

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES CADRES À CONTREVENTEMENT
EXCENTRIQUE DE FAIBLE ET MOYENNE HAUTEUR

JONATHAN ROZON

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)
DÉCEMBRE 2008



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: 978-0-494-48936-9

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-48936-9

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.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES CADRES À CONTREVENTEMENT
EXCENTRIQUE DE FAIBLE ET MOYENNE HAUTEUR

présenté par : ROZON Jonathan

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

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., membre et directeur de recherche

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

Mme TIRCA Lucia, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Premièrement, je tiens à remercier ma professeure de recherche, professeure Sanda Koboevic, pour la préparation et le développement du projet, son support technique et son expérience sur le sujet ainsi que son ouverture d'esprit durant mes études supérieures. Je souhaite également exprimer ma gratitude à mon codirecteur de recherche, professeur Robert Tremblay, pour son aide précieuse, sa connaissance et son expérience tout au long de ce projet.

Un remerciement à tout le Groupe de Recherche en Structure et les étudiants, pour les bons moments passés ensemble. Je tiens spécialement à remercier Simona Olivia David, étudiante à la maîtrise à l'École Polytechnique, pour sa collaboration au projet et Charles-Philippe Lamarche, étudiant au doctorat à l'École Polytechnique, pour sa contribution à la modélisation sur OpenSees.

Je tiens à remercier professeur Taichiro Okazaki de l'Université du Minnesota à Minneaopolis pour m'avoir divulgué ses données expérimentales qui ont servi à calibrer les modèles numériques utilisés dans cette étude.

Je veux également remercier la compagnie DPHV, en particulier David Hébert et Sylvain Pineau, de m'avoir permis de travailler à temps partiel durant mes études supérieures. Leur support constant et l'adaptation à mon horaire de travail variable ont permis de développer mes connaissances et de connaître une équipe de travail formidable.

J'aimerais également remercier Pierre-Marc Rondeau, pour son aide à la mise en page ainsi qu'à Émilie Brazeau et Isabelle Brunet pour la correction du texte.

En terminant, je tiens à remercier du fond du cœur mes parents, qui depuis toujours, m'encouragent et me supportent dans mes études et, finalement, ma copine pour sa patience, son support moral et son amour.

RÉSUMÉ

Depuis la fin des années 1970, les cadres à contreventements excentriques (CCE) sont une alternative reconnue et efficace dans la reprise des efforts sismiques. Les CCE offrent un bon compromis entre la grande ductilité des cadres rigides et la rigidité des contreventements concentriques. La dissipation d'énergie dans ce système est réalisée en concentrant la plastification dans le lien ductile, qui est la partie isolée de la poutre entre les diagonales. Pour des liens courts, le comportement inélastique est surtout dû au cisaillement tandis que pour des liens plus longs, la plastification en flexion domine. Afin de concentrer la plastification dans le lien, les normes CNBC et CSA-S16 utilisent l'approche de dimensionnement par capacité, dont le but est de choisir l'élément lien pour les forces sismiques prévues et ensuite d'appliquer la sur-résistance prévue de cet élément comme force à considérer lors du choix des membrures hors lien, s'assurant ainsi un comportement élastique de celles-ci. Dans cette optique, la majorité des études sur les CCE se concentre sur le comportement du lien. Peu d'études ont été réalisées sur le comportement global des CCE. Il est généralement acquis du comportement élastique des membrures hors-lien sans connaître l'influence d'une possible plastification par un dimensionnement inadéquat de ces membrures ou une sur-résistance sous-estimée des liens.

Le principal objectif de ce projet était de développer un modèle structural de CCE où toutes les membrures sont modélisées non linéairement afin d'étudier le comportement global de ce système conçu selon le CNBC 2005 et le CSA-S16-05. En second lieu, ce modèle a permis de valider les normes de conception existantes ainsi que de comparer la réponse par rapport aux modèles structuraux de CCE généralement employés, où les membrures hors lien sont modélisées élastiquement.

