ont été fixés qui nécessiteront la réalisation de deux autres études. Le premier est en fait un prérequis à notre but principal, car nous chercherons d'abord à montrer que ce nouveau système a un meilleur comportement sismique que les systèmes existants et constitue une alternative envisageable à ces derniers. Cette étude va nous permettre aussi d'améliorer nos connaissances et notre compréhension du comportement sismique du système et ainsi pouvoir proposer des règles de calculs simples et précises. Une fois les développements terminés, le tout doit passer par une étape de validation qui se fait généralement en deux volets. Le premier reste dans le domaine analytique alors que le deuxième est expérimental. Avant de procéder avec ce dernier, notre objectif sera d'abord de trouver un moyen de vérifier le bon fonctionnement de la méthode qui sera proposée. La phase expérimentale est très importante dans un projet de ce genre et de cette envergure, car cela permet de corroborer les résultats numériques et d'apporter des éléments de réponse si des points sont restés en suspend durant l'étude. Notre mandat concernant cette partie est de commencer à planifier cette étape et à regrouper tous les éléments pertinents au programme expérimental, programme qui sera effectué par d'autres. Ceci comprend la conception préliminaire d'un modèle à échelle réduite du bâtiment prototype examiné qui sera testé sur la table vibrante, et la vérification que le comportement ainsi que les résultats prédits dans les analyses numériques pour le prototype concordent avec ceux obtenus pour le modèle à échelle réduite.

1.3 Méthodologie

Étant donné que l'étude porte sur un nouveau système, et que le but à atteindre est de proposer une procédure de conception, il est primordial de bien comprendre comment le système Dual-BRB fonctionne et connaître la performance sismique du système. Dans une première étape, nous allons faire une conception préliminaire du système en posant des hypothèses réalistes qui devront être validées par la suite dans les études ultérieures. En ce qui concerne la performance, nous prévoyons faire une comparaison entre les Dual-BRB et des systèmes qui sont déjà utilisés en pratique, en se basant sur le comportement global de chacun ainsi que sur les résultats de certains indicateurs qui seront préalablement choisis. La proposition de la méthode de conception se base principalement sur une étude approfondie des efforts dans les différents éléments du système. Plus précisément, nous chercherons à savoir comment ces derniers se répartissent et quels mécanismes ou quels phénomènes physiques sont à l'origine de ce comportement. Une fois l'étude terminée, les observations qui seront faites devront être traduites par une formulation mathématique pour les reproduire le plus fidèlement possible. Cette partie importante du projet sera alors suivie par une étape où nous chercherons à faire la validation de ce qui a été proposé. Pour ce faire, nous allons choisir une autre configuration du système et en faire la conception en suivant l'approche proposée. Cette étape va constituer non seulement une étape de validation, mais aussi une étape où des correctifs pourront être recommandés si cela est nécessaire ou même proposer d'autres études à effectuer ou à approfondir. Dans le cas où des recommandations sont faites, une deuxième validation devra être effectuée afin d'être cohérente avec notre raisonnement et notre procédure de recherche. Toutes ses études consisteront à faire des séries d'analyses numériques en utilisant divers logiciels complémentaires pour mener à bien l'étude et atteindre les objectifs fixés. La dernière étape de notre cheminement sera consacrée à l'étude de mise à l'échelle du bâtiment étudié en vue d'expérimentation en laboratoire, afin de prouver que le comportement

sismique obtenu des analyses numériques pourra être reproduit de façon fiable dans le laboratoire.

1.4 Organisation du mémoire

Le présent document fait état de toutes les étapes suivies pour atteindre les objectifs fixés. Il comprend huit chapitres. Le premier présente une introduction. Le second résume brièvement la revue de la littérature qui est faite sur le sujet, notamment en ce qui concerne les changements apportés dans le nouveau code national des bâtiments (CNBC 2005) au niveau de la conception parasismique, mais aussi un survol des systèmes existant et ceux qui sont prometteurs selon nous. Le chapitre se terminera par la présentation de la théorie de la mise à l'échelle qui nous servira à la fin de notre recherche. Le troisième chapitre traite de la conception préliminaire du système dual-BRB et de sa comparaison avec un système qui fait appel au contreventement concentrique conventionnel en chevron. Le quatrième chapitre aborde, dans un premier lieu, toute la partie concernant l'étude des efforts axiaux sismiques et leur répartition dans le système et, dans un second lieu, la présentation de la méthode retenue. La validation de l'approche sera faite dans le chapitre qui suivra, ainsi que certaines suggestions pour l'amélioration de la démarche à suivre. Dans le chapitre six, nous procédons à une deuxième validation, suite aux conclusions qui auront été faites dans le chapitre précédent. Le septième et avant-dernier chapitre, traite de l'étude de mise à l'échelle et de la validation de cette dernière par des analyses numériques. Finalement, une conclusion et des recommandations sont présentées dans le huitième chapitre. Tout au long de la recherche, quatre articles faisant état de l'avancement des travaux ont été rédigés en collaboration avec mon directeur de recherche pour être présentés lors de conférences internationales. Le premier a été préparé pour le « *4th Passive Control Symposium* » qui a eu lieu en novembre 2004 à Tokyo, Japon. Le deuxième quant à lui a été écrit pour le « *1st International Workshop on Advances in Steel Constructions* » qui a eu lieu en septembre 2005 à Ischia, Italie. Enfin le dernier a été écrit pour le « *8th U.S.*

National Conference on Earthquake Engineering » qui s'est déroulé en avril 2006, à San Francisco, Californie. La conception et la validation du modèle à échelle réduite pour essais futurs sur le simulateur sismique a aussi été présenté dans un article qui a été présenté à Nagoya, Japon en juillet 2005 dans le cadre de la « *1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering* ». Ces articles sont présentés à titre d'informations dans le CD-ROM qui accompagne ce mémoire.

CHAPITRE 2

REVUE LITTÉRAIRE

2.1 Introduction

Avant d'entamer un quelconque projet, il est primordial de bien en comprendre les rouages et les aspects qui le composent, et surtout ceux qui feront l'objet d'études plus pointues. Avec les moyens dont nous disposons aujourd'hui, il est souvent très facile de trouver l'information désirée. Dans un contexte de recherche, les articles de conférences, de revues techniques ou même les ouvrages de référence constituent un bon support et une mine de renseignements. Ce chapitre est totalement consacré à cette étape importante du projet, où nous essayons de synthétiser toute l'information que nous avons regroupée et qui nous paraît pertinente pour pouvoir mener à bien ce projet et atteindre les objectifs fixés.

Actuellement, les systèmes de résistances aux charges latérales qui font intervenir des BRB (*Buckling Restrained Braces*), sont pour la plupart encore au stade de développement, et rares sont les constructions qui utilisent déjà ce système. Dans ce cas, les principales sources d'informations sont quelques articles qui font état de l'avancement des recherches dans le domaine. En effet, au moment de débiter ce projet, les différents codes nord-américains ne contenaient ni clauses ni recommandations spécifiques pour ce nouveau système, et certains commencent à peine à les intégrer au fur et à mesure que la recherche progresse. Avec l'arrivée de la nouvelle édition du code national du bâtiment du Canada (2005), qui annonce une révision majeure de la façon d'aborder et de considérer l'aspect sismique dans la conception, nous avons décidé de présenter ce chapitre selon l'approche suivante. Parmi les quatre thèmes qui seront traités, nous présenterons en premier lieu, les différents changements qui ont été apportés sur le plan sismique dans le CNB 2005 et sur lesquels nous nous baserons tout

au long de l'étude. Par la suite nous essaierons de faire le point sur les principaux systèmes de contreventement qui sont déjà utilisés sur le marché, et de décrire de façon sommaire leurs avantages et leurs lacunes, mais aussi quelques règles de calcul que l'on retrouve dans la norme S16. Afin de corriger et d'améliorer le comportement sismique de ces systèmes, quelques solutions prometteuses ont été proposées au courant des dernières années et seront présentées en troisième partie. Suivra alors une section où nous présenterons la théorie qui sera utilisée dans la deuxième partie du projet, à savoir les principaux modèles mathématiques disponibles aux fins de la conception d'un modèle à échelle réduite en vue d'expérimentations sur le simulateur sismique.

2.2 Code national du bâtiment : édition 2005

Dans son édition de 2005, le code national du bâtiment a connu une restructuration majeure au niveau des clauses se rapportant au calcul des charges sismiques de conception. En effet, surtout depuis la dernière décennie, nos connaissances dans le domaine parasismique se sont développées de façon significative obligeant ainsi une mise à niveau des méthodes de calcul et des recommandations de l'édition précédente (CNB 1995). Depuis sa première édition en 1941, le code n'a cessé de s'adapter aux besoins et à l'importance grandissante du calcul sismique en passant, au fil des éditions, de quelques clauses dans l'appendice à un chapitre presque entier qui leur est consacré (Clause 4.1.8 du chapitre 4). Ces changements ont toujours visé à améliorer le niveau de protection des bâtiments et des structures en général, contre des phénomènes naturels inévitables qui ont causé par le passé des pertes matérielles, mais surtout humaines considérables. Dans ce qui suit, nous allons présenter de manière concise les principaux changements apportés dans l'édition de 2005, comparée à celle de 1995, ainsi que les impacts importants que cela aura sur la conception sismique des bâtiments. Comme nous le verrons un peu plus loin, le changement le plus notable et le plus direct, est la procédure de calcul des efforts de cisaillement de conception.

Dans les codes de 1985, 1990 et 1995, le risque sismique était décrit par deux paramètres, notamment la vitesse et l'accélération maximale au sol (Z_a et Z_v), puis amplifié par le facteur S (coefficient de réponse sismique) pour obtenir une force sismique qui dépend de la période de vibration. Pour mieux capturer les effets des séismes sur les structures, la Commission Géologique du Canada a décidé de représenter le risque sismique par des spectres de risque uniformes (SRU) pour chaque région géographique du Canada. Par ailleurs, dans cette dernière édition, la période de retour a aussi fait l'objet de modification, puisqu'elle est passée de 475 ans à 2500 ans. Cette diminution de la probabilité de dépassement, de 10% à 2% en 50 ans, s'est faite par souci d'uniformiser la marge de risque d'effondrement des bâtiments à travers le pays, mais aussi à cause du fait que l'on reconnaît maintenant que toutes les sources de conservatisme, lors de la conception et de la construction, confèrent aux structures une sur-résistance qui représente une réserve que le concepteur peut mettre à contribution pour résister à des séismes plus importants. En se basant sur ce changement de philosophie, une nouvelle formulation pour le calcul du cisaillement à la base a été proposée dans le CNB 2005. Pour des fins de comparaisons, nous la présentons en parallèle avec celle du code de 1995 dans le tableau 2.1.

Comme il apparaît dans le tableau, l'idée de base derrière l'approche statique est restée inchangée, mais sa formulation a été légèrement modifiée. Ainsi, des paramètres comme le coefficient de fondation, le facteur de modification de force, ou même la période de vibration des structures qui n'apparaît pas explicitement dans la formule, sont définis différemment, par rapport au CNB 1995. Le facteur de modification de force R , est un des changements les plus importants dans cette nouvelle édition. Dans les anciens codes, ce facteur marquait la reconnaissance du fait qu'il était primordial de permettre aux structures de pouvoir répondre de façon inélastique pendant de grands séismes, tout en conservant leur intégrité structurale et leur résistance. Ce facteur est toujours présent dans le nouveau code, mais il a été séparé en deux facteurs, R_d et R_o , ce qui a permis de dissocier de manière explicite les notions de ductilité et de sur résistance d'un système. La notion de sur-résistance a longtemps soulevé d'importants questionnements et a

souvent été associée au facteur U qui représentait le niveau de protection des structures (Tso 1992). Ce facteur, égal à 0.6, a été introduit dans le code de 1990 pour calibrer la force sismique de conception, et pour tenir compte du fait que la procédure de calcul était très conservatrice. Ainsi, dans le tableau 4.1.8.9 du code, est associé à chacun des systèmes de résistance aux charges latérales décrits, un facteur R_d , lié à la ductilité et un facteur R_o , à la sur résistance. Le tableau 2.2 donne les valeurs pour ces deux paramètres selon de type de système.

Tableau 2. 1 : Formule de cisaillement à la base selon les éditions 1995 et 2005 du CNB.

Paramètres	NBC 1995	NBC 2005
Force sismique latérale minimale	$V = \left(\frac{V_e}{R} \right) U$ $V_e = v \cdot S \cdot I \cdot F \cdot W$	$V = \frac{S(T) M_v I_E W}{R_d R_o}$ $S(T) = F_a S_a(T) \text{ ou } F_v S_a(T)$
• Facteur du niveau de protection	$U = 0.6$	N'existe plus
• Facteur d'importance	$I = 1.0, 1.3 \text{ ou } 1.5$	$I_E = 1.0, 1.3 \text{ ou } 1.5$
• Coefficient de fondation	$F = 1.0, 1.3, 1.5 \text{ ou } 2.0$	F_a et F_v dépendent de la classe du sol et de l'intensité des mouvements de sols. $0.7 \leq F_a \leq 2.1$ et $0.5 \leq F_v \leq 2.1$
• Paramètre de risque sismique	$v =$ rapport de vitesse de la zone ; probabilité de dépassement de 10% en 50 ans.	$S_a(T) =$ accélération spectrale pour 5% d'amortissement; probabilité de dépassement de 2% en 50 ans.
• Coefficient de réponse sismique	S est fonction de T et de Z_a/Z_v	Équivalent à $M_v S_a(T)$
• Facteur pour modes supérieurs	Inclus dans le coefficient de réponse sismique pour les longues périodes.	M_v est fonction de T , type de système, et la forme du spectre de réponse. $0.4 \leq M_v \leq 2.5$
• Facteur de modification de force	$1.0 \leq R \leq 4.0$	$R_d R_o : 1.0 \leq R_d \leq 5.0$ et $1.0 \leq R_o \leq 1.7$

Tableau 2. 2 : Facteurs de modification de force liés à la ductilité R_d et à la sur résistance R_o pour les systèmes structuraux en acier.

Type de SRCL	R_d	R_o
• Cadres résistants aux moments		
○ Ductile	5.0	1.5
○ Ductilité modérée	3.5	1.5
○ Ductilité limitée	2.0	1.3
• Contreventements concentriques		
○ Ductilité modérée	3.0	1.3
○ Ductilité limitée	2.0	1.3
• Contreventements excentriques ductiles	4.0	1.5
• Panneaux d'acier en cisaillement		
○ Ductile	5.0	1.6
○ Ductilité modérée	2.0	1.5
• Constructions conventionnelles pour les cadres rigides, les contreventements et les murs de cisaillement.	1.5	1.3
• Autres systèmes de résistance	1.0	1.0

La méthode statique équivalente dans le CNB 1995 repose, entre autres, sur l'hypothèse que la réponse dynamique d'une structure peut être traduite par un seul mode de vibration et la période fondamentale T_a . Malgré cela, les effets des modes supérieurs sont tout de même pris en compte de façon simplifiée en modifiant la force sismique de conception et la distribution des efforts tranchants et des moments sur la hauteur de la structure. L'effet des modes supérieurs est ainsi simulé par l'ajout d'une force F_t au sommet de la structure, et en appliquant le coefficient de réduction J , aux moments de renversements à la base. Cette approche est maintenue dans le nouveau code, quoique légèrement modifiée par l'introduction du facteur M_v . Mais le principal changement est la mise au premier plan de l'analyse modale. En effet, cette dernière est recommandée pour la conception sismique. Dans le code 1995, cette dernière était plutôt réservée aux structures avec des irrégularités, entre autres, de masse ou de rigidité. La principale raison était de pouvoir obtenir une meilleure distribution des forces dans la

structure et tenir compte des modes supérieurs, qui ne sont pas adéquatement représentés dans la méthode statique. Ce gain d'importance de la méthode dynamique est lié au fait que maintenant le risque sismique est représenté en terme d'accélération spectrale, ce qui permet de baser notre analyse dynamique sur une meilleure estimation des mouvements de sol, à la probabilité de dépassement spécifiée. Cependant même si cette méthode est devenue une procédure normale, il y a toujours le risque que les forces calculées soient sous estimées, car les paramètres qui sont utilisés sont à la discrétion du concepteur et ne sont pas spécifiés par le code. Ainsi, pour diminuer le risque de divergence des résultats et pour éviter le choix de paramètres inappropriés, le code impose certaines limites en rapport avec la méthode statique équivalente, pour s'assurer que l'utilisation de l'une ou de l'autre méthode, aboutisse à des résultats cohérents et comparables. Nous pouvons citer comme exemple, la force de cisaillement à la base obtenue par la méthode dynamique, qui ne doit pas être plus petite que 80% de celle obtenue par l'analyse statique, pour les bâtiments réguliers. Cette limite est augmentée à 100% de la valeur statique pour les structures irrégulières. L'un des derniers changements importants à souligner et la prise en compte des séismes de subduction lors de la conception. En effet, en Amérique du Nord, les séismes peuvent avoir différentes caractéristiques qui varient considérablement selon la zone où l'on se situe. Le long de la côte ouest des États-Unis et du Canada, la présence d'une zone de subduction active connue sous le nom de Cascadia, où la plaque océanique sombre sous la plaque continentale, permet à des séismes de longues durées de se produire dont la magnitude évaluée est supérieure à 8. Des recherches comme celles de Tremblay et Atkinson (2001) ou celles de Tremblay et Tirca (2004) sur des contreventements avec un Zipper allant jusqu'à 12 étages étaient la cible d'instabilités dynamiques à cause de la longue durée du séisme qui favorisait l'accumulation de demande inélastique jusqu'au point de rupture de la structure. Le grand potentiel d'engendrer des dommages des séismes de subduction Cascadia, rend leur inclusion indispensable dans notre recherche. Ce type de séisme sera alors décrit plus précisément dans les chapitres suivant.

Dans son article, Heidebrecht (2003) s'est penché sur la question afin d'essayer d'évaluer l'impact et l'ampleur de ces changements sur la conception des structures et leur comportement sismique, en se basant uniquement sur des comparaisons entre les cisaillements à la base, calculés par les deux éditions du code (1995 et 2005). Dans son étude Heidebrecht (2003) a considéré les systèmes de résistances aux charges latérales les plus utilisés, et a procédé aux calculs pour trois villes du Canada (Toronto, Montréal et Vancouver) correspondant, respectivement, aux trois principales zones de risque sismique (bas, moyen et élevé). Selon les résultats obtenus, l'auteur indique qu'il est difficile de tirer de simples conclusions et que la complexité de l'ensemble des changements introduits, fait en sorte que les forces calculées varient aléatoirement selon chaque paramètre. Même si une tendance, que l'on peut qualifier de générale se dessine, à savoir que les forces augmentent pour les courtes périodes et diminuent pour les longues, cela reste dépendant grandement des circonstances et des différents facteurs en jeu. Toutefois, l'auteur mentionne que ces changements sont nécessaires pour faire une mise à jour des connaissances, et ont pour objectif d'apporter plus de cohérence et d'uniformité contre le risque sismique à la grandeur du pays, et plus de protection pour le public.

2.3 Contreventements courants

Au fil des ans, au fur et à mesure que notre compréhension du comportement des systèmes de résistance aux charges latérale s'est développée, plusieurs types de contreventements ont été proposés. Certains ont alors été adoptés et appliqués à différentes structures, contrairement à d'autres qui sont restés de simples propositions. La complexité des phénomènes sismiques, et toutes les contraintes économiques, n'ont pas permis jusqu'à date, de proposer des systèmes sans failles que l'on puisse utiliser dans toutes les situations. En effet, tous les systèmes qui sont actuellement sur le marché ont des avantages, mais aussi des inconvénients qui limitent leur utilisation dans certaines circonstances. Les codes jouent d'ailleurs un rôle majeur, en dirigeant et en conseillant le concepteur sur la façon de procéder. Il faut aussi voir les codes comme des

moyens d'informer et de diffuser l'information concernant les derniers développements au fur et à mesure que les recherches évoluent. En poursuivant sur cet ordre d'idées, nous allons présenter dans les pages qui suivent une synthèse concernant les principaux systèmes de contreventements, en mettant l'emphase sur certaines de leurs lacunes et sur les conclusions des récentes études qui ont été conduites à leur sujet.

2.3.1 Comportement sismique des contreventements concentriques.

D'après une étude menée par Heidebrecht (2003), presque 50% des structures à l'est du Canada, utilisent des contreventements concentriques en acier. Ce système est en effet très populaire, car il est facile à concevoir, mais aussi à ériger sur le chantier. De plus, si ce système est bien conçu, il répond de manière efficace et satisfaisante aux sollicitations sismiques de petites et moyennes envergures. Parmi les configurations les plus utilisées dans ce système, il y a la configuration en X ou en Split X (X sur deux étages) et la configuration en chevron (V inversé). Ces derniers paraissent être plus avantageux économiquement pour résister aux charges latérales dans les structures d'aciers de basse et moyenne hauteur. Par rapport aux contreventements conventionnels en X, les chevrons requièrent des diagonales plus courtes et moins de connexions, ce qui réduit considérablement les coûts de fabrication et d'érection. De plus, ils facilitent la tâche aux architectes pour placer des ouvertures. La configuration en chevron permet aussi aux diagonales d'offrir un support aux poutres au centre de leur portée, et de n'induire aucune force axiale supplémentaire provenant des charges latérales, sur les colonnes de l'étage. Cependant, lorsque des séismes plus importants surviennent, les contreventements concentriques sont limités par leur faible capacité de dissiper de l'énergie, mais aussi par la probabilité de fracture des diagonales et le risque de rupture brutale des éléments et des connexions. De plus, dans les bâtiments multi-étagés, ces systèmes sont susceptibles de favoriser le développement d'étages souples, ce qui est principalement dû à la mauvaise redistribution des efforts sur la hauteur de la structure ce qui finit par causer l'effondrement de la structure par instabilité dynamique. Tremblay et Robert (2001) sont arrivés à ces conclusions dans leurs études où ils ont mis

en évidence qu'un grand nombre des structures avec des contreventements en chevron de plus de quatre étages subissaient de grandes déformations dépassant la limite du code et pouvant conduire à l'effondrement de la structure.

En examinant la courbe d'hystérésis d'une diagonale de contreventement présentée dans la figure 2.1, nous remarquons très bien l'handicap de ce système, à savoir la capacité en compression C_u est rapidement atteinte et le flambement survient dès la première incursion dans le domaine inélastique, entraînant ainsi une forte dégradation dans les cycles suivants pour atteindre la capacité post flambement C'_u . Les recherches attribuent ce type de comportement à l'effet de Baushinger, aux déformations résiduelles hors plan et, possiblement, au flambement local au niveau de la rotule plastique. De plus, à chaque cycle les diagonales tendues subissent des déformations permanentes. Elles ne peuvent donc mobiliser leur capacité en tension à nouveau que si des déformations plus grandes sont imposées.

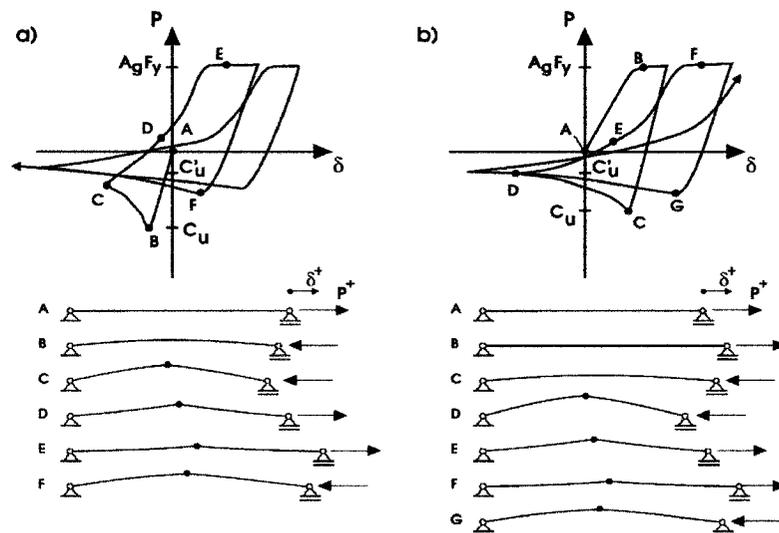


Figure 2. 1 : Réponse inélastique typique d'une diagonale de contreventement sous une charge cyclique. a) chargée initialement en compression. b) chargée initialement en tension (Source : Tremblay et Robert (2000)).

Dans un contreventement en chevron, les diagonales perdent de leur capacité après le flambement et un déséquilibre des forces se crée entre les diagonales tendues et

comprimées, ce qui engendre des forces supplémentaires sur la poutre, en plus des charges de gravité et des charges axiales, et entraîne la plastification de la poutre avant que la diagonale tendue ne puisse mobiliser toute sa capacité. Ce comportement résulte en une perte soudaine de résistance latérale, et crée inévitablement de grandes déformations. Plusieurs études (Remennikov et Walpole 1998, Tremblay et Robert 2000 et 2001) ont montré que pour améliorer le comportement il faut utiliser des poutres plus fortes, capables de résister à la force verticale qui se développe dans la membrure tendue, après le flambement de la diagonale comprimée. Cette solution mène souvent à des structures qui ne sont pas très économiques à cause de la grande quantité d'acier que requièrent les poutres pour bien performer. Malgré cela, cette approche a déjà été intégrée dans les récents codes américains (AISC 1997; ICBO 1997), et dans la dernière édition de la norme CSA S16-01. En effet, Remennikov et Walpole (1998) suggèrent que l'exigence sur la capacité de la poutre soit moins sévère et que la considération que d'une fraction de la résistance en traction de la diagonale dans la conception n'a pas d'effet préjudiciable sur la réponse globale du système. Tremblay et Robert (2000, 2001) ont réalisés une série de simulation pour éventuellement valider cette approche et faire des recommandations quant à son utilisation. Leur étude qui porte sur des structures de 2 à 12 étages, montre que les contreventements conçus avec une poutre robuste ont un comportement plus stable, et peuvent être utilisés dans des structures jusqu'à 8 étages. Pour des bâtiments de 2 et 4 étages, les poutres peuvent être conçues pour un effort dans les diagonales tendues égales à 60% de leur résistance plastique.

La grande majorité des chercheurs s'accordent à dire que plusieurs autres paramètres sont responsables du comportement inélastique des contreventements concentriques. En essayant de mieux les prédire et de les optimiser, il est certain que le comportement global n'en sera qu'amélioré. Le premier de ces paramètres est l'élancement des diagonales. Dans ce cas, la norme CSA S16.1 impose des valeurs maximales, afin d'assurer un comportement cyclique satisfaisant. Les deux autres paramètres qui influencent le comportement de ce système sont le risque de fracture des diagonales et des connexions. La prochaine section traite brièvement de ces points.

2.3.2 Principaux facteurs d'influence sur le comportement des contreventements concentriques.

Le comportement hystérétique des diagonales des contreventements concentriques n'est pas la seule cause de la mauvaise performance sismique du système. D'autres facteurs importants influencent grandement ce comportement. Parmi eux, mentionnons l'élanement des éléments, le risque de fractures et la fiabilité des assemblages. Ces trois facteurs que nous allons présenter brièvement dans les lignes qui suivent ont en effet, fait l'objet de plusieurs études ces dernières années.

Plusieurs études expérimentales (Remennikov et Walpole 1997, Nordenson 1984, Black et al. 1980, Jain et Goel 1978, Khan et Hanson 1976) ont montrées que la capacité de dissipation de l'énergie des diagonales diminue lorsque l'élanement de ces dernières augmente. Suite à ces études, les normes nord-américaines ont fixé des limites d'élanements pour assurer un minimum de capacité pour les diagonales à dissiper de l'énergie et ainsi avoir un comportement dynamique stable. Nous pouvons citer comme exemple le cas de la norme CSA S16-01 où le rapport d'élanement est limité à 200 pour les systèmes à ductilité modérée ($R=3.0$) comme les systèmes en tension compression ou pour les chevrons avec poutre forte. Cette limite est augmentée à 300 pour les systèmes en tension seulement ne dépassant pas deux étages. Des valeurs d'élanement comparables à celles-ci sont prescrites dans d'autres codes et normes notamment au Japon et en Nouvelle-Zélande (SNZ 1997). Toutefois, tous ces efforts déployés pour limiter l'élanement et retarder le flambement des diagonales, se sont accompagnés par l'apparition du problème de fracture des diagonales. Ce problème est d'autant plus préoccupant, car il conduit inévitablement à un dysfonctionnement majeur du système de résistance en place et peut avoir des conséquences graves.

Les chercheurs s'intéressent depuis longtemps (1980) au concept des fractures dans les diagonales et tentent de mieux comprendre ce problème pour essayer de prédire son apparition. Depuis quelques années, l'utilisation de sections tubulaires rectangulaires est devenue très répandue à cause de leur efficacité en compression et de leur aptitude à satisfaire les limites du code concernant le rapport d'élanement maximal. Cependant,

quelques tests sur des diagonales simples (Gugerly 1982; Foutch et al. 1987; Lee & Goel 1987; Liu 1987; Bertero et al. 1989; Fukuta et al. 1989; Walpole 1996; Pons 1997; Shaback 2001) ainsi que des observations après des séismes récents (Tremblay et al. 1995, 1996), ont montré que ce type de section est susceptible de se fracturer à cause du flambement local des parois du tube à l'endroit de la rotule plastique qui se crée sous les forces cycliques de compression et du flambement global.

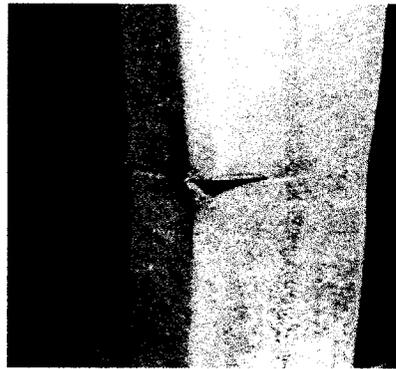


Figure 2. 2 : Fracture d'une diagonale de contreventement (source : Tremblay et al. 2003)

Le phénomène s'avère plus grave dans la configuration en X à cause d'une rotation anticipée plus prononcée. Tremblay et al. (2003) ont procédé à une large série de tests pour valider l'utilisation de la longueur effective de profilés tubulaire dans la conception et pour développer des modèles qui puissent prédire les déformations hors plan et le moment de l'apparition de la fracture dans la membrure comprimée. Dans ces tests, 14 diagonales simples et 10 en configuration en X ont été soumis à des séries de cycle quasi statique ou l'amplitude des déplacements a été augmentée progressivement. Tremblay et al. (2003) ont observé que dans tous les cas, sauf deux, une rupture des diagonales par fracturation s'est produite. Pour les diagonales simples, la fracture s'est développée au centre alors que pour les diagonales en X la fracture a été observée au milieu de la demi-longueur de la diagonale, dû au flambement en forme de S de celle-ci. De plus, il est apparu que ce phénomène se produit à un niveau de ductilité moindre pour les diagonales en X comparativement aux diagonales simples. Dans cette même étude, Tremblay et al. (2003) ont aussi proposé un modèle qui permet de prédire la déformation hors plan des diagonales tubulaires et de déterminer la ductilité maximale qu'elles

peuvent atteindre avant la fracture. Comme d'autres tests sont recommandés par l'auteur et que le sujet dépasse quelque peu nos objectifs, nous ne présenterons pas ce modèle. Cependant, il est intéressant de préciser qu'il fait intervenir le rapport d'élanement et le rapport b/t (largeur/épaisseur de la paroi) qui fait aussi l'objet de restrictions dans la norme CSA-16-01.

Le dernier facteur que nous allons aborder concerne les assemblages. Dans la pratique courante, la conception des assemblages des diagonales est basée sur les principes de conception par capacité. En effet, la capacité en tension des diagonales est utilisée pour concevoir le gousset ainsi que les soudures qui relient le gousset à la poutre et au poteau. Malgré les différentes recommandations des codes quant à la conception des assemblages, par exemple de la règle du $2t$ pour les goussets afin de permettre la plastification du gousset et la rotation de la diagonale lorsqu'elle flambe, de récentes études (Roeder et al. 2005) montrent que la façon de faire actuelle laisse planer certaines incertitudes sur le bon comportement des connexions. En effet, toutes les hypothèses qui entourent la conception des éléments des assemblages dépendent de la précision avec laquelle le concepteur prédit les mécanismes de transfert des charges et leurs amplitudes. Parmi les dernières études faites sur le sujet, mentionnons celle d'Herman et al. 2005, qui expose une approche différente et propose de prendre un gousset dont l'extrémité libre a une forme elliptique plutôt que droite comme c'est le cas dans la pratique courante et aussi un espacement de $6t$ au lieu de $2t$, ce qui selon leurs tests a permis d'atteindre de plus grandes déformations et des modes de ruptures plus ductiles.

2.4 Propositions de contreventement prometteuses

Après les séismes de Northridge (1994) et de Kobe (1995), le besoin de concevoir des structures encore plus sécuritaires a pris une grande ampleur. Malgré notre meilleure compréhension, les améliorations apportées aux systèmes déjà existants sur le marché, et les recommandations de plus en plus strictes introduites dans les codes, des dysfonctionnements importants comme ceux décrits dans la partie précédente ont été

observés particulièrement dans des systèmes de contreventement en acier. Ceci a donné un élan considérable aux chercheurs et concepteurs, qui depuis ont proposé de nombreux systèmes innovateurs qui déjà à leur stade embryonnaire promettent des résultats très encourageants. Le faible comportement hystérétique des contreventements concentriques conventionnels a souvent été mis en cause, poussant ainsi les chercheurs à privilégier dans leurs nouvelles approches des systèmes dont le comportement hystérétique est largement amélioré. Ses systèmes offrent généralement les mêmes avantages que les systèmes déjà existants (simples et efficaces), mais éliminent leurs points faibles, c'est à dire présentent une meilleure réponse inélastique, un comportement hystérétique plus stable et plus symétrique, et une plus grande capacité de dissiper de l'énergie. Dans cette partie nous nous proposons de présenter certains de ces systèmes en les décrivant de manière très générale.

2.4.1 Les Diagonales BRB.

Les BRB, acronyme de « Buckling Restrained Braces », sont un nouveau type de diagonale qui a vu le jour au Japon à la fin des années 80 et proposé par le professeur Watanabe (1988). Ce type de diagonale a été inventé pour essayer de répondre au problème de flambement que connaissent les diagonales d'acier conventionnelles utilisées jusqu'à présent dans les différents systèmes de contreventement en acier. Avant l'apparition des diagonales BRB pour résoudre ce problème il fallait concevoir les diagonales pour les empêcher de flamber, ce qui devenait très rapidement contraignant et surtout dispendieux. Les BRB contournent le problème de façon simple et efficace, ce qui fait que leur popularité n'a cessé d'augmenter ces dernières années et beaucoup de recherches sont faites à leur sujet.

Comme nous le voyons dans la figure 2.3 (a), le système consiste à insérer une plaque d'acier enveloppée d'un matériau non adhérent comme le polyéthylène dans un tube d'acier, rempli de mortier. Cependant, cette configuration n'est pas la seule à être utilisée et depuis ces dernières années une multitude de configurations ont été proposées tel que montré dans les figures 2.3 (b), (c), et (d). Le flambement étant empêché à cause

du confinement du noyau central, la plaque peut alors plastifier en tension et en compression. Au Japon les BRB étaient d'abord utilisés comme des amortisseurs, et n'étaient donc pas utilisés comme le système principal de dissipation d'énergie. Par contre au Canada et aux États-Unis, ce type de diagonale fait l'objet de plusieurs études pour éventuellement être intégré dans les codes, comme un système de résistance aux charges latérales à part entière et comme système principal de dissipation d'énergie.

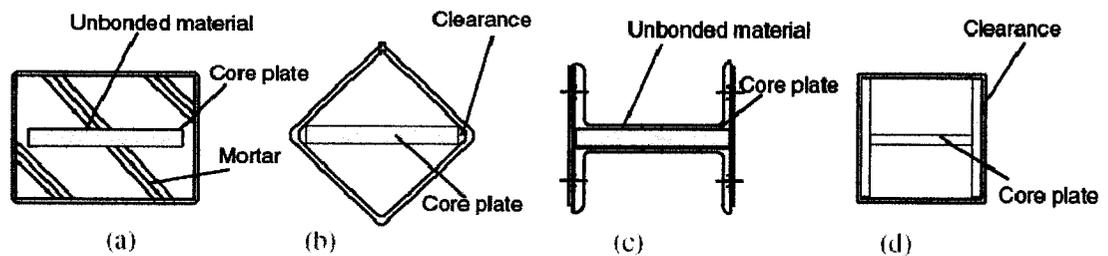


Figure 2.3 : Différentes configurations de BRB (source : Iwata 2004)

Comme le flambement est empêché, plusieurs études (Wada et Nakashima, 2004, Iwata, 2004 et Tremblay, 2001) ont montrées que le système possède un comportement cyclique très stable et symétrique et peut satisfaire un niveau de déformation élevé. Ceci lui confère l'avantage d'avoir une grande capacité à dissiper de l'énergie. Pour une diagonale comme celle présentée à la figure 2.3 (a) soumise à un chargement cyclique, nous obtenons une courbe hystérétique type telle que présentée dans la figure 2.4.

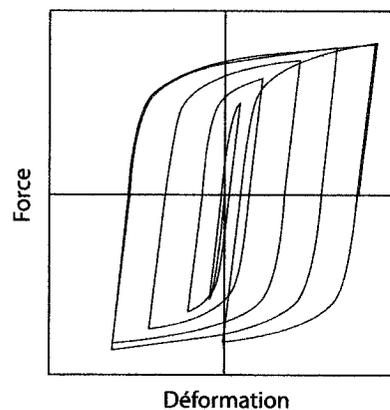


Figure 2.4 : Courbe hystérétique type pour une diagonale BRB.

2.4.2 Contreventement en chevron avec colonne au centre (Zipper CBF)

Le « Zipper CBF » constitue un nouveau type de contreventement, proposé par Khatib et al. (1988), afin de répondre aux lacunes que l'on connaît des contreventements en chevron. Telle que montrée dans la figure 2.5, cette nouvelle configuration consiste à ajouter une colonne au centre des chevrons, et de la concevoir de façon à avoir un comportement essentiellement élastique, ce qui permettra au mécanisme de flambement des diagonales en compression de se faire sur la hauteur de la structure et ainsi dissiper plus d'énergie.

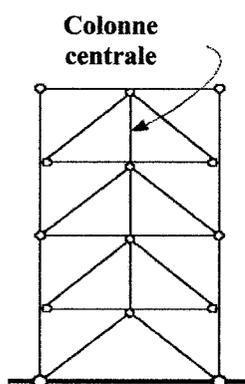


Figure 2. 5 : Système en chevron avec colonne centrale

Plusieurs méthodes de conception pour cette colonne ont été proposées, celle de Khatib et al. (1988), consiste à utiliser une combinaison probabiliste des composantes verticales des forces à chaque étage lorsque le déséquilibre des forces se produit. Une autre approche, proposée par Sabelli, consiste à spécifier pour le « Zipper » les mêmes rigidités en tension et compression que les diagonales à l'étage sous-jacent et de prévoir aussi un comportement inélastique. Malgré que ces deux méthodes donnent des résultats satisfaisants dans certains cas, il reste qu'elles sont sensibles à certains paramètres comme la hauteur des structures et le type de sollicitations considérées, dû aussi à une mauvaise prédiction des efforts dans le « zipper ».

Tremblay et Tirca (2003) ont aussi proposé une méthode qui devrait mieux représenter le comportement de ce type de contreventement, et plus précisément de mieux évaluer les forces de compression et de traction engendrées dans la colonne

centrale. Cette méthode consiste à considérer différentes séquences de flambements et la distribution des forces qui en résultent. Dans leur étude, Tremblay et Tirca (2003) démontrent que le cas le plus critique concernant la compression dans le « Zipper » est lorsque le flambement est initié au sommet de la structure et se propage vers la base de celle-ci. Ce phénomène est principalement dû à l'influence des modes supérieurs pour les structures élancées. Ainsi, à un étage donné la force de compression maximale se produit lorsque toutes les diagonales en compression des étages au dessus ont flambé et celle de l'étage sous-jacent est sur le point de flamber, mais toujours capable de développer sa pleine capacité en compression, C_u (figure 2.6 a). Dans la méthode proposée, les auteurs ont aussi supposé que les diagonales flambées imposaient, une force axiale correspondante à leur capacité post flambement, C_u' . La même approche a été considérée pour la tension, à la différence que le phénomène se produit lorsque le flambement commence à la base et se propage vers le haut de la structure, résultat de la prédominance du premier mode pour les petites structures, ou lorsque les édifices sont soumis à des sollicitations contenant des accélérations de longue durée et dans la même direction (figure 2.6 b).

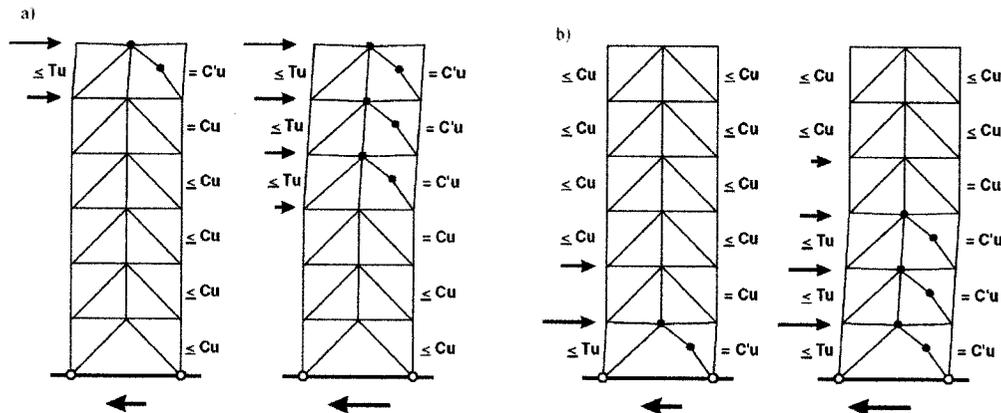


Figure 2. 6 : Mécanisme et distribution des forces lors de la conception lorsque le flambement s'initie : a) à l'étage supérieur, b) au premier étage (source : Tremblay et Tirca 2003).

Malgré que les résultats des analyses soient très encourageants, les auteurs ne recommandent pas d'utiliser ce type de contreventement pour des bâtiments de plus de 4

étages surtout s'ils sont exposés à des séismes de subduction, car la possibilité d'instabilité dynamique, pour des bâtiments plus élancés, est toujours possible même si la colonne centrale répond de manière élastique. Pour essayer de corriger la situation, Leon et Yang (2004) proposent une approche similaire, qu'ils ont appelée la méthode du « Zipper suspendu », mais qui se base aussi sur la prévention du flambement des diagonales du dernier étage, ce qui selon eux élimine le développement du mécanisme de rupture qui se forme sur toute la hauteur de la structure. Leurs premiers résultats ont montré que ce système a une plus grande résistance et un comportement plus ductile que les « Zippers » ordinaires. Ils ont aussi noté une diminution de la tendance des étages souples à se former dans des systèmes en chevron sans avoir à utiliser des poutres robustes. Cependant, les auteurs soulignent que le désavantage de ce système réside dans le fait que les efforts transmis aux diagonales du dernier étage augmentent grandement avec le nombre d'étages de la structure, et ils pensent qu'une limitation sur la hauteur sera nécessaire.

2.4.3 Système de contreventement à dissipation d'énergie par flexion.

Ce système a été proposé par Tremblay et al. (2004). Son comportement s'apparente beaucoup à un mur de refend en béton armé à flexion contrôlée, à savoir que la dissipation d'énergie se fera principalement par un comportement en flexion des poteaux et aussi la possibilité de formation d'une rotule plastique au pied de la structure.

À la base, ce système est un contreventement en chevron auquel une colonne centrale est ajoutée, pour relier toutes les poutres ensemble, et ce, jusqu'à la fondation. Les poteaux de rive du système sont remplacés par des BRB sur les deux premiers niveaux, tel qu'illustré dans la figure 2.7. Un autre élément important de ce type de contreventement sont les poutres qui s'étendent de la colonne centrale à celles adjacentes aux colonnes de rive du contreventement, qui sont alors interrompues à chaque étage et jouent le rôle de liens verticaux obligeant les étages et la structure de se comporter comme un ensemble lorsque les déformations plastiques se développent dans les BRB. Les poutres agissent ainsi à chaque étage comme une série de stabilisateurs

diminuant la rotation du système et augmentent sa capacité à contrer le moment de renversement. Ces dernières sont conçues pour se comporter de façon élastique ce qui procure à la structure une meilleure rigidité après la plastification des BRB et contribuent aussi au recentrage de la structure.

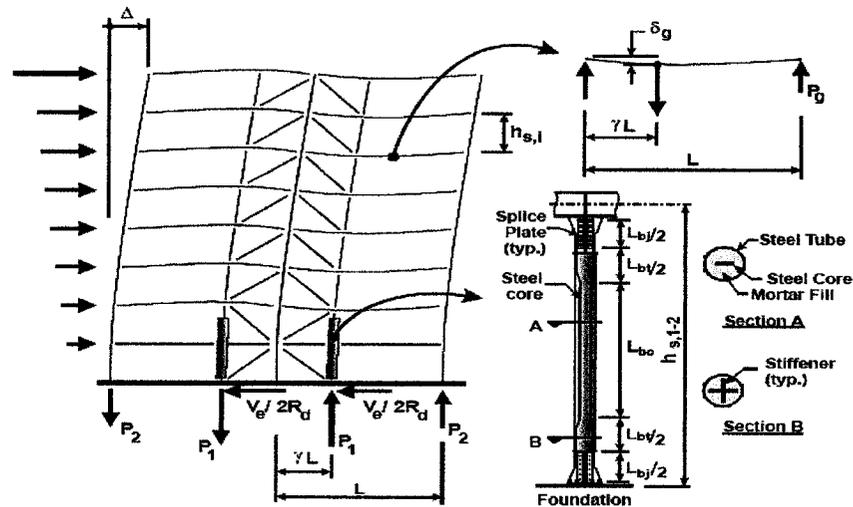


Figure 2. 7 : Système de contreventement à dissipation d'énergie par flexion la structure (source : Tremblay et al. 2004).

Suite aux analyses effectuées sur différentes hauteurs de bâtiments (4,8 et 16 étages), présumés dans la région de Vancouver, des résultats concluants ont pu être observés puisque aucune instabilité dynamique n'a été enregistrée même pour l'édifice de 16 étages et les déplacements et rotations aux étages étaient en dessous de la limite permise par le code. Pour les bâtiments de 8 et 16 étages, des BRB supplémentaires ont été ajoutés comme poteaux à mi-hauteur, pour atténuer l'effet des modes supérieurs. L'objectif d'éliminer la très forte demande en déplacement à certains étages dans les contreventements conventionnels, a été atteint, mais il reste toutefois certains aspects et certaines hypothèses au niveau de la méthode de conception à améliorer et à approfondir, comme l'utilisation de deux séries de BRB (à la base et aux étages intermédiaires) sur les bâtiments élancés et aussi d'analyser l'influence de la géométrie et du type de sollicitation sur le comportement du système.

2.4.4 Les systèmes Duals.

La notion de Dual est une notion très nouvelle qui est apparue il y a quelques années. Comme son nom l'indique les systèmes de type Dual font intervenir deux systèmes, qui pour la plupart du temps sont complémentaires, dans le sens où chacun essaie d'apporter une solution aux lacunes de l'autre. Cette nouvelle approche commence à être très populaire, car jusqu'à maintenant tous les systèmes existants ont certains défauts qui doivent être comblés pour arriver à un comportement sismique satisfaisant. Plusieurs systèmes ont été proposés, parmi eux celui de Uang et Kiggins (2005), qui suggèrent d'intégrer des diagonales BRB dans un cadre résistant aux moments. Ce dernier, en plus de dissiper de l'énergie par rotation au niveau des connexions, joue aussi le rôle d'un système de recentrage qui permet de minimiser les déformations résiduelles. Les analyses menées sur des structures de 3 et 6 étages, ont montrées une diminution d'environ 17% des déplacements inter étages enregistrés et 60% au niveau des déplacement résiduels, lorsque le cadre résistant aux moments est combiné avec des diagonales BRB.

Tremblay (2003) a proposé le Dual-BRB comme nouveau système pour exploiter au maximum le potentiel d'une structure à dissiper de l'énergie. Comme nous le présentons dans la figure 2.8, le système est constitué de deux treillis verticaux, le premier où l'énergie est dissipée par plastification en compression et en tension des BRB, et le second qui est conçu pour demeurer essentiellement élastique. Le rôle de ce dernier est de prévenir la formation d'étage souple en uniformisant les déformations des étages et en redistribuant les efforts efficacement sur la hauteur du bâtiment lors du séisme.

Tremblay et Poncet (2004) ont fait des études analytiques sur différents types de contreventement, notamment les contreventements concentriques conventionnels en Split X, les contreventements en chevron avec des BRB et le Dual-BRB. L'étude a porté sur des bâtiments allant jusqu'à 16 étages pour les trois configurations. Comme ce nouveau système n'est pas encore intégré dans la norme, un facteur de sur-résistance R_o de 1.3 et un facteur de ductilité R_d de 4.0 ont été utilisés comparativement à 3.0 pour les

autres systèmes. Un R_d de 4.0 s'apparente à celui utilisé pour les contreventements excentriques qui dissipent l'énergie principale par la plastification en cisaillement du fusible (segment central de la poutre).

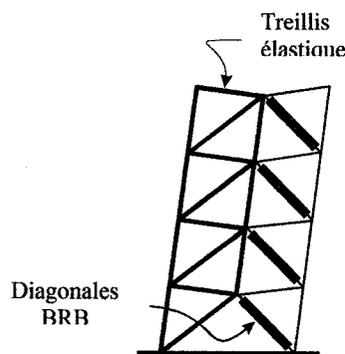


Figure 2. 8 : Système de contreventement combinant des BRB et un treillis élastique.

Les conclusions tirées après comparaisons des différents comportements, montrent que l'utilisation des BRB dans une configuration en chevron n'a pas d'impact significatif sur la stabilité de la structure, surtout pour les structures les plus élancées. Malgré un comportement hystérétique plus stable et plus performant, le système ne possède pas de surcroît de résistance latérale lorsque la plastification débute à un niveau donné, contrairement au CBF conventionnel où une légère augmentation, de la résistance en cisaillement provenant de la plastification de la membrure en tension, se produit au flambement de la diagonale comprimée. Toutefois, les BRB représentent toujours une meilleure solution, à cause de la plus faible demande sur les éléments qui sont protégés par la conception par capacité et du bas risque de facture. D'un autre côté, lorsque les BRB sont couplés avec un treillis élastique (Dual-BRB), le système s'avère beaucoup plus performant en développant environ 50% plus de résistance que les systèmes précédents, avec un léger apport d'acier supplémentaire. Cette augmentation de résistance lui confère une meilleure protection contre l'instabilité dynamique et dépend de la résistance et de la rigidité des membrures qui forment le treillis élastique. Malgré un R_d de 4.0, donc conçu pour un effort tranchant moindre, les dual-BRB ont mieux performé et montrent qu'ils ont plus de réserve et peuvent supporter des séismes

qui ont une amplitude 2.5 fois plus grande que le séisme de conception. Parmi les travaux futurs évoqués par les auteurs, il y a l'étude de façon plus approfondie du comportement du treillis élastique et la proposition d'une éventuelle méthode de conception. C'est ce que nous nous proposons de faire tout au long de ce rapport.

2.5 Théorie de modélisation

Les techniques expérimentales sont un outil primordial dans le domaine de la recherche. En effet, elles permettent aux chercheurs de trouver des réponses lorsque les connaissances théoriques atteignent leur limite, mais aussi servent souvent à valider et à étayer leurs découvertes. Dans le domaine du génie civil, puisque la plupart du temps, l'ingénieur est confronté à des structures de grande échelle, ce dernier doit se tourner vers la modélisation à échelle réduite pour pouvoir réaliser un volet expérimental. Dans le cadre de cette recherche, l'objectif est de faire une partie de l'étude pour préparer un programme expérimental. En effet, la réussite d'un tel programme repose beaucoup sur une bonne préparation et planification. Dans cette partie nous nous proposons de décrire brièvement les principales étapes de la théorie de la modélisation. Notre objectif premier n'étant pas de faire des essais au laboratoire nous allons présenter que les notions les plus importantes pour permettre au lecteur de se familiariser avec cette science et de mieux comprendre des analyses présentées dans le chapitre 7. Pour avoir plus de détail sur ce sujet, la thèse de doctorat de Moncarz (1981) constitue une bonne source d'information et présente plusieurs références sur le sujet.

La modélisation dans le domaine parasismique vise essentiellement à prédire la réponse dynamique d'un prototype par le biais d'un modèle réduit testé au laboratoire. Pour ce faire, le chercheur doit développer une série de fonctions de corrélation qui donne une correspondance directe entre le prototype et le modèle. Ces lois de mise à l'échelle sont aussi connues sous le nom de similitudes. La théorie des similitudes repose sur l'analyse dimensionnelle qui est un outil analytique très puissant puisqu'il fait le lien entre toutes les variables pertinentes impliquées dans un phénomène physique

quelconque. En effet, chaque phénomène physique peut être décrit par une équation dimensionnelle homogène du type :

$$Q_1 = F(Q_2, Q_3, \dots, Q_n) \quad [2.1]$$

où n est le nombre total de variables pour décrire le phénomène. Q_1 est une quantité qui dépend des variables Q_2 à Q_n . Mais selon le théorème de Buckingham (le théorème Pi), toutes équations dimensionnelles comme celle présentée ci-haut peuvent être transformées et écrites en une équation comportant des produits adimensionnels (Π_1 à Π_{n-N}) formés chacun par une combinaison des quantités physiques Q_2 à Q_n . La forme générale de cette équation est la suivante :

$$\Pi_1 = F(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-N}) \quad [2.2]$$

où N est le nombre d'unité de base pour décrire les quantités physiques.