Une étude paramétrique a premièrement été effectuée afin de déterminer la géométrie optimale du CCE à analyser. Un lien court a été privilégié par rapport à un lien long afin d'obtenir un comportement inélastique plus stable. Un dimensionnement

final a ensuite été réalisé pour des structures de trois et huit étages localisées à Montréal et Vancouver, en accord avec les normes précitées. Il a été montré qu'une connexion rigide entre la poutre et la diagonale permet d'obtenir un CCE plus léger et qu'il est préférable de dimensionner la poutre optimalement afin de transférer le minimum d'efforts dans les autres membrures. Ensuite, un modèle structural a été développé sous trois logiciels distincts : Drain-2DX et ANSR-1, généralement utilisés pour ce genre d'étude, et finalement sous OpenSees, afin de bien modéliser le comportement inélastique des membrures hors lien. Ce modèle se démarque également par l'utilisation d'un modèle d'acier de Giuffré-Menegotto-Pinto (GMP), l'imperfection initiale des diagonales et colonnes, ainsi que de la modélisation des plaques de gousset. Une nouvelle calibration de l'élément lien couramment utilisé, composé de ressorts bilinéaires parallèles à chaque extrémité du lien, a été effectuée afin de bien représenter son écrouissage. Un second modèle de lien, réalisé avec le logiciel OpenSees, formé d'un ressort associé à un matériel de GMP, a été développé. Même si le comportement isolé représente mieux les données expérimentales, ce modèle donne des résultats similaires, au niveau du comportement des structures, à ceux obtenus avec le modèle de lien traditionnel.

Un total de 14 accélérogrammes ont été sélectionnés pour l'est du Canada (Montréal) et 24 pour l'ouest du Canada (Vancouver) en fonction des combinaisons M-R qui contribuent de façon significative au risque sismique de chacune des villes. Quatre méthodes d'étalonnage, se basant sur l'intensité du spectre d'accélération, ont été étudiées et comparées entre elles : méthode subjective, intensité des aires du spectre d'accélération, Schiff et hybride (développée et choisie lors de l'étude). Il a été démontré que la méthode de calibration choisie peut avoir un effet significatif sur la réponse de la structure, particulièrement pour les critères de déplacements.

Une série d'analyses temporelles non linéaires ont ensuite été effectuées sur les quatre structures. De plus, une étude détaillée sur la rotation inélastique de la poutre et de la diagonale, permettant respectivement de déterminer la stabilité latérale et la

fracture de ces membrures, a été effectuée. Les analyses ont démontré que la réponse pour les structures de Vancouver est plus sévère que pour les structures de Montréal, où les restrictions de la norme ont toujours été respectées et le niveau de plastification des membrures hors lien est très faible. Par contre, tous les liens des structures de Vancouver à l'exception du toit ont présenté des sur-résistances médianes supérieures à la norme. Cependant, très peu de dépassement a eu lieu au niveau des rotations inélastiques de lien et les déplacements inter-étages ont été largement inférieurs à la limite. Les efforts dans les membrures hors lien sont légèrement plus élevés que ceux prévus lors du dimensionnement pour les structures de Vancouver et inversement pour celles de Montréal. Pour toutes les structures, on observe une excellente corrélation entre le dimensionnement et les analyses en ce qui concerne le cisaillement à la base, les efforts axiaux dans les colonnes et la répartition du moment entre la poutre et les diagonales. Une forte corrélation est présente entre la rotation inélastique des liens (γ) et la déformation inter-étage inélastique (Δ) : $\gamma = (\Delta/h_s - 0.0026)/(e/L)$. Pour déterminer γ , ceci assume cependant de connaître au préalable Δ , ce qui ne semble pas être possible par l'équation préconisée par la norme CSA-S16-05 qui relie Δ aux facteurs de ductilité du système. Cette approche permet toutefois de déterminer des limites de déplacements et pourrait servir lors de dimensionnements par performance.

Pour les structures de Vancouver, plusieurs épisodes de plastification ont eu lieu dans les membrures hors lien. L'effet de cette inélasticité est négligeable au niveau des efforts et pour les signaux ayant une sollicitation médiane de la structure, mais peut entraîner des écarts de 40 % au niveau des déplacements pour les signaux critiques. En ce sens, la réponse médiane des structures obtenue sur l'ensemble des analyses est similaire entre les modèles OpenSees, Drain-2DX et ANSR-1.

L'étude sur la rotation inélastique de la poutre et de la diagonale a permis de conclure que les poutres hors lien peuvent être vérifiées pour l'effort axial et le moment fléchissant provenant du lien permettant d'atteindre la plastification de la poutre et que l'excédant du moment provenant du lien est repris par la diagonale.

ABSTRACT

Since the end of 1970s, eccentrically braced frame (EBF) is a recognized and effective seismic load resisting system. EBF offers a good compromise between the great ductility of the rigid frames and the stiffness of the concentrically braced frame. The energy dissipation in this system is realized through the inelastic plastification of the ductile link, which is the portion of the beam between the braces. For short links, the inelastic behaviour is mainly due to shear yielding whereas for longer links, the flexural yielding dominates. To achieve the inelastic behaviour exclusively in the link, the standards use the approach of capacity design. In this approach, the links are selected for the seismic loading and then the other members of the frame are sized for the forces corresponding to the amplified link resistance to insure their elastic behaviour. The majority of the studies on EBFs concentrate on the performance of the link, and only a few studies reported on the global behaviour of EBFs under seismic loads. In most of the studies the elastic behaviour of frame members other than links was represented thus excluding the possibility to consider the impact of possible inelastic behaviour to overall frame performance.

The main objective of this project was to develop an analytical model of EBF where the plastic behaviour of all the members is represented with the objective to study the global performance of this system designed in accordance with the standards CNBC 2005 and the CSA-S16-05. This model allowed also to validate the current design procedures and to compare the observed behaviour in comparison to the analytical models of EBF where the members outside of link were modelled elastically.

A parametric study was conducted first to determine the optimal EBF geometry. A short link was privileged to obtain a more stable inelastic behaviour. Three- and eight storey frames located in Montreal and Vancouver are then designed in strict compliance with the aforementioned standards with the exception that no accidental

eccentricity was considered to be coherent with the analytic two-dimensional model. It was demonstrated that a rigid connection between the beam and the brace results in a lighter EBF and that the optimisation of beam design should be a design priority in order to limit the forces transferred to the other members.

A structural model was developed using three softwares: Drain-2DX and ANSR-1, commonly used for this kind of study, and OpenSees, which enabled the appropriated modelling of the inelastic behaviour of members other than link. A calibration of the link element, consisting of bilinear parallel springs at each end the link, was done using the latest test data available to represent the shear yielding and strain hardening of the links. A second model of link was developed using OpenSees, formed by a spring associated with a Giuffré-Menegotto-Pinto material. Although the second model represents more accurately the behaviour of a single link, both link model provided similar answers regarding the local and global structural response.

A total of fourteen accelerograms were selected for East of Canada (Montreal) and twenty-four for West of Canada (Vancouver) in accordance with the M-R combinations which contribute most significantly to the seismic risk at each of the design locations. Four methods of scaling, each based on the compatibility (?) of intensity of the acceleration spectrum, were compared subjective method, intensity of the areas of the spectrum acceleration, Schiff and hybrid method. The later was formulated within the scope of this study and applied to all accelerograms selected. It was demonstrated that the selected method of calibration could have a significant effect on the results, particularly considering displacements and deformations.