Chaque quantité physique peut être exprimée par la combinaison de quantités de base. Dans le domaine de l'ingénierie, les quatre quantités de bases les plus communes sont la force, F , la longueur, L , le temps, T , et la température, Q . Dans certains livres de référence, la force est remplacée par la masse M .

Les équations 2.1 et 2.2 sont identiques puisqu'elles décrivent le même phénomène physique, mais à cause de la forme adimensionnelle de l'équation 2.2, pour atteindre la similitude entre le prototype et le modèle, cette dernière équation doit s'appliquer également pour les deux. Ainsi, une similitude parfaite permet d'avoir :

$$(\Pi_1)_p = (\Pi_1)_m, \text{ et } (\Pi_2)_p = (\Pi_2)_m, \dots, (\Pi_{n-N})_p = (\Pi_{n-N})_m \quad [2.3]$$

et s'écrit aussi sous la forme :

$$(\Pi_1)_r = \frac{(\Pi_1)_p}{(\Pi_1)_m} = 1, (\Pi_2)_r = \frac{(\Pi_2)_p}{(\Pi_2)_m} = 1, \dots, (\Pi_1)_r = \frac{(\Pi_{n-N})_p}{(\Pi_{n-N})_m} = 1 \quad [2.4]$$

Généralement, l'analyste doit faire face à deux difficultés importantes. La première est d'exprimer le phénomène physique de manière adéquate avec le bon nombre de quantités physiques. Les quantités moins influentes sur le comportement étudié doivent être mises de côté pour ne pas trop contingenter le modèle, mais l'oubli d'une quantité importante peut mener à des résultats erronés. Deuxièmement, il est parfois impossible de reproduire fidèlement toutes les propriétés du prototype, en particulier lorsque l'on veut reproduire le comportement du matériau ou les conditions de chargement. Dans ces cas, l'analyste doit avoir un bon jugement et faire des compromis qui mènent à des modèles dits distordus. Ces modèles sont appelés ainsi lorsque certaines des égalités de l'équation 2.4 ne peuvent être atteintes ($\neq 1$). Cependant, ces modèles peuvent fonctionner quand même si les résultats peuvent être corrigés pour tenir compte de cette distorsion. Dans le cas contraire, lorsque la distorsion n'engendre aucune correction et que son effet sur les résultats est acceptable, on parle de modèle de premier ordre. Dans le domaine parasismique, c'est ce type de modèle qui est le plus utilisé. Deux variantes de ce dernier sont majoritairement décrites dans la littérature. La première, est le modèle avec simulation de masse artificielle (modèle de masses ajoutées), dans lequel des masses supplémentaires sont attachées au modèle, pour pouvoir simuler l'effet de gravité et les forces d'inertie. Ce modèle est aussi utilisé lorsqu'il est difficile de trouver un matériau pour le modèle qui simule bien le matériau avec lequel le prototype est construit et que l'analyste décide d'utiliser ce même matériau dans son modèle. Lorsque la gravité n'est pas un facteur important dans l'étude, par exemple, lorsque les charges de gravité sont très faibles et n'induisent que de faibles contraintes, comparativement aux contraintes générées par le séisme, un modèle sans simulation de gravité peut être utilisé. Dans ce cas précis le rapport a/g peut ne pas être égale à 1, ce qui parfois aide à obtenir des modèles plus simples. Mais le scénario idéal reste quand même le modèle parfait (*true replica*), où toutes les lois et tous les rapports de similitude sont respectés. Pour ce type de modèle, le plus grand défi est le choix des matériaux et souvent c'est ce choix qui détermine le facteur d'échelle, noté l_r . Le tableau 2.3 présente les lois de similitudes des trois modèles décrits ci-haut.

Cependant quelque soit le modèle qui convient, les variables qui permettent de décrire un modèle peuvent être réparties en quatre grandes familles. La première regroupe toutes les propriétés géométriques, comme les distances, les longueurs ou les angles, etc. Les propriétés des matériaux comme les propriétés mécaniques, électriques, thermiques ou magnétiques forment la deuxième famille. Par la suite, l'analyste doit définir les conditions initiales et aux frontières de son modèle, comme les conditions d'appuis, la température et les contraintes initiales si tel est le cas. Enfin, la dernière famille contient tout ce qui influence le modèle de l'extérieur. On les appelle aussi des effets environnementaux, comme le déplacement dans le temps dû à un séisme, des variations de température et même les forces de gravités. Pour une liste plus complète des variables les plus utilisées, Moncarz (1981) en présente une dans le chapitre 4 de sa thèse.

Tableau 2.3 : Loi de similitudes les plus utilisées.

Paramètres de similitude	Type de Modèle				
	Modèle Parfait	Premier ordre			
		Masses ajoutées	Sans forces de gravité (1)	Sans forces de gravité (2)	
Longueur	l_r	l_r	l_r	l_r	l_r
Temps	t_r	$l_r^{1/2}$	$l_r^{1/2}$	$l_r(E/\rho)_r^{-1/2}$	l_r
Fréquence	ω_r	$l_r^{-1/2}$	$l_r^{-1/2}$	$l_r^{-1}(E/\rho)_r^{1/2}$	l_r^{-1}
Vitesse	v_r	$l_r^{-1/2}$	$l_r^{-1/2}$	$(E/\rho)_r^{1/2}$	1
Gravité	g_r	1	1	Négligée	Négligée
Accélération	a_r	1	1	$l_r^{-1}(E/\rho)_r$	l_r^{-1}
Masse volumique	ρ_r	E_r/l_r	**	ρ_r	1
Déformation	ε_r	1	1	1	1
Contrainte	σ_r	E_r	E_r	E_r	1
Module élastique	E_r	E_r	E_r	E_r	1
Rigidité spécifique	$(E/r)_r$	l_r	**	$(E/\rho)_r$	1
Déplacement	δ_r	l_r	l_r	l_r	l_r
Force	F_r	$E_r l_r^2$	$E_r l_r^2$	$E_r l_r^2$	l_r^2
Énergie	$(EN)_r$	$E_r l_r^3$	$E_r l_r^3$	$E_r l_r^3$	l_r^3

(1) Matériaux pour prototype et modèle différents. (2) Matériaux pour prototype et modèle identiques.

** Voir exemple dans Moncarz (1981) pour le calcul de ces ratios.

2.6 Résumé

La revue de littérature que nous avons effectuée et résumée brièvement dans cette partie, nous a permis de mieux préparer le cheminement qui va être suivi dans le cadre de cette recherche. En effet, les études qui seront conduites vont reposer sur les dernières recommandations du code national du bâtiment (CNB 2005). De ce fait, nous baserons ces dernières sur des analyses dynamiques (modales). Nous tiendrons aussi compte, pour l'évaluation de notre système et la proposition d'une méthode de conception, des résultats obtenus d'analyses faisant intervenir des séismes de subduction (Cascadia). Par ailleurs, les lectures concernant les systèmes qui sont déjà adoptés dans les codes, comme les contreventements concentriques conventionnels, ont montré la nécessité de développer des systèmes encore plus performants au niveau sismique puisqu'ils sont souvent limités dans leur efficacité, par le flambement en compression et le risque de fractures des diagonales, mais aussi la rupture fragile des connexions. Ainsi pour essayer de contourner certaines de ces lacunes les codes suggèrent pour ces systèmes des limites de hauteur, ce qui les rend plus difficiles à utiliser dans certains cas où d'autres systèmes sont privilégiés comme les murs de refend ou des cadres résistant au moment. Il a aussi été vu que la tendance de ces dernières années est de développer des systèmes utilisant des BRB, justement pour répondre au problème de flambement des diagonales et exploiter de manière plus efficace la capacité à dissiper de l'énergie des structures. Parmi ces systèmes, celui qui se démarque le plus et qui s'avère très prometteur est le système Dual-BRB. En effet, les premières recherches sur ce système ont permis de montrer qu'il peut être utilisé de manière efficace dans des structures assez élancées, au-delà des limites de hauteur suggérées par les normes pour les systèmes existants. De plus, ce système a montré des comportements plus stables et moins susceptibles à la formation d'étages souples. Enfin, l'utilisation d'un facteur de modification de force pour la ductilité, R_d , de 4.0, semble être adéquat pour ce système ce qui permettrait de faire des économies substantielles, puisqu'il sera conçu pour des forces de cisaillements à la base plus faibles que ceux des contreventements concentriques conventionnels, pour qui un R_d de 2.0 ou 3.0 est permis.

CHAPITRE 3

ÉTUDE PRÉLIMINAIRE ET COMPARATIVE DU COMPORTEMENT DES DUAL-BRB

3.1 Introduction

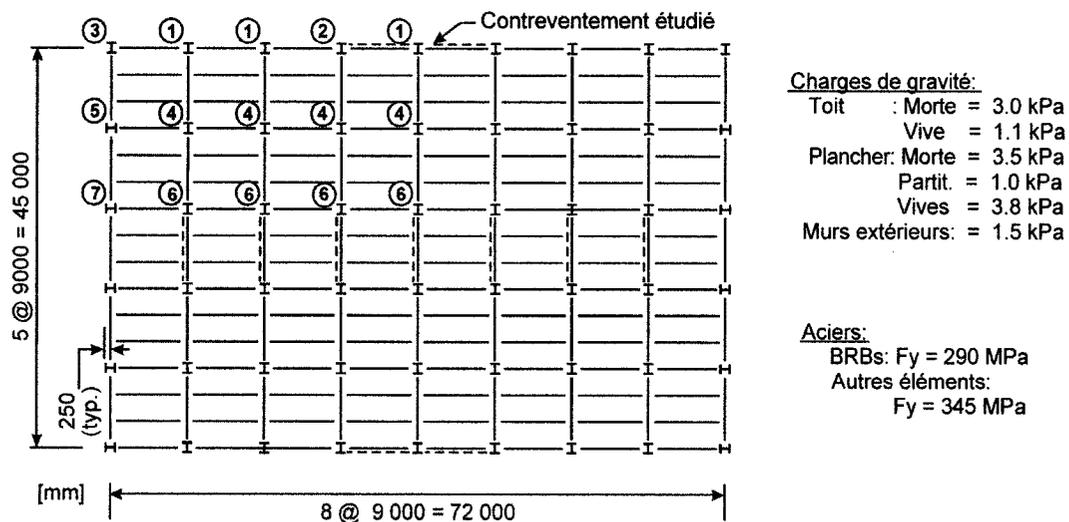
Une étude comparative sur le comportement des contreventements Dual-BRB a récemment été menée par Tremblay et Poncet (2004), mais cette dernière comportait certaines limitations, comme entre autres, l'utilisation de la méthode statique équivalente lors de la conception et le choix d'un modèle hystérétique bilinéaire simple. On se propose dans cette étude de repousser quelque peu ces limites, tout en essayant de se donner de bonnes bases pour ne pas avoir à faire beaucoup de changement quand viendra le temps de raffiner la méthode de conception. Par la même occasion, nous nous familiariserons de façon plus approfondie avec ce nouveau système et ainsi nous pourrons mieux le comparer aux systèmes déjà existants et de savoir si effectivement il représente une bonne solution alternative. Pour ce faire, ce chapitre est divisé en trois grandes parties. Dans la première, on fera la conception et la modélisation des bâtiments que nous aurons choisis. Suivra alors une section où l'on présentera toutes les simulations réalisées ainsi que leurs résultats. Nous terminerons par quelques recommandations sur ce qui devrait être fait pour mieux optimiser la conception de ce système de résistance aux charges latérales.

3.2 Bâtiments étudiés

3.2.1 Choix et description des bâtiments

Tremblay et Poncet (2004) ont étudié des structures allant jusqu'à 16 étages et supposées localisées à Vancouver, B.C., Canada. Ces structures ont été comparées avec des systèmes conventionnels tels que les contreventements concentriques en X ou en chevron, lorsque soumis à des séismes intra plaque. Cependant, des études récentes ont

montré que sur la côte ouest des États-Unis et du Canada, le long de la zone de subduction Cascadia, des séismes de longue durée sont susceptibles de se produire. Ces derniers se caractérisent par un signal qui s'étale sur une longue période (environ 100 s), et peuvent avoir un impact très important sur le comportement sismique des structures. Afin d'inclure ce type de séisme dans notre étude nous avons choisi comme site la ville de Victoria, B.C., qui est à proximité de cette zone de subduction, contrairement à Vancouver. De plus, pour nous assurer de la représentativité d'un large éventail de structures, nous avons décidé d'étudier 5 bâtiments, considérés comme des édifices à bureaux de 8, 12, 16, 20 et 24 étages avec une hauteur d'étage de 4 mètres. Pour les fins de comparaison, nous avons considéré deux systèmes de résistance aux charges latérales, à savoir une configuration en chevron formée de diagonales BRB conventionnelles et la configuration Dual-BRB. Par simplicité, nous avons alors choisi des bâtiments réguliers en plan et en élévation dont la configuration d'un étage typique et telle que montrée dans



la figure 3.1.

Figure 3. 1 : Vue en plan de l'édifice étudié et charges utilisées

Le bâtiment est contreventé dans les deux directions principales, 7 contreventements individuels dans la direction nord sud et 4 autres couplés deux par deux selon la longueur de l'édifice. Pour ces derniers, cette configuration a été privilégiée, car elle contrôle de façon plus efficace les déplacements dus à la flexion

globale du contreventement. De plus, ceci nous a permis de nous assurer que le vent ne domine pas la conception. Ainsi, comme montré dans la figure 2.2 pour le cas d'une bâtisse de 8 étages, 4 diagonales BRB sont utilisées pour la configuration en chevron alors que seulement 2 sont nécessaires pour les Dual-BRB. Les diagonales en périphérie font partie du treillis élastique.

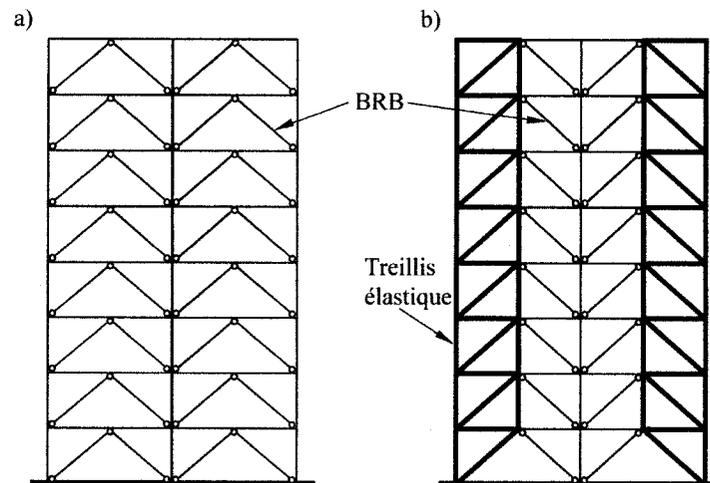


Figure 3. 2 : Contreventement vue en élévation pour un bâtiment de 8 étages : a) Système en chevrons; b) Système Dual-BRB.

3.2.2 Conception des bâtiments avec système en chevron

La conception des bâtiments choisis est faite selon les prescriptions de la norme CSA-S16-01 et du nouveau code national du bâtiment (Heidebrecht 2003) dont la dernière mise à jour devrait paraître au courant de la présente année. Dans le CNB 2005, la force sismique latérale est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$V = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_o R_d} \quad [3.1]$$

Cette approche appelée méthode statique équivalente peut être utilisée pour des structures régulières d'au plus 60 mètres de haut et dont la période fondamentale T_a est inférieure à 2.0 secondes. Pour des contreventements en acier, on spécifie dans le CNB que la période doit être égale à $0.025h_n$, ou h_n est la hauteur totale. Cette période peut cependant être majorée par un facteur pouvant atteindre 2 s'il s'avère que la période du

bâtiment déterminée par une analyse modale, est plus grande que celle calculée par la formule empirique citée précédemment. Le spectre de calcul utilisé pour Victoria a été établi à partir des valeurs d'accélération spectrales obtenues de la commission géologique du Canada (Adams et Alchuk 2003). Ce spectre est illustré à la figure 3.3.

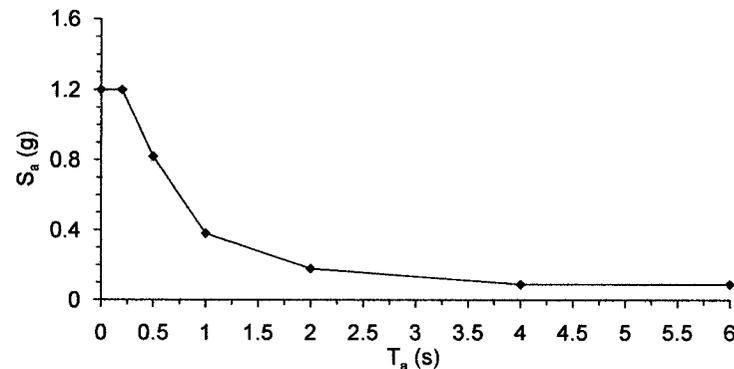


Figure 3.3 : Spectre d'accélération pour la ville de Victoria, B.C., Canada.

Par ailleurs, pour la conception nous avons supposé un sol de classe C pour lequel les facteurs de fondation $F_a = F_v = 1.0$. Pour le facteur des modes supérieurs, M_v , s'est avéré égal à 1.0, quelque soit la période fondamentale T_a calculée (voir tableau 4.1.8.11 du CNB 2005). Les bâtisses sont considérées d'importance normale, ce qui implique un $I_E = 1.0$. En ce qui concerne les facteurs de modification de force R_d et R_o , aucune valeur n'est prescrite jusqu'à présent dans les codes pour des systèmes avec des BRB, mais à cause de la ressemblance du comportement hystérétique avec celui des contreventements excentriques pour qui les codes spécifient un facteur $R_d = 4.0$, nous avons décidé d'adopter cette valeur. Cette même valeur a aussi été considérée dans Tremblay et Poncet 2003 et Tremblay et al. 2004. Aussi, ces auteurs ont proposé une valeur de 1.3 pour représenter la sur résistance anticipée, R_o , de ce système.

Comme en témoigne le tableau 3.1, la majorité des édifices étudiés (4 sur 5) ne respecte pas les critères (hauteur et période de vibration) pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente. Dans ce cas, le code prescrit de se tourner vers une approche dynamique, comme la méthode du spectre de réponse (méthode modale), qui a

la permet de mieux représenter la distribution des forces de cisaillement sur la hauteur du bâtiment comparativement à la distribution triangulaire inversée proposée par l'approche statique. Mentionnons aussi que dans le tableau 3.1 les périodes présentées pour chaque bâtiment incluent le facteur 2.0 tel que décrit précédemment.

Tableau 3. 1 : Paramètres de conception et propriétés dynamiques des bâtiments avec chevron BRB et Dual-BRB

N_b Étages	8	12	16	20	24
W (MN)	114	172	231	289	348
h_n (m)	32	48	64	80	96
T _a (s)	1.6	2.4	3.2	4.0	4.8
V/W (%)	4.0	2.7	2.7	2.7	2.7
BRB Chevron - Dual-BRB*					
T ₁ (s)	2.22 - 1.68	3.48 - 2.70	4.28 - 3.43	5.02 - 4.21	5.62 - 4.73
T ₂ (s)	0.81 - 0.56	1.24 - 0.90	1.48 - 1.12	1.69 - 1.35	1.93 - 1.53
T ₃ (s)	0.50 - 0.30	0.72 - 0.47	0.84 - 0.58	0.93 - 0.69	1.09 - 0.79
M ₁ (%)	79 - 76	76 - 73	73 - 70	70 - 68	71 - 67
M ₂ (%)	92 - 91	90 - 89	89 - 87	86 - 86	88 - 86
M ₃ (%)	96 - 96	95 - 94	94 - 93	91 - 92	93 - 92

* Les valeurs en gras dans le tableau représentent les résultats pour les Dual-BRB.

Dans cette étude, nous avons donc procédé à une conception itérative qui a débuté par une conception selon la méthode statique équivalente pour la configuration en chevron, suivie d'une succession de cycles d'analyses et de conception jusqu'à l'obtention d'une convergence sur la distribution des efforts dans les différents éléments du contreventement. Ce processus intègre aussi le principe de conception par capacité. Pour chacun des 5 bâtiments, ce processus n'a requis que cinq ou six itérations pour atteindre la convergence. Cependant à chaque itération, il a fallu s'assurer de respecter la limite de $T_a=2*0.025h_n$ imposée par le code, car la période obtenue par la méthode dynamique était toujours supérieure à cette limite, comme présenté dans le tableau 3.1. La conséquence de cette limite, combinée avec le plancher imposé sur la valeur de V calculée ($V(T_a) \geq V(T_a=2.0s)$), a fait que tous les bâtiments de 12 étages et plus ont été conçus pour des forces latérales représentant 2.7 % de leur poids sismiques respectifs.

Par ailleurs, pour uniformiser le niveau de protection sismique et pour profiter de la meilleure répartition des efforts avec la méthode dynamique, le code propose de calibrer les résultats de l'analyse en ajustant le cisaillement à la base jusqu'à concurrence de 80% de celui calculé par l'équation de la méthode statique équivalente (Équation 2.1). En appliquant cette proposition nous obtenons un ratio des cisaillements à la base, dynamique sur statique, égale à 0.8 tel que montré à la figure 3.4. On remarque que la demande prédite sur la hauteur du bâtiment des analyses dynamiques est néanmoins légèrement inférieure à celle prédite par la méthode statique et que cet écart se creuse davantage dans les deux derniers étages pour tous les bâtiments, mis à part ceux de 8 et 12 étages.

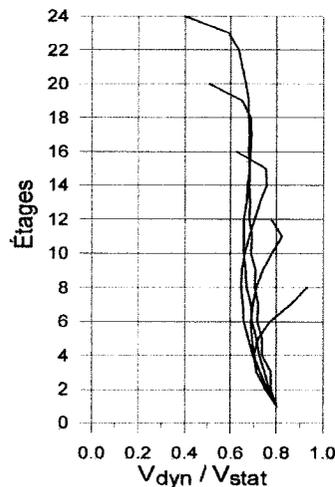


Figure 3. 4 : Rapport des forces de cisaillement aux étages obtenus des méthodes dynamique et statique.

3.2.3 Conception des bâtiments avec Dual-BRB

La spécificité et la force de ce type de contreventement sont l'interaction entre deux systèmes qui ont des comportements et rôles différents à jouer. En effet, les diagonales BRB dissipent de l'énergie et limitent les efforts par la plastification du segment central. Cependant, le treillis élastique, comme son nom l'indique, doit être conçu pour demeurer élastique et redistribuer la demande inélastique sur la hauteur de la structure et ainsi prévenir la concentration d'une demande inélastique excessive qui pourrait conduire à la formation d'un mécanisme de rupture sous la forme d'étages

souples et l'effondrement de la structure. Dans cette étude, nous avons opté pour une approche très simple qui, selon nous, serait un bon point de départ pour une conception préliminaire de ce système. L'approche repose sur l'idée que la diagonale élastique, à un étage donné, doit développer une résistance nécessaire pour accommoder les mêmes efforts que ceux subits par la diagonale BRB voisine, sans pour autant plastifier. Par cette approche nous pouvons faire le parallèle avec le principe des déplacements égaux de Newmark et Veletsos (1960), présenté à la figure 3.5. Dans notre cas, au lieu de permettre un certain niveau de ductilité pour les diagonales élastiques, nous empêchons la plastification de ces dernières en leur conférant une résistance plus grande. Cela consiste à prendre une résistance équivalente à celle de la diagonale BRB adjacente multipliée par un facteur α .

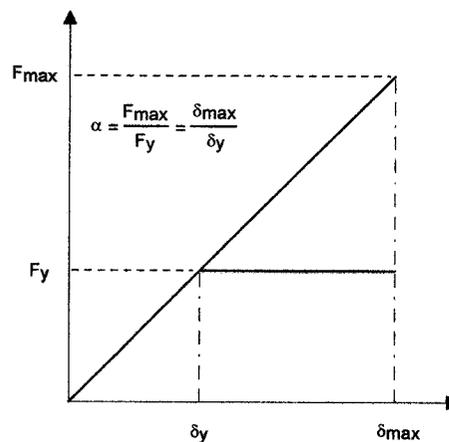


Figure 3.5 : Comportement d'une structure selon le principe des déplacements égaux.

Pour des fins de comparaison, nous nous sommes basés sur la conception faite auparavant, ainsi pour les diagonales BRB les mêmes sections ont été conservées et les changements n'ont été apportés qu'aux éléments du treillis. Comme choix de conception, nous avons décidé d'utiliser la même diagonale élastique sur 4 étages consécutifs. Dans Tremblay et Poncet 2003, la même diagonale a été utilisée sur toute la hauteur ce qui nous a paru beaucoup trop conservateur surtout pour des bâtiments de 16 étages et plus. La diagonale considérée dans les calculs est celle qui se trouve au bas du groupe, car c'est elle qui subit les plus grands efforts. Nous avons utilisé un α égale à 4,

car cela correspond au facteur de modification de force pour la ductilité R_d utilisé dans la conception des chevrons BRB. En ce qui concerne les colonnes de rives et centrale, la figure 3.6 illustre l'approche adoptée.

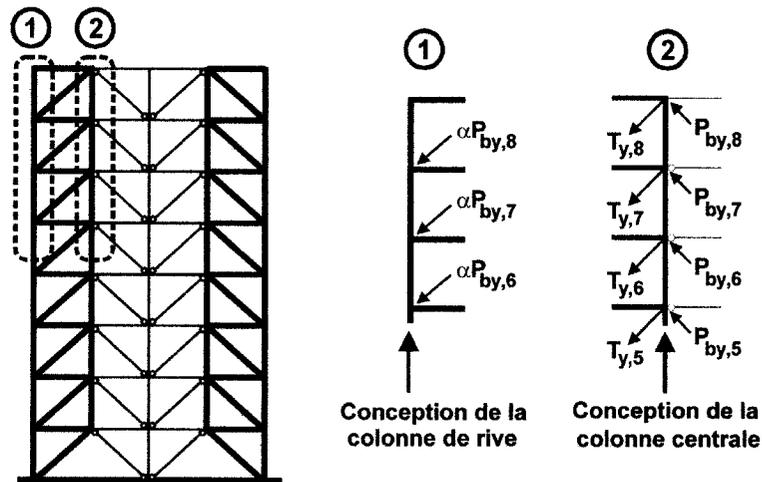


Figure 3. 6 : Conception des poteaux de rive et central dans le système Dual-BRB.

Pour concevoir la colonne de rive, nous avons considéré la combinaison, des charges de gravité et de la composante verticale des forces maximales provenant des diagonales des étages au dessus. Pour tenir compte du fait que les diagonales, au dessus du niveau à l'étude, ne développent pas leur capacité maximale au même moment, nous avons jugé nécessaire d'utiliser l'approche proposée par Redwood et Channagiri (1991) en appliquant la méthode SRSS « *Square root of the sum of the square* » pour cumuler la contribution des diagonales du toit jusqu'au niveau au dessus de celui considéré.

Par contre pour la colonne centrale, nous avons considéré la force résultant du déséquilibre entre la force de plastification en compression P_{by} des diagonales BRB et la force de plastification T_y des diagonales du treillis. Le fait que nous prenons la même diagonale pour un lot de 4 étages, crée un déséquilibre plus grand entre les forces à l'étage supérieur du lot. La même section est alors utilisée pour les étages subséquents du lot. Pour le groupe sous-jacent, nous procédons de la même manière, mais en ajoutant la force considérée dans le groupe d'avant. Enfin, en ce qui concerne les poutres du treillis, elles ont été conçues pour résister à la composante horizontale de la force de plastification en tension de la diagonale.

Cette approche de conception par capacité pour le treillis élastique vise à contraindre la plastification à ne se produire que dans les diagonales dans le cas où la demande inélastique se concentre à un endroit donné du système et force les diagonales du treillis à se comporter de façon inélastique. Cela peut aboutir à une conception très conservatrice et pas nécessairement à une solution optimale et économiquement efficace. Mais dans le cadre d'une étude préliminaire, nous cherchons plus à comprendre les mécanismes mis en jeu et le potentiel du système à améliorer le comportement dynamique de la structure. Les propriétés dynamiques des bâtiments avec Dual-BRB sont présentées au tableau 3.1.

3.2.4 Modélisation des bâtiments

Pour la modélisation des bâtiments et l'exécution des simulations, le logiciel d'analyse RUAUMOKO (Carr 2002) a été choisi. En effet pour étudier le comportement des systèmes une série d'analyses dynamiques temporelles non linéaires seront effectuées sur chacun des modèles. Deux ensembles d'enregistrement vont être utilisés. Le premier groupe comprend 10 séismes de type intra plaque, dont 4 sont simulés avec des magnitudes de 6.5 et 7.2 et des distances de 30 et 70 km. Les 6 autres sont des enregistrements d'événements qui se sont produits entre 1949 (Washington Ouest) et 1994 (Northridge). L'essentiel des informations concernant ces séismes est présenté dans le tableau 3.2. Le deuxième ensemble regroupe 4 séismes qui simulent des scénarios de rupture le long du plan de faille de subduction Cascadia de magnitude 8.5, situé sur la côte ouest des États-Unis et du Canada (Tremblay et Atkinson 2001).

Les 14 séismes ont par la suite été calibrés sur leur spectre de conception respectif de la ville de Victoria, B.C, tel que montré dans la figure 3.7. Pour les séismes intra plaques, les facteurs d'ajustement sont aussi présentés dans le tableau 3.2.

Tableau 3. 2 : Séismes intra plaque utilisés lors des simulations

No.	Événement	R (km)	Facteur d'ajust.
S01	Simulé M_w 6.5, essai # 1	30	1.05
S02	Simulé M_w 6.5, essai # 4	30	1.05
S03	Simulé M_w 7.2, essai # 1	70	1.20
S04	Simulé M_w 7.2, essai # 2	70	1.20
S05	M_w 6.1, 1984 Morgan Hill, San Ysidro, Gilroy # 6, 90°	38	1.20
S06	M_w 6.7, 1994 Northridge, Castaic, Old Ridge Road , 90°	44	0.80
S07	M_w 6.7, 1994 Northridge, Castaic, Old Ridge Road , 0°	44	0.70
S08	M_w 7.0, 1989 Loma Prieta, Stanford University , 0°	54	1.30
S09	M_w 7.0, 1989 Loma Prieta, Presidio , 90°	100	1.40
S10	M_w 7.1, 1949 Western Washington., Olympia, Test lab. , 86°	76	1.80

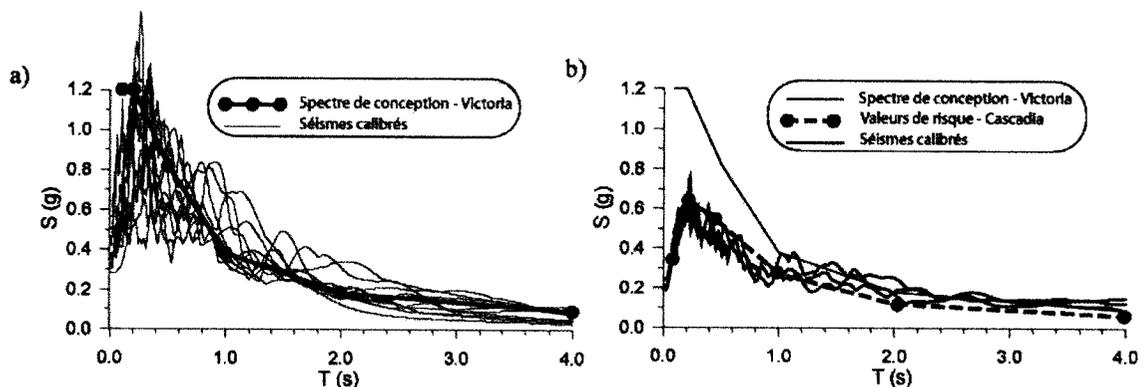


Figure 3. 7 : Calibration des séismes sur le spectre de conception; a) Séismes intra plaque; b) Séismes de subduction (Cascadia).

Le modèle que nous avons construit est un modèle bidimensionnel, qui représente le système de résistance aux charges latérales ainsi que les poteaux de gravité. Ces derniers sont reliés au modèle du contreventement par des liens rigides qui simulent l'effet de diaphragme au niveau de chaque étage. Les déformations du diaphragme et le comportement en torsion ont été négligés.

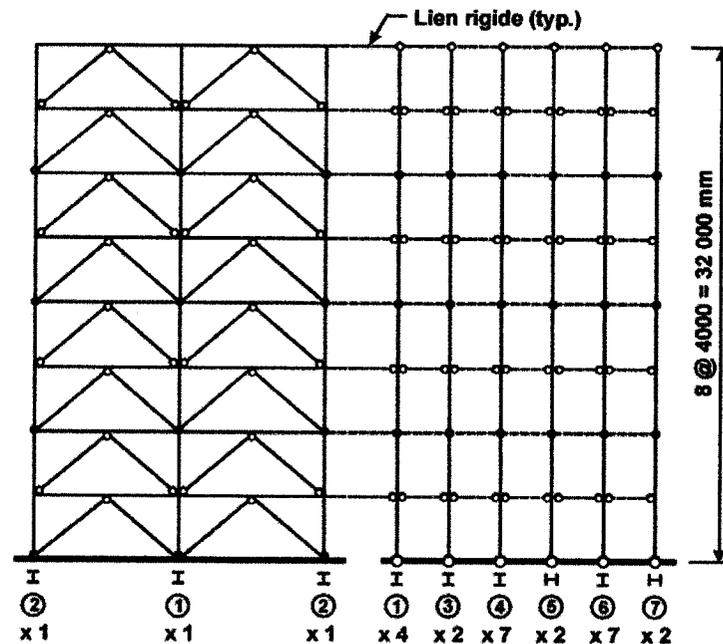


Figure 3. 8 : Modèle analytique avec colonne de gravité d'un bâtiment de 8 étages pour une configuration en chevron BRB.

Les analyses sont effectuées dans le domaine des grands déplacements et le pas d'intégration choisi est de 0.001s. Un amortissement de Rayleigh, proportionnel à la rigidité initiale, est fixé à 3% de l'amortissement critique pour le premier et le troisième mode. Comme dans la pratique courante aux États-Unis et au Canada, les poteaux de gravité sont considérés comme rotulés à leurs extrémités et ainsi 100% des forces latérales sont supposées être reprises par le contreventement. Les poteaux du contreventement sont encastrés à la base. Nous avons aussi choisi de mettre des connexions rigides entre les poutres et les poteaux du contreventement. Pour ces deux types d'éléments, des profilés W en acier ASTM A992 ($F_y = 345$ MPa), ont été choisis. Par contre pour les diagonales BRB nous avons supposé un acier ASTM A36 ($R_y F_y = 290$ MPa). Dans tout le modèle, des poteaux continus sur deux étages ont été considérés. Tout au long du processus, l'approche de conception par capacité a été suivie. Ainsi pour les poutres et les colonnes, nous nous sommes basés sur la résistance ultime des diagonales BRB, $P_u = \beta R_{sh} P_{by}$, ou $\beta = 1.10$, tient compte de la friction qui se développe dans le noyau entre la plaque d'acier et le mortier qui l'entoure, et R_{sh} de

l'écroûissage anticipé dans le noyau ($R_{sh} = 1.25$). P_{by} est dans ce cas la résistance non pondérée de la diagonale. Pour la colonne centrale, si des diagonales BRB « parfaites » sont utilisées, les efforts transmis par ces dernières de part et d'autre du poteau s'annulent et n'engendrent aucun effort dans ce dernier. Cependant à cause de la friction qui se développe dans la diagonale BRB comprimée, un déséquilibre se crée et des efforts passent dans le poteau. Pour tenir compte de ce comportement, une force verticale représentant 20% de P_{by} a été considérée pour chaque étage. Pour les diagonales BRB, une section équivalente a dû être calculée, et supposée sur toute la longueur de l'élément afin de reproduire la rigidité axiale en tenant compte de l'apport des extrémités de la pièce. Cette section équivalente est calculée par la formule de l'équation 3.2, et se base sur les caractéristiques de la diagonale réelle telle que présentée dans la figure 3.9.

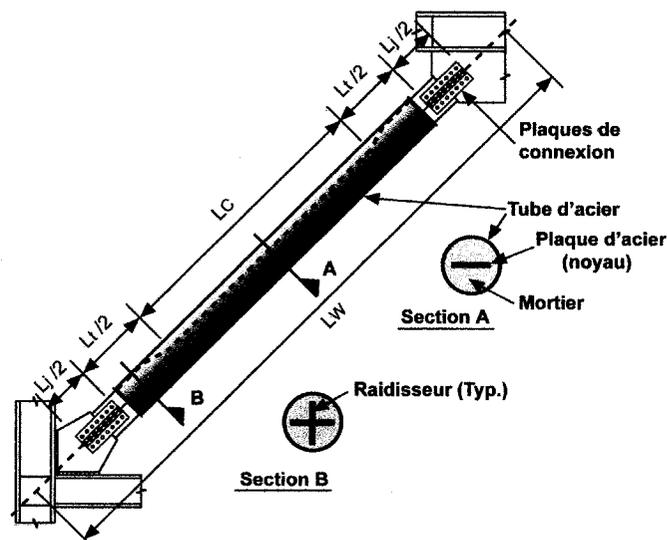


Figure 3. 9 : Diagonale BRB typique

$$A_e = \frac{Lw}{\frac{L_c}{A_c} + \frac{L_t}{A_t} + \frac{L_j}{A_j}} \quad [3.2]$$

Le noyau de la diagonale est fait d'acier ASTM A36. Sa section, A_c , a été dimensionnée de façon à ce que la résistance pondérée, P_{br} , satisfasse la combinaison des charges de gravité et des forces sismiques. Dans nos calculs, P_{br} est égale à $\phi A_c R_y F_y$, avec $\phi = 0.9$ et $R_y F_y = 290$ MPa. De par la géométrie du modèle L_w est fixée à 6021 mm et la longueur du segment central, L_c , est supposée égale à 3000 mm. Pour les besoins des analyses nous avons donc assumé un rapport de $A_e / A_c = 1.465$. Dans RUAUMOKO, le comportement hystérétique des diagonales a été modélisé à l'aide de l'hystérésis symétrique de Ramberg-Osgood modifié pour éviter un écart des forces pour des cycles de faible amplitude (modèle de Pyke). L'érouissage isotropique et cinématique ont aussi été inclus selon le modèle proposé par Nakashima et al. (1995). La figure qui suit représente la calibration du modèle choisi sur des résultats expérimentaux de tests effectués au laboratoire de l'école Polytechnique de Montréal (Tremblay et al. 2004).

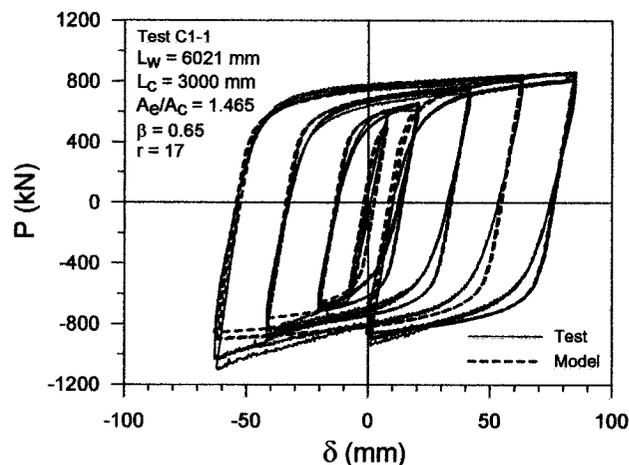


Figure 3. 10 : Comparaison des résultats des tests et le comportement hystérétique prédit par le modèle Ramberg-Osgood pour une diagonale BRB.

Pour la configuration Dual-BRB, le seul changement apporté se situe au niveau des éléments du treillis, qui ont été modélisés en utilisant une courbe hystérétique bilinéaire symétrique. En effet, malgré le fait que nous anticipons un comportement parfaitement élastique de ces éléments nous leur avons permis de se plastifier en compression et en tension. Cette approche nous permettra de contrôler ce qui se passe

dans ces membrures et voir si les hypothèses posées lors de la conception sont valides et suffisantes.

3.3 Présentation et commentaires sur les résultats d'analyses.

Dans ce qui suit nous allons décrire une à une les trois différents types d'analyses que nous avons réalisées et présenter quelques-uns des résultats obtenus pour chaque analyse. Nous avons d'abord commencé par des analyses statiques non linéaires incrémentales, suivies d'une série d'analyse dynamique sous le séisme de conception. Nous avons ensuite poussé l'étude un peu plus loin en effectuant des analyses dynamiques incrémentales, accompagnées d'une étude de confiance pour juger des résultats obtenus.

3.3.1 Analyses statiques incrémentales (Push-over).

Pour cette première série d'analyse, nous avons soumis nos 10 bâtisses à une charge dont nous avons augmenté l'amplitude de façon progressive, sans engendrer des forces d'inertie, d'où le qualificatif « statique ». La charge en question peut être choisie de façon arbitraire, mais dans notre cas nous avons décidé d'appliquer la distribution de charge triangulaire inversée obtenue de l'analyse statique équivalente du code. Son amplitude a été variée d'un facteur 0 à 3 dans un intervalle de temps de 500 secondes ($T_{1\max} = 5.62$ s pour les BRB chevron de 24 étages) afin de s'assurer d'atteindre la rupture et de ne pas engendrer de comportement dynamique. La figure ci-dessous représente le déplacement latéral au toit dépendamment de la charge latérale appliquée pour les bâtiments de 12 et 24 étages, ainsi que la forme de la déformée lorsque nous atteignons des déplacements au niveau du toit équivalent à 1 et 2% de la hauteur totale. Pour les autres édifices, nous obtenons exactement les mêmes comportements.

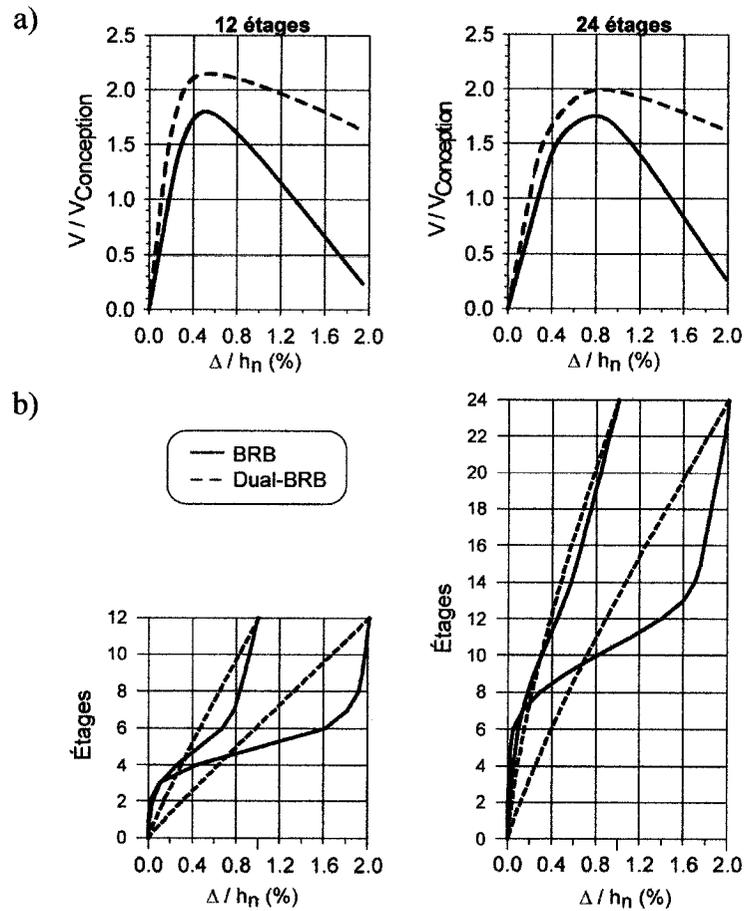


Figure 3. 11 : Réponse des structures après une analyse statique incrémentale; a) Déplacement au toit en fonction de la charge latérale; b) Déformée à $0.01h_n$ et $0.02h_n$.

D'après cette figure, nous remarquons que pour les chevrons BRB les structures restent stables jusqu'à atteindre une charge latérale critique (pic) qui engendre une dégénérescence rapide de la rigidité latérale (pente post-pic plus prononcée), qui se concentre surtout dans les étages intermédiaires comme en témoignent les courbes de la déformée. En effet, une pente négative peut représenter aussi un séisme qui fait que la structure se déplace toujours du même côté entraînant ainsi l'accroissement du déplacement latéral et conduit parfois à l'instabilité de la structure. En ce qui concerne la configuration Dual-BRB, le comportement est à peu près similaire puisque nous atteignons le même niveau de déformation, mais nous remarquons que la charge critique est plus élevée et que la déformée est plus uniforme sur la hauteur de la structure ce qui

se traduit par une pente post-pic plus douce, laissant croire que les effets P- Δ ont moins d'emprise et moins d'impact. Cela montre que le treillis élastique a forcé la plastification à se développer à tous les étages ce qui augmente la capacité du système à dissiper de l'énergie.

Tableau 3. 3 : Charge latérale maximale de l'analyse statique incrémentale

Nb étages	$V_{max} / V_{conception}$				
	8	12	16	20	24
Chevron BRB	2.12	1.80	1.85	1.79	1.75
Dual-BRB	2.40	2.15	2.11	2.02	1.99

En comparant les rapports $V_{max} / V_{conception}$, nous voyons que d'abord ils sont tous supérieurs à 1.0 ce qui veut dire que les structures ont de la capacité en réserve. Aussi les rapports diminuent avec la hauteur des bâtiments, ce qui est dû à l'effet de cadre rigide provenant des connexions entre les poutres et les poteaux, qui est plus important dans les plus petites structures. Pour les édifices plus hauts, cet effet s'estompe à cause de la flexibilité. Enfin comme nous l'avons dit précédemment, les rapports sont environ 13% plus grand pour les Dual-BRB, ce qui démontre une plus grande capacité qui est due essentiellement au fait que le treillis oblige la structure à se déformer dans son premier mode ce qui met plus à contribution la capacité en flexion des colonnes.

3.3.2 Analyses dynamiques non linéaires avec séismes de conception.

Dans le cadre de ces analyses, nous avons effectué des simulations en soumettant les structures aux séismes tels que calibrés sur le spectre de conception. Dans cette section, les résultats obtenus vont être présentés en deux volets. Le premier nous permettra d'analyser le comportement global des structures. Par la suite, nous irons plus en détail en sélectionnant quatre indicateurs, et en utilisant une approche statistique, pour essayer de détecter des tendances ou des corrélations au niveau de la réponse des deux types de systèmes.

Tableau 3. 4 : Nombre d'événements d'effondrement par instabilité dynamique

Nb Étages	Chevrons BRB					Dual-BRB				
	8	12	16	20	24	8	12	16	20	24
Intra plaque (x / 10)	3	5	3	0	0	0	0	0	0	0
Subduction (x / 4)	4	4	4	3	4	1	2	0	0	0

Le tableau 3.4 résume de façon très générale les résultats obtenus des 140 simulations qui ont été réalisées. Tout au long de l'étude nous avons considéré que la structure s'effondrait par instabilité dynamique lorsque le déplacement inter étage, à n'importe quel niveau, dépassait 5 % de la hauteur de celui-ci. Même si le code spécifie une limite de 2.5 % (état limite d'utilisation), nous pensons qu'à 5 % les dommages structuraux sont assez importants pour rendre la structure vulnérable et non opérationnelle. À ce stade-ci, nous pouvons déjà apprécier l'efficacité du système Dual-BRB pour lequel aucun effondrement n'a été enregistré pour des séismes intra plaque, comparativement à la configuration des chevrons BRB ou se sont surtout les petites et moyennes structures qui ont été les plus vulnérables. De façon générale la bonne performance des bâtiments plus hauts s'explique par le fait que les structures de 12 étages et plus ont été conçues avec le même rapport V/W (Tableau 3.1), et que généralement la demande décroît lorsque la période augmente. Cela a contribué à réduire le rapport de la demande sur la résistance lorsque la structure est plus élevée et par le fait même un meilleur comportement des structures plus hautes. Du côté des séismes de subduction là aussi nous remarquons une importante amélioration cependant du côté des Dual-BRB l'effondrement s'est produit à trois reprises pour les 8 et 12 étages. Pour ce type de séisme, ce n'est pas tant l'amplitude des accélérations, mais plutôt la durée qui joue un rôle majeur, car même si la demande inélastique ne se concentre pas sur quelques étages seulement, le mécanisme d'effondrement a assez de temps pour se développer sur toute la hauteur et atteindre un état critique qui mène à la ruine de la structure. En effet, d'après la figure 3.7 b), pour les courtes périodes la demande provenant de ce type de séismes n'est pas très grande comparativement au groupe de séismes intra plaque. Par contre plus la période augmente, plus l'écart se réduit et même atteint des accélérations environ 40% plus grande. Cependant, les forces engendrées

restent quand même plus petites que la force élastique de conception minimale spécifiée dans le code (pour $T=2.0s$).

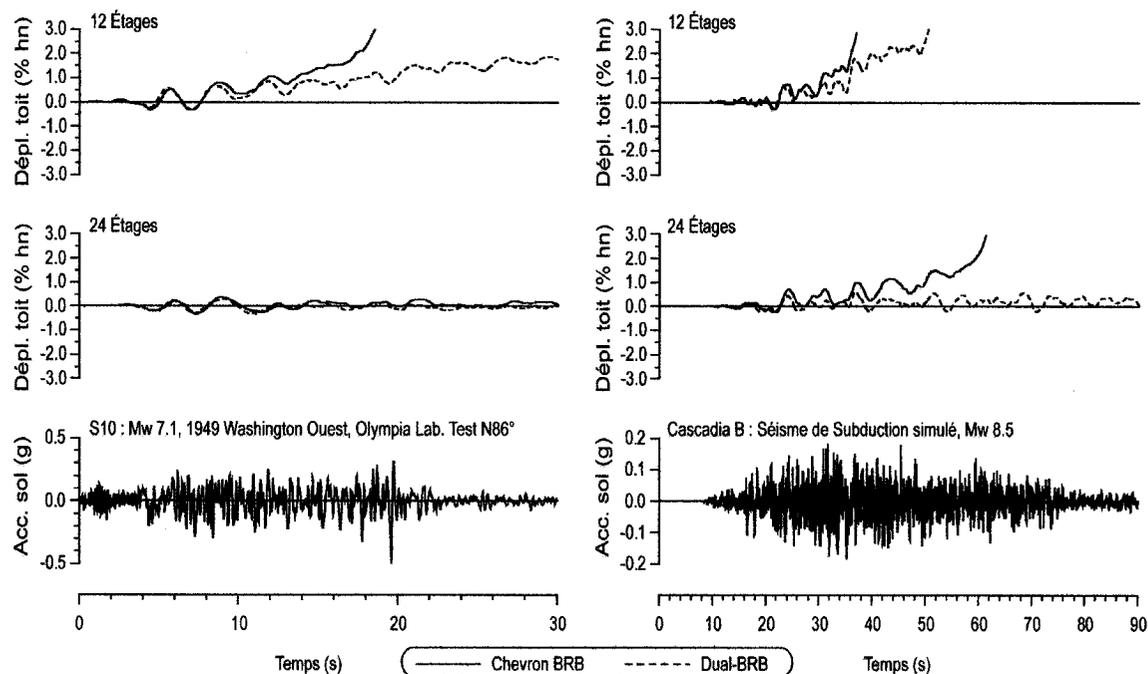


Figure 3. 12 : Déplacements au toit dans le temps pour les bâtiments de 12 et 24 étages sous les séismes S10 et Cascadia B.

La figure ci-dessus montre un aperçu du type de comportement que nous avons obtenu pour chaque système, lorsque soumis à des séismes intra plaques et de subduction. Au début du signal les déplacements au toit sont très similaires et suivent la même tendance, cependant à un certain moment les courbes s'écartent, à cause d'une accumulation de déformations plastiques dans la même direction et de la concentration de demande inélastique dans les étages intermédiaires (pour les chevrons BRB), engendrée par l'excitation des modes supérieurs. Le système Dual-BRB a, quant à lui, un comportement plus stable. Même lorsque les déformations augmentent, cela se fait de manière progressive. Lorsque les structures de 8 et 12 étages ont atteint la rupture sous les séismes de subduction, nous avons remarqué que le profil est resté droit, comme dans le premier mode, mais les déformations inélastiques se sont concentrées dans les étages du bas.