A series of non-linear time-history analyses were then carrying out for the four structures. Furthermore, a detailed study of the inelastic rotation of the beam and the diagonal was performed to determining the lateral stability and the fracture of these members. These analyses demonstrated that the behaviour for the structures in Vancouver was more critical than for the structures in Montreal, where the limitations

of the standards were always respected and the inelastic activity of the members outside link was very limited. On the other hand, for all the links of the structures in Vancouver, with the exception of the roof, the median overstrength values obtained were superior to those specified by the CSA-S16. However, very few inelastic shear rotations of link exceeded the design limits and the inter-storey drifts were significantly lower than anticipated. The forces in members outside of link were slightly superior to those anticipated in design for structures in Vancouver while it was not the case for Montreal structures. For all the structures, an excellent correlation between the design and the non-linear analyses for the base shear, the axial force in columns and distribution of moment between the beam and the braces was obtained.

A strong correlation between the inelastic rotation of the links (γ) and the inelastic inter-storey drift (Δ) was observed in all cases studied. This relationship can be approximated by the following simplified equation $\gamma = (\Delta / h_s - 0.0026) / (e / L)$. To determine γ , beforehand knowledge of Δ is required, which does not seem to be adequately calculated using the equation recommended by standard CSA-S16-05 based on equal-displacement principle. Although it cannot be readily used in the context of capacity-based design, this equation allows determining the values of total drift associated with different link performance (i.e. first plastification of any link, first link reaching the design limit etc.) and in that sense it could be successfully used in performance design.

For the structures in Vancouver, several inelastic excursions were observed in the members other than f link. The effect of this inelasticity on forces is negligible, but can cause up to 40 % difference on the displacement criteria for critical earthquake records. This observation, made for the median results for all structures studied is the same for all three programs used. The study on the inelastic rotation of the beam and the diagonal confirmed that yielding of the outer beam segment can be accepted in design as long as the combined axial-bending resistance of the brace and the beam is satisfactory.

TABLES DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	iv
RÉSUMÉ.....	v
ABSTRACT	viii
TABLES DES MATIÈRES	viii
LISTE DES TABLEAUX	xv
LISTE DES FIGURES	xviii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	xxiii
 CHAPITRE 1 - INTRODUCTION	 1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs	3
1.3 Méthodologie.....	3
1.4 Organisation du mémoire	4
 CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE.....	 7
2.1 Résumé des études expérimentales et analytiques	7
2.1.1 Études expérimentales	7
2.1.2 Études analytiques	12
2.2 Dimensionnement des EBF selon les normes canadiennes.....	17
2.2.1 Philosophie de dimensionnement	18
2.2.2 CNBC 2005	18
2.2.3 CSA-S16.05	22
2.2.4 Types de connexion	29
2.3 Résumé	30

CHAPITRE 3 - GÉOMÉTRIE ET DIMENSIONNEMENT DU BÂTIMENT	34
3.1 Bâtiments étudiés	34
3.2 Charges de conception.....	36
3.2.1 Charges de gravité et sismiques.....	36
3.2.2 Cisaillement de conception à la base	37
3.3 Dimensionnement des membrures	39
3.3.1 Lien ductile	39
3.3.2 Membrures hors lien	40
3.3.3 Autres critères de dimensionnement.....	42
3.4 Résultats du dimensionnement.....	43
3.5 Résumé	46
CHAPITRE 4 - MODÉLISATION DU BÂTIMENT.....	51
4.1 Modèle ANSR-1	51
4.2 Modèle DRAIN-2DX.....	54
4.3 Modèle OpenSees.....	55
4.3.1 Introduction au logiciel OpenSees.....	55
4.3.2 Modélisation de l'élément lien	59
4.3.3 Modélisation des poutres et diagonales	60
4.3.4 Modélisation des colonnes.....	64
4.4 Calibration de l'élément lien	66
4.5 Considérations supplémentaires communes aux trois logiciels	70
4.5.1 Masses sismiques et charges de gravité.....	70
4.5.2 Amortissement.....	71
4.5.3 Algorithme de résolution et pas de temps.....	72
4.6 Comparaison des modélisations	72
4.7 Résumé	75
CHAPITRE 5 - SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES	90
5.1 Introduction	90

5.2 Sélection des séismes	91
5.2.1 Critères de sélection des séismes	91
5.2.2 Quantité de séismes à sélectionner	92
5.3 Choix des séismes	92
5.3.1 Ouest du Canada (Vancouver).....	92
5.3.2 Est du Canada (Montréal).....	93
5.4 Étalonnage des séismes	95
5.4.1 Méthode subjective	95
5.4.2 Méthode d'intensité des aires du spectre d'accélération	96
5.4.3 Méthode de Schiff.....	96
5.4.4 Méthode hybride.....	98
5.5 Comparaison des facteurs d'étalonnage	99
5.6 Caractéristiques des séismes	101
5.7 Résumé	103
CHAPITRE 6 - RÉSULTATS DES ANALYSES INÉLASTIQUES	115
6.1 Introduction	115
6.2 Structures de 3 étages	117
6.2.1 Structure VCR3	117
6.2.2 Structure MTL3	123
6.2.3 Résumé du comportement observé pour les cadres de trois étages	126
6.3 Structures de 8 étages	127
6.3.1 Structure VCR8	127
6.3.2 Structure MTL8	133
6.3.3 Résumé du comportement observé pour les cadres de huit étages	136
6.4 Relation entre la rotation inélastique des liens et la déformation inter-étage ...	137
6.4.1 Mise en contexte	137
6.4.2 Relation entre le déplacement inter-étage élastique et inélastique	138
6.4.3 Relation entre γ maximum et Δ maximum	139

6.4.4 Dimensionnement par performance.....	141
6.5 Section de lien au toit	143
6.6 Résumé et discussion.....	146
CHAPITRE 7 - ÉTUDE DÉTAILLÉE DU COMPORTEMENT DES	
MEMBRURES HORS LIEN ET LEUR EFFET SUR LE COMPORTEMENT	
GLOBAL DES CADRES	166
7.1 Introduction	166
7.2 Critères de rupture	167
7.2.1 Rotation inélastique des poutres	167
7.2.2 Fracture des diagonales.....	171
7.3 Bâtiments étudiés	173
7.3.1 Description des dimensionnements	173
7.3.2 Calcul des limites des critères de rupture	175
7.4 Résultats	178
7.4.1 Rotation inélastique des poutres	178
7.4.2 Fracture des diagonales.....	180
7.4.3 Réponse des éléments liens et du comportement global du CCE.....	181
7.4.4 Relation entre γ maximum et Δ maximum	183
7.5 Résumé	184
CHAPITRE 8 - CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	192
8.1 Résumé	192
8.2 Conclusions	197
8.3 Réflexions et recommandations pour des travaux futurs	201
RÉFÉRENCES	202

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 Étude paramétrique du type de connexion et de la longueur de lien pour la ville de Montréal.....	49
Tableau 3.2 Spectre de réponse 1/2500 ans sur un sol de type C pour les villes de Montréal et Vancouver.....	49
Tableau 3.3 Poids sismique et cisaillement à la base.....	49
Tableau 3.4 Dimensionnement des structures et propriétés des liens sélectionnés	50
Tableau 4.1 Valeurs de calibration de l'élément lien.....	89
Tableau 4.2 Période fondamentale des bâtiments	89
Tableau 5.1 Scénarios pour le choix d'accélérogrammes (Tremblay et Atkinson, 2001)	109
Tableau 5.2 Séismes artificiels sélectionnés pour la ville de Vancouver	109
Tableau 5.3 Séismes historiques analysés pour la ville de Vancouver	110
Tableau 5.4 Séismes artificiels sélectionnés pour la ville de Montréal	110
Tableau 5.5 Étalonnage selon la méthode de Schiff (1988) a) groupe 1, b) groupe 2, c) groupe 3	111
Tableau 5.6 Données relatives à la calibration selon la méthode hybride	112
Tableau 5.7 Facteurs d'étalonnage des séismes historiques de Vancouver	112
Tableau 5.8 Comportement des liens, du déplacement au toit et du cisaillement à la base pour les séismes V15 et V19 selon les facteurs d'étalonnage .	113
Tableau 5.9 Facteur de calibration et caractéristiques des signaux	114
Tableau 6.1 Effort axial médian dans les colonnes, incluant les charges de gravité (kN).....	159
Tableau 6.2 Ratio du moment fléchissant dans la diagonale et du moment fléchissant dans le lien	159