Afin d'avoir une bonne vue d'ensemble sur la totalité des résultats obtenus, nous avons choisi 4 indicateurs pour pouvoir mieux évaluer les performances sismiques des deux systèmes. Les deux premiers sont les déplacements inter étages, exprimés en pourcentage de la hauteur d'étage, ainsi que la variation (écart type divisé par la moyenne sur la hauteur) de celui-ci le long de la hauteur de la structure. Le déplacement inter étages est comparé à la limite du code (2.5 % h_s dans ce cas) et nous permet d'avoir une idée sur le niveau d'endommagement. La variation nous renseignera sur la concentration de la demande inélastique. Nous calculons cette variation simplement en divisant l'écart type des déplacements inter étage par leur valeur moyenne pour une bâtisse donnée. Le troisième paramètre est l'accélération à chaque étage. Nous la présenterons comme une fraction de l'accélération au sol maximale du séisme. Généralement, ce paramètre nous donne des indications sur l'endommagement des éléments non structuraux comme les faux plafonds, les lumières ou les systèmes mécaniques. Le quatrième et dernier paramètre est la déformation du noyau de la diagonale BRB. Il nous renseigne sur l'état de plastification atteint et sur la capacité hystérétique du système à dissiper de l'énergie. La déformation dans le noyau peut être évaluée par la formule suivante.

$$\varepsilon_c = \left[\delta_e - P \left(\frac{1}{K_e} - \frac{1}{K_c} \right) \right] \frac{1}{L_c} \quad [3.3]$$

où $K_e = EA_e/L_w$ et $K_c = EA_c/L_c$ et $A_e/A_c = 1.465$.

Le second terme des crochets correspond à la déformation élastique en dehors du segment centrale de la diagonale.

Les résultats que nous présentons font suite à une analyse statistique dans laquelle nous avons calculé le 50^{ième} et le 84^{ième} percentile des valeurs maximales de chaque paramètre, à chaque étage, et sous chaque séisme. Dans les quelques cas où il y a eu effondrement, les calculs n'ont été faits qu'avec les valeurs disponibles. Ces cas sont identifiés avec un « * » dans les figures.

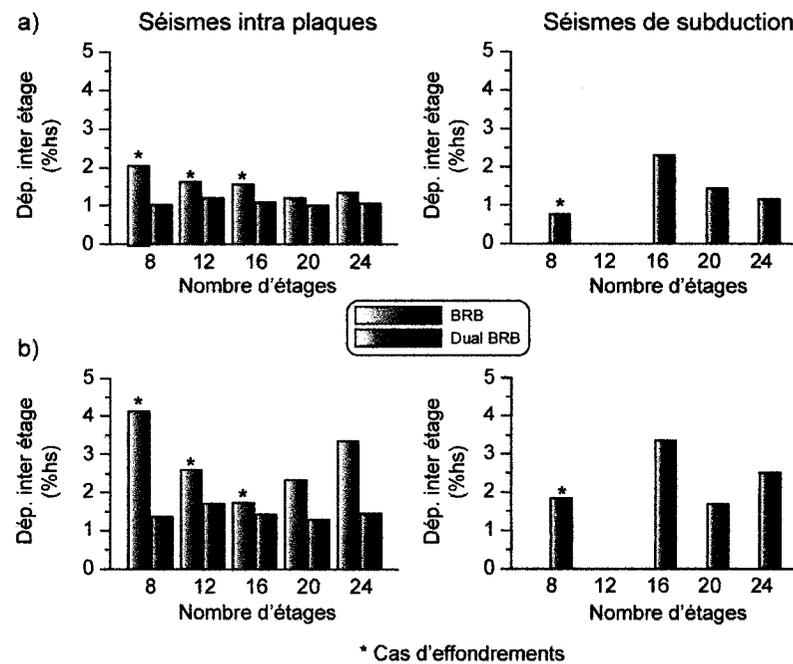


Figure 3.13 : Déplacement inter étage maximal; a) 50^{ème} percentile; b) 84^{ème} percentile

D'après la figure 3.13, nous pouvons dire que le système Dual-BRB a contribué à réduire de façon significative le déplacement inter étage et à respecter largement la limite de 2.5 %, pour tous les bâtiments dans le cas des séismes intra plaque. En ce qui concerne les séismes de subduction, il n'y a que celui de 16 étages, qui déroge à cette tendance. Pour les autres, nous avons quand même enregistré de façon générale, que les déplacements inter étage sont légèrement plus grands, mais toutefois en deçà de la limite permise. Nous remarquons, de la figure 3.14 qu'il y a une plus grande variation des déplacements inter étage sur la hauteur de l'édifice pour la configuration en chevron. Cela prouve que les étages souples sont plus susceptibles de se développer pour ce système que dans le Dual-BRB. Cette remarque peut aussi s'appliquer entre les deux catégories de séismes. La variation est moins prononcée pour les séismes de subduction, à cause du fait que les accélérations en jeux sont moins importantes.

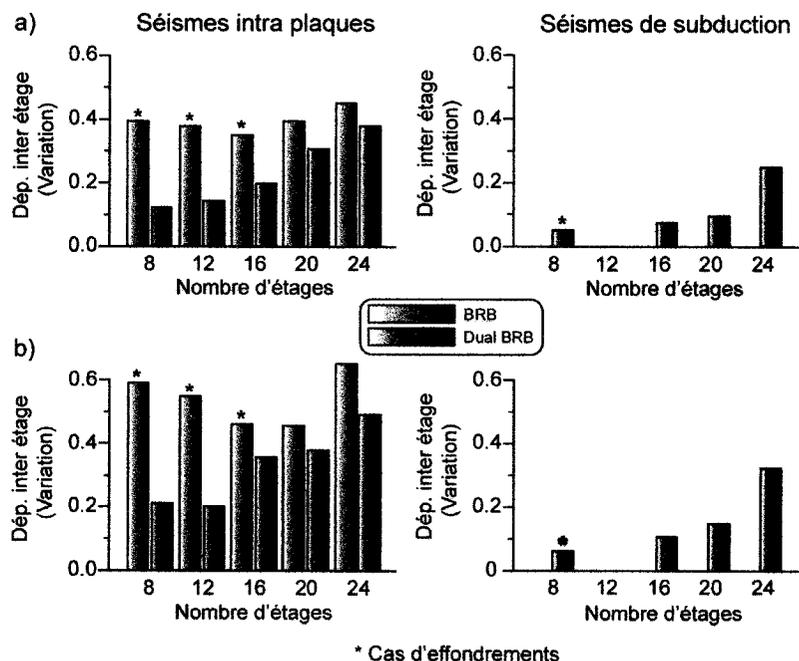
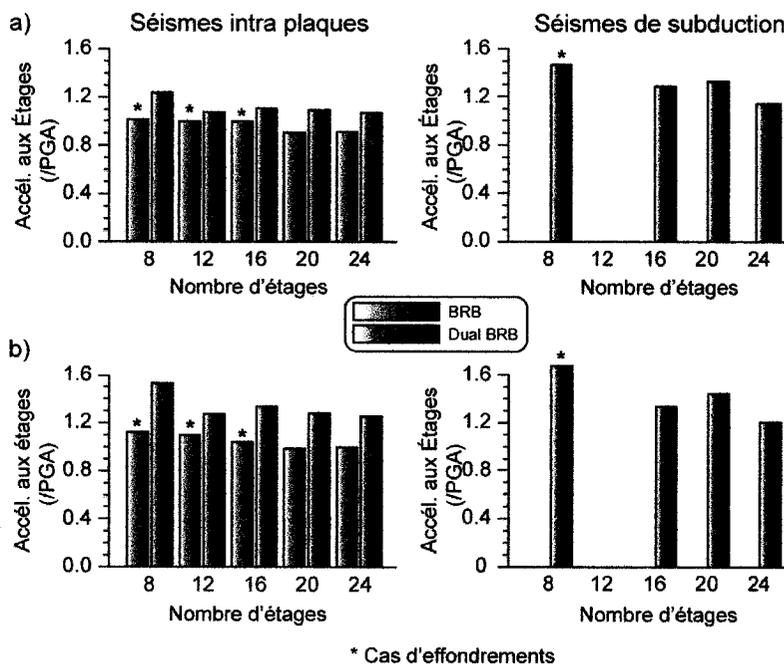


Figure 3. 14 : Variation le long de la hauteur des déplacements inter étages; a) 50^{ième} percentile; b) 84^{ième} percentile

Lorsque nous analysons les résultats des accélérations aux étages, nous remarquons que ces dernières ont tendance à être légèrement supérieures pour le système Dual-BRB. D'une part, cela est causé par le fait que ces structures ont une période plus courte, mais aussi à cause du treillis élastique qui par son action engendre des forces horizontales plus grandes. Nous remarquons aussi que quelque soit le système et la hauteur de l'édifice, les accélérations sont plus homogènes et sont très comparables à l'accélération au sol maximale. Ce phénomène est plus marqué pour les chevrons BRB ou les ratios sont très proches de 1. Les forces d'inertie et les accélérations sont alors limitées par la résistance latérale de la structure. Lorsque le comportement inélastique se concentre à quelques étages seulement, les efforts ne se rendent qu'en partie aux étages supérieurs qui se comportent alors comme des corps rigides et suivent les accélérations du sol. Nous pouvons aussi appliquer ceci au Dual-BRB, sauf que le treillis élastique permet de garder une certaine continuité entre les étages et les efforts sont transmis plus efficacement.



* Cas d'effondrements

Figure 3. 15 : Accélération horizontale maximale pour tous les étages; a) 50^{ième} percentile; b) 84^{ième} percentile.

Concernant le quatrième indicateur, la déformation dans le segment central des diagonales, nous pouvons voir d'après la figure 3.16 que pour les chevrons BRB, nous dépassons de beaucoup l'intervalle de déformation anticipé (0.01 – 0.02) pour des BRB typiques. Il en est de même pour les hautes structures Dual-BRB soumises à des séismes de subduction. Par contre, pour des séismes intra plaques, les résultats pour ce dernier système sont légèrement supérieurs, mais peuvent sûrement être réduits en ajustant la longueur du segment central. À part cette constatation, lorsque nous comparons les deux systèmes pour les séismes intra plaques, nous voyons que les déformations sont moindres pour les Dual-BRB indiquant ainsi un meilleur comportement inélastique. Ce résultat est d'autant plus encourageant que le système ne fait intervenir que la moitié des diagonales BRB. Cela prouve que la capacité de dissipation d'énergie des BRB est utilisée de manière plus efficace.

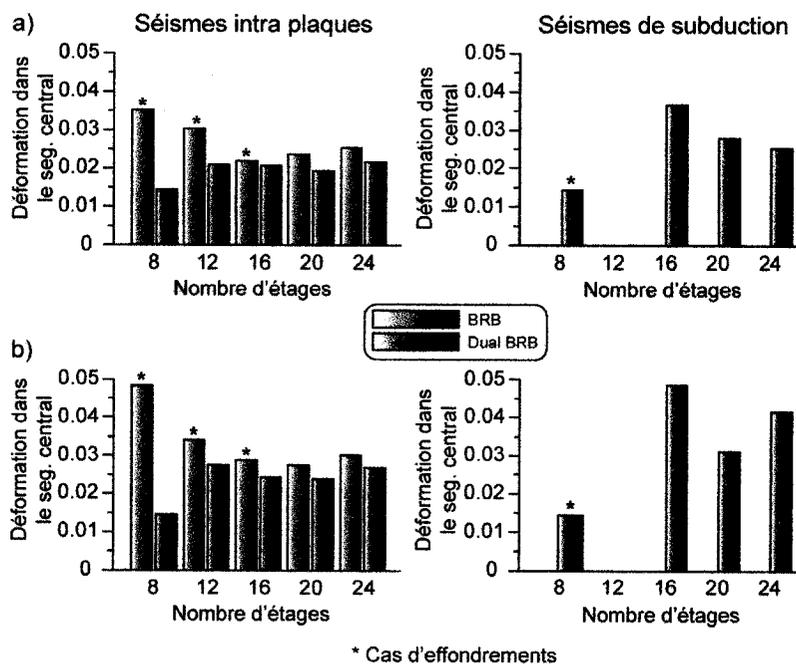


Figure 3. 16 : Déformation maximale dans le segment centrale des diagonales BRB;
a) 50^{ième} percentile; b) 84^{ième} percentile.

Afin de vérifier nos hypothèses concernant la conception des diagonales élastiques, à savoir la force maximale qui s'y développera, nous avons calculé le 84^{ième} percentile des ratios de la force maximale obtenue des analyses pour chaque étage, sur la force de conception. Les résultats obtenus sont présentés à la figure 3.17.

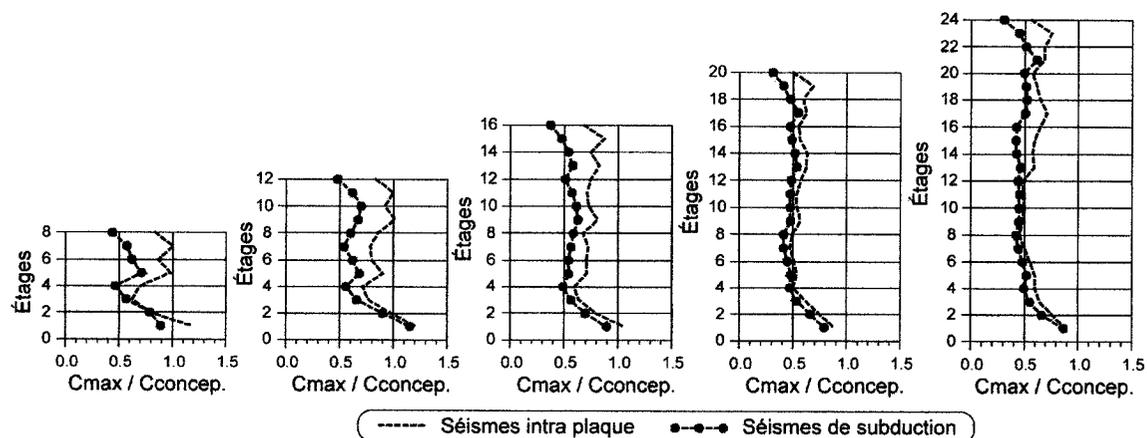


Figure 3. 17 : Rapport de la force maximale dans la diagonale élastique sur la force de conception.
(84^{ième} percentile)

Les prédictions faites sur la force maximale dans la diagonale du treillis sont conservatrices, mis à part au premier niveau des structures de 8 et 12 étages. Pour ces derniers, la résistance de la diagonale doit être augmentée d'environ 20% pour qu'elles puissent avoir un comportement parfaitement élastique. Pour les étages intermédiaires et supérieurs, les estimations sont relativement bonnes pour les bâtiments de 8 et 12 étages. Par contre, nous pensons qu'une diminution de la résistance des diagonales pour les bâtiments plus hauts sera sans effet majeur sur le comportement global de la structure. L'essentiel est qu'elles aient une résistance suffisante pour demeurer élastique.

3.3.3 Analyses dynamiques incrémentales

Les analyses dynamiques incrémentales sont le dernier type d'analyse que nous avons réalisé pour cette étude. Le but de ces analyses est de quantifier la résistance en réserve pour chaque système de contreventements, c'est-à-dire qu'elle est l'amplitude du séisme à laquelle les structures s'effondrent. Pour ce faire, le principe est simple. Nous avons effectué les simulations avec les deux types de séismes, mais nous leur avons appliqué un facteur que nous avons fait augmenter par incréments successifs de 0.1 de 0.2 jusqu'à la valeur provoquant la rupture. Par la suite, pour chaque séisme et pour chaque pas d'incrément, nous avons relevé le déplacement inter étage maximal sur la hauteur de la structure, puis nous avons calculé le 84^{ième} percentile pour l'ensemble des séismes. Les courbes présentées dans la figure 3.18 ont été obtenues en reliant les points obtenus pour chaque type de contreventement et selon la nature du séisme (Vamvatsikos et Cornell 2002a, 2002b). Il est clair, d'après les courbes que le système Dual-BRB est plus performant que le système en chevron qui a une capacité très réduite pour résister à ces types de séismes. Pour les séismes intra plaques, des facteurs d'amplifications supérieurs à 2.0 ont été obtenus, par contre les Dual-BRB n'arrivent pas à répondre à la demande des séismes de subduction puisque nous arrivons à peine à atteindre le niveau du séisme de conception (facteur = 1.0).

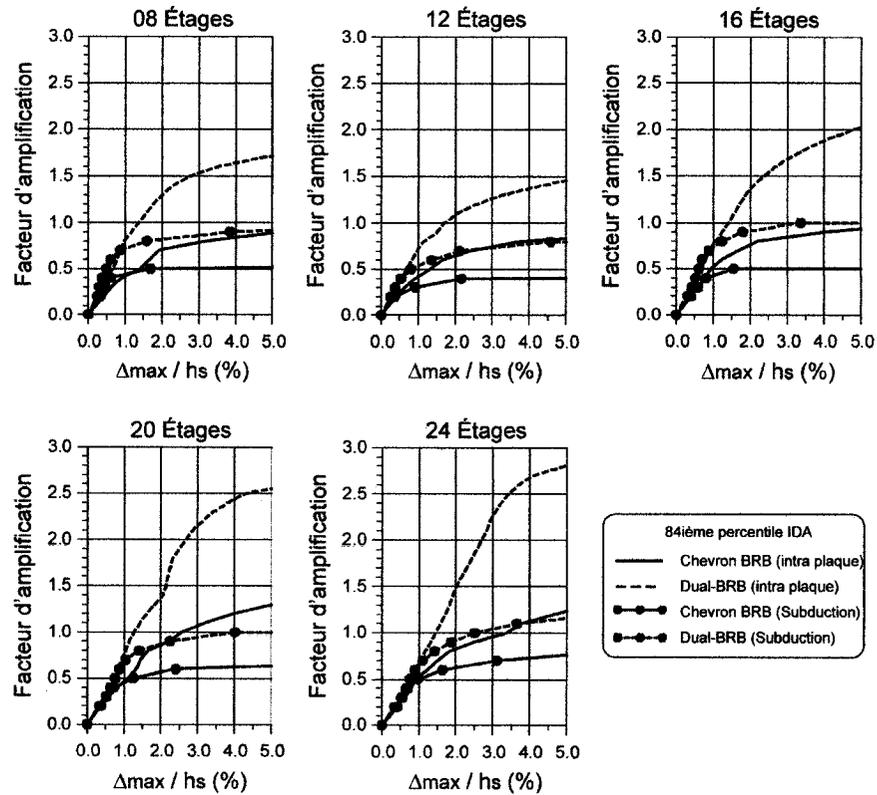


Figure 3.18 : Résultats des analyses dynamiques incrémentales. 84^{ième} percentile des déplacements inter étage maximaux en fonction du facteur d'amplification.

Afin de s'assurer de la représentativité des résultats, nous avons fait une analyse de confiance en nous basant sur la procédure de la FEMA 350 (FEMA 2000, Yun et al. 2002). Il faut noter qu'il s'agit d'un estimé seulement puisque la méthode a été proposée pour des cadres en acier résistant au moment et pourrait ne pas s'appliquer directement aux contreventements en treillis. Suivant cette méthode, nous devons d'abord déterminer un paramètre de confiance λ obtenu de l'équation suivante.

$$\lambda = \frac{\gamma_a D}{\phi_R \phi_u C} \quad [3.4]$$

De façon générale ce paramètre de confiance est le rapport de la demande représenté par le facteur D (demande médiane obtenue des analyses) sur la capacité représentée par le facteur C (capacité médiane calculée). Dans notre cas, D correspond à

la valeur moyenne, pour chaque série de séismes, du déplacement inter étage maximal obtenu sous le séisme de conception. Le facteur C , correspond à la valeur moyenne, pour chaque série de séismes, du déplacement inter étage à la rupture. La rupture est estimée se produire lorsque sur une courbe IDA donnée la pente devient plus petite que 20% de la pente initiale (FEMA 350). Les facteurs γ et ϕ sont déterminés à l'aide des équations suivantes.

$$\gamma = e^{\frac{k}{2b}\beta^2} \quad [3.5]$$

$$\phi = e^{-\frac{k}{2b}\beta^2} \quad [3.6]$$

Dans notre cas, $b = 1.0$ et $k = 2.39$ et β , dans les équations 3.5 et 3.6, correspond à l'écart type du logarithme des déplacements inter étage sous le séisme de conception et à la rupture, respectivement. De ces trois paramètres, nous pouvons alors calculer γ et ϕ_R . Tel que proposé dans FEMA, pour des structures de 12 étages et plus nous avons adopté un $\gamma_a = 1.1$ et un $\beta = 0.5$ dans l'équation 3.6 pour calculer ϕ_u , ce qui donne $\phi_u = 0.93$. Une fois λ calculé, nous pouvons déterminer notre niveau de confiance à partir de l'équation suivante :

$$\lambda = e^{-\beta_{UT}\left(K_x - \frac{k}{2b}\beta_{UT}\right)} \quad [3.7]$$

où β_{UT} est un facteur tenant compte de l'incertitude liée à l'évaluation de la demande et de la capacité. K_x est le niveau de confiance. En l'absence de valeur pour des contreventements en acier, FEMA propose de prendre un facteur β_{UT} de 0.50 pour l'évaluation globale des déplacements inter étages pour des cadres en acier résistant aux moments de plus de 12 étages. Le tableau 3.5 donne le niveau de confiance en %. Le niveau de confiance n'a pas été calculé pour les chevrons BRB soumis aux séismes de subduction, car ils n'ont même pas atteint le niveau du séisme de conception. Il en est de même pour le bâtiment de 12 étages avec Dual-BRB, car il y a eu effondrement dans deux cas sur quatre.

Tableau 3. 5 : Niveau de confiance pour la prévention contre la rupture

Nb Étages	Chevrons BRB					Dual-BRB				
	8	12	16	20	24	8	12	16	20	24
Intra plaque	< 1	< 1	< 1	63.7	70.5	92.8	93.4	99.2	99.9	99.9
Subduction	-	-	-	-	-	97.7	-	17.1	75.8	97.4

D'après FEMA (FEMA 350), pour que les résultats soient satisfaisants, il faut au moins un niveau de confiance de 90%. De ce fait, il est clair que le système Dual-BRB a une performance adéquate pour les 5 bâtiments sous des séismes intra plaques. Cependant, elle reste insuffisante pour des structures intermédiaires soumises à des séismes de subduction. Il est aussi intéressant de noter que les structures de 16 étages et plus ont un meilleur niveau de confiance, et ce, à cause du fait que les valeurs d'accélération spectrales pour des périodes supérieures à 2.0 secondes restent constantes.

3.3.4 Influence du niveau des charges sismiques de conception.

Tout au long des résultats présentés précédemment nous avons constaté que les chevrons BRB ainsi que quelques structures Dual-BRB avaient un comportement médiocre selon le type de séisme et son amplitude. Toutes les structures ont été conçues avec un facteur de modification de force lié à la ductilité R_d de 4.0. Dans ce qui suit, nous proposons d'accroître la résistance latérale et de voir dans quelle proportion cela améliore le comportement de la structure. Nous avons choisi d'apporter ces changements au niveau de la conception pour le bâtiment de 12 étages, car la demande imposée à ce dernier était assez importante pour le rendre vulnérable à l'instabilité dynamique. Dans une première conception, nous avons gardé le même R_d , mais nous avons omis la réduction de 20% permise par le code lorsque nous procédons à une analyse dynamique. Cela a eu pour conséquence d'accroître la résistance latérale du système de 25% ($1/0.8 = 1.25$). Pour la deuxième approche, nous avons en plus réduit le facteur R_d à 3.0 donc une augmentation additionnelle de 25% de la résistance.

Cependant, pour rester cohérent avec nos hypothèses de départ, nous avons utilisé un facteur $\alpha = R_d = 3.0$ pour le dimensionnement des diagonales du Dual-BRB. Le tableau 3.6 résume les changements apportés et les résultats obtenus.

Tableau 3. 6 : Influence du niveau des charges sismiques de conception pour le bâtiment de 12 étages (les réponses correspondent aux 84^{ème} percentiles).

Conception No.	initiale	1	2
$V_{Dyn.} / V_{Statique}$	0.80	1.0	1.0
R_d	4.0	4.0	3.0
V/W (%)	2.77	3.46	4.62
Chevrons BRB			
T_1 (s)	3.48	3.08	2.74
T_2 (s)	1.24	1.09	0.97
Séismes intra plaques			
Nb d'effondrements /10	5	2	1
Dépl. Inter étage max. (%)	2.60	2.36	2.28
Variation des dépl. Inter étages	0.55	0.43	0.46
Accélération maximale aux étages	1.10	1.10	1.11
Séismes de subduction			
Nb d'effondrements /10	4	4	3
Dépl. Inter étage max. (%)	-	-	-
Variation des dépl. Inter étages	-	-	-
Accélération maximale aux étages	-	-	-
Dual-BRB			
T_1 (s)	2.70	2.43	2.24
T_2 (s)	0.90	0.81	0.76
Séismes intra plaques			
Nb d'effondrements /10	0	0	0
Dépl. Inter étage max. (%)	1.70	1.62	1.34
Variation des dépl. Inter étages	0.20	0.31	0.33
Accélération maximale aux étages	1.28	1.46	1.56
Séismes de subduction			
Nb d'effondrements /10	2	0	0
Dépl. Inter étage max. (%)	-	4.74	1.87
Variation des dépl. Inter étages	-	0.12	0.16
Accélération maximale aux étages	-	1.43	1.48

Comme prévu, la période des structures a légèrement baissé. Pour les chevrons BRB l'augmentation de la résistance latérale n'a pas été suffisante pour conférer un comportement stable, et des ruptures ont été enregistrées, que se soit pour les séismes intra plaques ou de subduction. D'un autre côté, le Dual-BRB avec un R_d de 3.0 a

montré des performances très satisfaisantes, car mêmes sous des séismes de subduction nous avons pu garder des déplacements inter étage bien en deçà de la limite permise. Par contre, les accélérations ont augmenté, ce qui pourrait engendrer des problèmes au niveau des équipements et des éléments non structuraux.

CHAPITRE 4

ÉTUDE DE LA RÉPARTITION DES EFFORTS DANS LE TREILLIS ÉLASTIQUE

4.1 Introduction

Le chapitre précédent nous a permis de montrer que le système Dual-BRB a le potentiel d'améliorer de façon significative le comportement sismique d'une structure. Afin de pouvoir proposer une méthode simple et efficace de dimensionnement pour ce système, il est primordial de bien comprendre comment, lors d'une sollicitation sismique, les efforts évoluent et se répartissent dans la structure. Cependant, du fait que le Dual-BRB est formé de deux systèmes travaillant en parallèle et que l'un d'eux joue le rôle de fusible (comportement dans le domaine inélastique), la prédiction avec exactitude des efforts dans chacun des éléments devient rapidement très complexe et peut varier selon l'édifice ou même le signal sismique. De toutes les analyses que nous avons effectuées jusqu'à maintenant pour les fins de cette étude, nous n'allons choisir qu'un petit échantillon représentatif comportant différentes hauteurs de structures et soumises aux deux types de séismes. L'étude approfondie de ce petit groupe va nous permettre de comprendre, dans une optique globale, ce qui se produit dans chacun des systèmes et dans chaque élément. Ceci nous permettra de poser les bases et de tracer des lignes directrices pour le développement d'une méthode de conception. Ce chapitre comporte alors deux grandes parties: l'une présente l'étude des efforts dans les éléments du treillis élastique, alors que l'autre lève le voile sur une méthode de conception élaborée de cette étude.

4.2 Analyse des forces dans le treillis élastique

Afin de comprendre l'interaction qui existe entre les principaux éléments du treillis, à savoir la diagonale élastique, les poteaux de rive et le poteau intermédiaire (ou

central), il faut suivre les efforts dans chacun des éléments simultanément. Pour ce faire, des graphiques « dynamiques » ont été élaborés sur Excel afin de connaître pendant toute la durée de l'excitation les efforts axiaux dans le treillis.

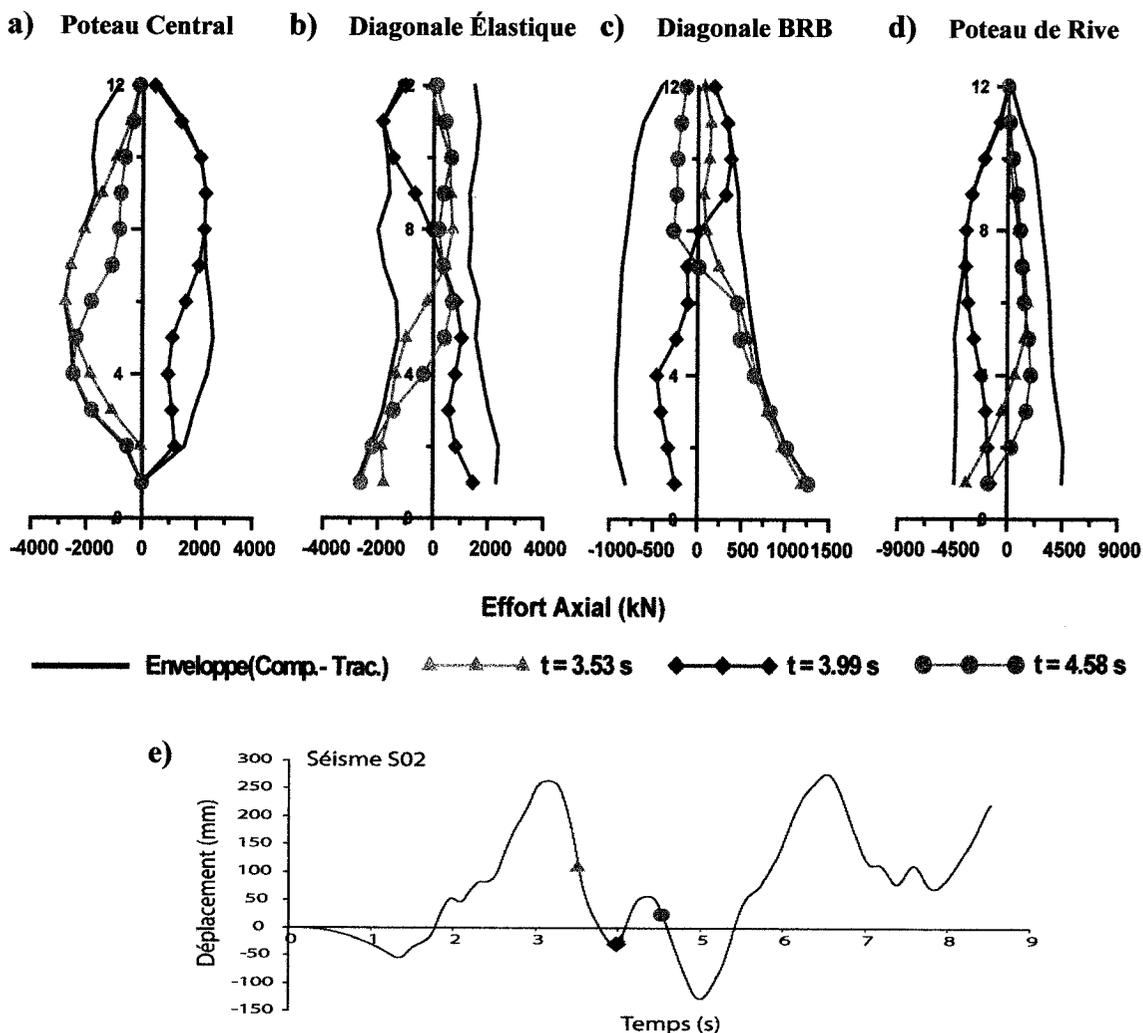


Figure 4. 1: Capture instantanée des efforts axiaux pour un édifice de 12 étages; a) Poteau central; b) Diagonale élastique; c) Diagonale BRB, d) Poteau de rive, e) Déplacement au toit séisme S02.

Les figures 4.1 à 4.3, représentent des captures instantanées des efforts axiaux dans les membrures citées ci-haut pour différentes hauteurs de bâtiment. Les efforts présentés, ainsi que tous ceux qui le seront dans ce chapitre, sont seulement ceux attribués à l'effet des séismes. Ceux engendrés par les charges de gravité ont été retranchés au préalable

afin d'isoler l'aspect sismique. Nous pourrions ainsi faire une comparaison plus directe et plus facile avec les résultats d'une analyse spectrale, comme nous le verrons plus loin. Par ailleurs, malgré que la diagonale BRB ne fasse pas partie intégrante du treillis élastique, nous présentons aussi les efforts axiaux qui s'y développent. En effet, le lien étroit qui existe entre la diagonale BRB et le treillis élastique, fait d'elle un élément indispensable à une bonne compréhension du comportement du système. Pour chaque élément, nous présentons l'enveloppe des efforts axiaux en compression et en tension puisque la conception de ces éléments doit être basée sur les efforts maximaux susceptibles de s'y développer.

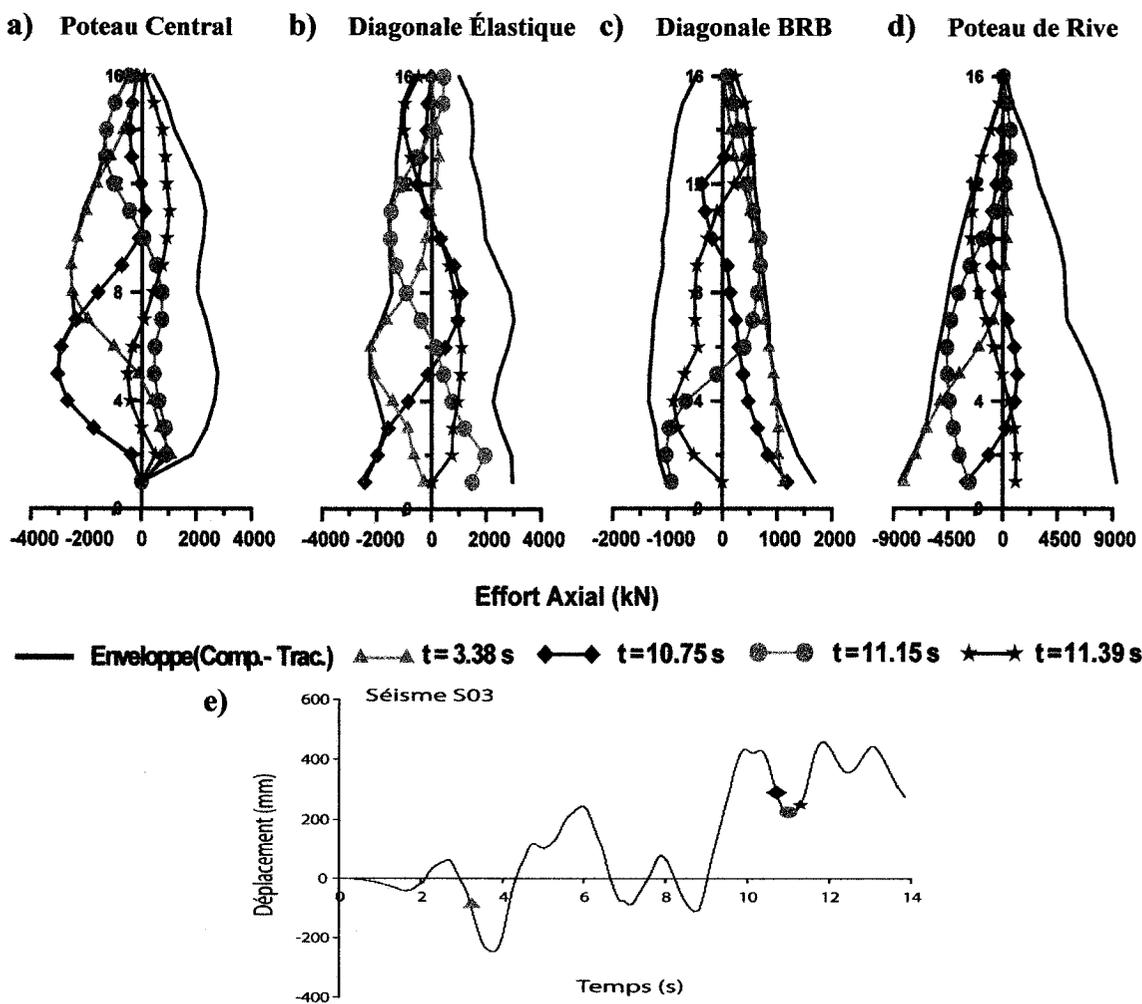


Figure 4. 2 : Capture instantanée des efforts axiaux pour un édifice de 16 étages; a) Poteau central; b) Diagonale élastique; c) Diagonale BRB, d) Poteau de rive, e) Déplacement au toit séisme S03.

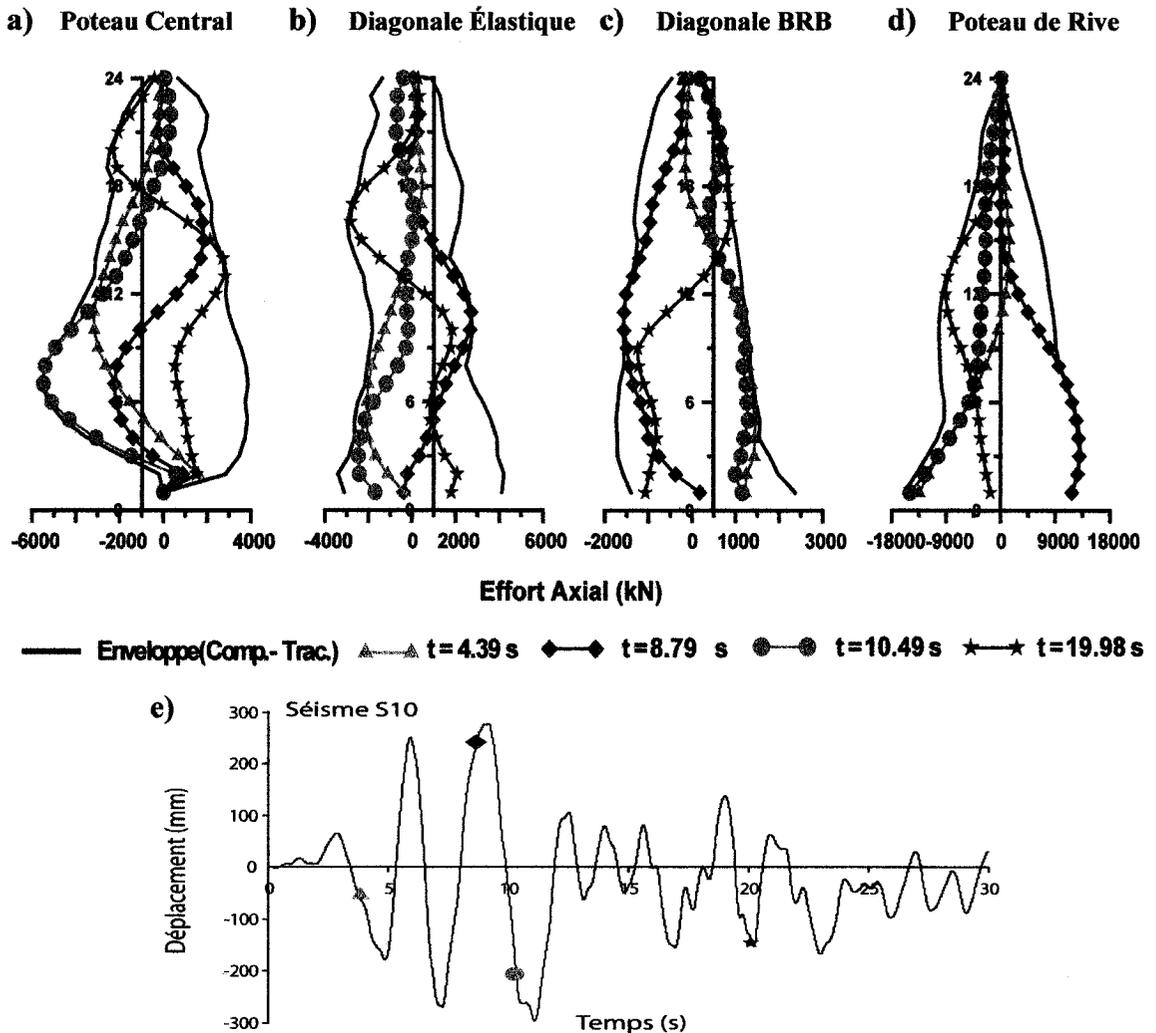


Figure 4. 3 : Capture instantanée des efforts axiaux pour un édifice de 24 étages; a) Poteau central; b) Diagonale élastique; c) Diagonale BRB, d) Poteau de rive, e) Déplacement au toit séisme S10.

En examinant ces figures, et plus précisément les courbes correspondant aux diagonales élastiques, nous remarquons que malgré la plastification des diagonales BRB, l'onde sismique continue de se propager vers le haut ou vers le bas de la structure. S'il y avait eu une concentration de déformation inélastique dans les BRB, cela se serait ressenti au niveau des efforts dans les diagonales BRB et on aurait probablement eu une discontinuité dans l'enveloppe des efforts dans les diagonales élastiques. En effet, la courbe enveloppe des efforts axiaux dans cette dernière est continue sur toute la hauteur et varie de façon progressive. Ceci prouve qu'il n'y a pas de concentration d'effort à un

endroit donné de la structure et que le treillis élastique arrive à redistribuer efficacement la demande sur tous les étages.

Par ailleurs, malgré cette redistribution, les diagonales BRB ne plastifient pas toutes en même temps, contrairement à ce que l'on aurait pu croire. Cela se fait en séquences plus ou moins rapides ne faisant intervenir qu'un certain nombre d'étages à la fois. Le même constat peut être fait concernant les diagonales élastiques. Pour chacune des captures présentées, quel que soit le bâtiment, l'effort maximal (90% et plus) est atteint dans les diagonales élastiques sur quelques étages seulement. Comme nous le voyons clairement dans les graphiques, ce nombre d'étages varie avec la hauteur des bâtiments. Plus la structure est haute, plus ce nombre d'étages augmente, ce qui est normal, car avec la hauteur, les bâtiments deviennent plus flexibles, et par conséquent l'effet de l'onde se fait ressentir sur un plus grand nombre d'étages. D'après les résultats montrés dans les figures et les observations faites pour les autres bâtiments de l'échantillon, ce nombre d'étages varie entre 1/5 et 1/4 de la hauteur de la structure pour les diagonales élastiques et entre 1/4 et 1/3 de la hauteur pour les diagonales BRB. Cet écart entre ces deux éléments est normal, car il ne faut pas oublier que la diagonale élastique a été conçue pour avoir une résistance beaucoup plus grande que la diagonale BRB. Cette dernière atteint donc plus facilement la plastification et l'effort y demeure constant pour une plus grande période de temps, favorisant un effort maximal sur un plus grand nombre d'étages. Ce phénomène est illustré à la figure 4.1 pour la bâtisse de 12 étages: la diagonale élastique est sollicitée au maximum en compression à $t = 3.53$ s sur les trois premiers niveaux alors que la diagonale BRB est tendue au maximum au même moment sur les quatre premiers niveaux. Une fois que l'onde s'est propagée et a atteint le sommet de la structure ($t = 3.99$ s), nous retrouvons cette même configuration: effort maximal aux étages 10, 11 et 12 pour la diagonale élastique et aux niveaux 9, 10, 11 et 12 pour la diagonale BRB. Pour le bâtiment de 24 étages, qui est deux fois plus élevé, nous remarquons que ce phénomène se produit sur une plage d'étages deux fois plus grande. Par exemple, à $t = 4.39$ s, la diagonale élastique est sollicitée au maximum entre le 4^{ième} et le 9^{ième} étage alors que la même situation s'applique entre le 4^{ième} et le

11^{ème} étage pour la diagonale BRB. Quelques secondes plus tard ($t = 8.79$ s), l'onde s'est propagée, mais la tendance s'est inversée, à savoir que la diagonale élastique est devenue tendue alors que la diagonale BRB s'est comprimée. Toutefois, cela n'a eu aucun changement au niveau des observations puisque nous observons toujours une plage de 6 étages sur laquelle les efforts axiaux sont à leur plus haut niveau (entre les étages 9 et 14 pour la diagonale élastique et entre le 8^{ème} et le 14^{ème} étage pour la diagonale BRB).

Ces observations sont d'une grande utilité, car elle constitue un point important dans le développement de la méthode de conception. À ce stade-ci, nous pouvons déjà penser à privilégier une méthode qui s'applique par portions de structure, contrairement à une méthode qui essaie d'intégrer la totalité de la structure à chaque fois. Cette approche s'avère également plus intéressante lorsque l'on se penche sur ce qui se passe dans les autres éléments. En effet, le phénomène observé jusqu'à présent a aussi une conséquence directe sur les éléments adjacents comme les poteaux de rive et la colonne centrale (poteau intermédiaire). Pour ces éléments, nous remarquons que les efforts maximaux sont atteints en séquences, mais avec un léger décalage, sur une plage d'étages variant avec la hauteur de la structure qui est la même que celle observée pour les diagonales élastiques. Par exemple, dans la figure 4.2, que ce soit pour les poteaux de rive ou centraux, l'effort maximal est atteint presque simultanément sur un groupe de 4 étages tout au long de la propagation de l'onde sismique.

Par ailleurs, étant donné la géométrie du système, il est évident que les efforts engendrés dans les poteaux de rive proviennent principalement des diagonales élastiques qui leur sont connectées. Par contre, en ce qui concerne le poteau central, les efforts proviennent de la diagonale élastique en combinaison avec la diagonale BRB. Lorsque l'une est comprimée, l'autre est tendue dans la majorité du temps. On peut alors affirmer que c'est la différence des efforts provenant de ces deux éléments qui crée l'effort total maximum dans le poteau central. Pour étayer cette hypothèse, nous avons généré des graphiques qui présentent la différence des composantes verticales des forces provenant des deux diagonales. Ainsi, nous pouvons suivre l'évolution de cette différence en tout

temps pendant toute la durée du signal. La figure 4.4 a) montre des captures instantanées lorsque le poteau central subit son effort maximal pour les bâtiments de 12, 16, 20 et 24 étages soumis aux séismes S02, S09, Cascadia C et S07, respectivement. La figure 4.4 b) montre la différence des efforts qui proviennent des deux diagonales.

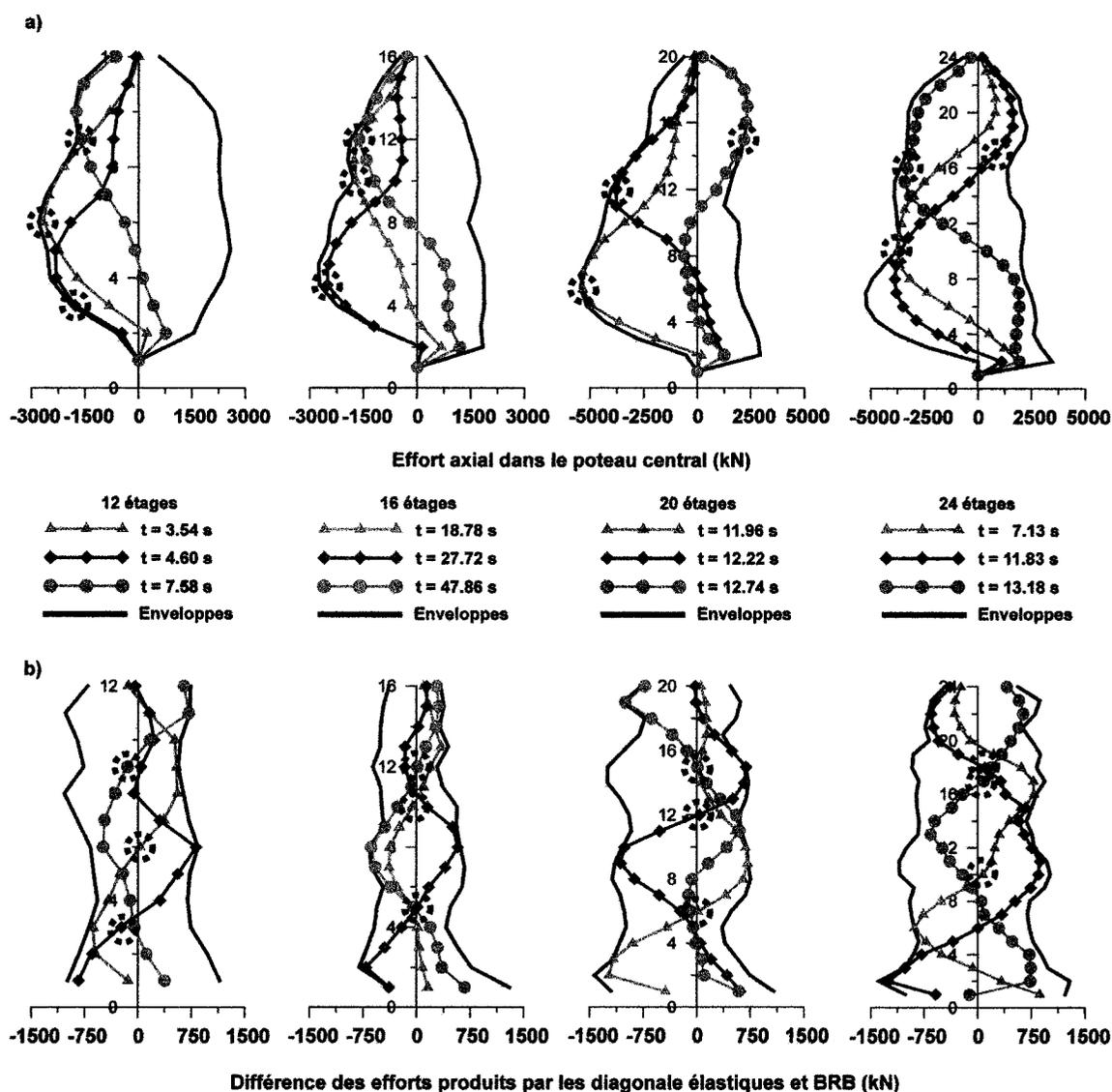


Figure 4. 4 : a) Captures instantanées des efforts axiaux des poteaux centraux pour les bâtiments de 12, 16, 20 et 24 étages; b) Captures instantanées de la différence des composantes verticales des efforts provenant des diagonales élastiques et BRB.

En examinant la figure 4.4, nous remarquons que lorsqu'un poteau subit son effort maximal, la différence des efforts dans les diagonales à l'étage correspondant est nulle, ou presque. Cette observation est mise en évidence par l'ajout d'un cercle en pointillé sur l'étage en question dans les deux séries de graphiques. Ceci est tout à fait normal, car les lois d'équilibre doivent être respectées. En effet, pour le cas de la compression dans le poteau central, l'effort maximal est atteint à la hauteur où toutes les forces provenant des diagonales qui tentent à comprimer le poteau vers le haut s'équilibrent avec celles qui le compriment par le bas. Le schéma de la figure 4.5 permet de mieux comprendre cet état d'équilibre (l'effort dans la diagonale élastique est plus élevé que dans la diagonale BRB). La même situation se produit pour la traction maximale dans le poteau central.

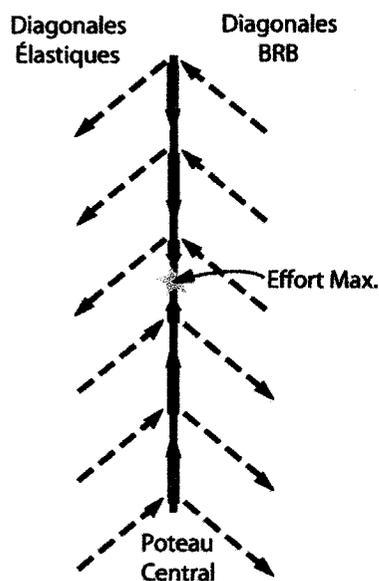


Figure 4.5 : État d'équilibre développant un effort maximal dans le poteau central

À cause de la propagation de l'onde sismique, les diagonales élastiques et BRB se retrouvent respectivement en compression et en traction, et inversement, tel que représenté par les flèches discontinues. Ceci a pour conséquence d'engendrer une résultante verticale (flèches rouges) qui est soit dirigée vers le haut ou vers le bas. L'effort maximal dans le poteau central est atteint à l'endroit où les deux groupes de

résultantes convergent. Mathématiquement, cela se traduit par un changement de signe de la résultante et plus précisément lorsqu'on passe par zéro, tel que montré dans la figure 4.4 b) aux différentes captures instantanées.

Par ailleurs, d'après la figure 4.4 b), en plus de passer par zéro à l'étage concerné, la courbe de la différence des efforts dans les diagonales touche l'enveloppe (la différence enregistrée la plus grande) quelques étages plus loin. Ceci rejoint les observations qui ont été faites jusqu'à présent concernant les diagonales et les poteaux. Dans ce cas aussi, la différence maximale est atteinte sur une plage d'étage équivalente au quart de la hauteur de la structure. Ainsi, pour le bâtiment de 20 étages, à $t = 12.74$ s, le poteau central est sollicité au maximum en traction entre les étages 15 et 19, conformément à ce qui a été discuté précédemment (voir figure. 4.4 a)), et dans la figure 4.4 b), nous voyons que la courbe passe par 0 au 15^{ième} étage et touche l'enveloppe 5 étages plus haut. Le fait que les poteaux centraux soient comprimés ne change rien à ces observations. En effet, les mêmes constatations s'appliquent, tel que présenté dans la grande majorité des cas de la figure.

Les observations décrites dans cette partie nous ont permis de mieux comprendre les mécanismes qui entrent en jeu lorsque la structure est soumise à une excitation sismique. En effet l'évolution dans le temps des efforts dans les principaux éléments du système a été étudiée, ce qui nous a permis de se doter de lignes directrices sur lesquelles nous nous baserons pour essayer de transposer les phénomènes physiques observés dans une approche mathématique permettant au concepteur d'appliquer une méthode simple et directe plutôt que de refaire tout ce travail.