Tableau 6.3 Structure VCR3 : nombre d'excursions inélastiques des membrures hors lien (exprimé en nombre d'intervalles de temps de 0.01 seconde)	160
Tableau 6.4 Structures VCR3 et MTL3: ratio demande/capacité des membrures hors lien.....	160
Tableau 6.5 Structure VCR3 : caractéristiques principales sous le signal W65302, W72301 et W65501 selon la limite élastique des membrures hors lien.....	161
Tableau 6.6 Structure MTL3 : sur-résistance, rotations inélastiques des liens et déplacement inter-étage	161
Tableau 6.7 Structure VCR8 : nombre d'excursions inélastiques des membrures hors lien (exprimé en nombres d'intervalles de temps de 0.01s).....	162
Tableau 6.8 Structures VCR8 et MTL8: ratio demande/capacité des membrures hors lien.....	163
Tableau 6.9 Structure VCR8 : caractéristiques principales sous le signal W65302 et W72302 selon la limite élastique des membrures hors lien	164
Tableau 6.10 Structure MTL8 : sur-résistance, rotations inélastiques des liens et déplacement inter-étage	165
Tableau 6.11 Structure VCR8 : propriétés de la section de lien au toit originale et modifiée	165
Tableau 7.1 Limite d'élancement de la semelle et de l'aile d'une section W pour le voilement local selon la norme CSA-S16	189
Tableau 7.2 Section des diagonales et caractéristiques des poutres hors lien pour les quatre dimensionnement de la structure VCR8 modifiée avec e $= 800$ mm	189

Tableau 7.3 Capacité en rotation des poutres selon Kemp (1996) pour la structure VCR8	189
Tableau 7.4 Rotation totale permise des poutres selon Okazaki pour la structure VCR8	190
Tableau 7.5 Rotation à la fracture des diagonales des quatre cas de dimensionnement de la structure VCR8 modifiée.....	190
Tableau 7.6 Demande en rotation inélastique des poutres pour les quatre cas de dimensionnement de la structure VCR8 modifiée.....	191
Tableau 7.7 Rotation des diagonales pour les quatre cas de dimensionnement de la structure VCR8 modifiée (radians)	191

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Configurations communes de contreventement excentrique (a) symétrique (b) excentrique (c) inversé	6
Figure 2.1 Distribution des efforts dans la poutre sous les efforts (a) latéraux (b) gravité.....	32
Figure 2.2 Élément lien proposé par Ricles et Popov (1994)	32
Figure 2.3 Sous rotules et comportement force-déformation correspondant.....	32
Figure 2.4 Comportement général des éléments ressort (Powell, 1993).....	33
Figure 2.5 Élément lien proposé par Richards et Uang (2003).....	33
Figure 2.6 Comparaison entre la modélisation de Richards et Uang et un des essais (1C) effectué par Okazaki et al. (2005)	33
Figure 3.1 (a) Vue en plan de l'étage type (b) vue en plan du toit (adaptée de Tremblay, 2007)	47
Figure 3.2 Vue en élévation du bâtiment de (a) trois étages (b) huit étages	48
Figure 3.3 Efforts axiaux à considérer dans la poutre et la diagonale	48
Figure 4.1 Géométrie de l'élément poteau/poutre de ANSR-1 (Powell, 1993).....	78
Figure 4.2 Courbe d'interaction pour les éléments poteau/poutre (Powell, 1993)	78
Figure 4.3 Représentation simplifiée du modèle ANSR-1 pour le cadre de trois étages.....	79
Figure 4.4 Simulation du comportement multilinéaire de l'élément lien (Ramadan et Ghobarah, 1995)	79
Figure 4.5 Modélisation d'un élément non linéaire (Mazzoni et al. 2007).....	80
Figure 4.6 Modélisation de matériel acier (Izvernari, 2007) (a) Modèle bilinéaire (b) Modèle Giuffré-Menegotto-Pinto.....	80
Figure 4.7 Modélisation des éléments nonlinearBeamColumn	80
Figure 4.8 Connexion à l'extrémité des diagonales (Izvernari, 2007).....	81

Figure 4.9 Patron de contraintes résiduelles adopté (Lamarche et Tremblay, 2008)	81
Figure 4.10 Élément beamWithHinges (Mazzoni et al. 2007).....	81
Figure 4.11 Représentation simplifiée du modèle OpenSees pour le cadre de trois étages	82
Figure 4.12 Détails du montage réalisé lors des essais de Okazki et al. (2005)	82
Figure 4.13 Comparaison des résultats entre les expérimentations réalisées par Okazai et al. (2005) et les modèles théoriques de lien avec matériel bilinéaire (ligne foncée) et avec le matériel Steel02 sur OpenSees (ligne pâle)	83
Figure 4.14 Position des masses concentrées pour le bâtiment de 3 étages.....	84
Figure 4.15 Structure VCR3 : cisaillement des liens selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes W72701 (a), (c), (e) et W65303 (b), (d), (f)	85
Figure 4.16 Structure VCR3 : plastification des liens selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes (a) W72701 et (b) W65303.....	86
Figure 4.17 Structure VCR3 : rotation inélastique des liens selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes W72701 (a), (c), (e) et W65303 (b), (d), (f)	87
Figure 4.18 Structure VCR3 : déplacement inter-étage selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes W72701 (a), (c), (e) et W65303 (b), (d), (f)	88
Figure 5.1 Décomposition du risque sismique pour la ville de Montréal	105
Figure 5.2 Spectre de réponse du séisme V19 selon les différents facteurs d'étalonnage.....	105

Figure 5.3 Spectres de réponse calibrés des cinq séismes historiques de type MC ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver.....	106
Figure 5.4 Spectres de réponse calibrés des cinq séismes historiques de type IM ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver.....	106
Figure 5.5 Spectres de réponse calibrés des huit séismes artificiels de type MC ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver.....	107
Figure 5.6 Spectres de réponse calibrés des six séismes artificiels de type IM ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver.....	107
Figure 5.7 Spectres de réponse calibrés des huit séismes artificiels de type MC ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Montréal.....	108
Figure 5.8 Spectres de réponse calibrés des six séismes artificiels de type IM ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Montréal.....	108
Figure 6.1 Structure VCR3: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) de la sur-résistance des liens.....	150
Figure 6.2 Structure VCR3 : fréquence et durée de la plastification des liens pour (a) signal W72701, (b) signal W65303.....	150
Figure 6.3 Structure VCR3: médiane (traits gras) médiane et 84 ^e pourcentile (traits minces) de la rotation inélastique des liens.....	150
Figure 6.4 Structure VCR3: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage.....	151
Figure 6.5 Structure MTL3 : fréquence et durée de la plastification des liens pour (a) signal E70703, (b) signal E70502	151
Figure 6.6 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) de la sur-résistance des liens.....	151
Figure 6.7 Structure VCR8 : fréquence et durée de la plastification des liens pour (a) signal V18, (b) signal W72302.....	152