4.3 Proposition d'une méthode de conception pour les éléments du treillis

Lorsque nous sommes amenés à élaborer une méthode de conception, il est primordial de pouvoir se mettre dans la peau du concepteur afin de bien évaluer les besoins et de s'assurer que la méthode proposée est accessible à tous et facile d'utilisation. Aussi, par la mise au point d'une méthode de conception, nous cherchons à proposer une approche unique qui limitera les erreurs dues à des interprétations

différentes d'une personne à une autre. Cependant, il faut garder à l'esprit qu'une méthode telle que celle décrite dans les paragraphes qui suivent vise à donner des résultats qui se rapprochent le plus possible pour des phénomènes physiques souvent complexes et difficiles à prévoir, ce qui en fait une approche approximative.

Avec les progrès des dernières années dans le domaine parasismique et les puissants outils de calcul mis à notre disposition, la plupart des codes incitent de plus en plus les concepteurs à se tourner vers des méthodes d'analyse dynamique. Celles qui sont le plus populaires à cause de leur facilité d'utilisation, sont celles qui se basent sur les spectres de réponse et les combinaisons modales. Malgré le comportement fortement non linéaire de certains éléments du système, les analyses dynamiques non linéaires ne sont utilisées que dans des cas extrêmes et complexes, à cause de la multitude de paramètres et d'hypothèses que le concepteur doit définir. Il est alors clair que la méthode que nous allons proposer doit se baser sur les résultats d'une analyse modale. Pour ce faire, nous avons d'abord reproduit les modèles construits préalablement avec le logiciel RUAUMOKO dans le logiciel SAP 2000 afin d'effectuer plus facilement les analyses spectrales. Cependant, il faut préciser que dans l'étape de design nous n'avons pas considéré les effets $P-\Delta$ qui n'ont donc pas été inclus dans le modèle de SAP 2000, contrairement à RUAUMOKO ou nous voulions avoir un portrait plus exact de ce qui se produit en réalité.

Dans les prochaines pages, nous allons ensuite faire des comparaisons entre les résultats obtenus de l'analyse spectrale avec ceux obtenus des analyses dynamiques non linéaires et faire le lien avec l'approche de conception que nous proposons. Nous débuterons par les deux principaux éléments du système Dual-BRB, à savoir les diagonales BRB et les diagonales élastiques, puis nous enchaînerons avec les poteaux de rive et les poteaux centraux pour finir avec les poutres du treillis élastique. Pour les analyses spectrales, nous avons utilisé le spectre du NBCC 2005 pour la ville de Victoria et choisi une combinaison CQC avec un amortissement de 3%, constant pour tous les modes.

4.3.1 Efforts dans les diagonales BRB

Afin de mener à bien cette étude, nous devons suivre un cheminement qui va nous permettre de suivre l'évolution des efforts. Pour ce faire, nous allons d'abord commencer par les diagonales BRB qui sont en fait le seul élément pour lequel nous avons un contrôle sur les efforts qui s'y développent. Les efforts maximaux dans ces membrures correspondent en effet à leur capacité axiale, capacité qui est connue au préalable. Cela constitue donc un bon point de départ pour notre étude.

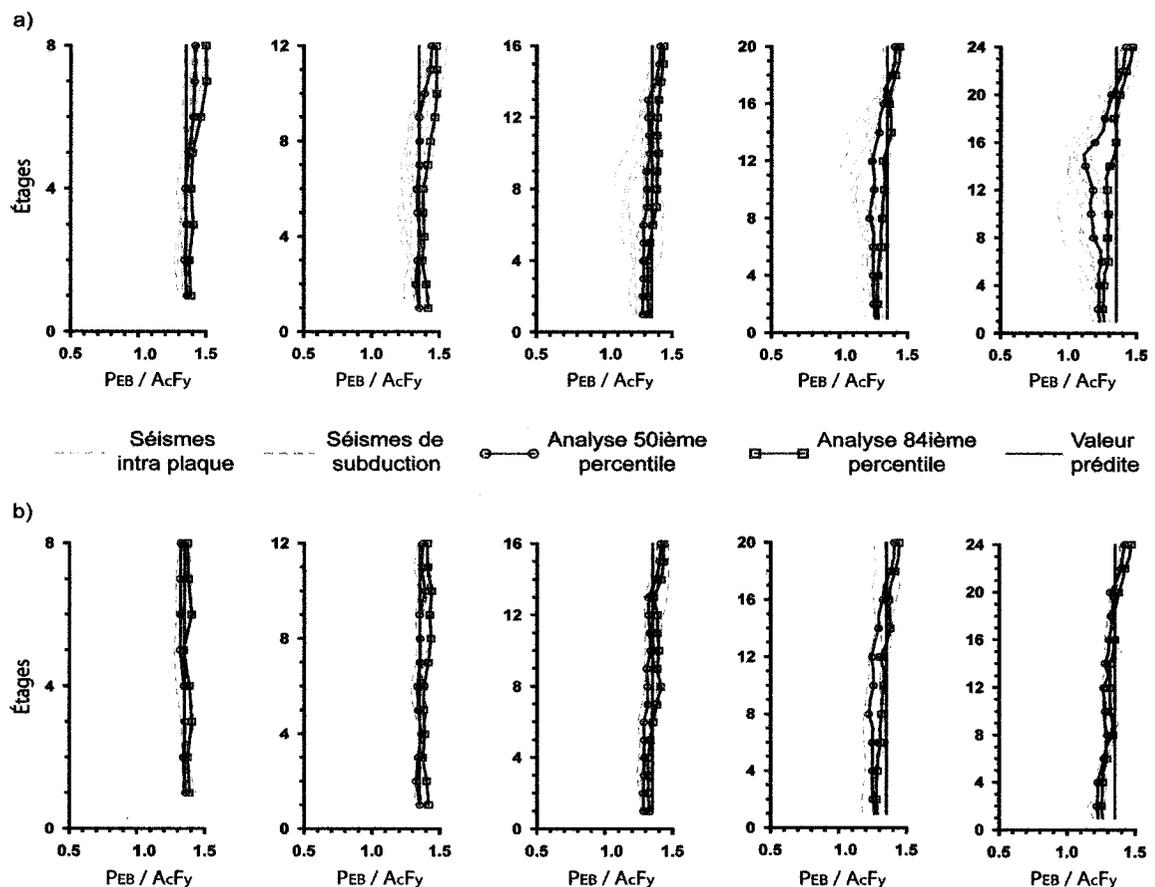


Figure 4. 6 : Rapport des efforts axiaux entre l'analyse non linéaire et la valeur de conception pour la diagonale BRB; a) Séismes intra plaques; b) Séismes de subduction.

Étant donné que cet élément travaille principalement dans le domaine inélastique, une comparaison avec une analyse modale est inutile. Comme montré dans la figure 4.6, on compare plutôt avec la valeur pour laquelle la diagonale a été conçue, $A_c F_y$, où A_c est l'aire de la portion centrale du noyau de la diagonale BRB et F_y la limite élastique de la

plaque d'acier. Cette approche étant plus proche et représentative du comportement de la structure. D'après les graphiques, nous pouvons remarquer que les efforts enregistrés sont toujours plus grands que 1.0. Ceci nous indique que toutes les diagonales se sont plastifiées, et qu'elles ont développé une sur résistance, notamment liée à l'écroutissement du segment central et, pour les diagonales comprimées, la friction entre l'acier et le béton. Cet effet est plus important dans le haut de la structure à cause des modes supérieurs qui engendrent des efforts plus grands et donc l'écroutissement qui se produit est plus important.

En nous basant sur les résultats des analyses non linéaires, nous avons pu calculer le 50^{ième} et le 84^{ième} percentile des efforts obtenus dans cet élément, pour chaque hauteur de bâtiment et à chaque étage. Lorsque l'on calcule la moyenne sur toute la hauteur des bâtisses puis la moyenne pour les bâtiments de différentes hauteurs, on retrouve des valeurs de $P_{BRB,50}$ et $P_{BRB,84}$ de 1.32 et 1.37 A_cF_y , respectivement. Étant donné la faible différence entre ces deux valeurs, nous avons décidé de prendre un coefficient de 1.35 pour toutes les structures pour les deux niveaux de probabilité.

Tableau 4. 1 : Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour la diagonale BRB

Nombre d'étages		8	12	16	20	24
P_{BRB} 50^{ième} percentile	<i>Moyenne</i>	1.02	1.01	0.98	0.95	0.92
	<i>COV</i>	0.02	0.03	0.03	0.04	0.07
P_{BRB} 84^{ième} percentile	<i>Moyenne</i>	1.06	1.06	1.02	0.99	0.98
	<i>COV</i>	0.04	0.03	0.03	0.04	0.05

Le tableau 4.1 donne le rapport entre la valeur retenue (1.35 A_cF_y) et les résultats des analyses. Nous remarquons que la valeur 1.35 A_cF_y permet d'avoir une très bonne approximation de l'effort maximal qui se développe dans cet élément, comme le montre aussi les graphiques de la figure 4.6. Il est cependant clair que nous sous-estimons légèrement ces efforts pour les bâtiments de 8 et 12 étages alors que nous les surévaluons légèrement pour les structures plus hautes. Cependant, nous estimons que la

marge d'erreur est très acceptable et que le fait de ne choisir qu'une seule valeur dans tous les cas contribue à rendre la méthode plus facile d'application. Exceptionnellement, pour la diagonale BRB, nous nous retrouvons qu'avec une valeur pour les deux niveaux de probabilité choisis (50^{ième} et 84^{ième} percentiles) mais, comme nous le verrons plus bas, deux valeurs seront proposées pour chacun des autres éléments, l'une pour le 50^{ième} percentile et l'autre pour le 84^{ième} percentile. En procédant ainsi, l'un de nos objectifs est d'avoir une certaine souplesse au niveau de la méthode et de donner la liberté au concepteur quant au choix du niveau de protection qu'il désire atteindre.

Il est intéressant d'ouvrir ici une parenthèse pour souligner que l'effet des charges de gravité sur les diagonales BRB a été pris en considération dans les graphiques présentés plus haut. Pour cet élément, il ne serait en effet pas rigoureux de dissocier ces efforts des efforts sismiques puisque cet élément ne travaille pas exclusivement dans le domaine élastique. De plus, les diagonales BRB ont été conçues pour une combinaison de ces deux types de charges ($D + 0.5L + E$). Dans la figure 4.6, nous avons aussi représenté séparément les résultats obtenus pour les séismes intra plaques et les séismes de subduction. Cependant, nous remarquons que pour ces deux types de sollicitation, peu importe le bâtiment, les efforts sont en moyenne comparables sur toute la hauteur de la structure. Ce résultat est quelque peu surprenant, étant donné qu'au chapitre précédent nous avons remarqué des déplacements inter étage plus élevés pour les séismes de subduction, ce qui se traduirait normalement par des efforts plus élevés. Toutefois, il ne faut pas oublier que pour ces diagonales, l'effort est physiquement limité à $A_c F_y$ (plus écrouissage et friction), et n'est que très peu lié aux déformations. De plus, on observe le même phénomène pour les autres éléments qui demeurent élastiques. On peut expliquer cette similitude des efforts maximaux produits par les deux groupes de séismes en examinant les spectres du NCB et les spectres des mouvements de sol pour les séismes intra plaques et les séismes de subduction. Pour la plage de période où se situent nos bâtiments, les accélérations pour l'un ou l'autre des types des séismes sont pratiquement identiques, ce qui résulte en une sollicitation comparable au niveau des forces et efforts.

Pour cette raison et pour des fins de simplification, les résultats des analyses avec séismes intra plaques et de subduction ont été traités et analysés dans un même lot.

Comme la diagonale BRB joue le rôle de fusible dans le système BRB, elle doit être dimensionnée en premier, à partir des efforts prescrits par le code national du bâtiment. Une fois la section déterminée il faudra appliqué un facteur de 1.35 à la capacité de la diagonale ($A_c F_y$) lorsqu'arrivera le temps de dimensionner les éléments adjacents, conformément aux principes de conception par capacité:

$$P_{BRB,i} = 1.35 A_{c,i} F_y \quad [4.1]$$

4.3.2 Efforts dans les diagonales élastiques

L'autre élément important qui contribue à la rigidité latérale du système est la diagonale élastique. Comme le comportement anticipé de cet élément est purement élastique, nous pouvons soustraire l'effet des charges de gravité et comparer les efforts sismiques avec les résultats de l'analyse spectrale. La figure 4.7 représente pour chacune des cinq hauteurs de bâtiment étudiées le rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires, P_{EB} , et ceux des analyses spectrales, $P_{EB,RS}$. Nous remarquons que l'analyse spectrale a tendance à être conservatrice puisque dans tous les cas, les courbes se situent en deçà de 1.0. Cependant, les efforts dans les diagonales élastiques sont généralement plus élevés dans le haut de la structure et tendent à diminuer en se dirigeant vers la base du bâtiment. Ce phénomène est la conséquence directe des modes supérieurs qui sont plus importants dans la portion supérieure du bâtiment. Pour prédire cette sollicitation dans les diagonales élastiques, nous proposons de prendre une variation linéaire sur la hauteur de la structure. En nous basant sur les résultats des deux niveaux de probabilité, les efforts varient de 0.75 à 0.65 $P_{EB,RS}$ pour le 50^{ième} percentile, et de 0.95 à 0.70 $P_{EB,RS}$ pour le 84^{ième} percentile.

D'après la figure, nous remarquons que la prédiction des efforts est plus précise pour les bâtiments plus hauts, et un certain conservatisme est introduit dans les

structures de 8 et 12 étages. Toutefois, cet écart reste très raisonnable comme en témoignent les valeurs du tableau 4.2.

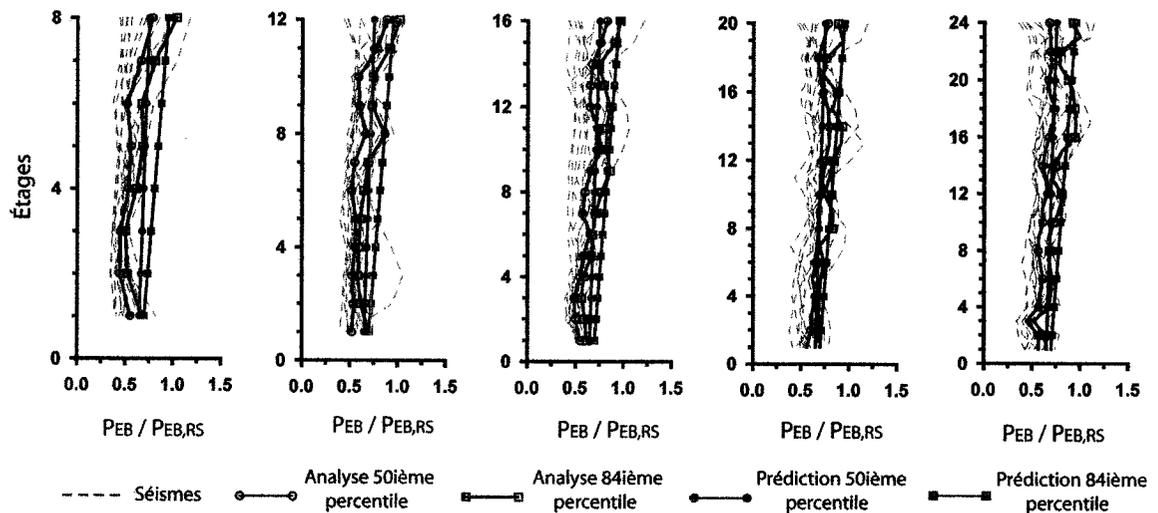


Figure 4.7 : Rapport des forces de la diagonale élastique entre les analyses non linéaires et modales

Tableau 4.2: Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour la diagonale élastique.

Nombre d'étages		8	12	16	20	24	
50^{ième} percentile	P_{BRB}	<i>Moyenne</i>	0.80	0.86	0.91	0.95	0.90
	<i>COV</i>		0.16	0.15	0.12	0.09	0.07
84^{ième} percentile	P_{BRB}	<i>Moyenne</i>	0.83	0.87	0.90	0.99	0.94
	<i>COV</i>		0.17	0.12	0.09	0.07	0.09

On peut cependant ajouter que l'approche proposée ne vise pas à nous prémunir totalement contre une éventuelle plastification des diagonales élastiques. En effet, comme cette diagonale ne porte pas de charges de gravité significatives, le fait que l'on atteigne la limite élastique pendant quelques fractions de seconde pendant le séisme, de façon très localisée, ne risque pas d'engendrer des problèmes inquiétants au niveau du comportement global de la structure. L'équation 4.2 représente la manière générale de déterminer l'effort axial de compression que nous prévoyons se développer dans la diagonale élastique.

$$P_{EB,i} = \alpha_i \cdot P_{EB,RS,i} \quad [4.2]$$

Où :

$$\alpha_i = 0.65 + \frac{0.10 (i-1)}{(n-1)}, \text{ pour le } 50^{\text{ième}} \text{ percentile}$$

$$\alpha_i = 0.70 + \frac{0.15 (i-1)}{(n-1)}, \text{ pour le } 84^{\text{ième}} \text{ percentile.}$$

n est le nombre d'étages de la structure et i le numéro de l'étage étudié.

Le nombre d'étage n des structure a été retenu comme indicateur, plutôt que la hauteur de la structure en mètres, car nous croyons que c'est un meilleur indicateur qui est plus approprié pour représenter le nombre de degré de liberté ainsi que les modes de vibration d'une structure.

4.3.3 Efforts dans les poteaux intermédiaires

En ce qui concerne les poteaux intermédiaires, l'approche utilisée est la même que pour la diagonale élastique. La comparaison des efforts axiaux engendrés par l'effet du séisme, C_{CC} , et ceux obtenus de la méthode spectrale, $C_{CC,RS}$, va nous permettre de proposer une méthode de conception. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 4.8. Les graphiques montrent qu'il n'existe pas une très bonne corrélation entre les efforts obtenus de l'analyse spectrale et les analyses dynamiques non linéaires. En effet, dans la partie supérieure de la structure, l'analyse spectrale sous-estime les efforts d'environ 20% à 30%, lorsqu'on se base sur le 50^{ième} percentile, et cet écart s'agrandit considérablement lorsqu'on se compare au 84^{ième} percentile pour atteindre 80% dans certains cas. Par ailleurs, lorsqu'on s'approche de la base, les efforts sont largement surestimés par l'analyse spectrale. Du fait de la combinaison modale, l'analyse spectrale n'arrive pas à représenter l'effet de traction qui se produit dans les étages inférieurs. De ces observations, on conclut que l'utilisation des résultats bruts de l'analyse spectrale conduirait à un dimensionnement qui ne soit pas très rigoureux.

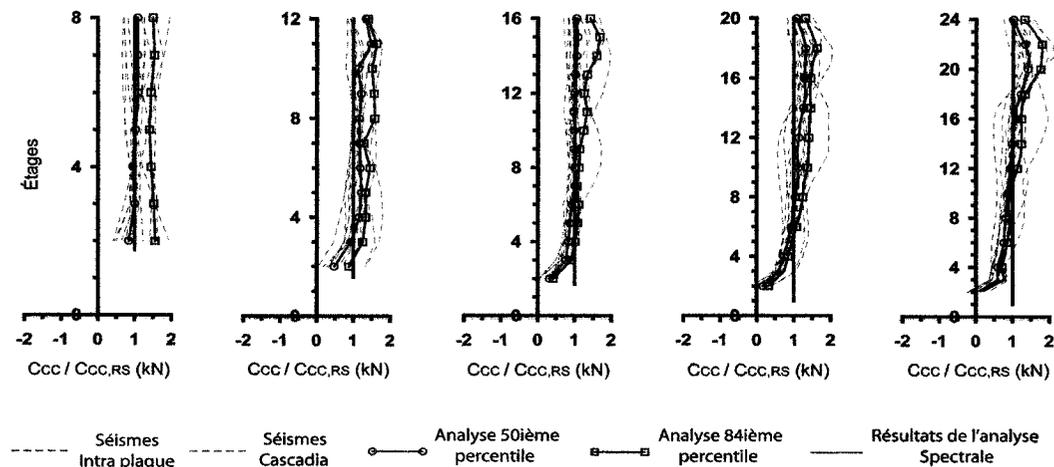


Figure 4. 8 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poteaux intermédiaires.

Comme expliqué précédemment, l'effort qui se développe dans le poteau central provient à la fois des diagonales élastiques et BRB. La figure 4.9 illustre pour un bâtiment de 20 étages et un séisme particulier ce lien très important qui existe entre l'effort qui se développe dans le poteau et la différence des efforts provenant des diagonales élastiques et BRB. D'après les graphiques « dynamiques », nous avons pu isoler un comportement ou une configuration qui survient, à chaque fois que le poteau subit son effort maximal (figure 4.9 b). La figure 4.9 c) schématise l'approche que nous proposons qui permet de représenter les phénomènes observés de façon simplifiée. La méthode de conception que nous proposons est décrite en détail dans les pages qui suivent.

La première étape consiste à faire la différence des composantes verticales des efforts de la diagonale élastique obtenus de l'analyse spectrale, P_{EB} , et ceux des efforts de conception des diagonales BRB, P_{BRB} , en utilisant les équations 4.1 et 4.2. Ceci permet de fixer les enveloppes représentées par les lignes verticales (verte et bleue) dans la figure 4.9 c). Il faut souligner que ces droites ne sont pas forcément verticales comme montré sur la figure, car la différence peut varier sur la hauteur de la structure en fonction des valeurs de P_{BRB} et P_{EB} à chaque étage.

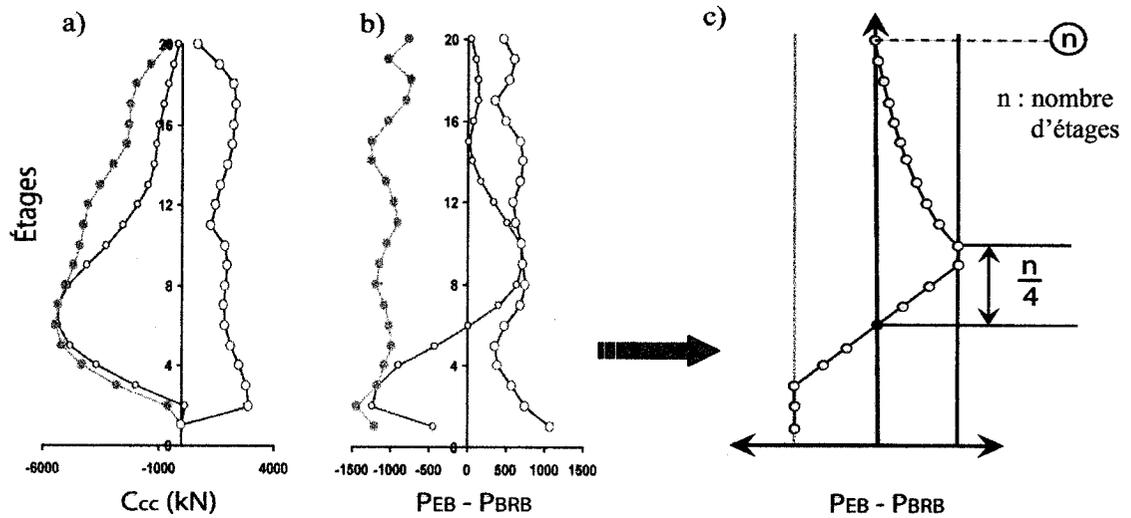


Figure 4.9 : a) effort maximal dans le poteau intermédiaire; b) différence des efforts venant des diagonales élastiques et BRB; c) schéma simplifié représentatif de la différence des efforts venant des diagonales. Structure de 20 étages, soumise au séisme Cascadia C.

Comme indiqué précédemment, l'effort maximal dans le poteau central se produit à la hauteur où la différence $P_{EB}-P_{BRB}$ change de signe et est le résultat du cumul des différences $P_{EB}-P_{BRB}$ dans les étages adjacents. On applique donc à la différence $P_{EB}-P_{BRB}$ des facteurs de correction qui permettent d'obtenir une version simplifiée, mais représentative de la distribution de cette différence le long de la hauteur du bâtiment de part et d'autre du point où cette différence change de signe, comme on le voit à partir du 6^{ème} étage dans les figures 4.9b (distribution réelle) et 4.9c (distribution simplifiée). L'examen des résultats des analyses montre que pour un point de zéro différence situé à un niveau inférieur à $3n/4$ étages, la distribution de $P_{EB}-P_{BRB}$ augmente pratiquement linéairement de 0 à $P_{EB}-P_{BRB}$ sur $n/4-1$ étages, demeure égale à $P_{EB}-P_{BRB}$ sur un autre étage puis diminue ensuite de façon parabolique jusqu'à la base ou au sommet de la structure. Cette variation est illustrée aux figures 4.10b (cumul des différences à partir du sommet) et 4.10c (cumul des différences à partir de la base).

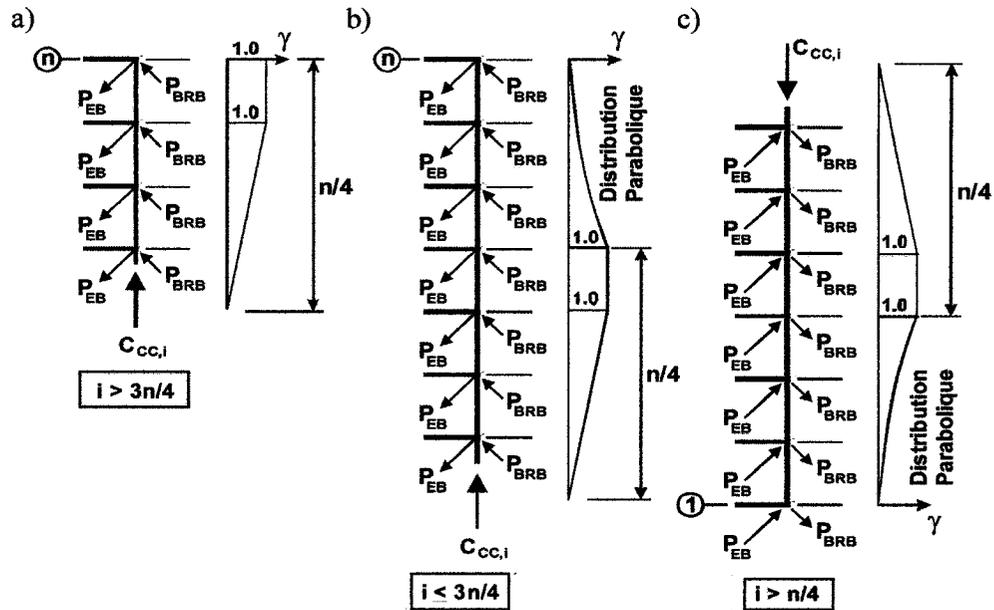


Figure 4. 10 : Distribution des forces à considérer dans les diagonales, pour le calcul de l'effort de compression dans le poteau central;

Le facteur γ qui varie de 0 à 1.0, est donc appliqué à la différence entre P_{EB} et P_{BRB} pour obtenir l'effort de compression maximal dans le poteau central aux étages 1 à $3n/4$ en posant le point de zéro différence à l'étage étudié. Pour les étages situés au dessus de $3n/4$, les résultats montrent que l'effort maximal dans le poteau central peut être obtenu du cumul des différences $P_{EB}-P_{BRB}$ pondérées par le facteur γ qui s'applique aux portions linéaires et constantes décrites précédemment (figure 4.10a). L'équation 4.3 donne le facteur γ pour le segment $n/4-1$ où la différence $P_{EB}-P_{BRB}$ varie linéairement :

$$\gamma_j = \frac{j}{\frac{n}{4}-1} \leq 1 \quad [4.3]$$

Avec j variant de 1 à $n/4$, et i l'étage considéré.

Dans cette expression, j varie de 1 à $n/4$. L'équation 4.4 donne la variation parabolique de γ . Dans cette équation, j varie de $n/4 + 1$ à $(n+1)-i$, où i est l'étage pour lequel on détermine l'effort maximal dans le poteau central.

$$\gamma_j = \left(\frac{(n+1)-(i+j)}{(n+1)-\left(i+\frac{n}{4}\right)} \right)^2 \leq 1 \quad [4.4]$$

Les résultats de l'analyse montrent aussi que P_{EB} et P_{BRB} à un étage donné n'atteignent pas nécessairement leur valeur maximale au même moment. Un second facteur, α , est nécessaire pour tenir compte ce phénomène qui est attribué aux modes de vibration supérieurs de la structure. L'examen de la réponse dans le temps pour les différents bâtiments montre en effet que cela se manifeste principalement dans la partie supérieure de la structure et s'amplifie avec le nombre d'étages de la bâtisse. Pour déterminer ce facteur, nous proposons d'utiliser l'équation 4.5

$$\alpha_j = 1 + 0.5 \left(\frac{j-1}{n-1} \right)^\beta \quad [4.5]$$

Dans cette équation, l'exposant β varie linéairement de 1.0 à 3.0 entre $n = 24$ et 8 étages. Ainsi, le facteur α augmente quand j tend vers n et d'une façon plus prononcée lorsque la structure est plus haute (n plus grand).

L'équation 4.6 est l'équation globale qui nous permet de déterminer la force de compression maximale, $C_{CC,i}$, qui se développe dans le poteau central à l'étage i .

$$C_{CC,i} = \sum_{j=i}^n \alpha_j \gamma_j \cdot (P_{EB,j} - P_{BRB,j}) \cdot \sin \theta_j \quad [4.6]$$

La procédure de calcul doit se faire en deux temps. La première fois, on calcule les efforts C_{CC} à partir du dernier étage, puis en descendant le long du bâtiment, en cumulant les composantes verticales des différences $P_{EB}-P_{BRB}$, pondérées par les facteurs α et γ , au-dessus de l'étage considéré. Lorsque i est supérieur à $3n/4$, on utilise le profil de γ illustré à la figure 4.10a. Lorsque i est inférieur à $3n/4$, on utilise celui de la figure

4.10b. La seconde fois, on calcule les efforts $C_{CC,i}$ à partir de la base de la structure en cumulant à chaque étage les composantes verticales des différences $P_{EB,j} - P_{BRB,j}$, pondérées par les facteurs α et γ , dans les étages au-dessous de l'étage considéré. Des deux valeurs de C_{CC} , on retient la valeur minimale. La figure 4.11 illustre pour deux bâtiments les résultats obtenus pour chacune des deux étapes de la procédure. Une fois que les deux valeurs de C_{CC} sont calculées, l'enveloppe finale pour la prédiction des efforts dans le poteau central est constituée par la valeur minimale obtenue à chaque étage. La figure montre la très bonne correspondance entre les efforts obtenus de cette méthode et ceux obtenus des analyses dynamiques non linéaires.

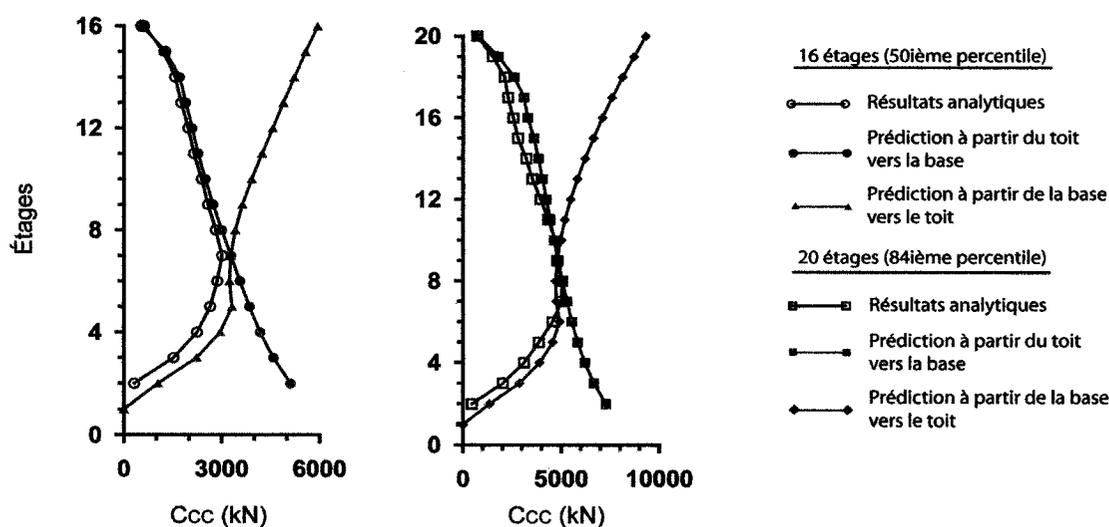


Figure 4. 11 : Exemple d'application de la procédure; résultats analytiques et prédits pour le 50^{ième} percentile du 16 étages et le 84^{ième} percentile du 20 étages.

À titre d'exemple, le profil des facteurs γ utilisés par la suite pour le calcul de la force de compression dans le poteau central pour un bâtiment de 20 étages est présenté dans la figure 4.12. Pour les étages au-dessus du 15^{ième} niveau (premier quart supérieur), une sommation de la différence des efforts provenant des diagonales aux niveaux au-dessus de l'étage étudié est pondérée à chaque étage par les facteurs correspondants du profil représenté dans la figure 4.12 a). Lorsque l'étage étudié est en dessous du 15^{ième} niveau, une portion à distribution parabolique s'ajoute au profil. La figure 4.12 b) donne l'exemple des facteurs utilisés lorsque les calculs sont faits pour la valeur de C_{CC} au 6^{ième} niveau. En deuxième partie, la méthode est appliquée dans l'autre sens, à savoir de la

base vers le toit, et on utilise les profils inversés des figures 4.12 c) et d) pour les étages 6 et 16, respectivement. Quant au facteur α , ce dernier varie de 1.0 à 1.5, tel que calculé avec l'équation 4.6 avec un facteur β égal à 1.5, résultat de l'interpolation linéaire entre 1.0 et 3.0 pour $n = 20$, tel que décrit plus haut. Le profil ainsi utilisé dans les calculs est présenté à la figure 4.12 e). Une fois les facteurs γ et α déterminés, nous pouvons utiliser l'équation 4.6 pour déterminer l'effort de compression dans le poteau central.

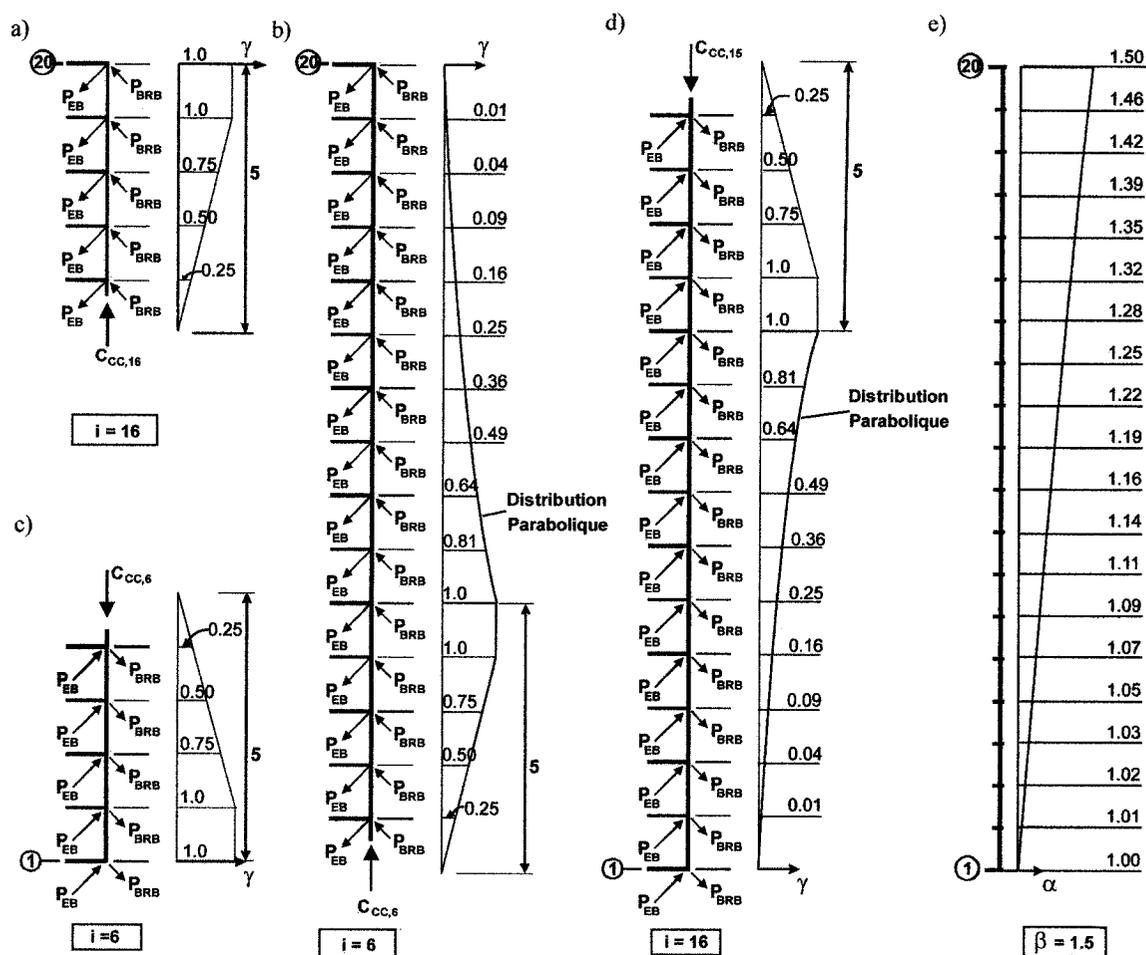


Figure 4.12 : Exemples de calcul pour les profils des facteurs γ et α à considérer pour le calcul des efforts dans les poteaux centraux d'un bâtiment de 20 étages; a) $i = 16$ et plus; b) $i = 6$; c) $i = 6$ et moins; d) $i = 16$; e) profil du facteur α avec $\beta = 1.5$.

Dans la figure 4.13, on compare les résultats obtenus des analyses non linéaires pour tous les bâtiments et les deux niveaux de probabilité à ceux obtenus de l'approche

proposée. Dans la grande majorité des cas, nous obtenons des résultats qui épousent bien les courbes provenant des analyses non linéaires, toutefois avec un certain degré de conservatisme, que nous estimons très acceptable d'autant plus que l'on voit que certaines courbes en pointillées, représentant les résultats des séismes individuels dépassent légèrement la demande prédite. Cependant, il faut souligner que ce sont des cas isolés qui se retrouvent au-delà de la limite du 84^{ième} percentile que l'on s'est fixé pour baser notre méthode de conception.

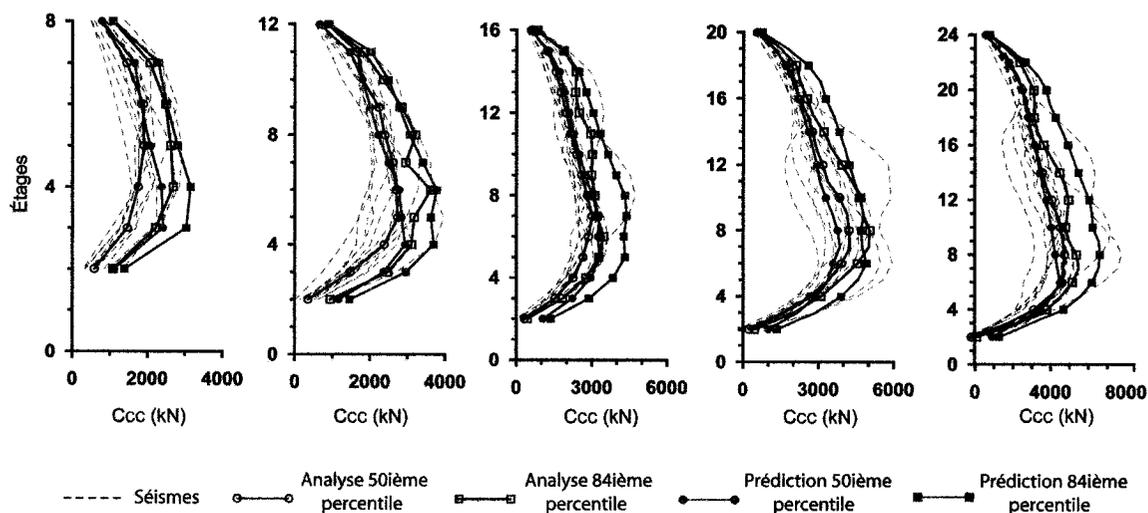


Figure 4. 13 : Comparaison des efforts obtenus des analyses non linéaires et ceux de la méthode proposée.

Le tableau 4.3 compare les valeurs statistiques du rapport entre les résultats des analyses et les prédictions de la méthode proposée. Nous remarquons qu'une prédiction très satisfaisante de la demande a pu être atteinte dans tous les cas, ce qui est un résultat intéressant compte tenu de la complexité des phénomènes à la source des efforts axiaux dans le poteau central et que les prédictions sont obtenues d'une seule méthode pouvant s'appliquer à un large éventail de structures dont le nombre d'étages peut varier considérablement.

Tableau 4. 3: Valeurs moyennes et COV des rapports des rapports entre les résultats analytiques sur les valeurs prédites pour le poteau central.

Nombre d'étages		8	12	16	20	24
P_{BRB} 50^{ième} percentile	<i>Moyenne</i>	0.81	0.94	0.86	1.04	1.02
	<i>COV</i>	0.24	0.29	0.21	0.23	0.07
P_{BRB} 84^{ième} percentile	<i>Moyenne</i>	0.88	0.90	0.79	0.85	0.81
	<i>COV</i>	0.11	0.12	0.22	0.19	0.06

Une fois que les calculs ont été effectués, nous avons pensé qu'il serait intéressant de confronter notre approche avec d'autres approches susceptibles d'être utilisées par le concepteur. Parmi ces approches, deux ont été retenues, à savoir la sommation simple de la différence des efforts provenant des diagonales et la méthode dite SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*) qui consiste à rajouter à l'effort calculé au niveau étudié, la racine carrée de la somme des carrés des efforts provenant des étages adjacents. Ces deux méthodes ont été choisies pour la simple raison qu'elles sont plus intuitives et les plus populaires. La figure 4.14, fait une comparaison aux deux niveaux de risque soit le 50^{ième} et le 84^{ième} percentile.

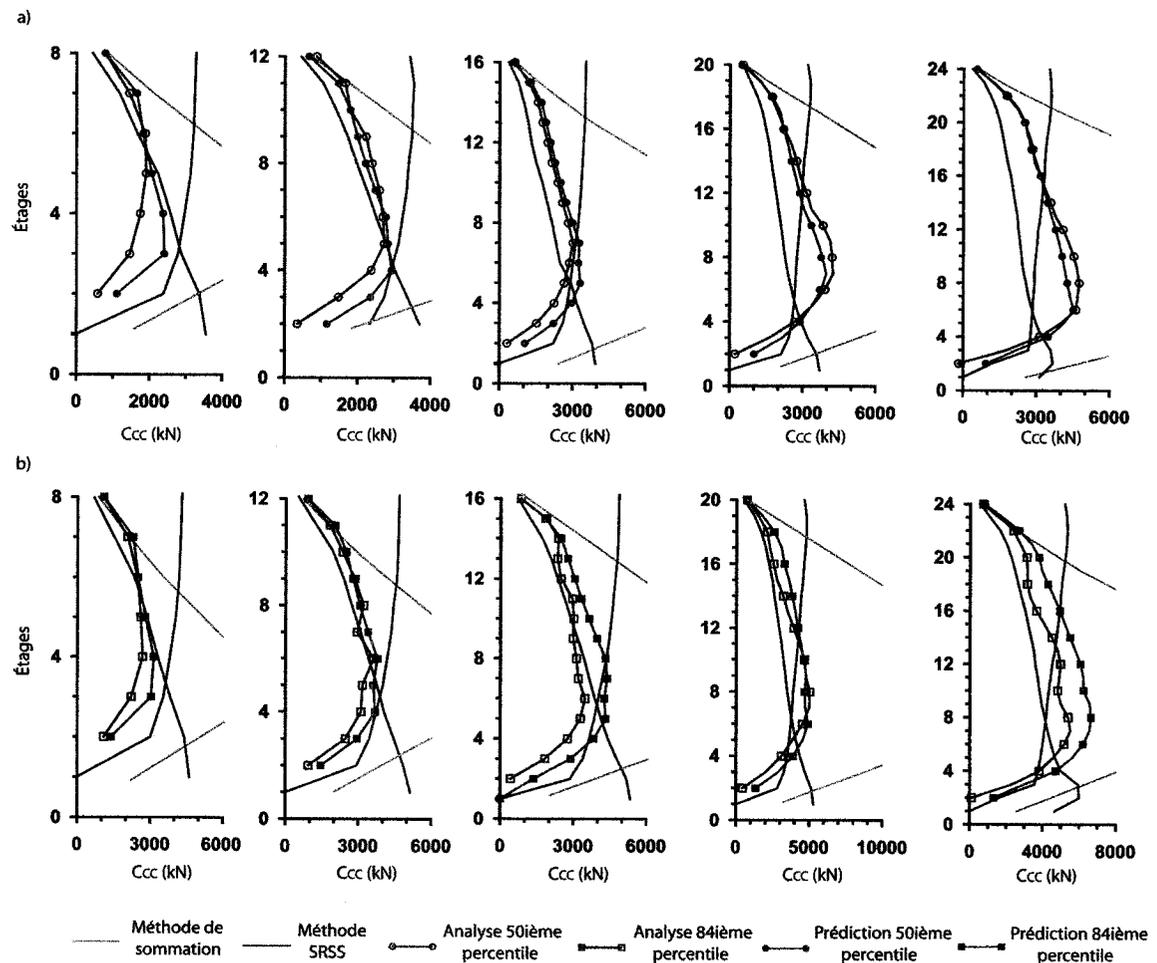


Figure 4.14 : Efforts axiaux dans les poteaux intermédiaires; comparaison de la méthode proposée, d'une sommation simple et d'une méthode de cumul SRSS; a) pour la médiane; b) pour le 84^{ième} percentile.

Nous remarquons très bien d'après la figure 4.14 que la méthode de sommation simple représente le cas extrême, puisqu'on considère que la différence entre les deux diagonales d'un étage est maximum au même moment qu'à tous les autres niveaux, ce qui est presque impossible sur le plan probabiliste, surtout quand le nombre d'étages considérés est élevé. L'approche SRSS, quant à elle, présente des lacunes importantes puisqu'elle sous-estime de manière considérable la demande dans le poteau central sur une grande partie des bâtiments plus élevés (12 à 24 étages) et s'avère trop conservatrice dans la partie inférieure des structures. L'écart au bas des bâtiments est d'autant plus grand que la structure est petite. Ces observations s'appliquent indépendamment du

niveau de risque choisi et un ou plusieurs facteurs correctifs devraient être utilisés pour obtenir une bonne prédiction. L'un des points faibles de l'approche SRSS comparativement à la méthode proposée est qu'elle repose principalement sur des phénomènes probabilistes, plutôt que sur des phénomènes physiques. Il est vrai que c'est une méthode plus directe et facile à utiliser, mais comme nous n'avons pas étudié en détail ses limites et plages d'application, il est très difficile de proposer les facteurs correctifs qui seraient requis.

4.3.4 Efforts dans les poteaux de rive

Contrairement au poteau central, les efforts dans les poteaux de rive proviennent des diagonales élastiques seulement. Les résultats obtenus de l'analyse spectrale, $P_{EC,RS}$, sont présentés dans la figure 4.15. Les résultats des analyses non linéaires pour les deux niveaux de probabilité sont aussi présentés. Nous remarquons une tendance qui ressemble beaucoup à ce qui a été obtenu pour les diagonales élastiques, ce qui paraît normale étant donné que l'effort dans les poteaux de rive provient principalement de ces diagonales. Cependant, les rapports témoignent d'un plus grand conservatisme de l'analyse spectrale, et ce, pour les mêmes raisons qui ont été citées précédemment. En effet, dans le quart supérieur de la structure le niveau de conservatisme varie de 10 à 60% pour les deux niveaux de probabilité, alors que vers la base, l'écart avec l'analyse spectrale est plus grand, atteignant même un facteur de 2 et plus.

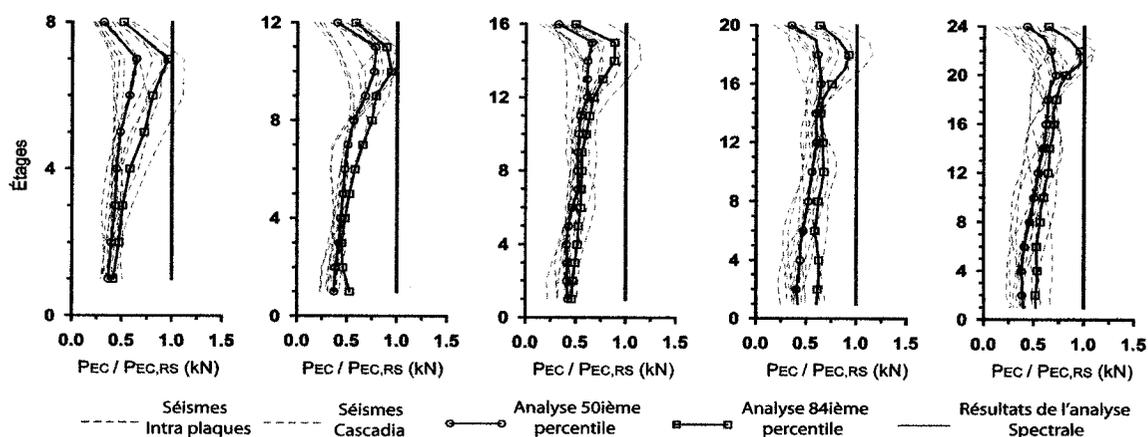


Figure 4. 15 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et spectrales pour les poteaux de rive.

Comme les résultats sont du côté conservateur, le concepteur peut toujours baser son dimensionnement sur les résultats directs de l'analyse spectrale, mais sur dimensionner un élément même si ce dernier doit rester élastique n'est pas très efficace d'un point de vu économique, surtout s'il y en a un grand nombre de poteaux. Dans ce qui suit, nous proposons une méthode simple d'application qui se base essentiellement sur les observations faites au début de ce chapitre et qui se rapproche de celle élaborée pour les poteaux intermédiaires, ceci pour que le concepteur puisse utiliser une partie des résultats qu'il aura obtenu pour le dimensionnement des poteaux intermédiaires.

Dans cette approche, on reprend l'équation, mais comme l'effort engendré dans les poteaux de rive provient de la diagonale élastique, le terme $P_{BRB,j}$ dans cette équation n'a plus lieu d'être. De plus, comme il n'y a plus de différence entre des efforts provenant de deux diagonales différentes, il n'est plus nécessaire d'appliquer de facteur de correction α qui tenait compte du fait que les efforts maximaux dans les deux diagonales n'étaient pas atteints en même temps. L'équation 4.6 devient alors pour l'effort dans les poteaux de rive, P_{EC} :

$$P_{EC,i} = \sum_{j=i}^n \gamma_j \cdot P_{EB,j} \cdot \text{Sin}\theta_j \quad [4.7]$$

En ce qui concerne le facteur γ , le même profil que celui utilisé pour les poteaux centraux est suggéré. Ceci est tout à fait normal puisque c'est la même diagonale élastique qui agit sur les deux éléments. Les résultats obtenus après l'utilisation de l'équation 4.7 sont présentés dans la figure 4.16.

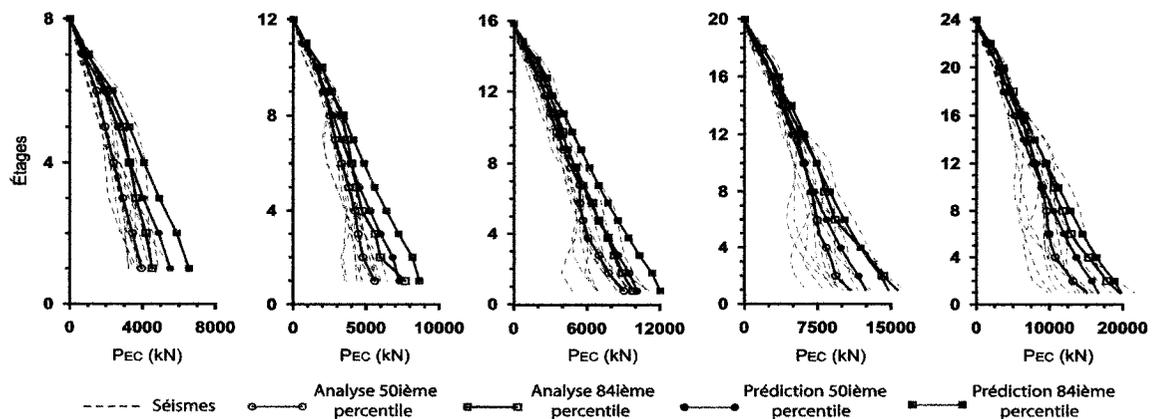


Figure 4. 16 : Effort axial dans le poteau de rive; résultats de l'approche proposée.

On remarque que la méthode permet d'obtenir des résultats très satisfaisants et qui collent bien aux efforts anticipés, surtout dans les parties centrales et supérieures des structures. Vers la base des bâtiments, l'approche apparaît trop conservatrice, et ce phénomène est plus prononcé pour les bâtiments de 8 et 12 étages. Cette tendance est confirmée par les valeurs présentées au tableau 4.4.

Tableau 4. 4: Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour le poteau de rive.

Nombre d'étages		8	12	16	20	24
P_{BRB} 50 ^{ième} percentile	Moyenne	0.76	0.88	0.88	0.94	0.97
	COV	0.10	0.15	0.08	0.11	0.17
P_{BRB} 84 ^{ième} percentile	Moyenne	0.82	0.88	0.85	0.96	0.97
	COV	0.15	0.13	0.06	0.05	0.05

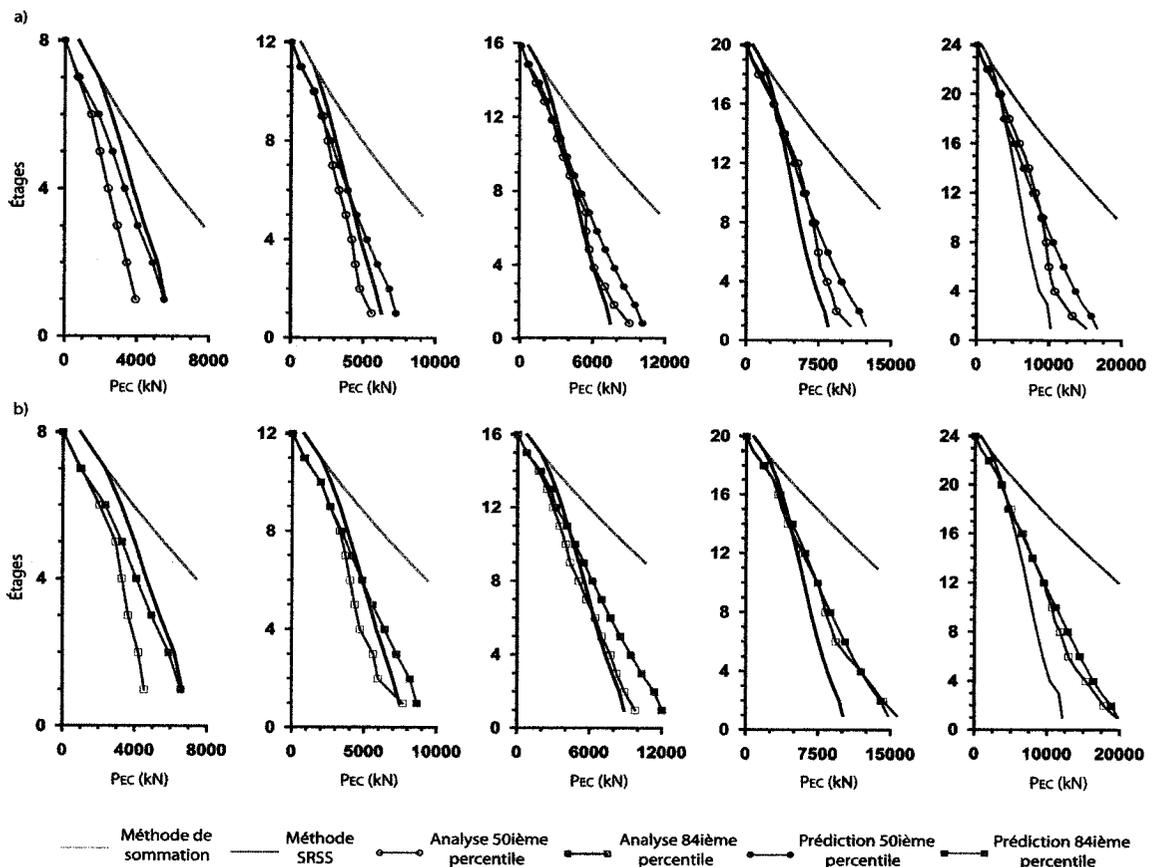


Figure 4. 17 : Efforts axiaux dans les poteaux de rive; comparaison de la méthode proposée, SRSS et sommation simple; a) par rapport à la médiane; b) par rapport au 84^{ième} percentile.

La figure 4.17 présente les résultats obtenus en appliquant la méthode proposée, de même que ceux obtenus en utilisant deux autres approches qui sont employées fréquemment par les concepteurs. La première méthode consiste, en effet, à faire une simple sommation des composantes verticales des efforts obtenus dans la diagonale élastique lors de l'analyse spectrale, du sommet de la structure jusqu'à l'étage considéré. La deuxième, qui est plus populaire, est la méthode SRSS, qui consiste à additionner à l'effort engendré par la diagonale élastique de l'étage adjacent, la racine carrée de la somme des carrés des efforts provenant des étages au dessus.

D'après la figure 4.17, il est clair que la simple sommation conduit rapidement à des résultats trop conservateurs. Comme pour le poteau central, cette méthode représente une enveloppe extrême pour les efforts dans les poteaux, car elle suppose que toutes les diagonales sur la hauteur atteignent leur effort maximal en même temps. La probabilité pour que cet événement se produise diminue avec le nombre d'étages et c'est la raison pour laquelle une approche comme la méthode SRSS (approche probabiliste) ou la méthode proposée serait plus adéquate. En ce qui concerne la méthode SRSS, nous remarquons que les résultats varient énormément dépendamment de la hauteur de la structure, mais aussi du niveau de probabilité choisie. En effet, cette approche est assez conservatrice pour les bâtiments de faible hauteur (8 étages), mais pas suffisante pour les bâtiments plus hauts (24 étages). Par exemple, pour le 84^{ième} percentile, on observe une sous-estimation d'environ 90% des efforts à la base des bâtiments de 24 étages. À cause de cette variation au niveau de la prédiction des efforts, il serait difficile de trouver un facteur de correction qui permettrait d'avoir une uniformité sur les résultats obtenus. La méthode proposée, quant à elle, est plus stable dans le sens où les courbes obtenues se trouvent toujours du côté conservateur et encadrent bien les courbes des analyses non linéaires, tout en gardant un même degré de conservatisme quelque soit la hauteur de la structure.

4.3.5 Efforts dans les poutres du treillis élastique.

Les poutres du treillis sont les derniers éléments abordés. Leur rôle principal est de permettre le transfert des efforts d'un étage à l'autre. Le principal effort axial auquel elles sont soumises provient des diagonales élastiques. Comme en témoigne la figure 4.18, les efforts que l'on obtient de l'analyse spectrale sont légèrement conservateurs lorsqu'on les compare aux efforts des analyses RUAUMOKO, et cette tendance s'accroît aux niveaux inférieurs des structures.

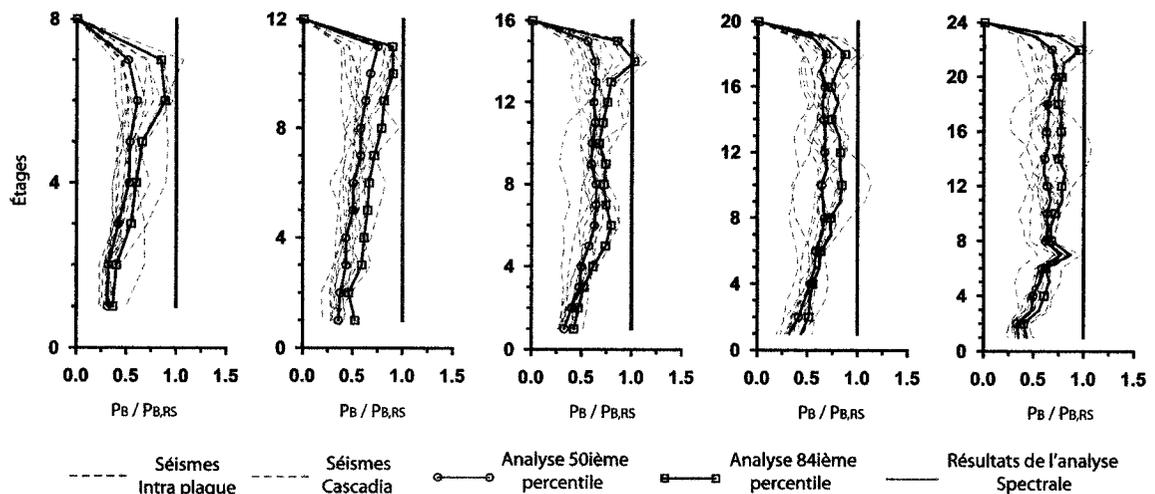


Figure 4. 18 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poutres.

Comme cet élément porte aussi des charges de gravité, il est primordial de s'assurer qu'il demeure élastique durant un séisme. Puisque l'analyse spectrale est du côté conservateur, le concepteur a le choix de dimensionner cet élément avec les valeurs brutes de l'analyse spectrale, ou recalculer les efforts en prenant tout simplement la composante horizontale de la force qui est transmise par la diagonale élastique, P_{EB} , telle que donnée par l'équation 4.2. Dans ce deuxième cas, la formulation pour le calcul des efforts dans les poutres élastiques, P_B , serait :

$$P_{B,i} = P_{EB,i} \cdot \cos \theta_i \quad [4.8]$$

En appliquant cette simple formule, nous retrouvons les courbes présentées dans la figure 4.19 et la comparaison est effectuée pour les deux niveaux de probabilité fixés.

La méthode proposée apporte une amélioration significative comparativement aux résultats bruts de l'analyse spectrale, surtout dans les deux tiers supérieurs de la structure où on arrive à mieux prédire les efforts dans les poutres. Pour la partie inférieure, l'écart reste cependant assez élevé, avec un facteur d'environ 2 pour le premier étage. Cependant, les résultats du tableau 4.5 indiquent que la prédiction est quand même assez bonne et que l'approche donne de meilleurs résultats pour des bâtiments plus hauts.

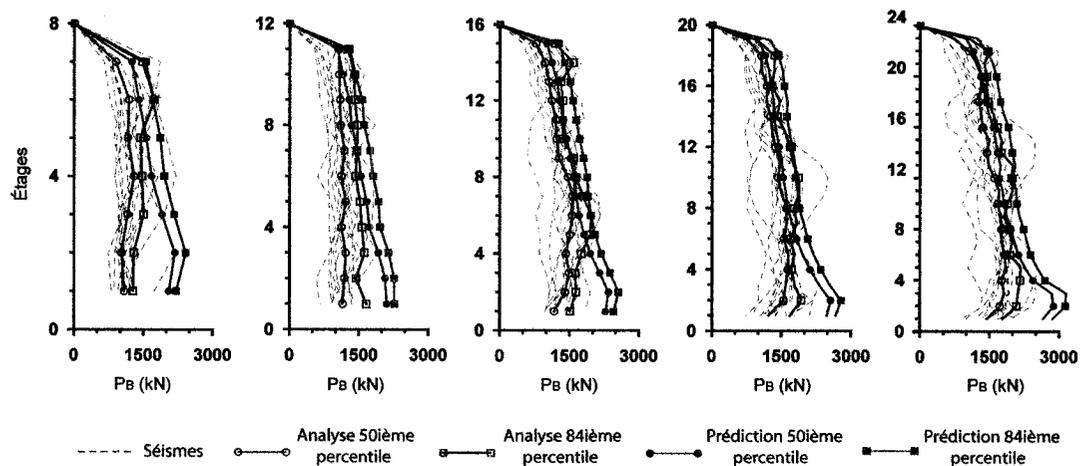


Figure 4. 19 : Efforts axiaux dans les poutres; résultats de la méthode proposée.

Tableau 4. 5: Valeurs moyennes et COV des rapports des résultats analytiques sur les valeurs prédites pour les poutres.

Nombre d'étages		8	12	16	20	24
P_{BRB} 50 ^{ième} percentile	Moyenne	0.76	0.75	0.80	0.85	0.84
	COV	0.21	0.20	0.15	0.16	0.15
P_{BRB} 84 ^{ième} percentile	Moyenne	0.76	0.83	0.85	0.86	0.85
	COV	0.24	0.13	0.16	0.13	0.18

4.4 Synthèse de la méthode de conception proposée

Étant donné la quantité importante d'information présentée dans ce chapitre, il est intéressant et profitable pour le lecteur d'avoir une synthèse des grandes lignes de la

méthode de conception proposée. Ce résumé est présenté sous forme d'une liste d'étapes à suivre pour concevoir le système dual BRB.

Étape 1 : Conception des diagonales BRB

- ✚ Faire un dimensionnement préliminaire, créer un modèle et effectuer une analyse spectrale. Ce dimensionnement se fait de façon itérative, car la période de vibration et les effets de D + L changent selon la rigidité des membrures.
- ✚ Dimensionner les diagonales BRB en se basant sur les forces sismiques prescrites dans le CNB avec les facteurs $R_d = 4.0$ et $R_o = 1.3$.

Étape 2 : Conception des diagonales élastiques

- ✚ Dimensionner les diagonales élastiques en appliquant préalablement le facteur α selon le niveau de probabilité choisi. Ce facteur varie linéairement sur la hauteur de la structure. Pour la médiane α , est compris entre 0.75 au toit et 0.65 à la base. Pour le 84^{ième} percentile, il varie de 0.95 à 0.70. Voir équation 4.2.

Étape 3 : Conception des poteaux intermédiaires

- ✚ L'effort dans cet élément dépend de l'effort maximal qui se développe dans les diagonales BRB et les diagonales élastiques.
- ✚ Pour les diagonales BRB, on utilise $P_{BRB} = 1.35A_cF_y$, ce qui représente la force anticipée dans les diagonales incluant les effets de l'écroutissage et de la friction. On utilise la même valeur, quel que soit le niveau de probabilité choisi. Pour les diagonales élastiques, on emploie les valeurs de P_{EB} obtenues de l'étape 2.
- ✚ Calculer la différence entre les composantes verticales des efforts P_{EB} et P_{BRB} à chaque étage.

- ✦ On calcule deux fois l'effort C_{CC} avec l'équation 4.6, une fois à partir du haut du bâtiment en cumulant les effets de P_{EB} et P_{BRB} aux étages au-dessus de l'étage étudié, et une fois à partir de la base du bâtiment en cumulant les effets de P_{EB} et P_{BRB} aux étages en dessous de l'étage étudié.
- ✦ Pour chacun des étages où on calcule C_{CC} , déterminer le profil des facteurs γ et α donnés respectivement par les équations 4.3 à 4.5 qui doivent s'appliquer aux efforts P_{EB} et P_{BRB} aux étages au-dessus ou en dessous, selon le cas.
- ✦ L'enveloppe des efforts prédits pour chaque étage correspond au minimum des deux valeurs de C_{CC} obtenues lors des deux applications de l'équation 4.6.

Étape 4 : Conception des poteaux de rive

- ✦ L'effort dans cet élément ne dépend que de l'effort provenant de la diagonale élastique. Utiliser l'équation 4.7 en considérant le même profil pour le facteur γ que pour le poteau intermédiaire. Le facteur α ne s'applique plus, car on ne fait plus intervenir la différence entre les deux types de diagonales.

Étape 5 : Conception des poutres

- ✦ L'effort axial dû aux charges sismiques pour les poutres du treillis élastique correspond à la composante horizontale des efforts provenant de la diagonale élastique. L'équation 4.8 permet d'obtenir cet effort.

Il est très important de noter que cette méthode ne donne que les efforts dus aux effets des séismes. Il incombe au concepteur de prendre en considération les autres chargements susceptibles d'influencer le comportement de ces éléments.

Pour conclure le chapitre, il est aussi important de dire que la méthode présentée ici repose essentiellement sur des observations qui ont été faites sur un petit échantillon. De ce fait, ce ne sont pas des solutions exactes, le but principal étant de trouver une façon de prédire les efforts maximaux pouvant se développer dans le treillis élastique. Nous avons observé des phénomènes physiques, que nous avons essayé de traduire de façon mathématique. Ceci représente un avantage majeur comparativement aux autres méthodes qui reposent souvent sur des phénomènes probabilistes. La méthode devait être simple d'utilisation, tout en étant suffisamment rigoureuse pour se rapprocher le plus possible de la réalité et offrir un degré de conservatisme raisonnable. Nous avons pu voir que la méthode SRSS pouvait donner des résultats comparables dans certains cas. Cependant, nous avons aussi remarqué que cette méthode n'était pas « stable » puisque la précision de la prédiction des efforts dans certains éléments variait avec la hauteur des structures étudiées et du niveau de probabilité choisi, ce qui à notre avis pénalise cette méthode. D'un autre côté, le fait que cette méthode, qui est très répandue et dont la validité n'est pas à mettre en doute, donne des résultats comparables à la méthode proposée, permet d'avoir une assurance certaine quant à l'utilisation de l'approche proposée. Cependant, il faut maintenant valider la méthode proposée en l'appliquant dans d'autres situations et avec différentes configurations de bâtiments. Ce travail a été effectué et est présenté dans le chapitre qui suit, ce qui permettra plus loin de faire des recommandations plus précises et plus pertinentes sur son utilisation et ses limites.

CHAPITRE 5

APPLICATION ET VALIDATION DE LA MÉTHODE DE CONCEPTION DES DUAL-BRB

5.1 Introduction

Les pages qui suivent présentent une étape déterminante dans notre projet. En effet, tel que mentionné dans le chapitre précédent, une validation de la méthode de conception proposée s'impose afin de pouvoir conforter tout ce qui a été présenté précédemment, mais aussi de « réorienter le tir » et de redéfinir certains aspects de la conception si cela s'avérait nécessaire. Pour mettre à l'épreuve la méthode proposée, nous avons décidé de choisir une nouvelle configuration pour le système Dual-BRB. Ce dernier sera conçu en suivant rigoureusement les cinq étapes résumées à la fin du chapitre 4. Par la suite, les bâtiments seront soumis à la même série d'analyses que celles réalisées précédemment, c'est-à-dire une première série d'analyses dynamiques avec les quatorze séismes dits de conception (10 intra plaques et 4 de subduction avec les accélérogrammes originaux), et une série d'analyses dynamiques incrémentales. De plus, quatre autres séismes de subduction seront ajoutés au groupe initial afin d'avoir un échantillon plus vaste et de pouvoir mieux apprécier le comportement sismique du système sous ce type de tremblements de terre. Ce chapitre sera divisé en quatre parties. La première présentera brièvement la nouvelle géométrie ainsi que les quatre nouveaux séismes. Par la suite, une partie sera consacrée à la présentation des résultats sur le comportement global des structures. Enfin, dans les deux dernières parties, on comparera les résultats en termes d'efforts dans les éléments, puis on résumera les commentaires et les recommandations en vue de l'amélioration de la méthode de conception.

5.2 Nouvelle configuration pour la validation

5.2.1 Choix de la géométrie

La nouvelle configuration que nous proposons dans ce chapitre ne concerne que l'agencement des éléments des contreventements Dual-BRB. La géométrie et les dimensions du bâtiment quant à elles, restent inchangées, tel que montré à la figure 5.1 a) et la nouvelle configuration de contreventement est illustrée à la figure 5.1d. Les configurations de contreventement étudiées aux chapitres 3 et 4 (BRB et Dual-BRB) sont illustrées pour comparaison aux figures 5.1 b) et c).

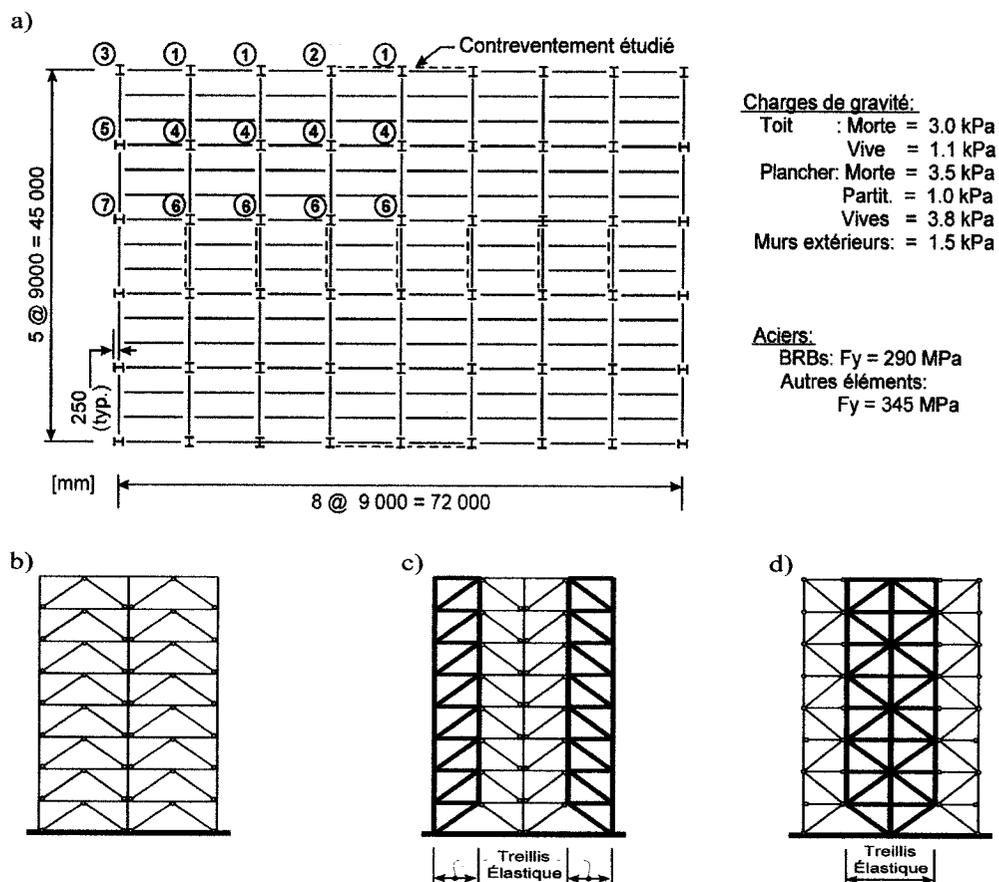


Figure 5. 1 : a) Vue en plan du bâtiment; b) Treillis 8 étages, configuration chevron BRB simple; c) Treillis 8 étages, ancienne configuration Dual-BRB; d) Treillis 8 étages, nouvelle configuration Dual-BRB.

Deux raisons principales nous ont conduit à choisir la géométrie de la figure 5.1 d. La première se résume en termes d'efficacité et d'économie d'acier. En effet, le fait

de coller les treillis élastiques dos à dos permet d'avoir un système élastique offrant une plus grande rigidité flexionnelle puisque la profondeur effective du nouveau treillis élastique est le double de celle que l'on avait auparavant. Dans cette configuration, les diagonales BRB se retrouvent aussi à l'extérieur, ce qui devrait permettre de réduire de façon très appréciable les efforts transmis aux poteaux de rive. On se rappelle que l'effort axial dans les diagonales BRB est limité à la force de plastification, ce qui devrait entraîner une section plus petite et plus économique pour les poteaux de rive. Les efforts dans le poteau central devraient être réduits, car on se retrouve avec des diagonales élastiques identiques de part et d'autre, ce qui, théoriquement, devrait résulter en des efforts nuls ou très faibles dans le poteau. Cette configuration nous permet aussi d'économiser sur les fondations, car le treillis élastique se trouvant au centre et étant rotulé à sa base, devrait attirer un moment de renversement global plus faible par rapport à l'ancienne configuration (figure 5.1 c).

La deuxième raison pour le choix de cette géométrie est d'ordre secondaire. Au tout début de ce mémoire, nous avons présenté les systèmes les plus utilisés et nous avons cité une configuration en chevrons que nous avons utilisée par la suite pour le système Dual BRB. Cependant, la configuration « Split X » est aussi très couramment utilisée en pratique et il nous est apparu que cette géométrie pouvait aussi représenter une excellente candidate aux fins de validations. Sur le plan pratique, ce système possède un avantage certain par rapport au chevron, car les assemblages des diagonales sont concentrés en un nombre limité d'assemblages poutres-poteaux et plusieurs assemblages poutres-poteaux deviennent des assemblages simples. De plus, dans ce treillis, l'effort tranchant aux étages ne transite plus par les poutres, ce qui réduit considérablement les efforts axiaux dans ces membrures.

Le tableau 5.1 donne les propriétés des deux configurations de contreventements Dual-BRB. Nous remarquons, d'après les périodes de vibration des deux structures, que la configuration Split-X engendre un édifice un peu plus rigide, ce qui laisse croire à une meilleure utilisation de l'acier disponible. Cependant, ceci n'est qu'une constatation

préliminaire et qui ne signifie pas automatiquement un meilleur comportement sismique. En effet, l'envers de la médaille veut qu'un système plus rigide attire plus d'efforts sismiques.

Tableau 5.1 : Propriétés dynamiques des bâtiments pour les configurations Dual-BRB chevrons et Split X.

Nb Étages (Hauteur en m)	W (MN)	Dual-BRB (Chevrons)				Dual-BRB (Split X)			
		T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	V/W (%)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	V/W (%)
8 (32)	114	1.68	0.56	0.30	4.00	1.50	0.49	0.34	4.00
12 (48)	172	2.70	0.90	0.47	2.77	2.46	0.74	0.42	2.77
16 (64)	231	3.43	1.12	0.58	2.77	3.18	0.98	0.52	2.77
20 (80)	289	4.21	1.35	0.69	2.77	3.85	1.20	0.63	2.77
24 (96)	348	4.73	1.53	0.79	2.77	4.52	1.39	0.73	2.77

Note : la hauteur d'étages est de 4 mètres.

5.2.2 Séismes de subduction supplémentaires

Avant d'entamer la prochaine partie sur le comportement global des structures nouvellement configurées, nous allons présenter les quatre séismes de type inter plaque que nous avons rajoutés. Jusqu'à présent, les historiques utilisés étaient des séismes simulés par les sismologues pour reproduire les mouvements du sol anticipés dans la zone Cascadia, au large de la côte ouest des États-Unis et du Canada, près de la région de Victoria, BC. Cependant, afin de pouvoir étayer nos résultats de sorte qu'ils soient aussi représentatifs que pour les séismes intra plaque, il nous est apparu important de faire des analyses avec des enregistrements d'événements sismiques de subduction réels présentant des similitudes avec ceux prévus pour la région de zone Cascadia. Il faut noter que de tels séismes se sont déjà produits dans la zone Cascadia, mais que nous ne possédons malheureusement aucun enregistrement des mouvements de sols qui ont été générés. Avec la collaboration de Miguel Macias¹, nous avons sélectionné des enregistrements provenant du Japon où des séismes de type subduction se produisent régulièrement. Pour ce faire, nous avons pu avoir accès aux données du réseau Kyoshin

¹ Communication personnelle, Miguel est étudiant au doctorat et travaille sous la supervision du professeur Gail Atkinson, Université Carleton, Ottawa.

(Kyoshin Network ou K-Net), qui est un large réseau regroupant environ 1000 sismographes dispersés sur tout le territoire du Japon et qui permet d'enregistrer et de capturer toutes sortes d'activités sismiques. Dans cette vaste base de données, nous avons arrêté notre choix sur un séisme qui s'est produit le 29/09/2003 sur l'île d'Hokkaido à environ 800 km au nord-ouest de Tokyo. La magnitude de ce tremblement de terre était de 8.2 sur l'échelle de Richter et a pu être enregistrée par 358 stations. Pour ce séisme, nous avons retenu les données de 4 stations d'enregistrement qui se situaient entre 100 et 200 km de l'épicentre, ce qui est similaire à la distance qui sépare Victoria de la zone de subduction de Cascadia.

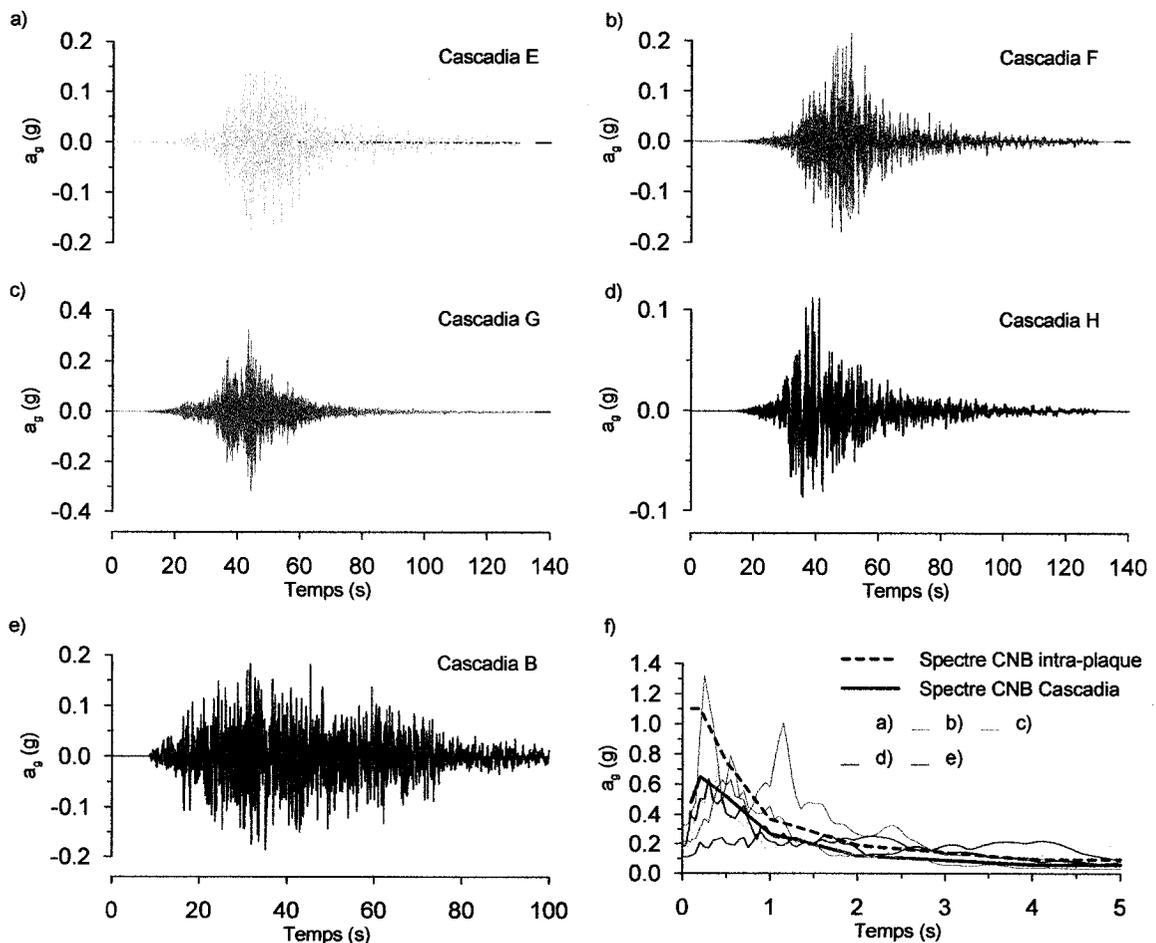


Figure 5. 2 : Nouveaux séismes de subduction; a) Cascadia E; b) Cascadia F; c) Cascadia G; d) Cascadia H; e) Cascadia B; f) Calibration des séismes sur les spectres de réponse Cascadia.

La figure 5.2 présente les accélérogrammes calibrés des séismes retenus (Cascadia E à H). Aussi un des séismes artificiels utilisés précédemment est illustré sur la figure 5.2 e) aux fins de comparaison. Nous présentons aussi le spectre calibré de chaque historique de même que les spectres du CNB. Pour les séismes Cascadia G et H, particulièrement, nous avons essayé de calibrer le spectre de telle sorte à ce qu'il s'approche du spectre du CNB pour l'aléa de la zone Cascadia, surtout entre les périodes de 1.5 et 5 s, plage de périodes dans laquelle se retrouvent nos structures. À cause du fait que ce ne sont pas des séismes simulés, il est difficile de trouver un signal qui épouse parfaitement le spectre du CNB, comme c'était le cas des historiques Cascadia A à D utilisés précédemment (voir Fig. 3.7). Pour arriver à cette précision, il aurait fallu filtrer les signaux, ce qui aurait modifié le signal d'origine et fausser l'étude. Nous avons donc décidé de laisser les signaux intacts puisque ce sont des signaux réels qui risquent de se produire. L'autre point intrigant au niveau de ces séismes concerne la signature du signal. En comparant avec le séisme simulé Cascadia B, nous remarquons que les signaux n'ont pas la même forme. Pour le signal Cascadia B, les accélérations sont relativement constantes, ce qui forme une sorte de bande qui s'étale sur presque la totalité du séisme (entre la 20^{ème} et la 70^{ème} seconde). Pour les nouveaux signaux historiques, l'endroit où les accélérations atteignent leur maximum est plus marqué, et l'intervalle de temps où les accélérations sont importantes est plus court (environ 30 secondes). Cette différence au niveau des signaux est probablement la principale raison pouvant expliquer les différences obtenues des analyses, comme on le verra plus loin. Pour cette raison, nous allons désigner ce nouveau groupe Cascadia #2 pour le différencier du premier groupe utilisé au chapitre 3, ce qui permettra de traiter séparément les résultats de chaque groupe.

5.3 Comportement sismique global du nouveau système

Comme nous l'avons fait dans les précédents chapitres, nous allons consacrer cette partie à l'évaluation du comportement global des cinq bâtisses lorsque soumises à des excitations sismiques. Pour mieux apprécier les résultats, nous allons les comparer

avec les deux autres configurations, à savoir les BRB et les Dual-BRB en chevron. Nous avons aussi pris le soin de mettre à jour les graphiques en rajoutant pour ces deux systèmes les résultats obtenus sous le groupe de séismes Cascadia #2.

Tableau 5. 2 : Nombre d'événements d'effondrement par instabilité dynamique

Nb Étage	Nombre de cas d'effondrement								
	BRB (Chevron)			Dual BRB (Chevron)			Dual BRB (Split-X)		
	Inter plaque	Intra plaque #1	Intra plaque #2	Inter plaque	Intra plaque #1	Intra plaque #2	Inter plaque	Intra plaque #1	Intra plaque #2
	(/10)	(/4)	(/4)	(/10)	(/4)	(/4)	(/10)	(/4)	(/4)
8	3	4	1	0	1	0	0	0	0
12	5	4	1	0	2	0	0	1	0
16	3	4	1	0	0	0	0	0	0
20	0	4	1	0	0	0	0	0	0
24	0	4	0	0	0	0	0	0	0

Le tableau 5.2 montre que la nouvelle configuration Dual-BBR a permis une diminution du nombre d'instabilités dynamiques sous le premier groupe Cascadia : seulement un effondrement (bâtiment de 12 étages) comparé à 3 cas d'effondrement pour le Dual-BRB en chevron. Ceci n'est pas étonnant, du fait que nous avons vu que les édifices étaient en général légèrement plus rigides. Pour le deuxième groupe de séismes de subduction, des effondrements n'ont été observés que pour les quatre premières bâtisses avec des BRB en chevrons. Aucun des deux systèmes Dual-BRB n'a subi un effondrement sous ces séismes. Pour les contreventements BRB en chevron, il n'y a cependant eu qu'un effondrement pour chaque hauteur de bâtiment, ce qui est moins que les 4 effondrements observés sous les séismes artificiels du premier groupe. Cela confirme le point qui a été soulevé précédemment, à savoir que les séismes des deux groupes ont des signatures très différentes et, par conséquent, affectent différemment les structures. Il est cependant surprenant de constater qu'il n'y ait pas eu plus d'effondrement sous le groupe #2, car les séismes de subduction de ce groupe sont de très longue durée (environ 135 secondes).

Ces résultats sont annonciateurs qu'il n'y aura pas de changements majeurs entre les deux configurations Dual-BRB concernant les quatre indicateurs établis au troisième chapitre et qui sont présentés dans les figures 5.3 à 5.6.

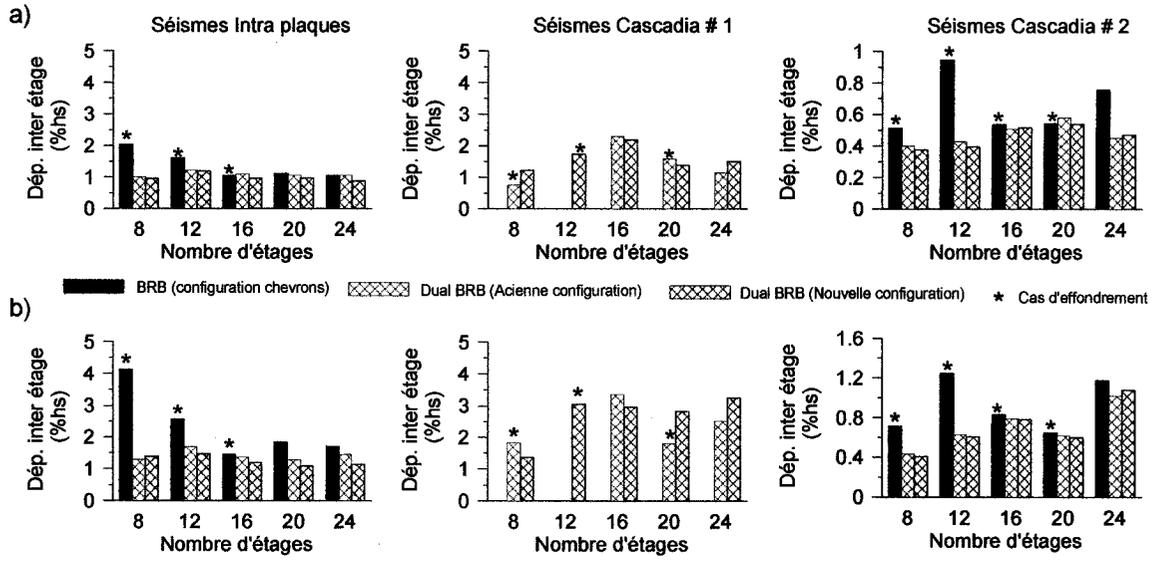


Figure 5.3 : Déplacement inter étage maximal; a) 50^{ème} percentile; b) 84^{ème} percentile.

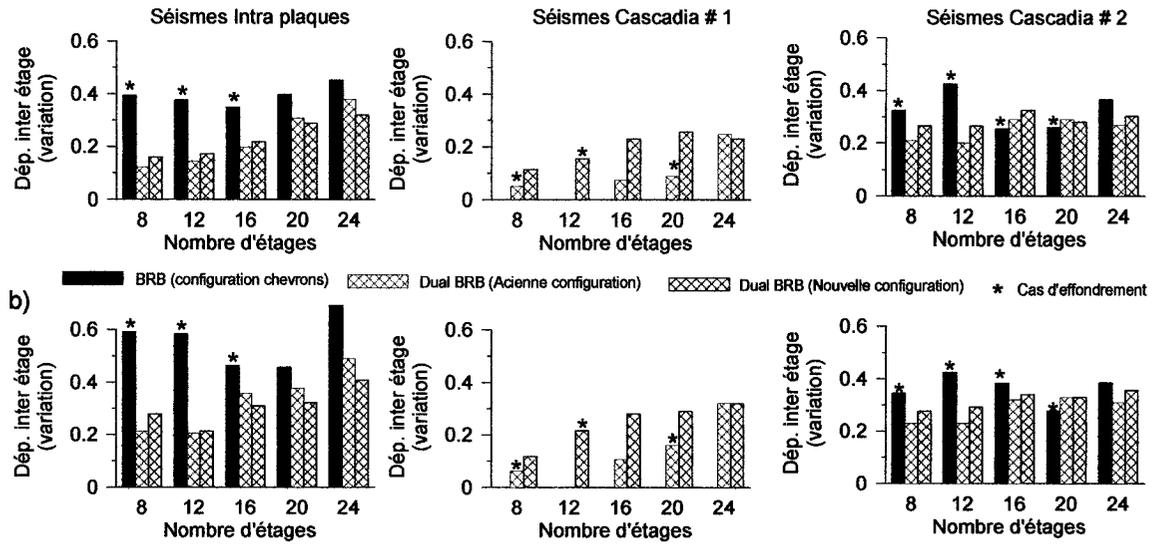


Figure 5.4 : Variation le long de la hauteur des déplacements inter étages; a) 50^{ème} percentile; b) 84^{ème} percentile.

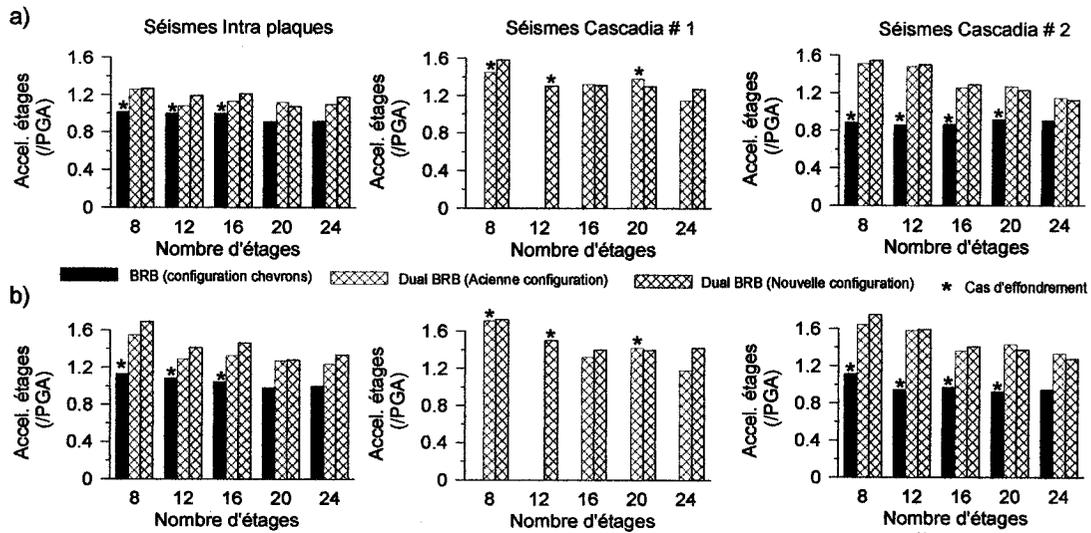


Figure 5. 5 : Accélération horizontale maximale pour tous les étages; a) 50^{ième} percentile; b) 84^{ième} percentile.

En examinant ces figures, nous remarquons bien que les deux configurations Dual-BRB se comportent de façon similaire puisqu’aucun écart notable n’est observé. Les résultats obtenus pour le deuxième groupe de séismes Cascadia sont cependant intéressants : la tendance selon laquelle le système Dual-BRB a une meilleure performance est maintenue, ce qui n’est pas une surprise, mais l’écart entre ces systèmes et les BRB en configuration chevron est moins marqué, ce qui va dans le même sens que la réduction du cas d’instabilité observé pour ce groupe de séismes.

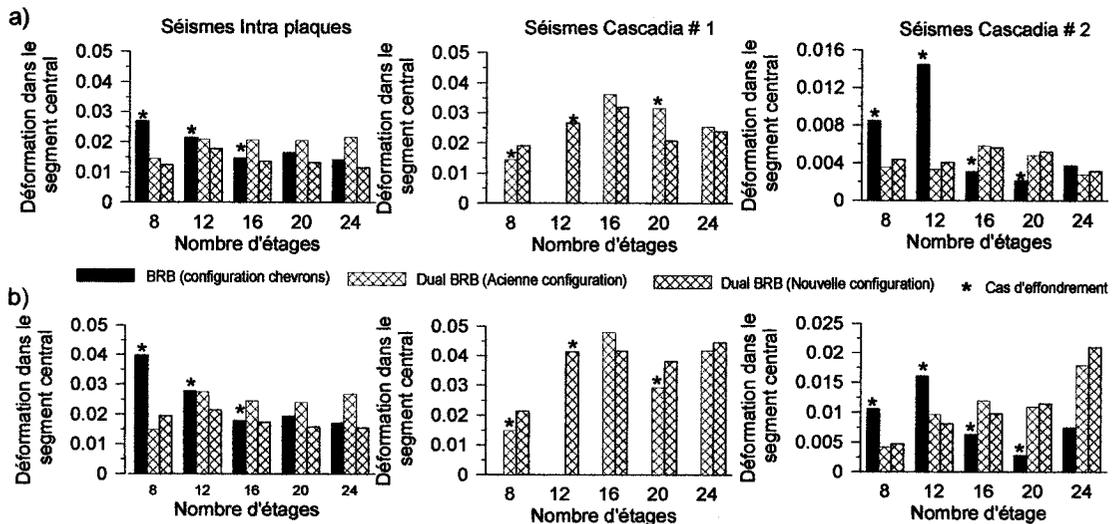


Figure 5. 6 : Déformation maximale dans le segment central des diagonales BRB; a) 50^{ième} percentile; b) 84^{ième} percentile.

Pour terminer cette partie, nous allons voir comment la nouvelle configuration Dual-BRB se comporte lorsque l'on augmente graduellement l'amplitude des séismes. Comme nous l'avons vu dans les chapitres précédents, les analyses dynamiques incrémentales sont un moyen très efficace d'évaluer ce comportement global du système. Les figures 5.7 et 5.8 regroupent les trois séries d'analyses, pour les trois systèmes lorsque soumis aux séismes intra plaques et de subduction (groupe 1 uniquement). Nous remarquons, sans étonnement, que cette fois encore les deux systèmes Dual-BRB affichent généralement une capacité latérale ultime similaire. Cependant, la configuration en Split-X paraît plus avantageuse pour les structures moins élevées (8 étages), alors que la tendance se renverse lorsque les bâtiments sont plus hauts (24 étages). Ces observations ne permettent cependant pas de conclure qu'une configuration (Dual-BRB chevron ou Dual BRB Split X) est meilleure que l'autre.

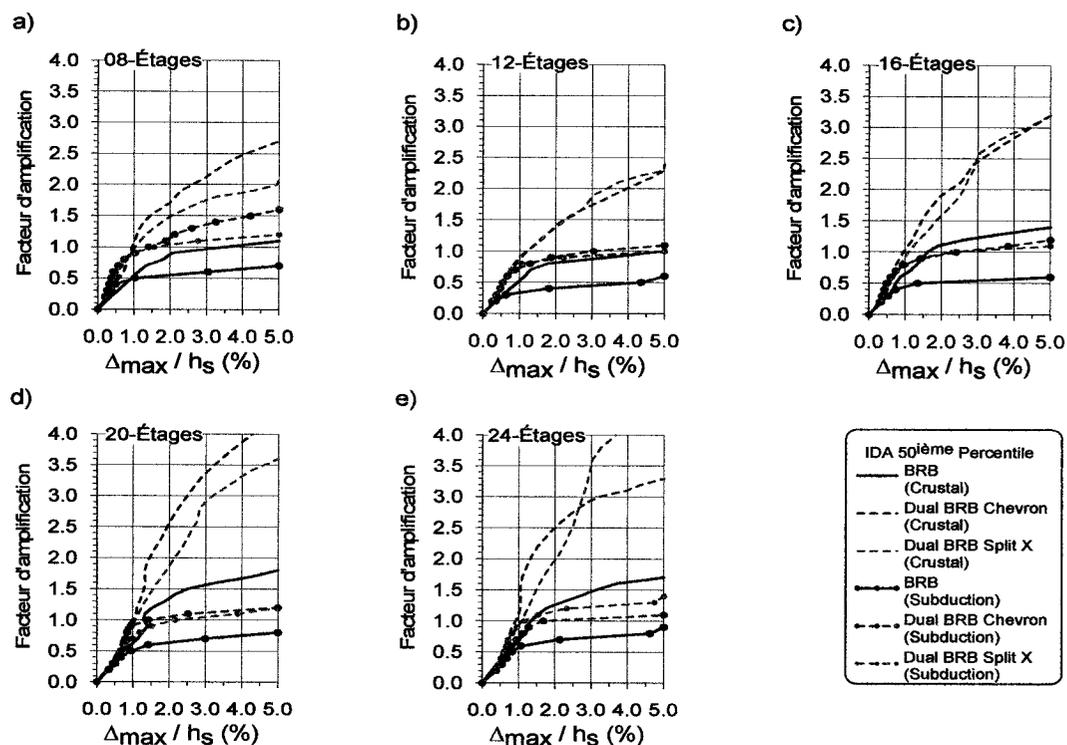


Figure 5.7 : Résultats des IDA. 50^{ième} percentile des déplacements inter étage maximal.

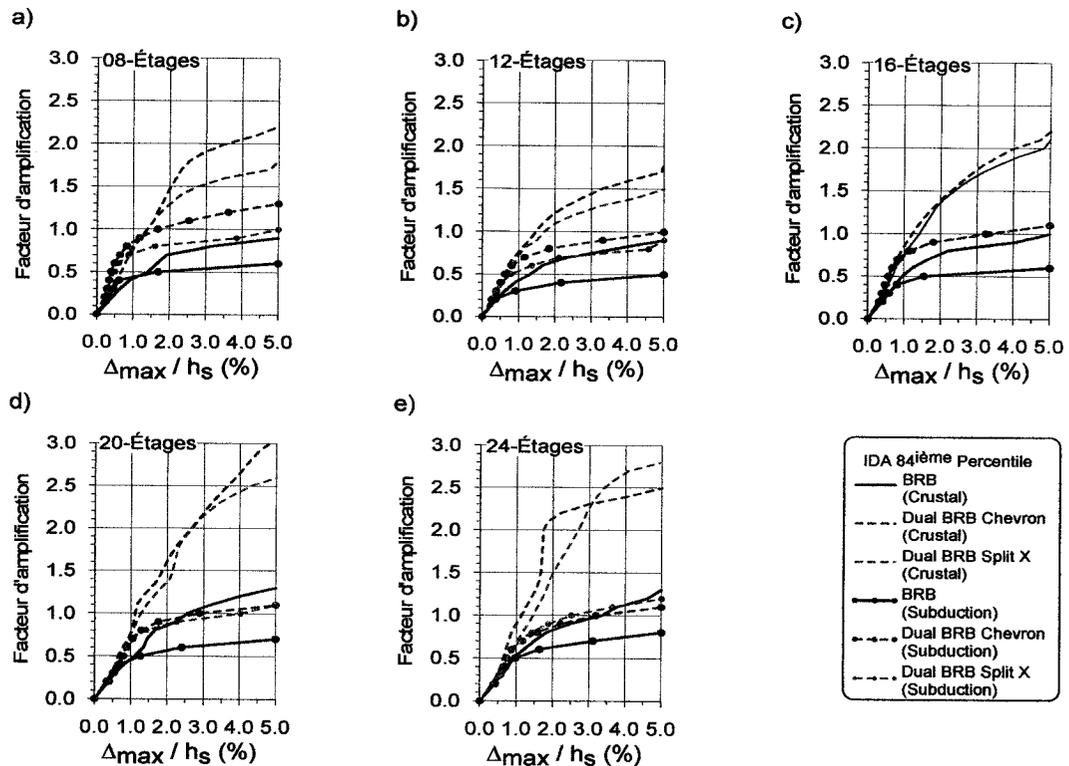


Figure 5. 8 : Résultats des IDA. 84^{ième} percentile des déplacements inter étage maximal.

5.4 Répartition des efforts dans le système de résistance

L'étape de validation proprement dite consiste à vérifier les prédictions des efforts qui ont été utilisées lors de la conception des différents éléments qui composent le système Dual-BRB. Cette étape est l'une des plus importantes du projet, car elle va permettre de mieux connaître les limites d'applicabilité de la méthode proposée au chapitre précédent tout en prenant du recul par rapport à celle-ci afin, peut-être, d'amener de nouveaux aspects qui auraient pu nous échapper auparavant. Nous pourrions ainsi faire plus aisément et plus sûrement des recommandations quant à l'amélioration de la méthode et à la proposition d'études complémentaires si cela était nécessaire.

La procédure suivie dans cette partie ressemble à celle du chapitre 4, à savoir une comparaison sous forme de graphique et pour chacune des composantes entre les efforts prédits (efforts de conception) et ceux obtenus des analyses non linéaires. Pour chaque élément, nous n'allons présenter que les résultats se rattachant au 84^{ième} percentile et

nous ferons la distinction entre les trois groupes de séismes étudiés : intra plaques, Cascadia # 1 et Cascadia # 2.

5.4.1 Efforts dans les diagonales BRB.

Les premiers éléments traités sont les diagonales BRB pour lesquelles nous connaissons précisément l'effort maximal qui pourrait s'y développer. La figure 5.9 montre très bien que la valeur maximale atteinte est environ $1.35 A_c F_y$, tel que nous l'avons observé pour la configuration précédente. Le facteur 1.35 proposé paraît donc une valeur raisonnable pour la nouvelle configuration. Nous profitons aussi de ces premiers graphiques pour mettre en évidence ce qui a été observé jusqu'à maintenant et qui va l'être aussi dans les résultats ultérieurs, à savoir que les effets des séismes du deuxième groupe de Cascadia sont inférieurs à ceux des séismes intra plaque, alors que l'on se serait attendu à l'inverse.

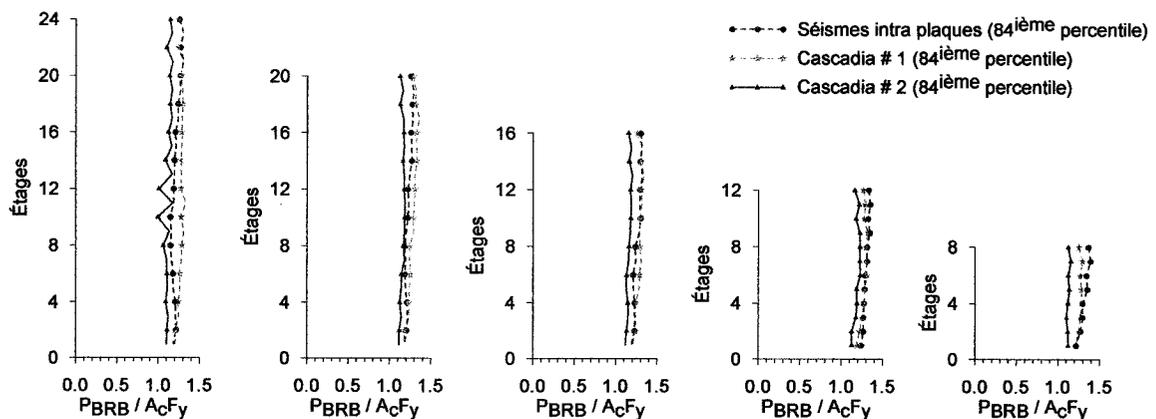


Figure 5. 9 : Rapport des efforts axiaux entre les analyses non linéaires et la force de plastification des diagonales BRB.

5.4.2 Efforts dans les diagonales élastiques.

La diagonale élastique a une importance particulière puisque c'est l'élément principal du système en termes de fonction ou de charge supportée. De plus, tous les éléments qui forment le treillis élastique sont influencés par son comportement. C'est la raison pour laquelle il est primordial de bien prédire les efforts qui s'y développent. La

figure 5.10 résume les résultats des analyses sous la même forme qu'à la figure 5.9. Pour cet élément, on se compare aux résultats de l'analyse spectrale, $P_{EB,RS}$ plutôt qu'à $A_c F_y$.

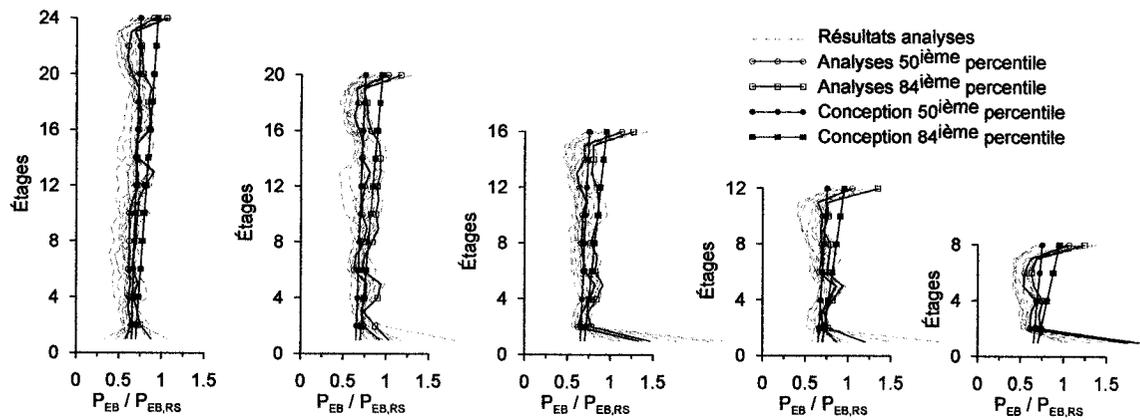


Figure 5. 10 : Rapport des forces axiales entre les analyses non linéaires, P_{EB} et modale, $P_{EB,RS}$.

Pour les cinq bâtiments, la variation linéaire du facteur α appliqué aux efforts de l'analyse spectrale prédit presque parfaitement ce qui a été obtenu lors des analyses non linéaires, exception faite des derniers et premiers étages de la structure. Pour le haut de la bâtisse, la contribution des modes supérieurs a probablement induit un effort tranchant relativement plus important dans la partie supérieure de la structure, effort qui a été repris par les diagonales élastiques une fois que les membrures BRB se sont plastifiées. De plus, on a remarqué que les efforts dus aux charges de gravité dans les membrures BRB au dernier niveau étaient environ deux fois moins importantes que ceux qui s'exercent à un étage intermédiaire. Cela a résulté en des diagonales BRB relativement plus petites au dernier niveau et à une contribution donc plus importante des diagonales élastiques à la résistance aux efforts tranchants à cet étage.

Pour ce qui est de la base de la structure, nous pensons que l'erreur de la méthode de prédiction est due à l'approche adoptée pour la conception. Comme le montre la figure 5.11 a), les diagonales BRB au premier niveau s'opposent à la rotation à la base du treillis élastique. Ces diagonales contribuent donc à ce que le treillis élastique reprenne des efforts associés au premier mode de vibration de la structure, alors que le rôle souhaité pour ce treillis est plutôt de résister à des efforts associés aux modes supérieurs de vibration et éviter la concentration de déformations inélastiques dans

certaines étages de la structure. Lors du processus itératif suivi durant la conception, on a constaté que les efforts repris par les diagonales BRB au premier étage augmentaient à chaque itération, ce qui conduisait à des diagonales BRB toujours plus grosses qui, à leur tour, attiraient des efforts plus importants. Par exemple, dans le bâtiment de 20 étages, les efforts de conception ont augmenté de 1339 kN à la première itération à 1939 kN à la 14^{ième} itération. Des diagonales BRB aussi rigides et résistantes ont contribué dans une proportion beaucoup plus importante à la résistance aux efforts tranchants au premier niveau, ce qui a donné lieu à des efforts beaucoup plus faibles que prévu dans les diagonales élastiques. La figure 5.11 b) illustre la variation soudaine de l'aire des des diagonales BRB à la base de trois des bâtiments étudiés.

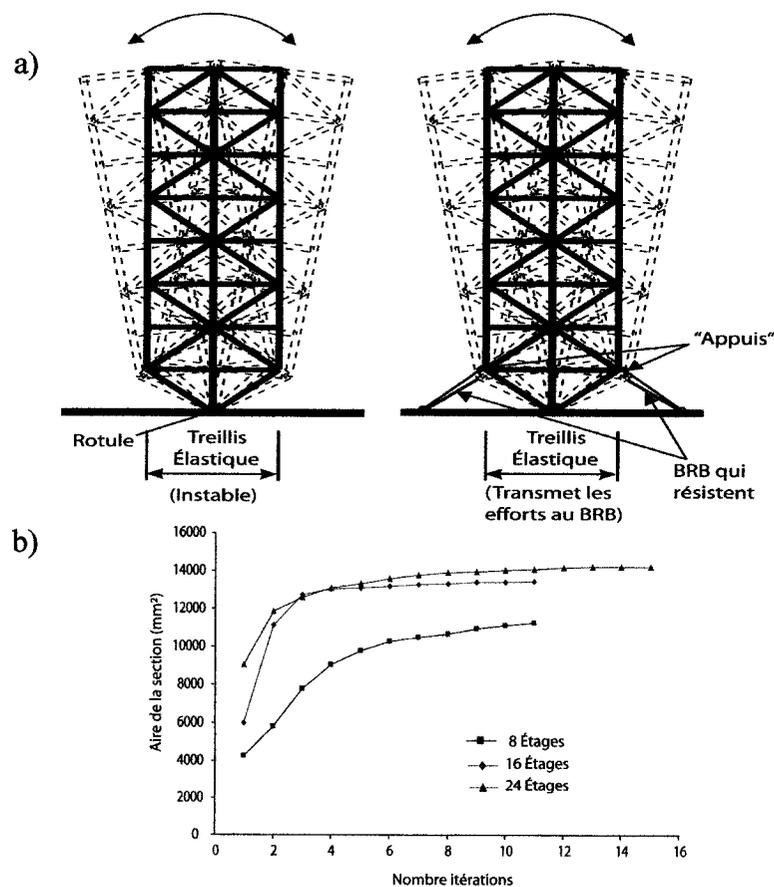


Figure 5. 11 : a) Schématisation de la sollicitation du BRB par le treillis élastique; b) Aire des diagonales BRB pour les bâtiments de 8, 16 et 24 étages.

Pour remédier aux deux problèmes mentionnés ci-dessus, il faudra tenter d'adoucir la variation de la section des diagonales BRB à la base et au sommet de la structure. Cette approche ne devrait changer en rien le comportement général de la structure car l'objectif du système Dual-BRB est de forcer la plastification simultanée des diagonales BRB sur un grand nombre d'étages adjacents. Le fait d'avoir des variations importantes de la section des diagonales BRB d'un étage à un autre ne contribue en rien à obtenir ce comportement. Nous reviendrons sur cet aspect plus loin.

L'étude de ce problème nous a aussi permis de nous pencher davantage sur les aspects qui touchent aux charges de gravité qui, jusqu'à présent, se retrouvaient au second plan de notre recherche. En effet, on a observé que le fait que les diagonales BRB se plastifient durant un séisme engendre une redistribution des efforts de gravité dans tout le système. La question qui se pose alors est quelle distribution de charges de gravité, faut-il considérer lors du dimensionnement des différents éléments : celle avant ou celle pendant le séisme? Sans trop s'éloigner de notre but principal, nous avons tenté de répondre à cette question, car cela peut améliorer la compréhension du système et par voie de conséquence la méthode de conception que nous proposons.

La figure 5.12 présente les efforts axiaux maximaux dans les diagonales élastiques tels qu'obtenus directement des analyses dynamiques non linéaires, sans soustraire les efforts dus aux charges de gravité. On rappelle ici que dans toutes les études précédentes, on avait retranché des résultats des analyses dynamiques les efforts dus aux charges de gravité obtenus d'une analyse statique élastique de la structure, ceci pour isoler les effets des séismes. Dans la figure 3.12, on montre aussi les efforts de conception auxquels on a ajouté les efforts dus aux charges de gravité lorsque les BRB sont en place (gravité avec BRB) et lorsqu'ils ne le sont pas (gravité sans BRB). Le deuxième cas (gravité sans BRB) vise à reproduire la distribution des efforts dus aux charges de gravité lorsque les diagonales BRB se sont plastifiées et n'offrent plus de rigidité axiale.

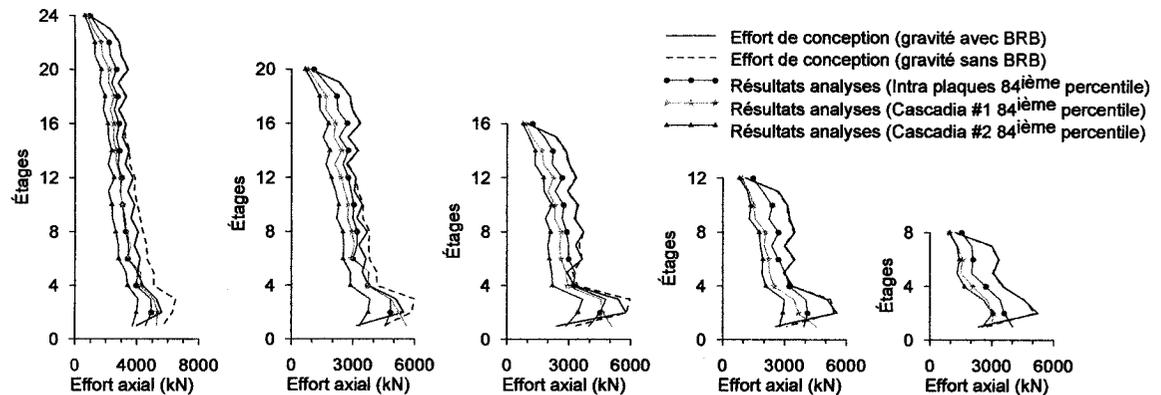


Figure 5. 12 : Effort axial maximal dans les diagonales élastiques.

Mis à part les problèmes qui ont été soulevés au toit et à la base des structures, nous remarquons que l'influence des charges de gravité avec ou sans BRB se fait sentir de façon plus prononcée dans les étages inférieurs des structures les plus hautes (16, 20 et 24 étages). On voit même entre la base et le 5^{ième} étage que le fait de considérer des charges de gravité sans BRB conduirait à une meilleure conception des diagonales élastiques. Cependant, on n'est pas certain si le fait de simplement supprimer les diagonales BRB lors du calcul des charges de gravité conduit à une bonne estimation des charges de gravité. Pour répondre à cette question, nous avons examiné les efforts axiaux dans les diagonales élastiques du premier étage à la fin de tous les séismes pour voir s'ils correspondaient mieux aux efforts obtenus de l'analyse statique sous les charges de gravité avec ou sans les diagonales BRB. Pour s'assurer qu'il n'y avait plus d'effets dynamiques à la fin des séismes, nous avons laissé les structures en vibration libre pendant 100 secondes une fois le séisme terminé, ce qui correspond de 20 à 60 fois la période de vibration des structures. La figure 5.13 présente les valeurs d'effort axial dans les diagonales élastiques au premier étage de tous les bâtiments à la fin des séismes.

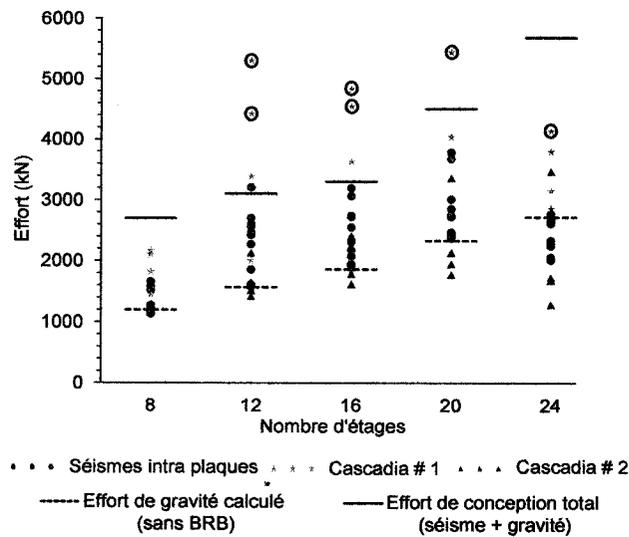


Figure 5.13 : Effort axial dans les diagonales élastiques du premier étage à la fin des séismes.

Nous remarquons que l'effort axial à la fin du séisme excède l'effort de gravité estimé sans les diagonales BRB dans la majorité des cas. Cependant, il est généralement plus petit que l'effort de conception total (effort modal + effort de gravité sans BRB). Une possible raison pour ce dépassement est que les diagonales BRB se plastifient et se déforment de façon permanente, ce qui peut engendrer dans les autres éléments du système des efforts à la fin du séisme et s'ajoutent aux effets des charges de gravité. De plus, il est possible que les effets P- Δ provenant de l'action de toutes les charges de gravité sur la structure déformée à la fin du séisme produise des efforts supplémentaires dans les diagonales élastiques du premier étage. En effet, si toutes les diagonales demeuraient élastiques, la structure finirait par revenir à sa position initiale à la fin du séisme et seul l'effet des charges de gravité serait présent à la fin de la période de vibration libre des structures. Dans le cas d'une structure ayant subi des déformations permanentes, des efforts s'ajoutent pour maintenir l'équilibre dans la position déformée.

Toutefois, nous pouvons déjà dire que pour les diagonales élastiques, il serait plus prudent d'utiliser lors de la conception des efforts dus aux charges de gravité calculés sans considérer les diagonales BRB. Dans le cas contraire, un risque de plastification est plus probable surtout pour des sollicitations sismiques plus importantes.

Les quelques cas qui sont identifiés par un cercle noir sur la figure 5.13 correspondent à des séismes Cascadia du premier groupe où les bâtiments ont subi des déplacements inter-étages au-delà de la limite du code de $2.5\% h_s$, mais qui ont tout de même été considérés, car ils n'ont pas dépassé la limite de $5\% h_s$ (limite d'effondrement fixée au début du projet).

Pour illustrer ces explications, nous avons vérifié un des cas de dépassement pour le bâtiment de 12 étages. Le séisme choisi est celui de Loma Prieta, Presidio, (S09). Pour cette structure, nous avons trouvé que l'effort dû aux charges de gravité dans les diagonales élastiques du premier étage devait être de 1565 kN à la fin du séisme. Cet effort a été déterminé en enlevant les diagonales BRB dans le modèle. La figure 5.14 présente les efforts axiaux dans toutes les membrures au temps $t = 135$ s, soit 105 secondes après la fin de la secousse. Les efforts dans les deux diagonales élastiques sont de 2273 kN et 697 kN en compression. À droite de la figure, nous représentons aussi la déformée permanente du bâtiment.

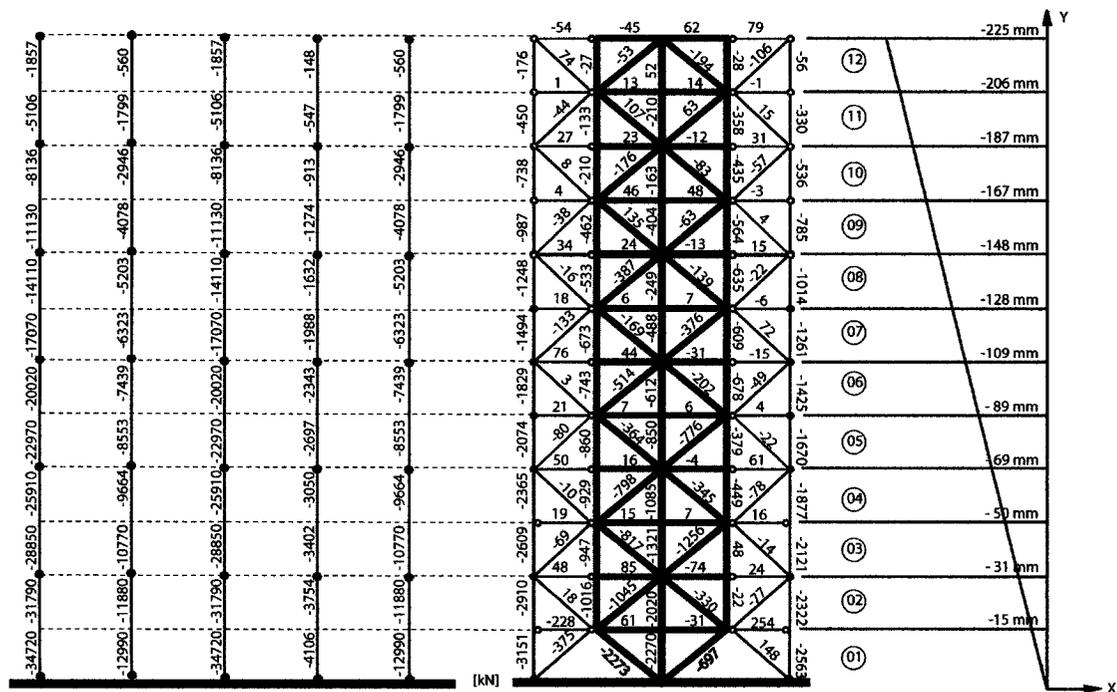


Figure 5. 14 : Efforts axiaux dans les éléments d'un bâtiment de 12 étages à 105 secondes de la fin du séisme S09.

Par la suite, nous avons modélisé le treillis élastique sur SAP 2000 en appliquant les efforts imposés par les diagonales BRB (forces en rouge sur la figure 5.15) et de même que la force horizontale provenant des effets P-Δ (forces en vert sur la figure 5.15), à chaque étage. Ces dernières sont calculées par la simple formule $\sum P\Delta/h$, où $\sum P$ est la somme des efforts dans les poteaux de gravité à l'étage donné, Δ , est le déplacement de cet étage à $t = 135$ s, et h , la hauteur de la base jusqu'à l'étage considéré. Dans la figure 5.15, on donne aussi l'effort axial dans les deux diagonales du premier étage sous ces charges : 2255 N et 779 kN, ce qui correspond bien aux efforts obtenus de l'analyse dynamique non linéaire après le séisme (figure 5.14).

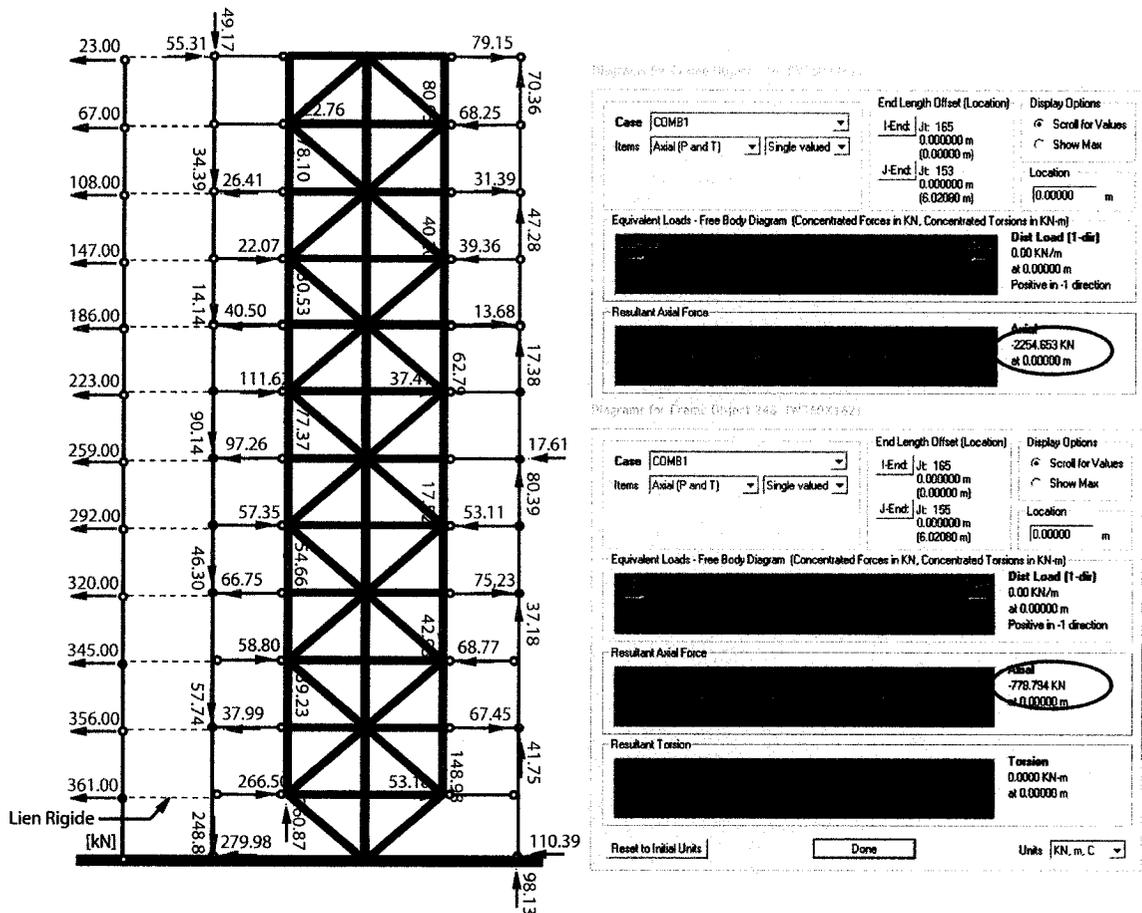


Figure 5. 15 : Modèle sur SAP 2000 représentant l'effet des BRB et P-Δ sur la structure, et effort axial dans les deux diagonales élastiques à la base.

Ces résultats indiquent que nous avons pu reproduire de façon assez satisfaisante les conditions qui prévalent sur la structure à la fin du séisme et qui font que nous n'obtenions pas juste les efforts dus aux charges de gravité une fois le séisme terminé. Cependant, ces résultats ne font qu'expliquer ce qui s'est produit dans la structure, mais on ne peut utiliser cette approche pour prédire ces phénomènes lors de la conception, pour la simple raison qu'on doit connaître la déformée finale de la structure, paramètre que l'on ne peut pas obtenir d'une analyse spectrale. Comme la méthode de conception que l'on propose ici est basée sur l'analyse spectrale, il est possible que l'on ne puisse pas prédire correctement les efforts dans les diagonales élastiques dans les cas où ces efforts excéderaient à la fin du séisme ceux induits par les charges de gravité.

Hormis ces situations, l'approche proposée au chapitre 4 pour concevoir les diagonales élastiques s'est avérée très satisfaisante pour la nouvelle configuration de contreventement Dual-BRB. Cependant, il serait souhaitable de corriger les variations marquées des sections des diagonales BRB au premier et au dernier étage de la structure et des recommandations en ce sens seront présentées à la dernière section du chapitre.

5.4.3 Efforts dans les poteaux de rive.

Comparativement à la configuration en chevron, les poteaux de rive jouent un rôle moins important, car ils ne font plus partie du treillis élastique et, par conséquent, sont moins sollicités. En effet, ce sont maintenant les diagonales BRB qui s'y rattachent. La méthode proposée dans le chapitre 4 pour cet élément est basée sur le fait que les efforts proviennent des diagonales élastiques. Durant le processus de conception pour cette nouvelle géométrie, nous avons décidé de mettre de côté la méthode proposée et d'aller avec une simple sommation sur la hauteur des efforts provenant des diagonales BRB, à savoir $1.35 A_c F_y$. Cette décision était fondée sur l'hypothèse que les diagonales BRB étaient plus susceptibles de se plastifier et, par conséquent, de développer leur effort maximal en même temps sur une portion importante, voire la totalité, de la hauteur du bâtiment, que dans le cas des diagonales élastiques.

La figure 5.16 présente le rapport entre l'effort axial maximal obtenu des analyses dynamiques et l'effort utilisé lors de la conception. Compte tenu de la problématique concernant la prise en compte des efforts dus aux charges de gravité dans la conception, ces derniers n'ont pas été enlevés des résultats des analyses non linéaires montrés sur la figure 5.16. De plus, deux approches ont été utilisées pour obtenir les efforts de conception. Dans le premier cas, les efforts dus aux charges de gravité ont été calculés avec un modèle incluant les diagonales BRB. Pour ce cas, les efforts de conception ont été déterminés en supposant une force égale à $1.0 A_c F_y$ dans les diagonales BRB, de façon à représenter la situation qui existe juste au moment où la plastification débute, ce qui est cohérent avec la présence des BRB qui a été considérée pour le calcul des effets des charges de gravité. Dans le deuxième cas, les effets des charges de gravité sont obtenus en enlevant les diagonales BRB du modèle et les efforts de conception dans le poteau sont calculés en supposant un effort de $1.35 A_c F_y$ dans les diagonales BRB, ces deux conditions représentant la situation qui prévaut lorsque la plastification est prononcée dans les diagonales BRB (pas de rigidité axiale, mais effort maximal).

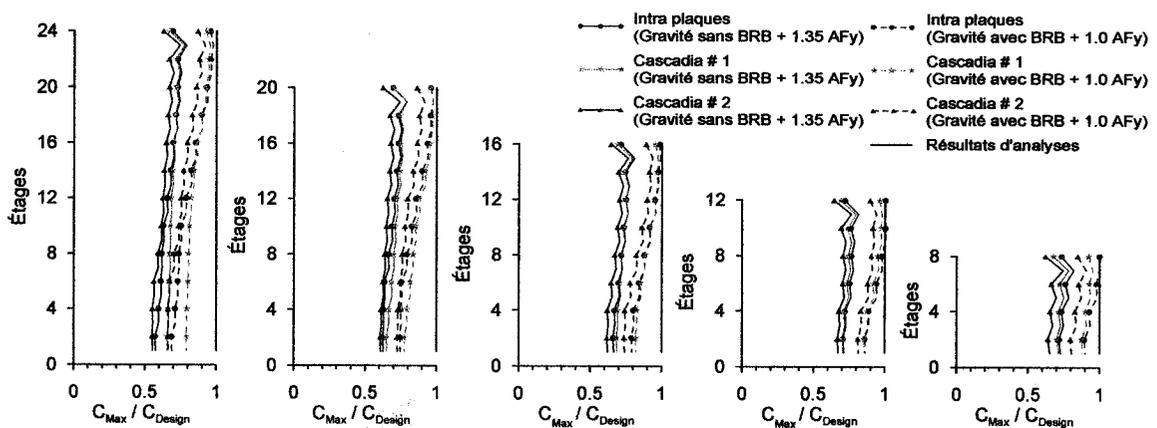


Figure 5. 16 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et spectrales pour les poteaux de rive (méthode de sommation simple).

La figure 5.16 montre que l'approche de sommation simple qui a été choisie est beaucoup trop conservatrice, surtout vers la base des structures les plus élancées (16

étages et plus). Nous remarquons aussi que le fait de considérer les BRB avec $1.0 A_c F_y$ donne des résultats meilleurs, plus proches de la réalité, ce qui suggère que les efforts maximaux dans les poteaux de rive se produisent lors de la première plastification des diagonales BRB.

À la vue de ces résultats, nous avons tenté de développer une nouvelle méthode pour la conception des poteaux de rive qui soit applicable lorsque ce sont les diagonales BRB qui sont assemblées à ces poteaux. En premier lieu, nous avons appliqué la méthode proposée au chapitre 4. Les résultats de la figure 5.17 montrent que cette méthode est un bon commencement et que nous pourrions trouver de bons résultats en ne la modifiant que légèrement. En effet, cette méthode sous-estime un peu les résultats de la base jusqu'au dernier quart de la structure. Ceci suggère que le profil parabolique adopté pour le facteur de correction γ n'est pas adéquat. Après quelques essais, il est apparu que la distribution suivante serait adéquate : distribution rectangulaire sur la première partie, c'est-à-dire 100% des efforts provenant des diagonales BRB sur un quart des étages et une distribution triangulaire pour l'apport des étages au dessus.

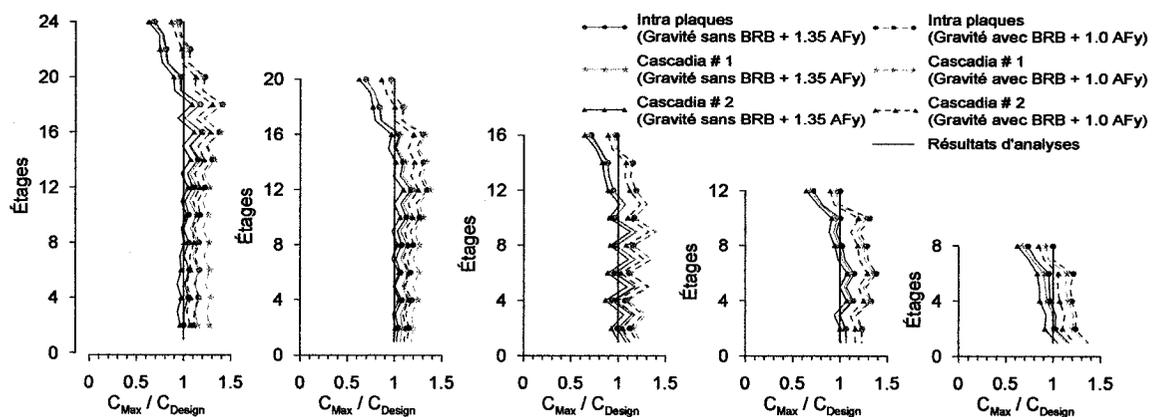


Figure 5. 17 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poteaux de rive (méthode proposée originale).

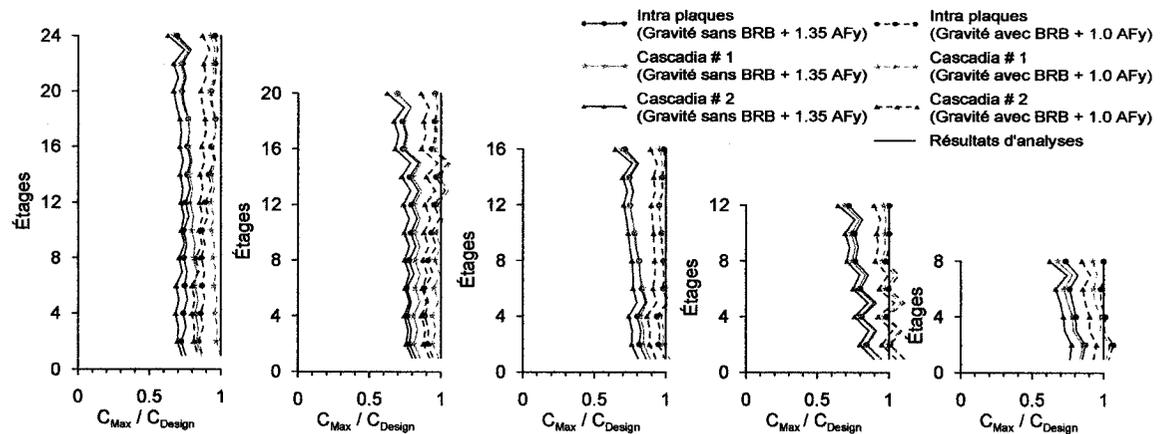


Figure 5.18 : Rapport des efforts axiaux des analyses non linéaires et modales pour les poteaux de rive (méthode proposée modifiée).

La figure 5.18 montre que ces modifications aident à obtenir des résultats très satisfaisants et qui prédisent bien la réalité, surtout pour les structures de 16 étages ou plus. Pour les bâtiments de 8 et 12 étages, le choix revient au concepteur, soit utiliser cette méthode, même si les poteaux seront sollicités à environ 105% de l'effort de conception, ou privilégier la sommation simple qui donne un résultat conservateur, mais où les poteaux ne seront pas sollicités au-delà de 80% de l'effort de conception. L'économie d'acier pour ces petits bâtiments n'est pas un facteur déterminant pour choisir l'une ou l'autre des méthodes.

5.4.4 Efforts dans le poteau central.

À première vue, on pourrait croire que le poteau central est un élément secondaire dans ce système, car ce sont les diagonales élastiques qui s'y attachent de part et d'autre et, par conséquent on peut supposer que cet élément ne subit aucun effort dû aux séismes et que son rôle principal est de résister aux charges de gravité. Lorsque nous observons les résultats de la figure 5.19, il est clair qu'un autre phénomène influence les efforts induits dans cet élément.

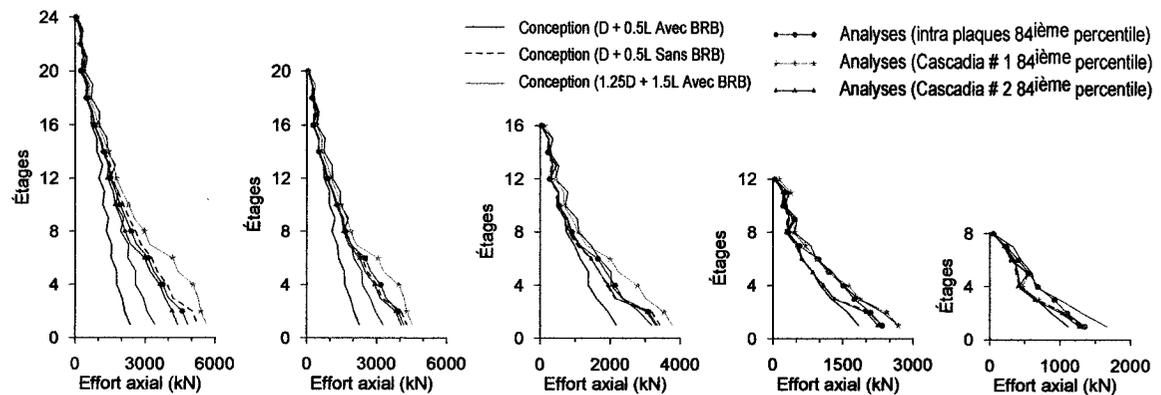


Figure 5. 19 : Effort axial maximal dans le poteau central.

D'après la figure, on remarque que pour une conception où on a considéré la combinaison $D + 0.5L$ sans la présence des diagonales BRB, on sous-estime les efforts à certains niveaux. Dans plusieurs cas, surtout pour les structures de moyenne et petite envergure, l'effort obtenu est de 20 à 50% plus grand que ce qui a été prédit. Même la combinaison $1.25D + 1.5L$ avec BRB, qui domine généralement la conception pour la gravité, donne des efforts très inférieurs à ceux obtenus des analyses non linéaires. Ce phénomène est plus marqué pour les grandes structures de 20 et 24 étages. Une explication plausible est que sous certaines conditions, il se produit un débalancement des efforts provenant des diagonales élastiques situées des deux côtés du poteau, ce qui occasionne des efforts qui s'ajoutent à ceux induits par les charges de gravité.

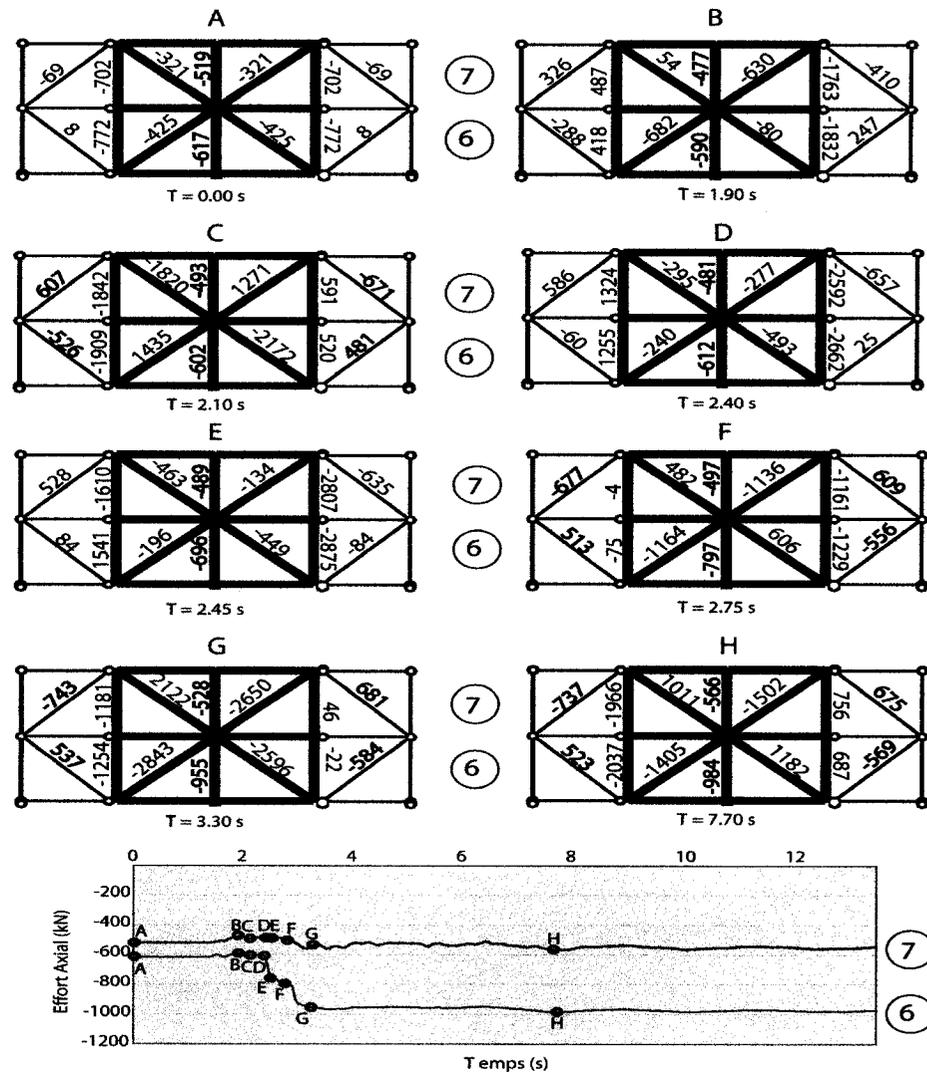


Figure 5. 20 : Captures instantanées des efforts axiaux pour les éléments du 6^{ième} et 7^{ième} niveau pour l'édifice de 12 étages soumis au séisme S01.

Pour comprendre cette problématique, nous avons étudié le poteau central au du 6^{ième} et 7^{ième} niveau du bâtiment de 12 étages lorsque soumis au séisme S01 et avons observé l'évolution des efforts dans le temps. La figure 5.20 présente des captures instantanées des efforts dans le poteau central et dans des éléments situés aux mêmes étages. À $t = 0.0$ s, l'effort dans les poteaux correspond exactement à l'effort de gravité calculé avec la combinaison $D + 0.5L$ sans les BRB, et les efforts dans les autres éléments sont parfaitement symétriques. À $t = 1.90$ s, l'effort dans les poteaux diminue

et un léger débalancement est observé. À la première plastification des diagonales BRB ($t = 2.10$ s), les efforts ne sont plus tout à fait symétriques, mais on remarque un certain équilibre dans les forces et l'effort dans le poteau central est presque à son niveau initial. Trois dixième de seconde plus tard, le poteau central au 6^{ième} niveau est revenu à son état initial, mais à peine 5 centièmes de seconde plus tard, on assiste à un bon considérable de l'effort dans ce poteau (612 à 696 kN) alors que l'effort dans celui juste au-dessus n'a presque pas varié. Malgré ce changement important, nous ne remarquons pas de modifications majeures dans les éléments qui entourent le poteau central entre ces deux captures instantanées. Un deuxième bon s'effectue lorsque les diagonales BRB se sont plastifiées, qui est suivi d'un troisième bon à $t = 3.30$ s. Le poteau subit son effort maximal vers la fin du séisme à $t = 7.70$ s. Malheureusement, cette étude détaillée n'a pas permis de connaître avec exactitude ce qui engendre ce comportement et cette problématique est demeurée une simple observation, sans explication. Des études similaires ont été faites pour d'autres cas et on a noté que le phénomène pouvait se produire à certains étages, mais pas à d'autres. À ce stade de l'étude et avec les outils utilisés, il nous a été impossible de faire des recommandations sur la façon de prédire ce phénomène. Cependant, on note que sur les 90 analyses qui ont été effectuées, aucune occurrence de plastification des poteaux centraux n'a été observée alors que ces poteaux ont été conçus en ne considérant que les efforts dus aux charges de gravité.

5.4.5 Efforts dans les poteaux intermédiaires.

Le poteau intermédiaire n'est pas influencé sur le plan géométrique par cette nouvelle configuration. Il est toujours relié aux diagonales BRB sur un côté et aux diagonales élastiques sur l'autre. La figure 5.21 compare les efforts obtenus des analyses non linéaires aux prédictions pour ce poteau. En général, les résultats sont très satisfaisants puisque nous arrivons à reproduire avec une bonne exactitude l'enveloppe en C inversé caractéristique des efforts dans cet élément. Nous remarquons cependant qu'à certains endroits localisés dans les structures, plus précisément dans la portion centrale des structures élancées, les efforts sont quelque peu sous-estimés. On note aussi

que le fait de prendre des efforts de gravité sans prendre en compte les BRB pour ces structures donne des résultats plus proches de la réalité, surtout dans les niveaux inférieurs des structures. Par ailleurs, si on compare les enveloppes de la figure 5.21 à celles de la figure 4.13, nous remarquons que les premières sont plus accidentées.

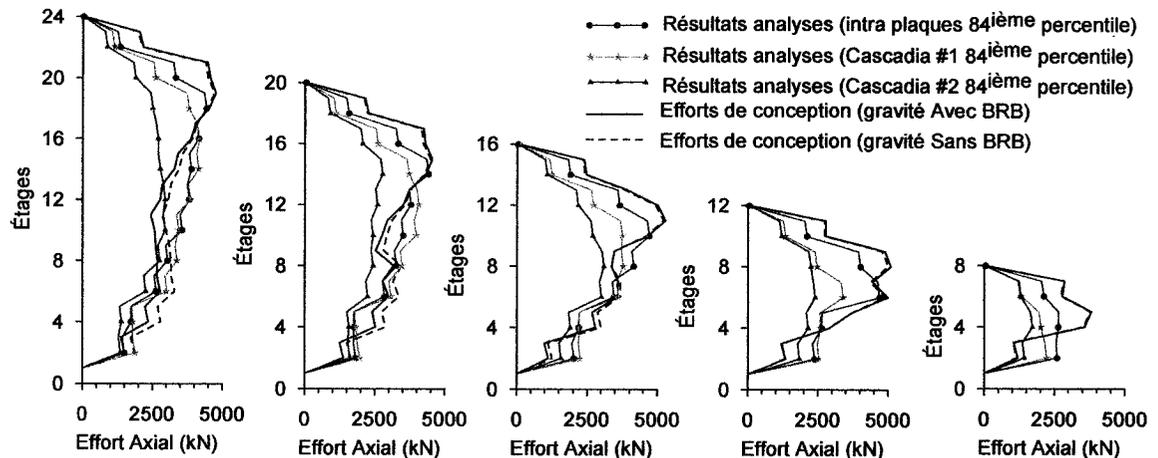


Figure 5. 21 : Comparaison des efforts obtenus des analyses non linéaires et ceux de conception.

Nous avons essayé de remonter à la source de ce problème et nous nous sommes rendu compte que cela est causé par de la géométrie Split-X du système. Lorsque vient le temps de faire la différence qui implique chaque fois quatre diagonales (deux élastiques et deux BRB), cela donne parfois des efforts très petits. Ce problème n'existait pas dans la configuration en chevron, car nous ne faisons la différence qu'entre deux diagonales seulement à chaque étage, une diagonale BRB et une diagonale élastique. La figure 5.22 permet de bien visualiser ce que l'on pense être la source de l'imprécision des résultats obtenus. En effet, la figure présente les efforts de l'analyse spectrale effectuée avec SAP 2000 lors de la première et la dernière itération. On présente ces résultats pour les deux configurations de système Dual-BRB : la première étant la configuration en chevron (lignes rouges) et la deuxième, la configuration en Split-X (lignes bleues). Dès la première itération, on remarque que la courbe du Dual-BRB en Split x est moins uniforme. On remarque ensuite que le nombre d'itérations accentue cet effet de « dents de scie ». Sur la figure 5.22, l'écart entre les courbes bleues

que l'on observe à l'étage 1 illustre très bien le problème de l'augmentation des efforts de conception des diagonales BRB au premier étage que nous avons abordé précédemment, et illustré aussi dans la figure 5.11 b).

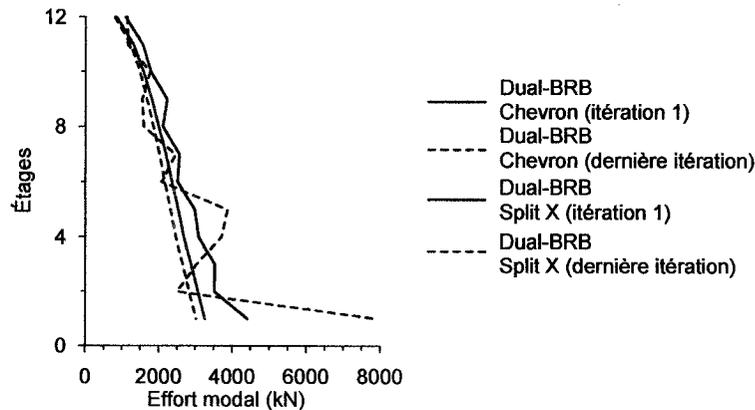


Figure 5. 22 : Effet de la géométrie et des itérations sur la distribution des efforts dans les diagonales BRB.

Ainsi, deux points importants se dégagent de ce qui vient d'être mentionné. Premièrement, il faut essayer de contrôler les efforts de conception et éviter des courbes accidentées comme celles qui ont été utilisées dans les conceptions des éléments. Finalement, si l'on se fie sur les deux courbes des Dual-BRB chevron le fait d'effectuer plusieurs itérations ne permet pas d'avoir un gain très appréciable au niveau économique pour justifier tout le temps pour les faire. L'une de nos recommandations serait peut-être de limiter le nombre d'itération à une ou deux.

5.4.6 Efforts dans les poutres.

Les poutres sont des éléments particuliers dans le sens où l'effort qui s'y développe dépend des hypothèses de modélisation comme la façon dont le poids sismique (masse) du plancher est assigné aux différents nœuds. Pour mieux visualiser ces propos, la figure 5.23 schématise des étages types pour la configuration en Split-X et montre aussi l'emplacement des masses.

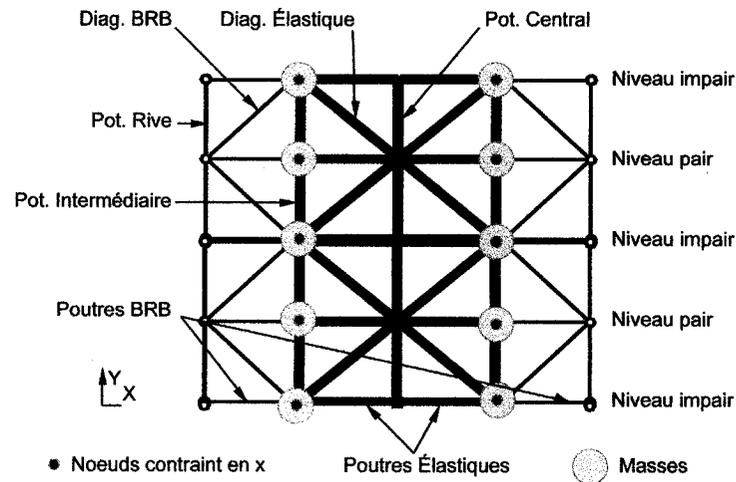


Figure 5. 23 : Étages type pour une configuration Dual-BRB en split X

Dans la figure, les masses qui représentent les poids du plancher ont été placées à l'intersection des poutres et du poteau intermédiaire. De plus, à chaque étage, les joints où se situent ces masses ont été contraints à avoir le même déplacement horizontal, ceci afin de simuler l'effet d'un plancher rigide dans son plan et d'empêcher l'apparition de modes de vibrations parasites dus aux déformations axiales des poutres. Étant donné que la conception des poutres dépendra également des hypothèses que le concepteur fera pour l'élaboration de son modèle, nous ne présentons pas de résultats comme pour les autres éléments, mais simplement présenter les efforts obtenus des analyses non linéaires et décrire le comportement de la structure. Les figures 5.24 et 5.25 présentent ces résultats.

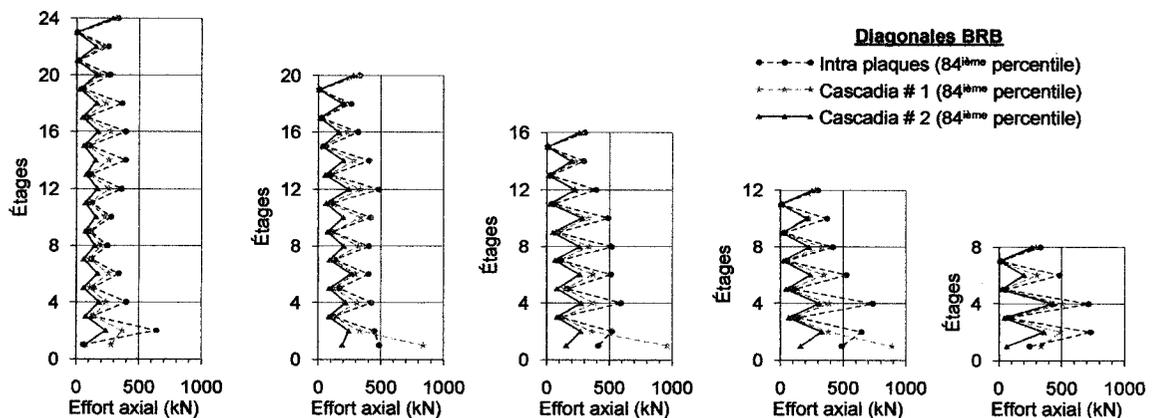


Figure 5. 24 : Efforts axiaux dans les poutres qui se situent du côté des BRB.

Nous remarquons que l'effort axial est presque nul aux étages impairs. L'effort qui se développe dans ces poutres provient en fait des efforts tranchants qui sont transmis par les poteaux au-dessus et en dessous de la poutre. La force d'inertie qui devrait être transmise par la masse est directement reprise par les diagonales, et le fait que les nœuds auxquels sont assignées les masses sont liés entre eux dans la direction horizontale favorise le transfert aux diagonales et non aux poutres. Le segment de poutre entre les deux masses ne subit donc qu'un déplacement de corps rigide.

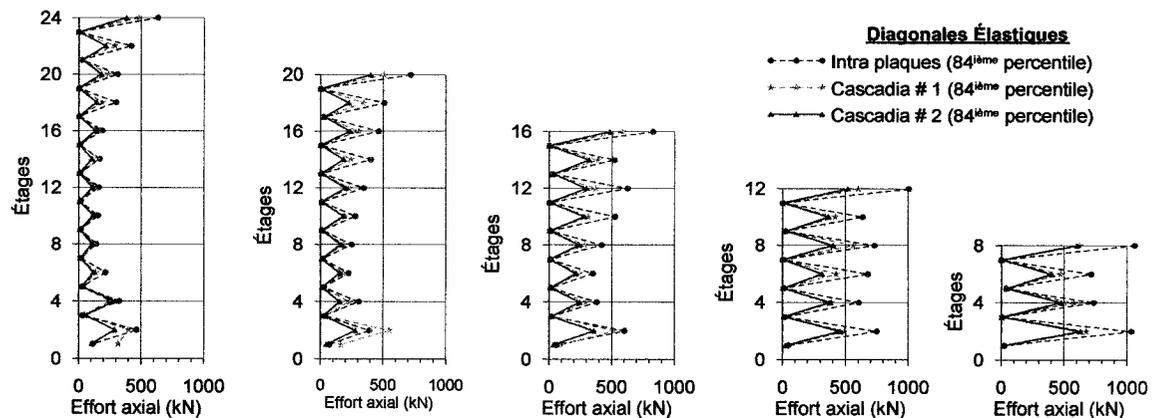


Figure 5. 25 : Efforts axiaux dans les poutres qui se situent du côté des diagonales élastiques.

Pour les étages pairs, les diagonales ne sont pas connectées aux nœuds auxquels sont assignées les masses. Des efforts peuvent donc se développer lorsqu'il y a un débalancement qui se produit entre les efforts provenant des diagonales adjacentes aux poutres, que se soit par le biais des diagonales BRB ou élastiques.

5.5 Recommandations suggérées

On résume ici les nouveaux points soulevés dans le chapitre tout en présentant les principales conclusions et recommandations auxquelles nous sommes arrivés pour améliorer la méthode de conception, quelque soit la configuration de contreventement choisie.

Dans ce chapitre, trois grands points sont importants à retenir qui sont la source de plusieurs recommandations. Pour être clair et concis, nous allons énumérer chacun d'eux et les accompagner d'une brève description et de suggestions.

1 - Efforts de gravité

Deux choix s'offrent à nous quand vient le temps d'intégrer les efforts de gravité dans la conception : utiliser les efforts obtenus en considérant ou en négligeant les diagonales BRB dans l'analyse statique sous les charges de gravité. Les résultats et observations indiquent que tous les éléments du treillis élastique, à savoir les diagonales élastiques, les poteaux intermédiaires et la colonne centrale doivent être conçus en prenant les efforts des charges de gravité qui sont calculés sans les diagonales BRB. Par contre, pour les diagonales BRB et les poteaux de rive, il faudrait considérer les BRB dans le calcul des effets des charges de gravité. Pour les poteaux de rive, il faut aussi considérer un effort égal à $1.0 A_c F_y$, et non $1.35 A_c F_y$, provenant des diagonales BRB, puisque ces dernières sont présentes (non plastifiées) dans le calcul des effets des charges de gravité. Pour le poteau de rive, une nouvelle distribution verticale du paramètre γ a été proposée pour le cumul des composantes verticales des efforts induits par les diagonales BRB : par rapport à la proposition du chapitre 4, on suggère un profil uniforme au lieu du segment avec une distribution linéaire et un profil triangulaire au lieu du profil parabolique.

2 - Contrer l'effet « dents de scie ».

L'analyse spectrale donne pour la géométrie en Split-X une distribution verticale très saccadée et accidentée des efforts dans les diagonales BRB et élastiques. Il semble que ce phénomène est une particularité de cette configuration, puisque pour les chevrons nous n'avons pas eu de tels résultats. Nous suggérons que des études futures s'attardent plus sur ces observations pour tenter de mieux expliquer la source de ce phénomène. Cependant pour ce qui concerne notre projet, pour remédier à cette situation, nous

proposons de ne pas utiliser les valeurs brutes de l'analyse spectrale, mais d'utiliser les efforts correspondant à la régression linéaire obtenue des efforts de l'analyse spectrale entre le deuxième et l'avant-dernier étage, puis d'extrapoler avec cette droite de régression pour trouver les efforts au premier et dernier étage. Cette pratique permettra d'avoir des efforts continus, comme ceux obtenus pour la configuration en chevron et, par conséquent, des sections qui augmentent progressivement au fur et à mesure que l'on se dirige vers la base de la structure. Le fait d'éliminer le premier et le dernier étage du calcul de la régression linéaire permet de résoudre les problèmes de changement brusque de section et de rigidité latérale dont nous avons discuté dans la partie des diagonales élastiques. Nous suggérons donc d'utiliser ce même principe pour les efforts de conception des diagonales BRB.

3 - Limiter le nombre d'itération.

La figure 5.22 a montré que l'approche de conception itérative pouvait avoir des conséquences majeures sur le choix final des sections. Dans la configuration en Split-X, le fait de faire plusieurs itérations accentuait l'effet « dents de scie ». Grâce à la solution proposée dans le deuxième point, le nombre d'itérations ne devrait plus avoir ces conséquences, mais si l'on se base sur ce que nous avons obtenu pour la configuration en chevron, il est inutile de faire plusieurs itérations puisque le résultat en bout de ligne ne change pas beaucoup. Nous proposons de limiter à deux le nombre d'itérations après avoir fait une première conception statique.

L'étude effectuée dans ce chapitre a permis de récolter plusieurs nouvelles informations. En plus de valider la méthode de conception proposée, elle nous a permis d'aborder d'autres aspects comme la distribution des charges de gravité dans la structure. Dans certains cas, il n'a pas été possible de proposer une explication complète des phénomènes observés. L'étude a néanmoins permis d'identifier ces problématiques, d'améliorer notre compréhension du comportement des structures et de proposer des amorces de solution visant à améliorer la méthode de conception. Ces aspects devront être repris dans des travaux de recherche futurs.

CHAPITRE 6

VÉRIFICATIONS ET ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES

6.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, plusieurs points très importants ont été soulevés qui nous ont permis de faire plusieurs recommandations. Ces recommandations ont parfois donné lieu à des changements majeurs à la méthode de conception proposée originalement dans le chapitre 4. Afin de compléter notre démarche, nous avons décidé de faire une dernière série d'analyses qui tiennent compte de toutes ces nouvelles propositions dans le processus de conception afin d'en vérifier la pertinence. Cependant, pour éviter une nouvelle répétition des résultats et des mêmes figures, nous avons procédé aux analyses que pour deux des cinq bâtiments étudiés jusqu'à présent. Notre choix s'est arrêté sur les bâtiments de 12 et 20 étages, bâtiments qui sont jugés représentatifs de l'ensemble du groupe. L'édifice de 20 étages représente les structures élancées alors que celui de 12 étages est compris entre les structures de petite et moyenne hauteur. De plus, le bâtiment de 12 étages a toujours été parmi les plus sollicités et a souvent offert des contre-performances au niveau de son comportement sismique global. Nous avons aussi décidé de procéder à un autre type d'étude pour répondre à une question que l'on se posait depuis le début, à savoir si la largeur du treillis élastique avait un effet sur le comportement de la structure. Pour répondre à cette question, nous avons varié la largeur des treillis élastiques des deux structures et les avons soumis aux trois groupes de séismes. Ces résultats seront présentés et commentés brièvement dans la deuxième partie du chapitre. Enfin, pour conclure, nous présentons la procédure de conception complète, en intégrant tous les changements qui ont été apportés.

6.2 Modélisation, résultats, et discussion

6.2.1 Propriétés dynamiques de la nouvelle série

Le tableau 6.1 compare les propriétés dynamiques des contreventements Dual-BRB de série 1 (chapitre précédent) à celles des nouveaux contreventements Split-X étudiés dans ce chapitre. Comme suggéré dans au chapitre précédent, les contreventements de la série 2 ont été conçus en ne faisant que 2 itérations, en utilisant la régression linéaire pour la distribution verticale des efforts obtenus de l'analyse spectrale, et les poteaux de rive ont été conçus pour des efforts sismiques plus faibles en utilisant la distribution proposée lorsque les efforts proviennent des BRB.

Tableau 6. 1: Propriétés dynamiques des bâtiments pour les configurations Dual-BRB Split-X.

Nb Étages	W (MN)	Dual-BRB Split-X (série 1)				Dual-BRB Split-X (série 2)			
		T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	V/W (%)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	V/W (%)
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	172	2.46	0.74	0.42	2.77	2.64	0.79	0.44	2.77
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	289	3.85	1.20	0.63	2.77	4.47	1.28	0.66	2.77
24	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nous remarquons que les nouvelles structures sont plus flexibles que celles de la première série. La différence est plus importante pour le bâtiment de 20 étages qui de par sa hauteur, est naturellement moins rigide que celui de 12 étages. Nous remarquons aussi que c'est principalement le premier mode qui est affecté. Ceci s'explique tout simplement par le fait que la méthode de conception modifiée a permis de réduire considérablement la section des diagonales BRB au premier étage, diagonales qui retenaient la rotation à la base du treillis élastique. Par exemple, l'aire des diagonales BRB pour le bâtiment de 20 étages est passée de 13673 mm² à 8324 mm², soit une réduction de 40%. Suite à ce changement, le treillis élastique est relativement plus libre de pivoter à sa base dans son premier mode. Avec la nouvelle approche de conception pour les poteaux de rive, ces derniers sont aussi légèrement plus petits, ce qui a également contribué à augmenter la période dans le premier mode de vibration. La période associée aux modes supérieurs est plus fortement influencée par la rigidité

flexionnelle du treillis élastique et les membrures de ces treillis n'ont pas été modifiées de façon marquée par les changements proposés à la méthode de conception.

6.2.2 Comparaison entre la conception et l'analyse

Dans les figures 6.1 et 6.2, nous présentons les efforts maximaux obtenus dans les principaux éléments du système, à savoir les diagonales BRB et les diagonales élastiques, les poteaux intermédiaires, les poteaux centraux et les poteaux de rive. Comme dans le chapitre précédent, nous présentons les résultats pour le 84^{ième} percentile pour les séismes intra plaques et les séismes de subduction.

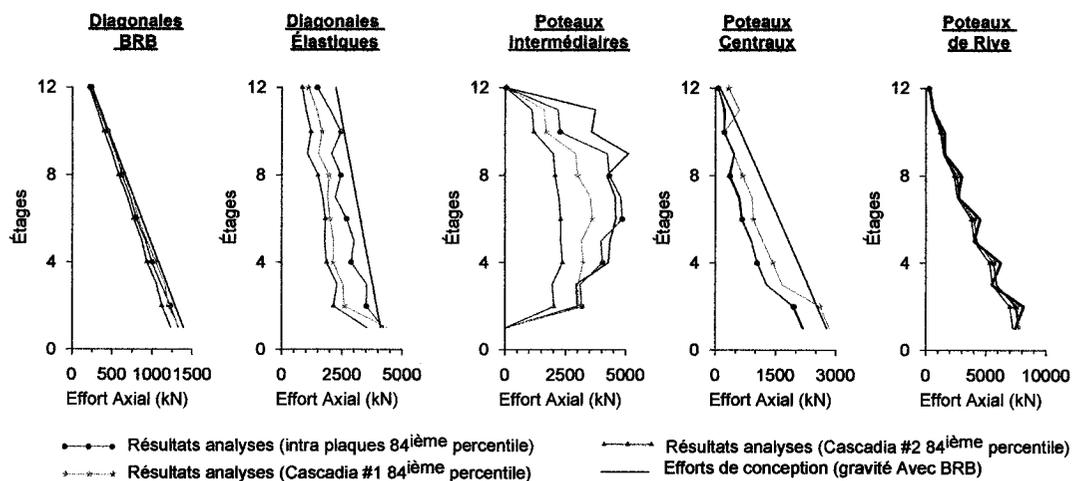


Figure 6.1 : Comparaison entre les efforts de conception et des analyses non linéaires pour les éléments du système Split X pour une structure de 12 étages.

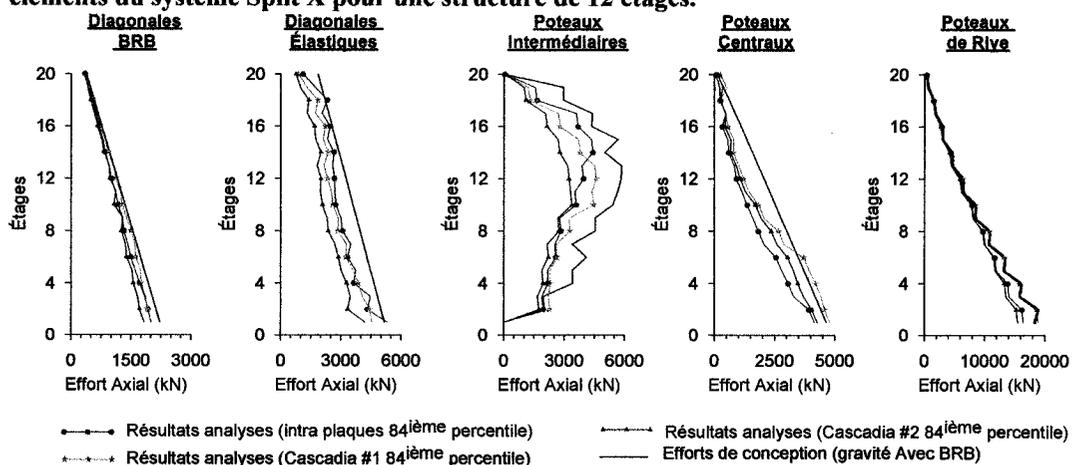


Figure 6.2 : Comparaison entre les efforts de conception et des analyses non linéaires pour les éléments du système Split X pour une structure de 20 étages.

On constate que la nouvelle méthode de conception donne des résultats tout à fait satisfaisants puisque les efforts ont été prédits de façon assez précise et avec un degré de conservatisme très acceptable. Pour le cas des diagonales BRB, l'effort de conception utilisé dans la figure est $1.35A_cF_y$. Il est clair que l'utilisation du facteur 1.35 est toujours justifiée pour représenter l'effort maximal qui se développera dans les diagonales BRB. Pour la diagonale élastique, nous remarquons que les discontinuités aux extrémités de la structure ont été atténuées de façon considérable. La nouvelle approche permet aussi de mieux anticiper les efforts dans le poteau intermédiaire, sauf dans les deux ou trois premiers niveaux où la méthode est légèrement non conservatrice. Cependant, dans l'ensemble, les efforts obtenus des analyses sont bien enveloppés par la prédiction. Dans les recommandations du chapitre précédent, nous disions que la nouvelle méthode permettrait d'avoir une courbe plus lisse et moins discontinue pour le poteau intermédiaire, ce qui n'est pas vraiment le cas. Ceci suggère que ce phénomène est probablement inhérent à la géométrie du treillis.

La courbe noire dans les graphiques pour les poteaux centraux ne représente pas tout à fait les efforts de conception qui ont été utilisés car elle représente les efforts provenant de la combinaison $D + 0.5L$. En effet, la combinaison qui a réellement gouverné la conception de cet élément est la combinaison $1.25D + 1.5L$, mais comme la combinaison $D + 0.5L$ est celle considérée dans les modèles Ruaumoko, il est logique de présenter les efforts de conception associés avec cette combinaison. Enfin, pour le dernier élément (poteaux de rive), nous remarquons que les résultats se superposent presque parfaitement indiquant ainsi que la méthode proposée est la bonne à utiliser lorsque ce sont les diagonales BRB qui sont assemblées à ces poteaux.

Les recommandations qui ont été apportées à la fin du chapitre précédent ont, dans presque tous les cas, permis d'atteindre les rectifications escomptées. Ceci prouve que dans son ensemble la méthode proposée peut s'appliquer sans trop d'inconvénients à n'importe quelle configuration, que ce soit un contreventement en chevron ou en Split-X.

6.3 Effet de la largeur du treillis élastique.

Concevoir un treillis pour qu'il demeure élastique sous des charges sismiques requiert une quantité importante d'acier. Pour cette raison, dès le début du projet, nous nous sommes demandé s'il était possible de faire des économies en réduisant la largeur du treillis élastique, et dans quelle mesure cela pourrait influencer le comportement de la structure. Le tableau 6.2 représente le tonnage d'acier utilisé pour chacun des bâtiments et configurations utilisés tout au long de ce projet. Nous remarquons que le système BRB en configuration en chevron est celui qui requiert le moins d'acier, cependant nous avons vu que le comportement sismique est insatisfaisant dans la majorité des cas. Le système Dual-BRB en configuration chevron est celui qui demande le plus d'acier. Cependant il faut mentionner qu'à cette étape du projet la conception qui a été faite pour ce système était une conception qui ne visait pas à optimiser les sections d'aciers mais plutôt nous permettre de faire des analyses en vue de l'études des efforts qui se développent dans le système et proposer la méthode de conception. La configuration en split-X pour les Dual-BRB nous a permis de faire quelques économies comme prévu lors du choix de cette configuration. Cependant le tonnage d'acier reste plus élevé que celui du BRB en chevron. Il est clair d'après les résultats du tableau que c'est le treillis élastique est celui qui demande le plus d'acier, notamment les diagonales élastiques.

Le seul moyen pour réduire la quantité d'acier à utiliser est donc de diminuer les éléments du treillis élastiques et par conséquent diminuer sa largeur. Pour donner un début de réponse, nous avons réalisé une étude préliminaire dans laquelle on a considéré quatre largeurs différentes pour le treillis élastique : 1.0, 0.9, 0.7 et 0.5 fois la largeur utilisée dans les études précédentes. Cette largeur est définie par le paramètre ρ est correspond donc au rapport de la largeur du treillis élastique sur la demi-largeur du contreventement. Pour les deux bâtiments choisis, la largeur totale du contreventement est demeurée la même que celle utilisée dans les études précédentes et c'est la largeur des treillis avec les diagonales BRB qui a augmenté.

Tableau 6. 2 : Comparaison du tonnage en kilogrammes d'acier utilisé pour les trois systèmes étudiés.

	Diagonales Élastique	Diagonales BRB	Poteaux Rive Élastique	Poteaux Intermédiaire	Poteaux Central	Poutres Élastiques	Poutres BRB	Total (kg)	
BRB Chevron									
Étages	24	-	32925	115264	-	15744	-	9238	173170
	20	-	22950	57472	-	11144	-	6803	98369
	16	-	14865	33456	-	7520	-	4646	60487
	12	-	8320	16896	-	4656	-	2869	32741
	8	-	5747	8432	-	2448	-	1957	18584
Dual-BRB Chevron									
Étages	24	64738	24117	68895	51192	17712	22194	4619	253467
	20	43977	16811	38061	30096	12537	15156	3402	160040
	16	29912	10888	24138	18198	8460	10692	2323	104612
	12	18689	8693	12942	9684	5238	6948	1435	63629
	8	12765	4210	7290	5274	2754	4734	978	38005
Dual-BRB Split-X									
Étages	24	54406	16868	56752	9957	15728	2240	2318	158269
	20	41894	11908	36224	8045	11336	2038	1997	113442
	16	32682	7836	19360	6757	7712	1839	1646	77832
	12	24481	4867	9288	5185	4848	1539	1213	51422
	8	16437	3443	4464	2733	2552	1096	798	31523

Un des résultats qui nous intéressent est le comportement global de la structure et on a donc comptabilisé le nombre d'effondrements par instabilité dynamique, qui ont été observés dans chaque cas. De plus, nous analysons les trois indicateurs que nous avons choisis au chapitre 3 de même que deux indicateurs additionnels permettant de donner des informations complémentaires : la courbure globale maximale du treillis élastique et l'effort axial maximal dans les diagonales élastiques. Le tableau 6.2 donne les périodes de vibration des structures en fonction de la largeur du treillis élastique considérée.

Tableau 6. 3: Propriétés dynamiques des bâtiments pour les configurations Dual-BRB Split X de 12 et 20 étages en fonction de la largeur du treillis.

ρ	Dual-BRB Split X (12 étages)			Dual-BRB Split X (20 étages)		
	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
1.0	2.64	0.79	0.44	4.47	1.28	0.66
0.9	2.79	0.85	0.45	4.60	1.34	0.69
0.7	3.00	0.98	0.53	4.89	1.47	0.76
0.5	3.22	1.07	0.59	5.16	1.57	0.83

Sans aucune surprise, nous remarquons que la période des structures augmente bien au fur et à mesure que nous réduisons la dimension du treillis élastique, preuve que les structures perdent en rigidité latérale. Par exemple, le fait de passer d'un ρ de 1.0 à 0.7 revient à réduire d'à peu près la moitié la rigidité du treillis élastique. Une conséquence directe de ce changement est un accroissement du nombre d'effondrements comme en témoignent les résultats du tableau 6.3. Le premier groupe de séismes de Cascadia paraît être le plus critique. Un fait surprenant est qu'il n'y a aucune instabilité pour les séismes intra plaque même dans le cas où le treillis élastique a été réduit de moitié.

Tableau 6. 4: Nombre d'effondrements par instabilité dynamique

ρ	Nombre de cas d'effondrement					
	Dual BRB Split X (12 étages)			Dual BRB Split X (20 étages)		
	Intra plaque (/10)	Inter plaque #1 (/4)	Inter plaque #2 (/4)	Intra plaque (/10)	Inter plaque #1 (/4)	Inter plaque #2 (/4)
1.0	0	1	0	0	0	0
0.9	0	1	1	0	1	0
0.7	0	3	1	0	2	0
0.5	0	2	1	0	3	0

L'étude des autres indicateurs pourra peut-être donner une meilleure explication sur l'influence de la largeur du treillis élastique. Les figures 6.3 à 6.7 présentent les statistiques des paramètres de réponse. Ces statistiques ont été calculées avec les résultats des cas sans effondrement et seulement pour les cas où la proportion de cas d'effondrement pour un groupe de séismes était inférieure à 50%.

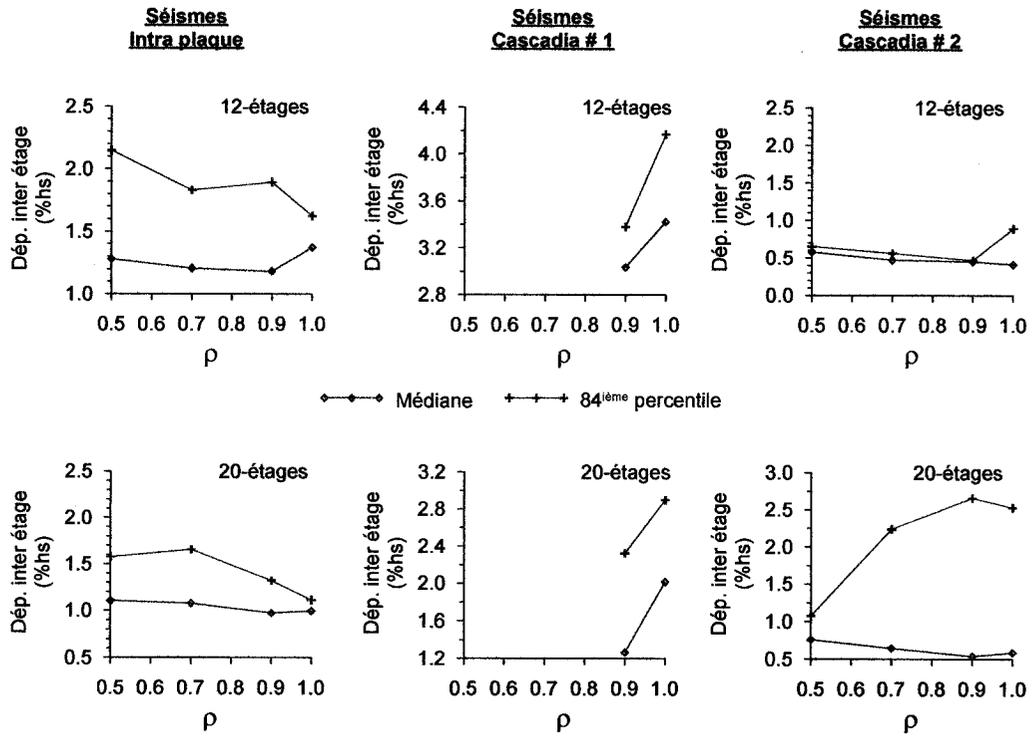


Figure 6. 3 : Déplacement inter étage maximal sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.

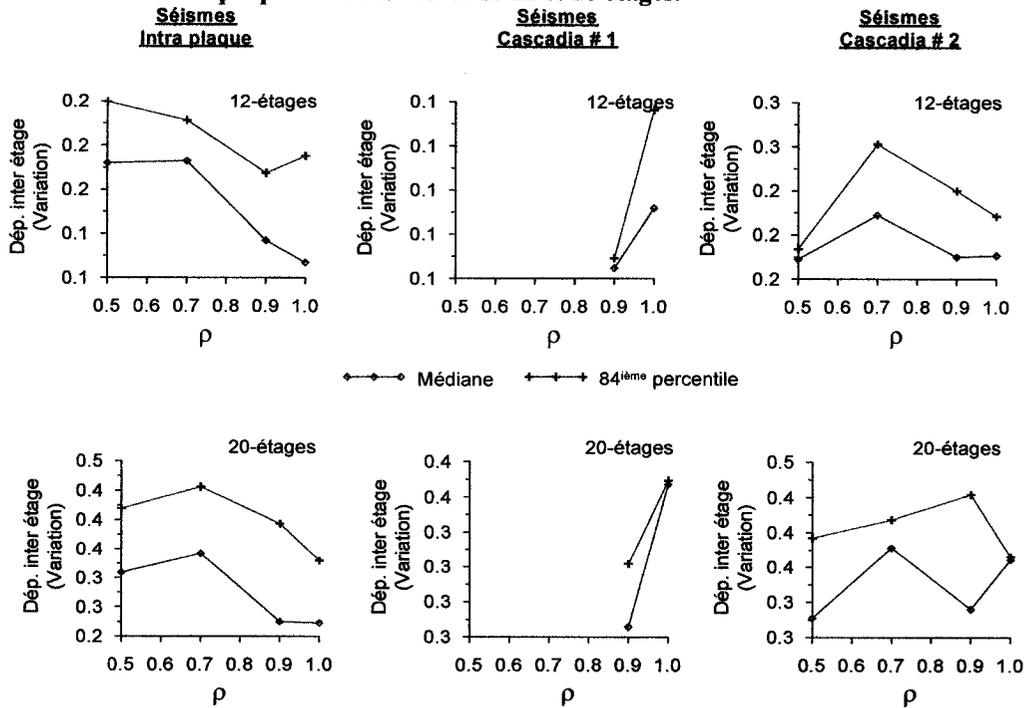


Figure 6. 4 : Variation du déplacement inter étage maximal sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.

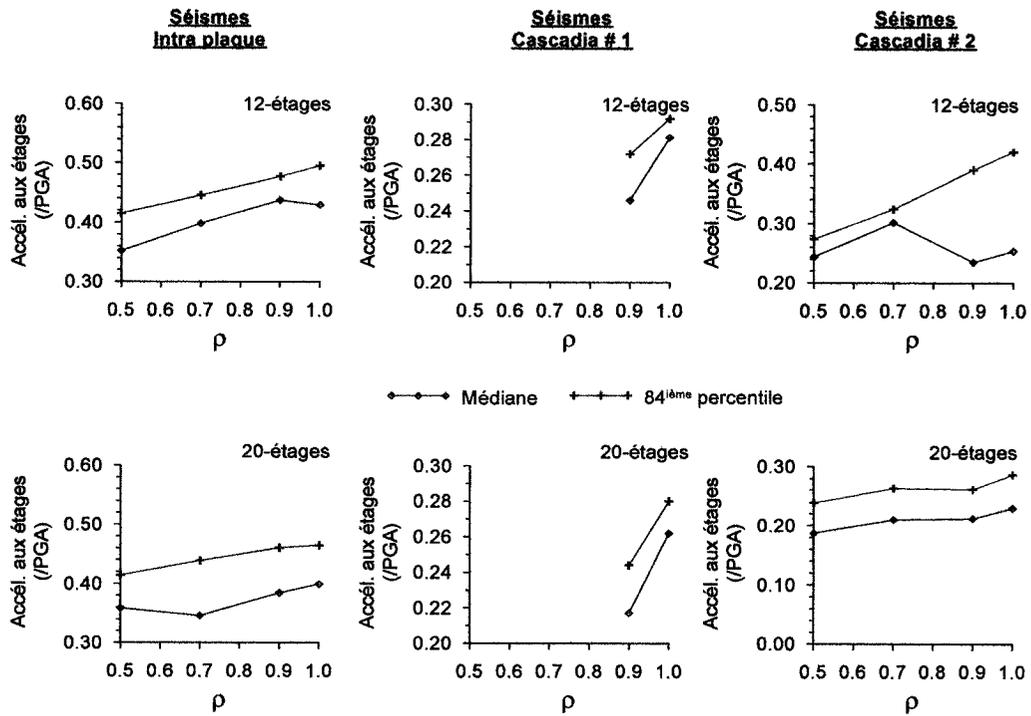


Figure 6. 5 : Accélération aux étages maximale sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.

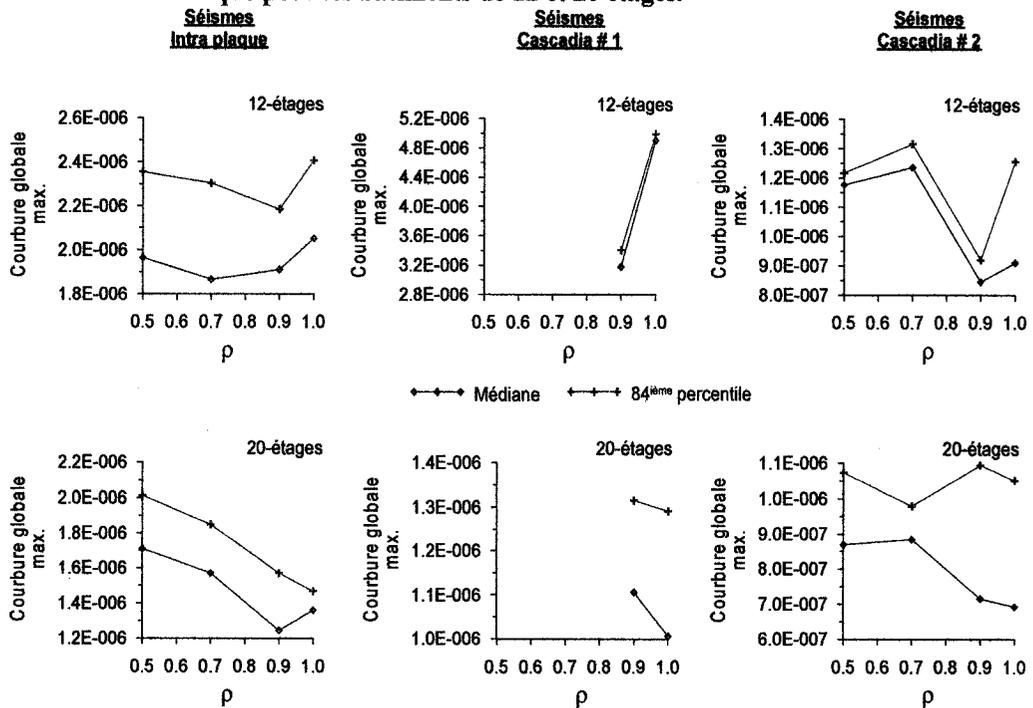


Figure 6. 6 : Courbure globale maximale sur la hauteur de la structure en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.

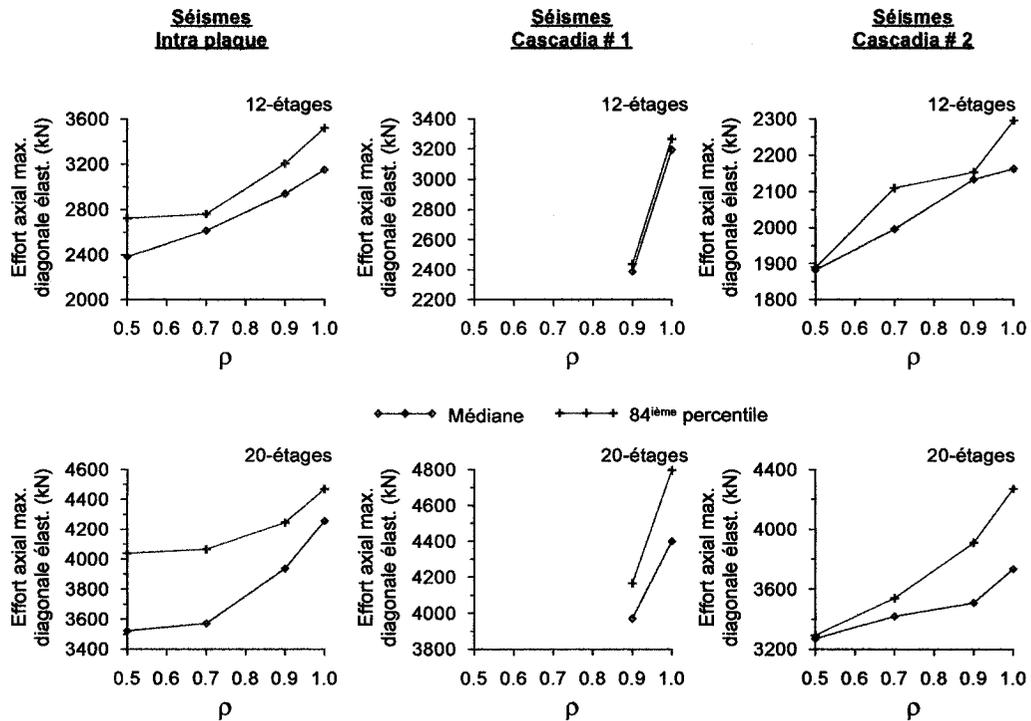


Figure 6. 7 : Efforts maximaux dans les diagonales élastiques en fonction de la largeur du treillis élastique pour les bâtiments de 12 et 20 étages.

Tableau 6. 5 : Tonnage d'acier en kilogramme en fonction de la largeur du treillis élastique pour la configuration Split-X des bâtiments de 12 et 20 étages.

		Diagonales Élastique	Diagonales BRB	Poteaux Rive Élastique	Poteaux Intermédiaire	Poteaux Central	Poutres Élastiques	Poutres BRB	Total (kg)
Dual-BRB Chevron									
12 Étages	0.5L	15161	6875	7320	2533	4848	730	1495	38963
	0.7L	18159	5612	7400	1780	4848	763	1134	39697
	0.9L	20098	4486	7184	4337	4848	1061	1120	43134
	1.0L	24481	4867	9288	5185	4848	1539	1213	51422
Dual-BRB Split-X									
20 Étages	0.5L	29358	18664	20536	4016	11336	1206	2527	87644
	0.7L	33380	14859	21424	4949	11336	1239	1890	89058
	0.9L	37547	12245	23016	5329	11336	1551	1876	92900
	1.0L	41894	11908	36224	8045	11336	2038	1997	113442

De la figure 6.3, nous pouvons clairement voir que le fait de diminuer la largeur du treillis entraîne une légère augmentation des déplacements inter étage pour les séismes intra plaques. Pour les séismes de Cascadia, les tendances sont faussées par la

taille de l'échantillon qui varie selon le nombre d'effondrements. Mis à part les bâtiments qui se sont effondrés, on note toutefois que la limite de déplacement inter-étage du CNB ($2.5\% h_s$) n'est jamais dépassée. L'augmentation de la flexibilité du treillis élastique cause aussi une augmentation de la variation des déplacements inter-étage sur la hauteur de la structure (figure 6.4). Cependant, nous ne pouvons à ce stade conclure si la concentration de la demande inélastique peut causer ou non l'apparition d'un mécanisme d'effondrement semblable à celui d'un étage souple.

Pour les accélérations aux étages, nous observons une nette tendance à la diminution lorsque ρ diminue, ce qui représente un avantage pouvant motiver la réduction de la largeur du treillis élastique. Ce résultat était prévisible, car un treillis élastique plus souple est susceptible d'attirer moins d'efforts associés aux modes de vibration supérieurs et, par conséquent, des accélérations des planchers moins importantes. Pour les deux derniers indicateurs des figures 6.6 et 6.7, on note que la courbure globale du treillis a tendance à augmenter lorsque la largeur du treillis est réduite, ce qui est la conséquence directe d'une diminution de la rigidité flexionnelle de la structure. L'augmentation de la courbure est nettement plus importante pour le bâtiment le plus haut. Par ailleurs, un treillis élastique plus petit et moins rigide attire moins d'effort, ce qui explique la nette chute au niveau de la sollicitation des diagonales élastiques.

Pour conclure, ces résultats préliminaires ne permettent pas d'exclure l'idée de réduire la dimension du treillis élastique, surtout si la structure n'est soumise qu'à des séismes de type intra plaque. En effet, pour ces tremblements de terre, aucune instabilité n'a été enregistrée et aucun dépassement de la limite du code pour les déplacements inter-étages n'a été observé. Pour ces structures, il serait donc possible de trouver un compromis entre la largeur du treillis et le comportement sismique désiré afin de réduire les coûts de la charpente. Les résultats du tableau 6.5 confirment ces recommandations puisque nous remarquons que la réduction de la largeur du treillis élastique conduit à une diminution notable du tonnage d'acier. En effet, pour un bâtiments de 20 étages et de 12 étages on note une réduction d'environ 25% de la quantité d'acier utilisé. En ce

qui concerne les séismes de Cascadia, les mauvaises performances observées étaient prévisibles puisque le système Dual-BRB avec un treillis élastique occupant la moitié de la largeur du contreventement avait du mal à répondre adéquatement à ce type de sollicitation. Pour ces tremblements de terre, les courbes présentant les résultats des analyses dynamiques incrémentales au chapitre 4 démontraient d'ailleurs clairement que le système arrive à peine à résister le niveau du séisme de conception.

6.4 Récapitulatif de la méthode de conception pour les Dual-BRB.

Vu la quantité d'informations et les changements apportés au fur et à mesure de l'avancement du projet, il est facile pour le lecteur de perdre le fil directeur du cheminement qui a été suivi. Pour cette raison, on a inclus dans cette section une synthèse générale qui présente les principaux points de la méthode de conception proposée. Afin de faciliter l'intégration et la visualisation des différentes étapes à suivre, l'information est présentée sous la forme d'un organigramme. Cependant, pour ne pas trop encombrer la figure, l'information est présentée de façon très concise. Le lecteur devra compléter cette information en consultant les autres chapitres pour retrouver les équations ou schémas explicatifs nécessaires.

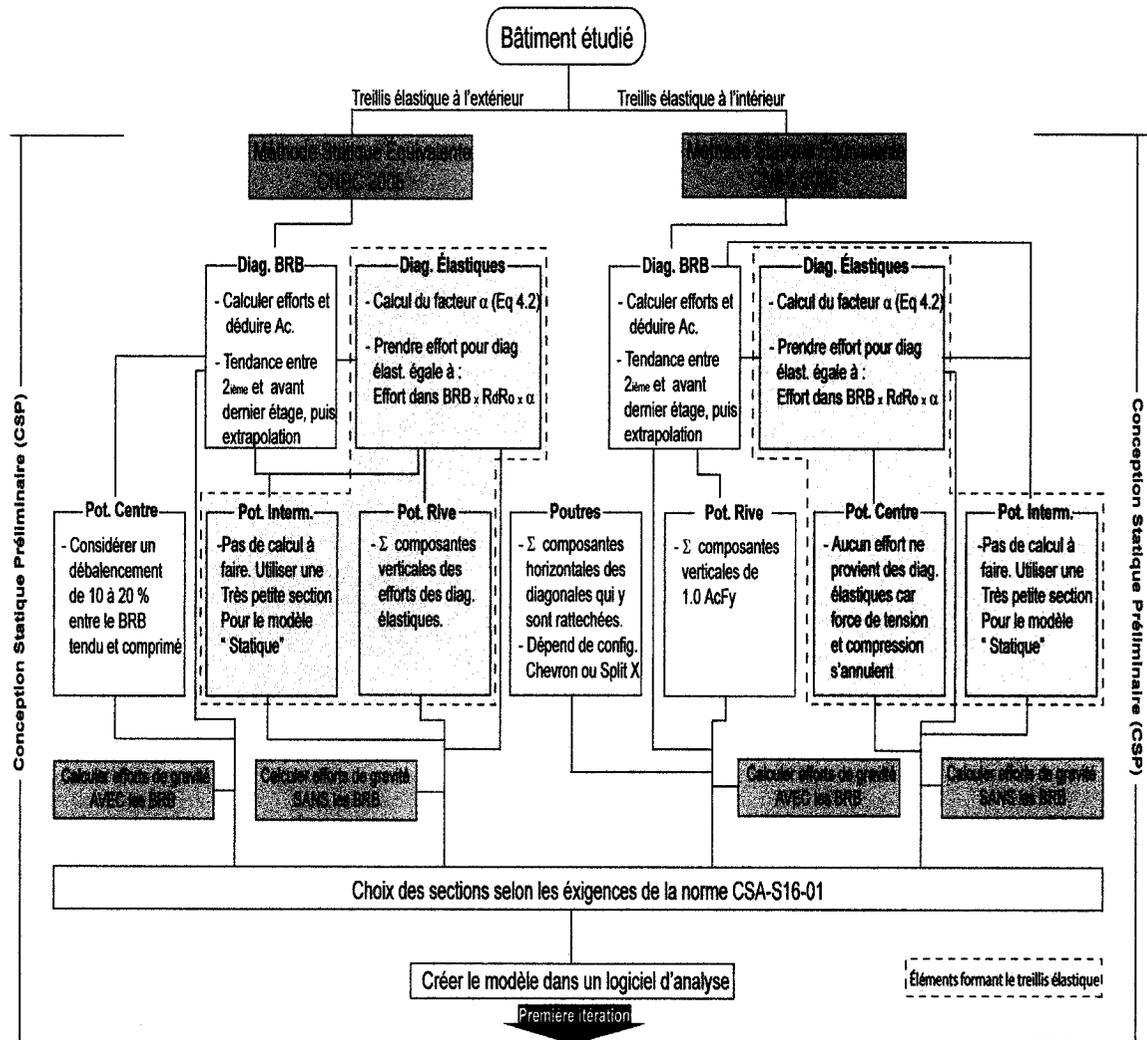


Figure 6. 8 : Organigramme récapitulatif des principaux points pour la conception des Dual-BRB; Étape 1- Conception Statique Préliminaire.

importantes d'un étage à l'autre, etc.). La figure 6.9 présente la deuxième étape qui consiste à faire une première analyse spectrale et une première évaluation des efforts de gravité dans les éléments. Le résultat de cette étape est une deuxième conception des éléments qui seront utilisés à l'itération suivante. Le concepteur peut s'arrêter à ce stade, mais les études que nous avons menées montrent qu'une itération ne suffit pas pour obtenir une distribution adéquate des efforts de gravité. C'est pour cette raison que l'on suggère de faire une deuxième et dernière analyse spectrale. Le processus pour cette deuxième analyse est identique à celui de la première analyse spectrale, comme le montre la figure 6.10.

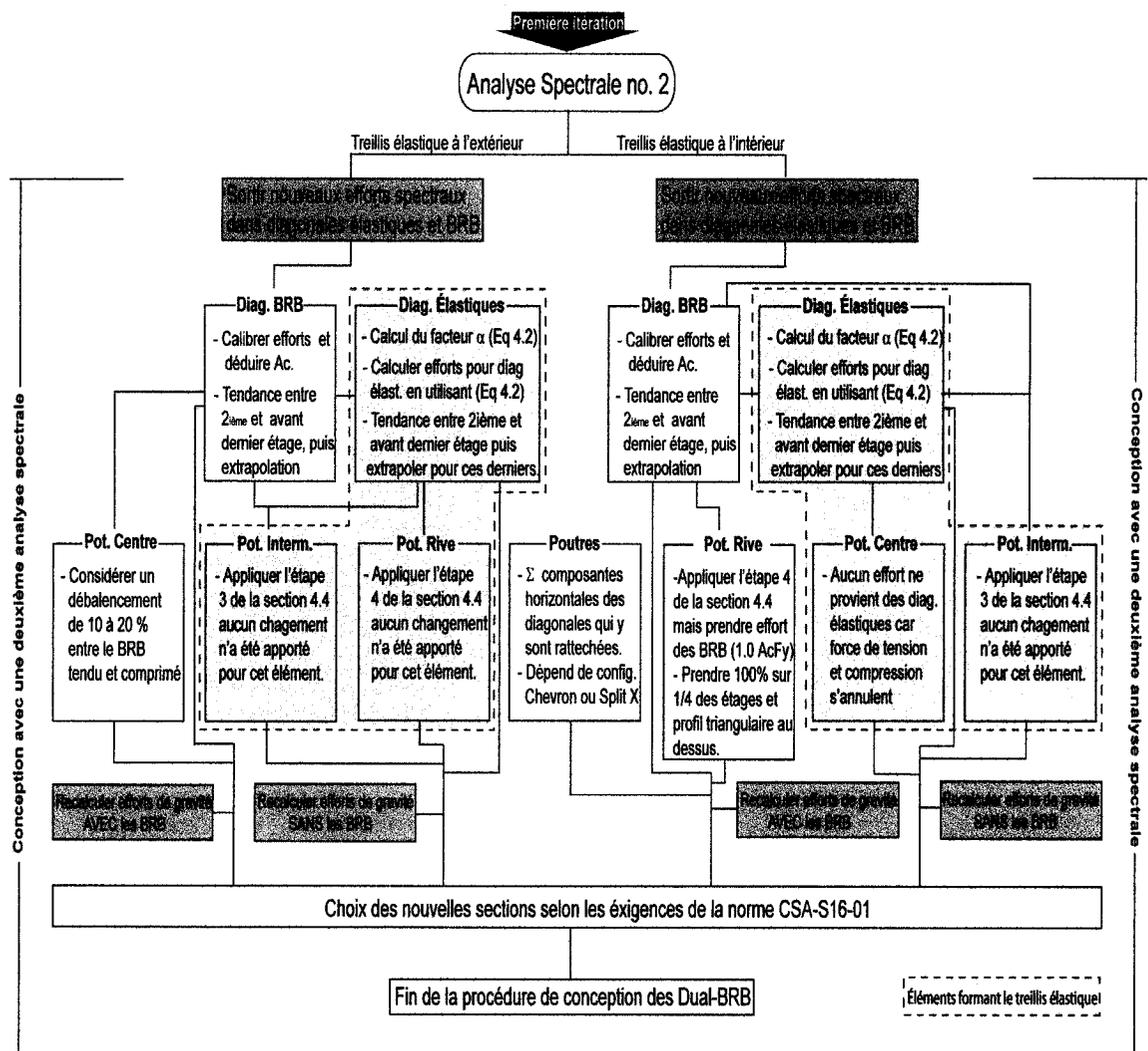


Figure 6. 10: Organigramme récapitulatif des principaux points pour la conception des Dual-BRB; Étape 2b- Conception dynamique, deuxième analyse spectrale.

Dans ce chapitre, nous avons procédé à des analyses complémentaires pour nous assurer que les recommandations faites au chapitre 5 permettaient de réduire ou atténuer les problèmes observés. Ces derniers étaient en partie dus à la nouvelle géométrie Split-X que nous avons choisie, et en partie sur le manque de contrôle sur les efforts générés des analyses spectrales successives et, enfin, du nombre d'itérations à réaliser. Les résultats obtenus en suivant ces recommandations sont très satisfaisants, car la totalité des objectifs a été atteinte et une meilleure prédiction des efforts a pu être faite. Par la suite, nous avons réalisé une autre étude pour quantifier, sur une base préliminaire, l'effet de la largeur du treillis élastique sur le comportement global de la structure. À cause de la portée limitée de cette étude, nous ne pouvons nous prononcer de façon précise à savoir si la réduction de la rigidité du treillis élastique peut avoir des conséquences néfastes sur le comportement sismique du système. On constate cependant que pour les structures soumises à des séismes intra-plaques, il serait possible de réduire la dimension du treillis élastique sans réduire de façon significative la performance des structures.

CHAPITRE 7

ASPECTS DE MODÉLISATION À L'ÉCHELLE AU LABORATOIRE

7.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons la dernière étape prévue dans le cheminement du projet. Celle-ci consiste à faire une étude préliminaire sur les différents aspects d'une modélisation à l'échelle en vue d'un programme expérimental sur table vibrante dans le nouveau laboratoire de l'École Polytechnique de Montréal. Rappelons que malgré la puissance des outils de modélisation numérique dont nous disposons actuellement, les modèles expérimentaux constituent toujours un moyen efficace et approprié pour valider et mieux comprendre le comportement de systèmes structuraux complexes. En effet, certains font intervenir des variables parfois difficiles à intégrer dans des modèles numériques. Cette étude a été réalisée selon la démarche suivante : 1) choix de la méthode de modélisation et du facteur d'échelle, sur la base d'une revue plus détaillée de la littérature, 2) validation de la méthode et description du modèle à construire au laboratoire, et 3) étude de la faisabilité des essais en vérifiant que les capacités de la table et du vérin sont adéquates et répondent aux exigences des tests.

7.2 Loi de modélisation, facteur d'échelle et prototype

7.2.1 Choix de la méthode de mise à l'échelle

Avant de présenter la méthode retenue pour la modélisation, nous allons introduire brièvement les principales étapes suivies à partir des informations résumées au chapitre 2. Nous avons estimé que huit variables dépendantes sont nécessaires pour bien décrire le problème :

$$F = (a, g, t, l, M, \Delta, E, F_y) \quad [7.1]$$

M , l , et t sont respectivement les variables dites fondamentales pour la masse, la longueur et le temps. Les autres variables, dites dépendantes, représentent l'accélération,

a, la gravité, g , le déplacement, Δ , le module d'élasticité E , et la limite élastique du matériau utilisé, F_y . Selon le théorème de Buckingham et en se basant sur les principes de l'analyse dimensionnelle, les cinq produits adimensionnels ci-dessous peuvent être considérés :

$$G\left(\frac{a}{g}, \frac{\Delta}{l}, \frac{F_y}{E}, \frac{t^2 El}{M}, \frac{aM}{El^2}\right) \quad [7.2]$$

Afin de mieux orienter notre choix, certaines hypothèses sont posées. La gravité ne doit pas être négligée puisque celle-ci est au cœur du problème et qu'elle constitue la principale cause de l'effondrement par instabilité dynamique d'une structure lors des séismes. On posera donc $a_m = a_p$ (note : l'indice m tient pour le modèle alors que l'indice p fait référence au prototype). Par ailleurs, le fait que nous anticipons un comportement non linéaire des structures rend très difficile la tâche de trouver un matériau pour le modèle qui aurait les mêmes propriétés inélastiques que celles de l'acier, mais qui ne serait pas de l'acier. Nous optons ainsi pour utiliser le même matériau pour le prototype et le modèle ($E_m = E_p$ et $F_{ym} = F_{yp}$).

Les rapports adimensionnels de l'équation 7.2 doivent être les mêmes pour le modèle et le prototype. De ces égalités, on peut établir des relations entre les propriétés du modèle en fonction du facteur d'échelle α ($\alpha = l_p/l_m = l_r$ mentionné au chapitre 2). Par exemple, en prenant les deux derniers rapports de l'équation 6.2, nous avons :

$$\left(\frac{t^2 El}{M}\right)_m = \left(\frac{t^2 El}{M}\right)_p \quad [7.3]$$

$$\left(\frac{aM}{El^2}\right)_m = \left(\frac{aM}{El^2}\right)_p \quad [7.4]$$

Des équations 7.3 et 6.4, en faisant le rapport des deux termes et en appliquant les hypothèses $E_m = E_p$, $a_m = a_p$ et $\alpha = l_p/l_m$, nous obtenons :

$$M_m = \frac{M_p}{\alpha^2} \quad \text{et} \quad t_m = \frac{t_p}{\sqrt{\alpha^2}} \quad [7.5]$$

De la même façon, nous pouvons déterminer d'autres paramètres d'intérêt comme la densité, la fréquence et le poids. Le tableau qui suit regroupe quelques-uns d'entre eux en fonction du facteur d'échelle α . En se basant sur la même philosophie de mise à l'échelle, deux autres variantes ont aussi fait l'objet de réflexion pour déterminer laquelle répondait mieux aux objectifs visés.

Tableau 7. 1: Paramètres de modélisation pour quelques lois de similitudes

Paramètres	Prototype	Modèle		
		Similitude d'accélération	Similitude d'accélération modifiée	Similitude de vitesse
Hauteur d'étage (m)	H	H/ α	H/ α	H/ α
Poids par étage (kN)	P	P/ α^2	P/($\alpha^2 \cdot \beta$)	P/ α^3
Densité (kN/m ³)	ρ	$\alpha\rho$	$\alpha\rho$	ρ
Force (kN)	F	F/ α^2	F/ α^2	F/ α^2
Temps (s)	t	t/ $\alpha^{1/2}$	t/($\alpha \cdot \beta$) ^{1/2}	t/ α
Accélération (m/s ²)	a	a	a. β	a. α
Fréquence (Hz)	f	f. $\alpha^{1/2}$	f.($\alpha \cdot \beta$) ^{1/2}	f. α

À première vue, la loi de similitude de vitesse tirée du rapport de Chalah (2005), intitulé « *Études structurales du comportement sismique des bâtiments contreventés à l'aide de mur de refend en béton armé* », permet un gain appréciable sur le poids du modèle puisque ce dernier est divisé par le facteur d'échelle au cube. Cependant, cette méthode est pénalisée par le paramètre de temps qui devient trop réduit, ce qui engendre une augmentation des fréquences par un facteur α , limitant ainsi l'éventail de séismes qui peuvent être simulés par la table vibrante (ceux de l'est du Canada principalement). La loi de similitude basée sur l'accélération modifiée repose, comme son nom l'indique, sur la similitude d'accélération présentée dans la troisième colonne du tableau. Cependant, l'approche consiste à appliquer un facteur supplémentaire β sur

l'accélération permettant ainsi de réduire davantage le poids du modèle. Dans ce cas, le temps est aussi réduit et les fréquences sont augmentées, mais selon le facteur β choisi, cette approche a des exigences moins sévères que la loi de similitude de vitesse. Cependant, cette approche a aussi été écartée, car en appliquant un facteur β sur l'accélération, nous avons introduit une erreur au niveau du rapport adimensionnel a/g . Pour respecter la loi de similitude, il faudrait en effet appliquer également le facteur β sur la gravité, ce qui est difficilement réalisable. Cette distorsion a pour effet de sous-estimer les forces de gravité et par conséquent les effets P- Δ . Ainsi, par élimination, le seul modèle de premier ordre qui répondait à nos besoins de modélisation est celui qui repose sur la similitude d'accélération avec simulation de masse artificielle (méthode des masses ajoutées).

7.2.2 Choix du facteur d'échelle et du bâtiment Prototype.

Le choix du facteur d'échelle dépend de plusieurs facteurs et contraintes. Par exemple, la nature du problème étudié entre en ligne de compte. Ainsi, plus le phénomène est localisé au sein d'une structure ou partie de structure, plus le facteur d'échelle α doit être petit. Idéalement, un rapport de 1:1 est souhaitable, mais l'espace disponible ne le permet pas dans la plupart des cas, ce qui oblige à retenir un facteur α plus élevé. Dans notre cas, nous nous intéressons au comportement d'ensemble du système de contreventement et c'est la hauteur disponible au laboratoire qui limite la taille du modèle. Comme illustré dans la figure 7,1, le dégagement au-dessus du simulateur sismique est de 10.7 mètres sous le pont roulant. Par ailleurs, d'après les analyses et résultats des chapitres précédents, ce sont les bâtiments de moyenne envergure, entre 8 et 12 étages, qui sont les plus vulnérables aux effets P- Δ . Par conséquent, nous avons choisi de travailler avec un bâtiment de 10 étages de 40 mètres de hauteur. Afin de profiter au maximum de l'espace dont nous disposons, on a retenu un facteur d'échelle de 4.0, ce qui donnerait un modèle de 10 mètres de hauteur.

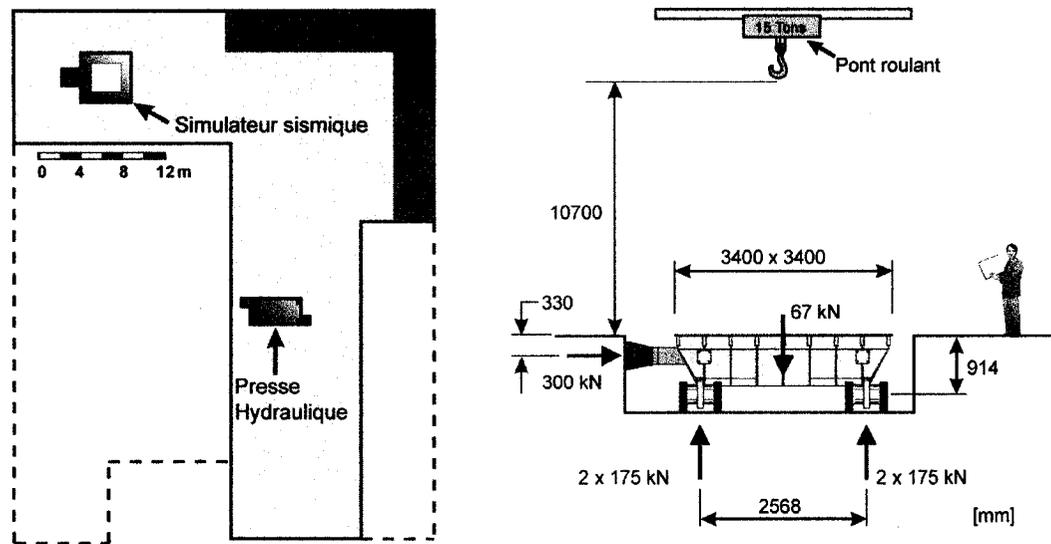


Figure 7. 1: Vue en plan du nouveau laboratoire de structure et dimensions de la table vibrante (adapté de Tremblay et al. 2005).

Une fois le facteur d'échelle fixé, il est par la suite aisé d'établir les principales caractéristiques du modèle, en suivant les relations du tableau 7.1 entre le modèle et le prototype. Ainsi, à titre d'exemple, pour un facteur $\alpha = 4.0$, le poids par étage et les forces dans le modèle seront 16 fois plus faibles que pour le prototype. En appliquant cette approche sur le bâtiment étudié dans ce mémoire, nous obtenons les résultats du tableau 7.2.

Tableau 7. 2 : Correspondance de quelques paramètres entre le prototype et le modèle

	Prototype – Bâtiment 10 étages (72.5x45.5)	Modèle – Similitude d'accélération ($\alpha = 4$)
Hauteur de l'étage h_s (m)	4.0	1
Largeur du contreventement l_c (m)	9.0	2.25
Poids par étage W_s (kN)	3653	228
Cisaillement à la base V_d (kN)	1320	82.5
Période fondamentale (s)	2.52	1.26
Accélération a (m/s^2)	a	a
Fréquence f (Hz)	f	$f \cdot \alpha^{1/2}$

En observant ces valeurs, il est clair qu'il sera difficile de réaliser ce modèle parce que le poids par étages sera très élevé. En effet, il est coûteux et encombrant de construire pour chaque étage des masses faites en béton ou autre matériau pour satisfaire ce poids. Par exemple, un poids de 228 kN représente un volume de près de 10 m³ de béton, soit une dalle de 300 mm d'épaisseur faisant 5.6 m x 5.6 m. La solution qui a été retenue est de se limiter à un poids raisonnable fixé à 60 kN par étage pour le modèle. En partant du modèle avec cette valeur pour W_s et en cheminant à l'inverse, nous avons pu obtenir un nouveau prototype de bâtiment qui demeure réaliste tout en satisfaisant toutes les exigences. Ce prototype est illustré à la figure 7.2.

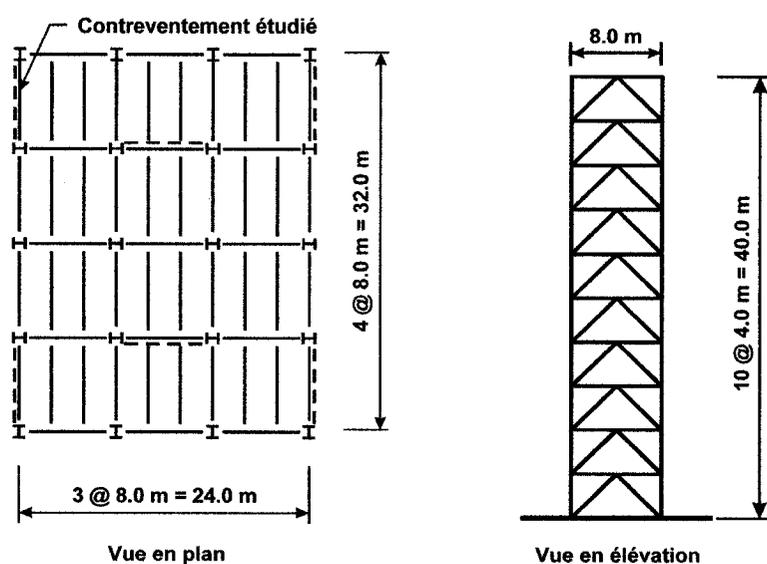


Figure 7. 2: Bâtiment prototype retenu pour l'étude.

Le bâtiment ainsi choisi est un édifice à bureaux régulier de 10 étages. Il est situé à Victoria, Colombie-Britannique, et est contreventé par 4 contreventements en chevron dans la direction nord-sud et 2 contreventements dans la direction est-ouest. L'espace entre les poteaux est de 8.0 m, pour des dimensions de planchers de 32 m x 24 m. La hauteur des étages est de 4.0 m. Les diagonales des contreventements en chevron sont des membrures BRB dont le noyau est fait d'acier ASTM A36 (F_y anticipé = 290 MPa)

et a une longueur réduite de 1446 mm. Pour cette structure, la période fondamentale est de 2.27 s et le cisaillement à la base de calcul, V, représente 2.7% du poids sismique total ($10 \times 60 = 600$ kN). Le tableau 7.3 présente les principales caractéristiques de ce bâtiment ainsi que leur correspondance pour le modèle après réduction à l'échelle.

Tableau 7.3 : Correspondance de quelques paramètres entre le nouveau bâtiment et son modèle

	Prototype – Bâtiment	Modèle – Similitude
	10 étages (72.5x45.5)	d'accélération ($\alpha = 4$)
Hauteur de l'étage h_s (m)	4.0	1
Largeur du contreventement l_c (m)	9.0	2.25
Poids par étage W_s (kN)	967	60
Cisaillement à la base V_d (kN)	261	16.3
Période fondamentale (s)	2.27	1.14
Accélération a (m/s^2)	a	a
Fréquence f (Hz)	f	$f \cdot \alpha^{1/2}$

7.3 Validation du modèle

7.3.1 Prototype et modèle tels que conçus avec le CNBC 2005.

La présente étape consiste à s'assurer que le passage du prototype au modèle respecte bien toutes les règles de similitude. Pour ce faire, on a construit un modèle numérique du prototype et du modèle que l'on a soumis à des enregistrements sismiques pour comparer leur comportement. Seulement le contreventement en chevron conventionnel avec diagonales BRB a été considéré pour cette étude. Le contreventement Dual-BRB pourra être vérifié dans les phases précédant le programme expérimental. Pour simplifier cet exercice de validation, la conception du bâtiment prototype a été faite selon la méthode de la force statique équivalente du code national du bâtiment, et non avec une analyse dynamique, et il n'y a pas eu de processus itératif pour essayer d'optimiser les propriétés des membrures. Lors de la conception, nous avons considéré des facteurs $R_d = 4.0$ et $R_o = 1.3$. De plus, les charges sismiques ont été

réduites de 20% pour obtenir une résistance latérale s'approchant de celle qui aurait été obtenue si l'analyse dynamique avait été employée dans la conception. Dans le programme expérimental, la conception des spécimens sera fort probablement réalisée avec la méthode dynamique et on voulait s'assurer à cette étape que l'exercice de validation demeure représentatif des travaux qui seront entrepris plus tard.

Tableau 7.4 : Propriétés des sections des éléments du contreventement du bâtiment prototype

Étages	Diagonales		Poutres		Poteaux		
	Aire Eq. (mm ²)	Section	Aire (mm ²)	Inertie (mm ⁴)	Section	Aire (mm ²)	Inertie (mm ⁴)
10	549	W150x13.5	1730	914000	W200x42	5320	9010000
9	939	W310x21	2680	981000	W200x42	5320	9010000
8	1105	W310x21	2680	981000	W200x71	9090	25400000
7	1250	W310x21	2680	981000	W200x71	9090	25400000
6	1375	W310x21	2680	981000	W250x89	11400	48300000
5	1479	W310x21	2680	981000	W250x89	11400	48300000
4	1562	W310x21	2680	981000	W310x118	15000	89900000
3	1624	W310x21	2680	981000	W310x118	15000	89900000
2	1666	W310x21	2680	981000	W310x158	20100	125000000
1	1687	W310x21	2680	981000	W310x158	20100	125000000

Le tableau 7.4 présente l'aire équivalente des diagonales BRB ainsi que l'aire et l'inertie des poutres et poteaux qui constituent le contreventement du prototype. Ces propriétés ont par la suite été modifiées pour le modèle en appliquant les relations suivantes :

$$l_m = \frac{l_p}{\alpha} \Leftrightarrow Aire_m = \frac{Aire_p}{\alpha^2} \Leftrightarrow Inertie_m = \frac{Inertie_p}{\alpha^4} \quad [7.6]$$

Tableau 7.5 : Propriétés des sections des éléments du contreventement du modèle réduit

Étages	Diagonales		Poutres		Poteaux		
	Aire Eq. (mm ²)	Section	Aire (mm ²)	Inertie (mm ⁴)	Section	Aire (mm ²)	Inertie (mm ⁴)
10	34	-	108	3570	-	333	35195
9	59	-	168	3832	-	333	35195
8	69	-	168	3832	-	568	99219
7	78	-	168	3832	-	568	99219
6	86	-	168	3832	-	713	188672
5	92	-	168	3832	-	713	188672
4	98	-	168	3832	-	938	351172
3	102	-	168	3832	-	938	351172
2	104	-	168	3832	-	1256	488281
1	105	-	168	3832	-	1256	488281

Une fois toutes les propriétés en main, les deux modèles ont été complétés pour analyse dynamique non linéaire avec le logiciel RUAUMOKO (Carr 2002). Les mêmes hypothèses que celles adoptées pour les études présentées aux chapitres précédents ont été retenues (conditions frontière, etc.). Dans un premier temps, nous avons fait des modèles faisant intervenir les combinaisons de charges telles que prescrites dans le code du bâtiment, c'est-à-dire que nous avons inclus une partie des charges vives dans les charges de gravité ($D + 0.5 L$), alors que le poids sismique ne comprend que la charge permanente. Ces conditions ne pourront probablement pas être reproduites en laboratoire puisque le poids sismique et les charges de gravité seront identiques (égaux au poids des masses de béton à chaque étage). Un deuxième modèle a été établi dans lequel nous omettons la charge $0.5L$ dans les charges de gravité pour simuler les conditions du laboratoire. Dans les deux cas, le modèle est tel que présenté dans la figure 7.3.

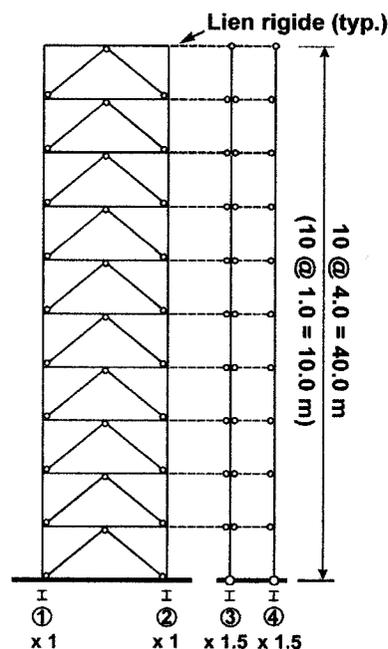


Figure 7. 3: Modèle analytique du contreventement de 10 étages avec colonnes de gravité (prototype et modèle).

La première série d'analyses a été effectuée avec les mêmes charges de gravité pour le prototype et le modèle, et on a comparé le déplacement au toit et l'effort de cisaillement à la base obtenus pour chacun des deux cas. Quelques résultats sont

présentés dans la figure 7.4, à l'échelle du prototype et du modèle, afin de mieux apprécier les ordres de grandeur. Pour ne pas trop encombrer ce document, nous ne présentons ici que les résultats pour un des 10 séismes intra plaque étudiés (S07) et pour un des quatre séismes de subduction (Cascadia C). Que ce soit pour l'un ou l'autre des deux séismes, les résultats sont très concluants vu que les courbes pour le prototype et le modèle sont parfaitement superposées. Ceci nous permet d'affirmer que la loi de similitude choisie est adéquate et répond de façon satisfaisante à nos besoins, puisque nous arrivons à bien reproduire l'effet de la gravité et, donc, des effets P- Δ , même lorsque les déplacements deviennent très importants et que l'effondrement de la structure se produit par instabilité dynamique. C'est notamment le cas sous le séisme de subduction simulé, Cascadia C M_w 8.5.

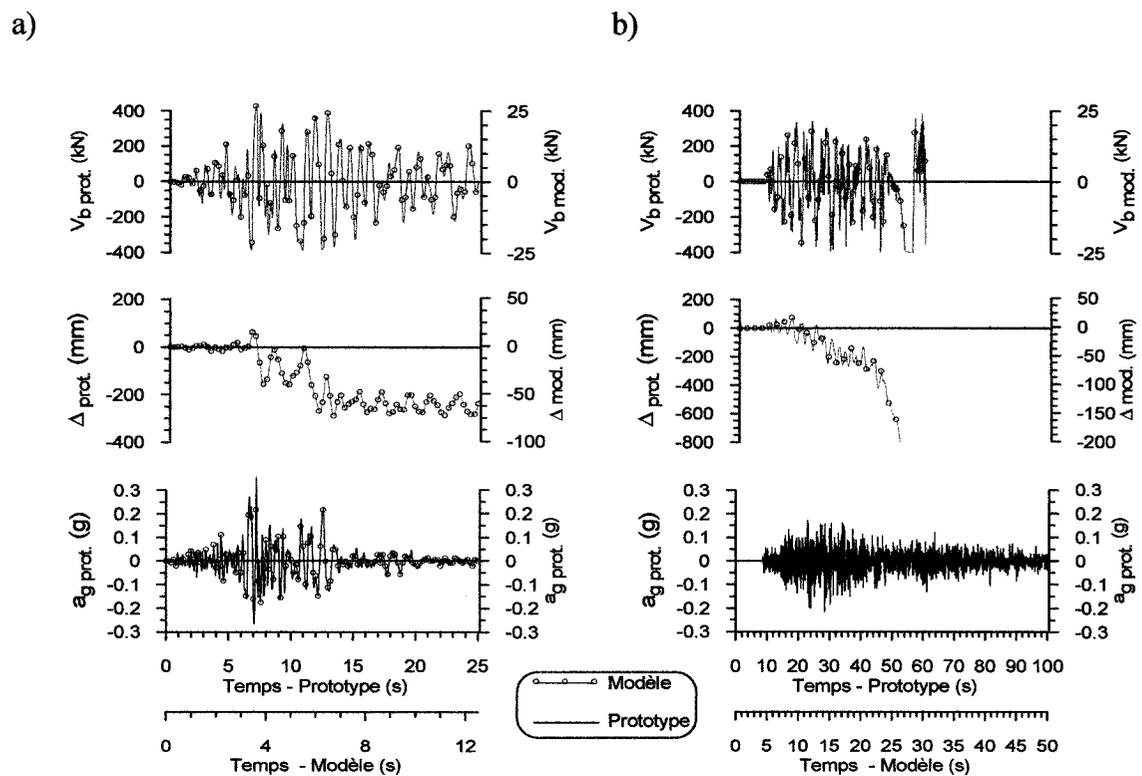


Figure 7. 4: Résultats d'analyse du contreventement en acier pour le prototype et le modèle :
a) Cisaillement à la base et déplacement au toit sous le séisme de Northridge Mw 6.7 R 44 (S07);
b) Cisaillement à la base et déplacement au toit sous le séisme de subduction simulé Mw 8.5;

7.3.2 *Modèle répondant aux conditions de laboratoire.*

Comme cité précédemment, ce modèle analytique ne représente pas tout à fait le modèle physique qui va être construit au laboratoire. Pour des raisons de commodité et pour que le montage soit le plus simple possible, les charges vives qui sont normalement considérées dans le code ne seront pas prises en compte. En fait, ces charges représentent environ 37% des charges totales de gravité et ont une influence certaine sur le comportement de la structure. De plus, dans la réalité, le poids du dernier étage est toujours inférieur à ceux des étages intermédiaires à cause de la structure du toit qui est plus légère. Au laboratoire, nous avons prévu des masses de 60 kN à tous les étages, même au niveau du toit.

Par ailleurs, dans des études comme celles-ci, il est important de considérer les contraintes imposées par l'équipement de mise en charge, ici le simulateur sismique et le vérin dynamique qui l'anime. On a donc modifié le modèle numérique du modèle à échelle réduite pour y ajouter le simulateur sismique pour vérifier si on pouvait imposer la sollicitation requise, incluant le facteur d'échelle, en termes de force horizontale, moment de renversement et déplacement. Comme il s'agit d'une étude préliminaire, nous avons utilisé une modélisation simplifiée de la table sismique et du vérin où la table et le vérin ont été considérés comme des éléments très rigides, ce qui n'est pas nécessairement très erroné comparativement au modèle qui est relativement très flexible. Le modèle est montré à la figure 7.5. La table a été représentée par un cadre rigide sur rouleau avec des masses et des forces verticales pour simuler le poids de l'équipement (total = 67.1 kN) et des supports verticaux vis-à-vis des appuis. Des éléments de transfert rigides ont été utilisés pour connaître exactement les réactions transmises à la table et aux appuis. Ils ont aussi permis de respecter la géométrie de la table, pour tenir compte de la position du centre de gravité de la table et du vérin, et calculer correctement le moment de renversement appliqué aux appuis verticaux de la table. En ce qui concerne le vérin, l'extrémité d'où provient le signal a été fixée horizontalement pour simplifier le modèle. Pour être plus rigoureux, il aurait fallu rajouter un ressort d'une certaine rigidité pour modéliser la colonne d'huile, car il est possible qu'elle

influence le comportement du système à haute fréquence. Comme les propriétés de cette colonne n'étaient pas connues au moment de faire cette étude, cet aspect a cependant été négligé, mais devra être considéré dans les prochaines étapes de ce programme expérimental.

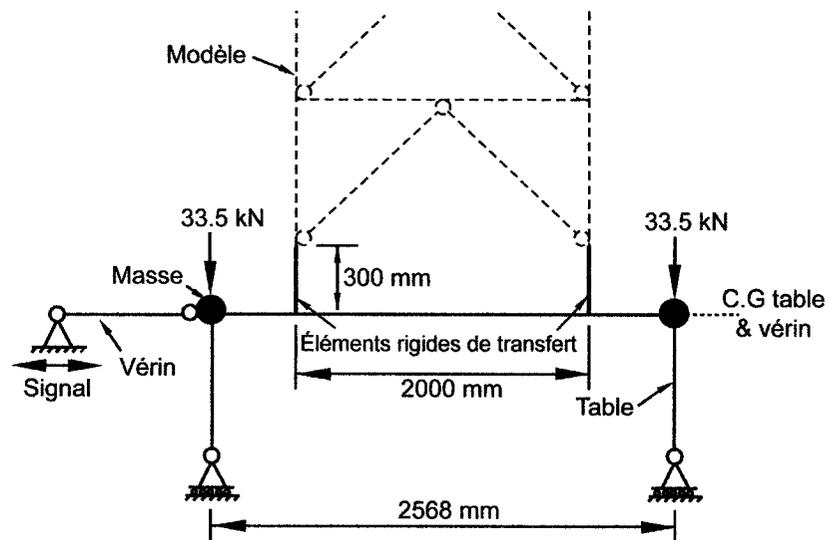


Figure 7. 5: modèle numérique de la table vibrante et de son vérin hydraulique

Les analyses sur le modèle à échelle réduite ont été reprises une fois le modèle numérique modifié pour inclure les changements au niveau des charges de gravité et de la modélisation de l'équipement. La figure 7.6 présente quelques-uns des résultats où on compare le comportement du prototype à celui du modèle. Que ce soit au niveau du cisaillement à la base ou du déplacement au toit, les résultats varient légèrement, mais le modèle permet de reproduire le comportement du prototype de façon très satisfaisante dans la majorité des cas. Dans certains cas, le comportement s'écarte cependant de celui du prototype. Cet écart est généralement plus marqué vers la fin du signal lorsque l'on voit que le prototype est sous l'influence d'effets $P-\Delta$ plus importants à cause des charges de gravité plus élevées, ce qui conduit à des déplacements qui augmentent de façon plus grande pouvant conduire à un effondrement (séismes S03 et Cascadia C, par exemple), alors que le modèle a un comportement plus stable. Pour le séisme de subduction simulé Cascadia C, la rupture du modèle ne se produit que dans les dix dernières secondes du séisme ce qui, à l'échelle du modèle, est intéressant car cela

permettra d'appliquer un long signal et obtenir un large éventail de lectures pour ainsi mieux comprendre le comportement de la structure.

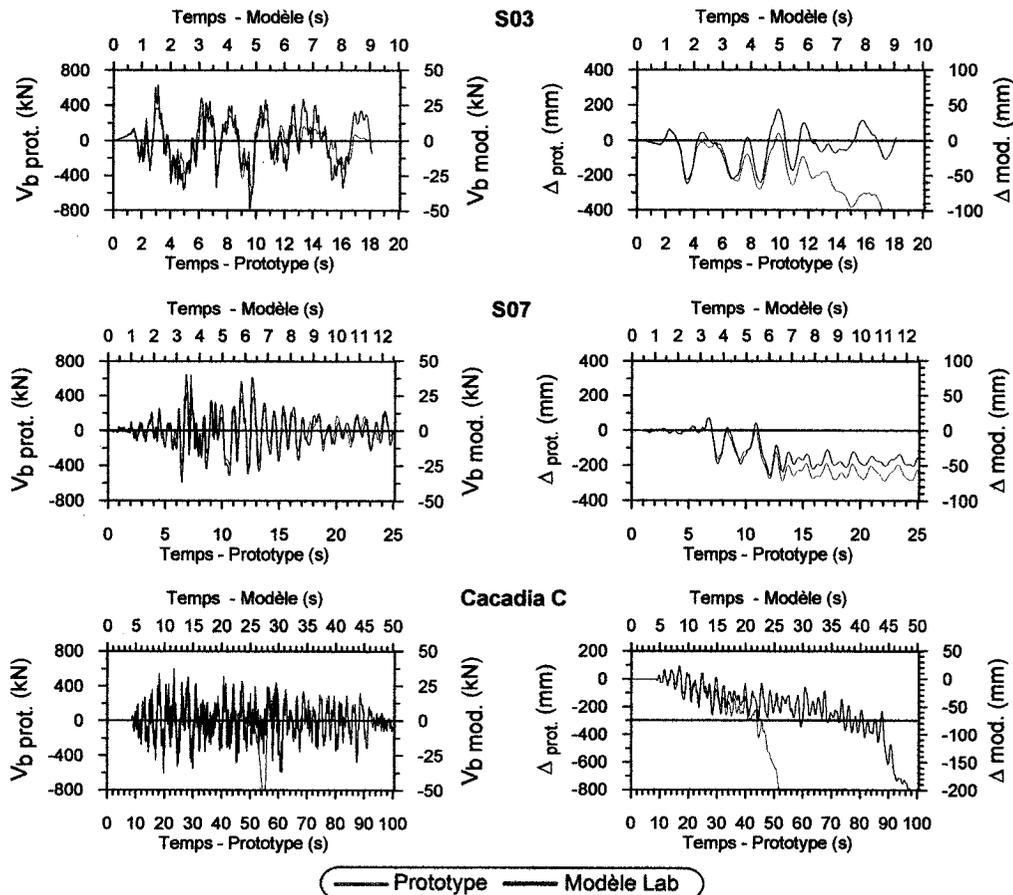


Figure 7. 6: Comparaison entre le prototype et le modèle prévu dans le laboratoire

Lorsque nous examinons les résultats du cisaillement à la base, nous remarquons que l'allure générale des courbes est reproduite. Il apparaît cependant une multitude de petits pics étroitement séparés dans le cas du modèle. Cela s'explique par le fait que l'on a intégré la table dans le modèle : la contribution de cette dernière se traduit par une force d'inertie supplémentaire engendrée par le mouvement de la masse de la table sous le signal. En faisant la soustraction des deux courbes, celle du modèle tel que prévu dans le laboratoire et celle du modèle sans tenir compte de la table vibrante, on a vérifié que la courbe obtenue représente bien le produit de la masse de la table par l'accélération du séisme. Nous remarquons que cette contribution est parfois importante, car l'amplitude

de la force augmente par moments d'un facteur deux ou trois. En ce qui concerne le déplacement au toit, nous remarquons que ce dernier se produit avec un certain délai comparativement au prototype, pour la simple raison que le poids utilisé plus faible dans le modèle car nous ne considérons pas les charges vives qui théoriquement sont présent dans la réalité.

7.4 Vérification de la capacité de la table et du vérin

La dernière étape de cette partie du projet consistait à s'assurer que la table vibrante et le vérin hydraulique ont la capacité suffisante pour permettre la réalisation des essais que nous prévoyons effectuer. Dans la figure 7.1, nous avons présenté la capacité du vérin qui est de 300 kN, ainsi que la capacité des appuis verticaux de la table qui s'élève à 175 kN par appuis. La capacité du vérin limite le cisaillement à la base alors que la capacité des appuis va contrôler le moment de renversement maximum que l'on peut appliquer pendant l'essai. De plus, le vérin a une course maximale de ± 125 mm et peut atteindre une vitesse maximale de 1 m/s. Pour chacune des simulations (séismes), nous avons obtenu la valeur maximale (en valeur absolue) de la force, de la vitesse et du déplacement maximal du vérin, de même que les réactions verticales maximales aux appuis de la table vibrante. En comparant ces valeurs aux limites permises, on a déterminé les facteurs de sécurité présentés dans la figure 7.7 pour chacun des paramètres.

La totalité des essais avec un séisme intra plaque (S01 à S10) sont réalisables avec une grande marge de sécurité. Par contre, la course du vérin hydraulique posera une limite pour les essais avec des séismes de subduction. En effet, selon les analyses, des déplacements du vérin considérables, dépassant parfois 1 m, sont nécessaires pour générer le signal. Une solution à ce problème serait de filtrer les basses fréquences de ces signaux à l'aide du système de contrôle du simulateur.

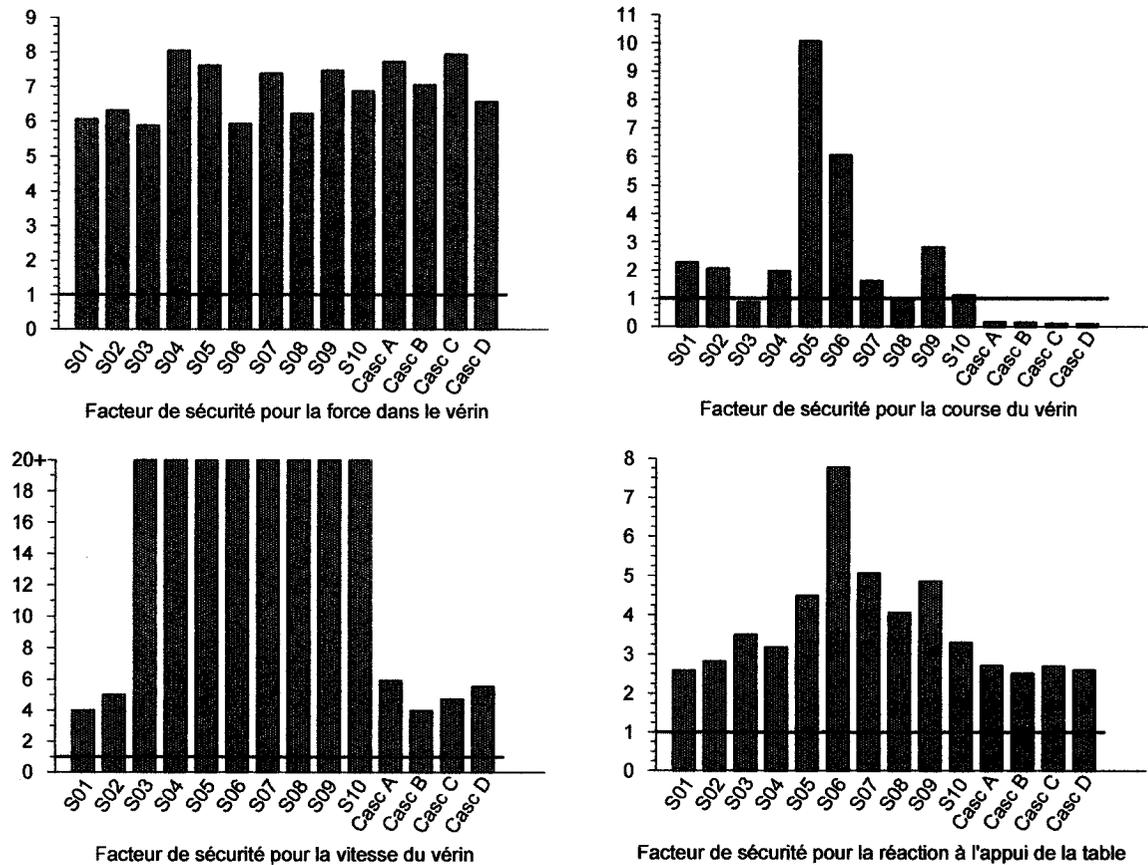


Figure 7. 7: Facteurs de sécurité pour le vérin et le renversement de la table vibrante

La figure 7.8 est un schéma illustrant l'ensemble du montage prévu pour ces essais sur simulateur sismique. L'étude présentée dans ce chapitre est une étude préliminaire dont l'objectif était de proposer un modèle de structure et de vérifier la faisabilité d'un programme d'essais visant à étudier la stabilité d'un contreventement en treillis. Plusieurs aspects doivent encore être raffinés et/ou développés. En particulier, la conception du prototype et du modèle devra être reprise en détail avec la méthode d'analyse spectrale et la modélisation de la table et du modèle réduit devront être raffinées avant de procéder aux essais. On devra aussi s'attarder au détail des connexions dans le modèle, sur le système supportant les masses et les systèmes qui serviront à stabiliser latéralement tout le montage expérimental. Sur la base des quelques résultats présentés ici, nous pouvons cependant dire que le projet est pleinement

réalisable, mais la vigilance reste de mise, car le montage est tout de même complexe de par son ampleur et la grosseur des pièces à manipuler.

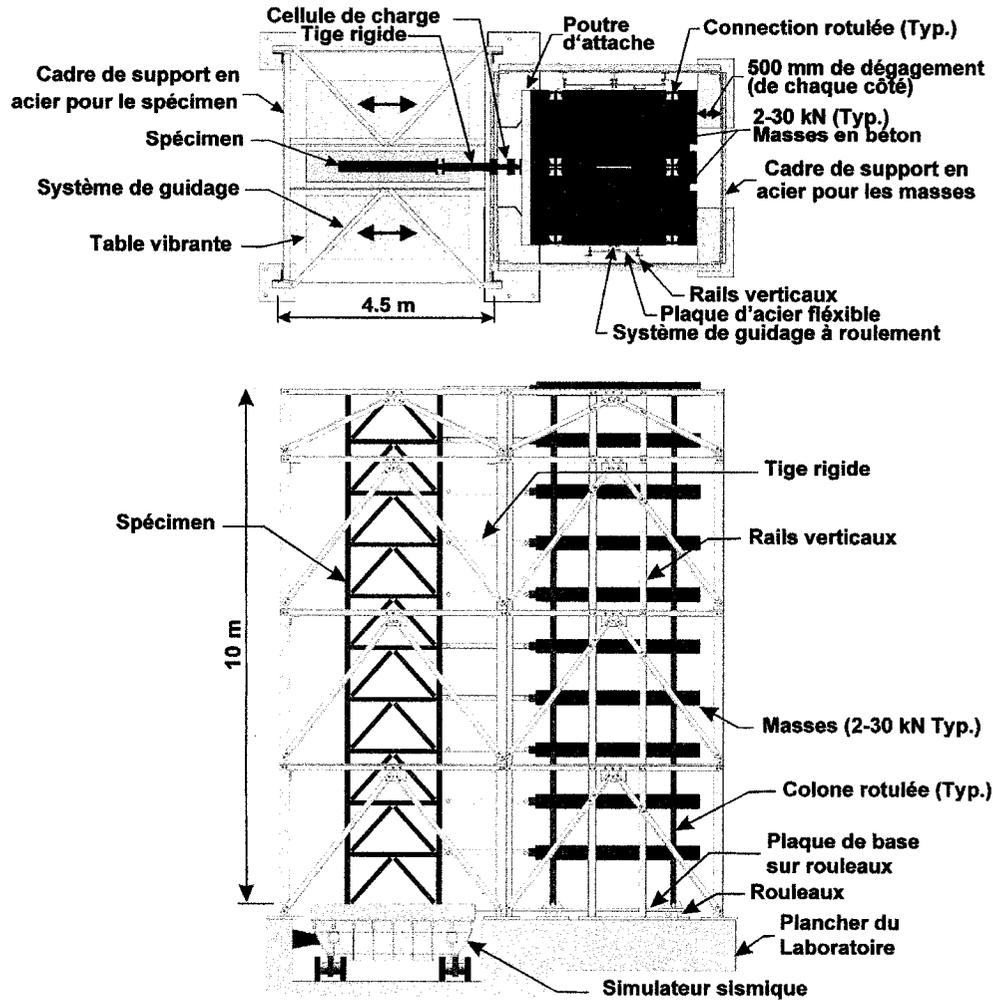


Figure 7.8 : Vue en plan et en élévation du montage expérimentale pour le spécimen en acier. (adapté de Tremblay et al. 2005)

CHAPITRE 8

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le Dual BRB est un tout nouveau système de résistance aux charges latérales proposé il y a quelques années à peine pour améliorer le comportement sismique des bâtiments multi-étagés en acier. Le concept consiste à combiner l'action de deux systèmes qui travaillent en parallèle pour résister aux charges engendrées principalement par les séismes. Ces deux systèmes jouent des rôles différents, mais complémentaires. En effet, le premier est constitué des diagonales BRB qui ont la particularité de se plastifier en compression, plutôt que de flamber, ce qui leur confère un comportement hystérétique stable, symétrique et une meilleure capacité de dissiper l'énergie lorsque comparées aux diagonales dites conventionnelles. Le second système est un treillis conçu pour demeurer élastique. Il est formé principalement par des diagonales et un poteau « intermédiaire » qui relie ensemble tous les étages. Ce treillis veille essentiellement à contrer les effets des modes supérieurs et à redistribuer la demande inélastique sur la hauteur de la structure afin d'empêcher une concentration d'efforts et l'apparition d'étages souples.

Les principaux objectifs de ce projet étaient d'améliorer nos connaissances sur le comportement sismique du système de contreventement Dual-BRB et de développer une méthode de conception rationnelle pour le système. On voulait aussi étudier l'effet de certains paramètres comme le type de séisme ou la géométrie de la structure sur le comportement sismique et la méthode de conception. Finalement, on désirait vérifier, sur une base préliminaire, s'il était possible de réaliser une étude expérimentale sur simulateur sismique du comportement global de contreventements multi-étagés avec diagonales BRB.

Afin de couvrir un large éventail de structures, cinq bâtiments d'une hauteur de 8, 12, 16, 20 et 24 étages ont été considérés tout au long de l'étude. Ces structures ont été supposées situées à Victoria, BC, afin d'inclure les séismes de subduction de la zone Cascadia et évaluer l'impact de ce type de séismes sur le système. La première étude faite sur le groupe de structures choisies visait à évaluer la performance du système, lorsque comparée à des systèmes actuellement utilisés. Ainsi, un contreventement en chevron utilisant des diagonales BRB et un système Dual-BRB, lui aussi en chevron, ont été soumis à une série de séismes intra plaques et de subduction. Dans un premier temps, les séismes ont été calibrés au niveau de conception. Par la suite, on a procédé à une série d'analyses dynamiques incrémentales dans lesquelles l'amplitude des mouvements sismiques était graduellement augmentée jusqu'à l'effondrement des structures, ceci afin d'évaluer la capacité ultime des systèmes aux sollicitations sismiques. Le résultat de cette première étude a révélé que le Dual-BRB a un meilleur comportement sismique que le système en chevron conventionnel, puisqu'il y a eu beaucoup moins d'occurrences d'effondrement et un meilleur contrôle des déplacements inter-étages, surtout sous les séismes intra plaques. Sous les séismes de subduction, on a cependant observé de grandes déformations et certains cas d'effondrement progressifs. Des études plus approfondies sur les effets de ce type de sollicitation et la résistance minimum à donner aux structures pour contrer ce phénomène devront être réalisées.

Pour proposer une méthode de conception, nous avons étudié de façon très attentive la répartition des efforts dans les principaux éléments du système, tels qu'obtenus des analyses décrites précédemment. En particulier, on a fait appel à des graphiques dynamiques élaborés pour pouvoir suivre la répartition des efforts dans le temps. Ainsi, des distributions d'efforts typiques pour chacun des éléments ont pu être isolées, et ces observations ont été transcrites sous forme de règles mathématiques permettant de prédire les efforts. La méthode qui a été proposée repose essentiellement sur un processus itératif et fait intervenir les résultats d'analyses spectrales. Les efforts dans les diagonales BRB sont d'abord calculés selon les recommandations du code. Par

contre, l'effort de conception pour la diagonale élastique est une fraction des efforts obtenus de l'analyse spectrale. Enfin, pour les poteaux de rive et intermédiaires, on suggère des lois de cumul d'efforts pour les efforts induits par les diagonales qui leur sont connectées. La méthode finale a été présentée sous forme d'organigrammes à la fin du sixième chapitre du mémoire.

Des étapes de validation et de raffinement ont ensuite été franchies pour présenter une version finale de la méthode et s'assurer de son applicabilité dans différentes configurations. Pour ce faire, des analyses ont été refaites en considérant un système Dual-BRB avec une configuration en Split-X. Les résultats ont montré que le changement de configuration n'avait eu aucun impact significatif sur le comportement sismique global du système. En effet, on n'a observé qu'une légère amélioration des déplacements inter-étages et du nombre d'effondrements. Cependant, cette étude nous a permis de raffiner la méthode proposée et de tenir compte de certains aspects qui avaient été omis dans la première tentative. Nous avons alors pu apporter un élément de réponse quand à la prise en compte des charges de gravité dans les différents éléments du système. Cela a permis de constater que le fait de considérer les efforts de gravité calculés avec ou sans les diagonales BRB pouvait mieux prédire l'effort qui se développe dans les membrures. En règle générale, quelle que soit la configuration choisie, les éléments qui font partie du treillis élastique doivent être conçus avec des efforts de gravité obtenus en négligeant les diagonales BRB, contrairement aux éléments situés en dehors du treillis élastique. Aussi, il a été possible de proposer une approche améliorée et plus adaptée aux différentes configurations. En particulier, nous avons limité à deux, le nombre d'itérations à faire et nous avons pu soumettre des recommandations permettant d'obtenir un meilleur contrôle des efforts provenant des analyses spectrales, notamment pour les diagonales élastiques et les diagonales BRB, en proposant de faire un lissage des courbes obtenues pour les efforts provenant des analyses spectrales.

Cependant, malgré que la plupart des questions soulevées en cours de route ont pu trouver réponse, certains points soulevés restent toujours en suspend et nécessitent des études complémentaires. C'est le cas notamment de la colonne centrale dans la configuration en Split-X, pour laquelle on n'a pas pu établir avec certitude le lien qui existe entre l'effort qui s'y développe et l'effet des charges de gravité. La conception des poutres du système requiert aussi des études supplémentaires. Tout au long de l'étude, ces éléments ont été mis en second plan, car nous avons constaté que les efforts qui s'y développaient dépendaient beaucoup des hypothèses de modélisation. Il serait donc intéressant de mieux comprendre quelles sont les influences de ces hypothèses et lesquelles donnent les meilleurs résultats. Enfin, nous avons essayé d'apporter un début de réponse quand à la possibilité de réduire ou non la taille du treillis élastique et les conséquences que cela peut avoir sur le comportement du système. Nous pensons que cette étude mérite d'être plus approfondie, car cela représenterait un raffinement au concept des Dual-BRB pouvant résulter en des économies importantes.

Dans la dernière partie de la recherche, nous avons eu le mandat de faire une étude de faisabilité pour un programme expérimental visant à faire des essais sismiques sur table vibrante de contreventements contenant des diagonales BRB. Ce type d'expérimentation nécessite la conception de modèle à échelle réduite afin d'accommoder les équipements disponibles au laboratoire. Les études analytiques qui ont été faites dans ce sens ont permis de nous familiariser avec la théorie de mise à l'échelle et de faire des choix quant au prototype étudié, au modèle qui lui est associé et aux lois de similitude qui permettent de faire le lien entre les deux. Cette étude préliminaire a permis de conclure qu'un programme aussi ambitieux que celui présenté est possible à réaliser. Cependant, des études plus raffinées devront être effectuées. En effet, malgré que l'on ait pris en compte la flexibilité de la table dans l'étude du chapitre 7, il faudrait aussi considérer d'autres éléments comme l'influence des propriétés dynamiques de la colonne d'huile et des autres équipements qui seront utilisés dans les tests.

BIBLIOGRAPHIE

- BERAIR, T. R., (1999). "Étude Expérimentale sur le Comportement Sismique de Bâtiments d'un Seul Étage en Acier avec Diaphragme de Toit Flexible". Mémoire de maîtrise en génie civil, École Polytechnique de Montréal. Rapport no. EPM/CGS-1999-01.
- BRUNEAU, M. and VIAN, D. (2000). "Experimental Investigation of P-Delta Effects to Collapse during Earthquakes". 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londres, UK. Paper no. 021.
- CARDEN, L., ITANI, A., BUCKLE, I. and AIKEN, I. (2004). "Buckling Restrained Braces for Ductile End Cross Frames in Steel Plate Girder Bridges". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 503.
- CARR, A. J. (2002). "RUAOMOKO, Inelastic Dynamic Analysis Program." Département de génie civil, Université de Canterbury, NZ.
- CHALAH, A., (2004). "Étude Structurale du Comportement Sismique des Bâtiments Contreventés à l'aide de Murs de Refend en Béton Armé". Rapport de stage. École Polytechnique de Montréal.
- CHEN, C.-H., HSIAO, P.-C., LAI, J.-W., LIN, M.-L., WENG, Y.-T. and TSAI, K.-C. (2004). "Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame: Part 2 – Construction and testing". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 2175.
- COMO, M., DE STEFANO, M. and RAMASCO, R. (2000). "Seismic Performance of Yielding Systems under Three Component Earthquakes". 12th World Conference on Earthquake Engineering. Paper no. 1158.

- CSA. (2001). "Limit states design of steel structures, CSA-S16-01." Canadian Standards Association, Rexdale, ON.
- DELLA CORTE, G. and LANDOLFO, R. (2000). "Global Stability of MR Steel Frames under Seismic Actions". 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londre, UK. Paper no. 307.
- FEMA. (2000), "FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for new Steel Moment-Frame Buildings." Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FILIATRAULT, A. (1996). "Éléments de génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures". Édition de l'école Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec.
- HEIDEBRECHT, A. C. (2003). "Overview of Seismic Provisions of the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada". Revue canadienne de génie civil. 30:2. 241-254.
- INOUE, K., ASARI, T. and ISHIYAMA, Y. (2000). "Lateral Stiffness – Strength Distribution and Damage Concentration along the Height of a Building". 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ. Paper no. 1764.
- IWATA, M. (2004). "Application-Design of Buckling Restrained Braces in Japan". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 3208.
- KHATIB, I.F., MAHIN, S.A., and PISTER, K.S. (1988). "Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frame." Report UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- LEON, T. R., YANG, C.-S. "Special Inverted-V-Braced Frames with suspended Zipper Struts". [En ligne] <http://www.ncree.org.tw/iwsccc/PDF/09%20-%20Leon.pdf>

- LESTUZZI, P., WENK, T., and BACHMANN, H. "Dynamic Tests of RC Structural Walls on the ETH Earthquake Simulator". Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Appendix to Report no. 240.
- LIN, M.-L., WENG, Y.-T., TSAI, K.-C., HSIAO, P.-C., CHEN, C.-H. and LAI, J.-W. (2004). "Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame: Part 3 – Analysis and Performance Evaluation". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 2173.
- MAHIN, S., URIZ, P., AIKEN, I., FIELD, C. and KO, E. (2004). "Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frame Systems". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 1681.
- MERZOUQ, S., and TREMBLAY, R., (2006). "Seismic Design Of Dual Concentrically Braced Steel Frames For Stable Seismic Performance For Multi-Story Buildings". 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Fransisco, Ca. Paper 1909.
- MIRZA, S., (1984). "Physical Models in Structural Engineering". International Seminar on Structural Engineering, Karachi, Pakistan.
- MITCHELL, D., TREMBLAY, R., KARACABEYLI, E., PAULTRE, P., SAATCIOGLU, M., and ANDERSON, D. (2003). "Seismic Force Modification Factors for the Proposed 2005 NBCC". Revue canadienne de génie civil. 30:2. 308-327.
- MONCARZ, P. D. and KRAWINKLER, H. (1981). "Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering". John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, San Francisco, Ca. Rapport no. 50.

- NBCC. (2004). National building Code of Canada – Part 4 – Draft January 16, 2004. National Research Council of Canada, Ottawa, ON.
- PONCET, L. and TREMBLAY, R. (2004). “Seismic Performance of Multi-Storey Concentrically Braced Steel Frames with Mass Irregularity”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 2896.
- SABELLI, R. (2001). “Research on Improving the Design and Analysis of Earthquake-Resistant Steel-Braced Frames”. EERI/FEMA NEHRP Fellowship Report No. PF2000-9, Oakland, CA.
- SABELLI, R. and AIKEN, I. (2004). “U.S. Building-Code Provisions for Buckling Restrained Braced Frames: Basis and Development”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 1828.
- SUNG-JAE, J., YOUNG-KYU, J., MYEONG-HAN, K., SANG-DAE, K. (2004). “Comparison of Seismic Evaluation for Multi-Story Steel Building with Buckling Restrained Braced System”. CTBUH 2004, Seoul, Korea. 1120-1127.
- TIRCA, L. and TREMBLAY, R. (2004). “Influence of Building Height and Ground Motion Type on the Seismic Behavior of Zipper Concentrically Braced Steel Frames”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 2894.
- TREMBLAY, R. (2004). “Fundamental Period of Braced Steel Frames for Seismic Design”. Earthquake Spectra. (soumis)
- TREMBLAY, R. (2003). “Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Concentrically Braced Steel Frames”. AISC Engineering Journal. 40:2. 111-129.

- TREMBLAY, R. (2001). "Seismic Behaviour and Design of Concentrically Braced Steel Frames". AISC Engineering Journal. 38:3. 148-166.
- TREMBLAY, R. (2000). "Influence of Brace Slenderness on the Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames". Proceeding of STESSA 2000 Conference, Montreal, Canada. 527-534.
- TREMBLAY, R. ARCHAMBAULT, M. H., and FILIATRAULT, A. (2003). "Seismic Performance of Concentrically Braced Steel Frames made with Rectangular Hollow Bracing Members". ASCE, Journal of Structural Engineering. 129:12. 1626-1636.
- TREMBLAY, R. and ATKINSON, G.-M. (2001). "Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Sites". Earthquake Spectra. 17:2. 333-358.
- TREMBLAY, R., BEN FTIMA, M., and SABELLI, R. (2004). "An Innovative Bracing Configuration for Improved Seismic Response". Proceeding of the Recent Advances and New Trends in Structural Design International Colloquium, Timisoara, Romania. 419-430.
- TREMBLAY, R. and DEGRANGE, G. (1999). "Seismic Rehabilitation of four-Storey Building with a Stiffened Bracing System". 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC.
- TREMBLAY, R. and MERZOUQ, S., (2005). "Assessment of Seismic Design forces in Dual Buckling Restrained Braced Steel Frames." First International Workshop on Advances in Steel Constructions, Ischia, Italy, 739-746.
- TREMBLAY, R. and MERZOUQ, S., (2004). "Dual Buckling Restrained Braced Steel Frames for Enhanced Seismic Response". Passive Control Symposium, Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japan, 89-104.

- TREMBLAY, R. and PONCET, L. (2004). "Seismic Performance of Concentrically Braced Steel Frames in Multi-Storey Buildings with Mass Irregularity". ASCE, Journal of Structural Engineering. (soumis)
- TREMBLAY, R. and PONCET, L. (2004). "Improving the Seismic Stability of Concentrically Braced Steel Frames". Proceeding of 2004 SSRC Annual Technical Session & Meeting, Long Beach, CA. 19-38.
- TREMBLAY, R., PONCET, L., BOLDUC, P., NEVILLE, R., and DEVALL, R. (2004). "Testing and Design of Buckling Restrained Braces for Canadian Application". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper no. 2893.
- TREMBLAY, R. and ROBERT, N. (2001). "Seismic Performance of Low- and Medium-Rise Chevron Braced Steel Frames". Revue canadienne de génie civil. 28:4. 699-714.
- TREMBLAY, R. and ROBERT, N. (2000). "Design of Low- and Medium-Rise Chevron Braced Steel Frames". Revue canadienne de génie civil. 27:6. 1192-1206.
- TREMBLAY, R. and TIRCA, L. (2003). "Behaviour and Design of Multi-Storey Zipper Concentrically Braced Steel Frames for the Mitigation of Soft-Storey Response". In F. Mazzolani (ed.), Behaviour of Steel Structures in Seismic Area. Proceeding of STESSA 2003 Conference, Naples, Italy. 471-478. Lisse: Balkema.
- TREMBLAY, R., VELEV, N., MERZOUQ, S., BLAIS, C., LECLERC, M., LÉGER, P., MASSICOTTE, B., and ROGERS, C. (2005). "Multi-Purpose Earthquake Simulation Testing Set-Up For Seismic Force Resisting Systems Of Multi-Storey Buildings". 1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, Nagoya, Japon, Paper No. 533.

TSAI, K.-C., WENG, Y.-T., LIN, S.-L., and GOEL, S. (2004). "Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame: Part 1 – Performance Based Specimen Design". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 750.

TSAI, K.-C., LAI, J.-W., HWANG, Y.-C., LIN, S.-L., and WENG, C.-H. (2004). "Research and Application of Double-Core Buckling Restrained Braces in Taiwan". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 2179.

WADA, A. and NAKASHIMA, M. (2004). "From Infancy to Maturity of Buckling Restrained Braces Research". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 1732.

YUN, S.-Y., HAMBURGER, R.O., CORNELL, C.A., and FOUTCH, D.A. (2002), "Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames." Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(4), 534-545.

ANNEXES

ANNEXE 1

Par manque de place et pour ne pas encombrer le mémoire, les annexes sont présentées sous un format informatique. Le CD-ROM contient cinq répertoires, deux contenant des fichiers résultats et 3 répertoires contenant les articles cités en introduction. La description de ces répertoires est présentée ci-dessous.

1 - Répertoire « Section Split-X »

Ce répertoire contient 5 fichiers Excel dans lesquels nous présentons les sections, utilisées dans le modèle Ruaumoko, obtenues à la dernière itération pour les Dual-BRB en configuration Split-X. Les sections sont présentées pour les 5 bâtiments étudiés. Dans ces fichiers, nous présentons aussi le fichier « input » utilisé dans Ruaumoko.

2 - Répertoire « Modèle réduit Laboratoire »

Ce répertoire contient un fichier Excel dans lequel nous présentons les résultats obtenus des analyses effectuées dans le cadre de l'étude du chapitre 7. Nous présentons la suite des résultats, à savoir la corrélation trouvée entre le prototype et le modèle et aussi entre le prototype et le modèle tenant compte de la table vibrante. Les résultats sont présentés pour les 14 séismes de base.

3 - Répertoire « Article Tokyo – Japon – Novembre 2004 »

Ce répertoire contient le format « pdf » de l'article intitulé: « Dual Buckling Restrained Braced Steel Frames for Enhanced Seismic Response ».

4 - Répertoire « Article Nagoya – Japon – Juillet 2005 »

Ce répertoire contient le format « pdf » de l'article intitulé: «Multi-Purpose Earthquake Simulation Testing Set-Up For Seismic Force Resisting Systems Of Multi-Storey Buildings ».

5 - Répertoire « Article Ischia – Italie – Septembre 2005 »

Ce répertoire contient le format « pdf » de l'article intitulé: « Assessment of Seismic Design Forces in Dual Buckling Restrained Braced Steel Frames ».

6 - Répertoire « Article San Francisco – Californie – Avril 2006 »

Ce répertoire contient le format « pdf » de l'article intitulé: «Seismic Design of Dual Concentrically Braced Steel Frames for Stable Seismic Performance for Multi-Story Buildings».