Figure 6.8 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) de la rotation inélastique des liens	152
Figure 6.9 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage	153
Figure 6.10 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) de la rotation inélastique des liens pour la modélisation OpS selon la limite élastique des membrures hors lien	153
Figure 6.11 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage pour la modélisation OpS selon la limite élastique des membrures hors lien	154
Figure 6.12 Structure MTL8 : fréquence et durée de la plastification des liens pour (a) signal E70701, (b) signal E70704	154
Figure 6.13 Relation entre le déplacement inter-étage élastique de dimensionnement et total médian	155
Figure 6.14 Relation entre la rotation inélastique du lien médiane et la rotation inélastique du lien supposé dans le dimensionnement.....	155
Figure 6.15 Structures VCR3 et MTL3 : relation entre la rotation inélastique des liens et le déplacement inter-étage	156
Figure 6.16 Structures VCR8 et MTL8 : relation entre la rotation inélastique des liens et le déplacement inter-étage	156
Figure 6.17 Relation entre la rotation inélastique des liens des analyses et celle prévue par l'équation 6.6.....	157
Figure 6.18 Structure VCR8 : comparaison du comportement entre la section de toit W200x27 et modifiée pour les accélérogrammes V18 (a), (c), (e) et W72302 (b), (d), (f)	158
Figure 7.1 Définition de la capacité de rotation en fonction des classes de section	186

Figure 7.2 Déformée simplifiée pour la prédiction de la déformation hors plan (Tremblay et al. 2003)	186
Figure 7.3 Rotation de la poutre du deuxième niveau pour le cas de dimensionnement D	186
Figure 7.4 Structures VCR8 et modifiées: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) de la sur-résistance des liens	187
Figure 7.5 Structures VCR8 et modifiées: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) de la rotation inélastique des liens.....	187
Figure 7.6 Structures VCR8 et modifiées: médiane (traits gras) et 84 ^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage.....	188
Figure 7.7 Structures VCR8 modifiées: relation entre la rotation inélastique des liens et le déplacement inter-étage	188

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a_1, a_2, a_3, a_4	ratio d'écroûissage isotropique
$a_{\max}$	accélération maximale d'un signal
A	aire de la section
A_{splice}	aire transversale de la plaque d'épissure
A_T	surface tributaire
A_v	aire en cisaillement d'une poutre
ANSR	ANSR-1
b	ratio d'écroûissage cinématique
b_f	largeur de la semelle
b_o	largeur de la diagonale
b_w	largeur effective de Whitmore
c_0	coefficient de masse
c_1	coefficient de rigidité proportionnel
cR_1, cR_2	paramètres de transition entre le comportement élastique et plastique d'une membrure
$\underline{C}$	amortissement de Rayleigh
C_e	charge d'Euler
C_f	charge axiale pondérée ; charge axiale cumulative pondérée dans les colonnes
C_{fp}	rigidité flexionnelle de la plaque de gousset
C_r	résistance en compression pondérée de la membrure
C_t	rigidité torsionnelle de la plaque de gousset
C_{x-x}, C_{y-y}	rigidité flexionnelle de l'épissure selon l'axe fort ; l'axe faible
C_{CE}	effort de compression sismique dans les colonnes
C_E	effort de compression sismique dans les diagonales
CCE	cadre à contreventement concentrique
CNBC	code national du bâtiment
CSA	canadian standard association

d	profondeur du profilé
d_o	hauteur de la diagonale
D	charge morte
D2DX	Drain-2dx
e	longueur du lien
E	module d'élasticité de l'acier; charge sismique
F_1, F_2	facteur de calibration de la méthode de Schiff
F_a	coefficient de fondation
F_t	force latérale concentrée appliquée au toit
F_v	coefficient de fondation
F_x	force latérale
F_y	la limite élastique de l'acier
G	module de cisaillement de l'acier
h	hauteur de l'âme
h_c	profondeur plastique de l'âme en compression
h_n	hauteur total du bâtiment
h_s	hauteur inter-étage
I	moment d'inertie flexionnelle
I_E	niveau d'importance du bâtiment
IM	séisme important à distance modérée
J	moment d'inertie torsionnelle ; facteur de réduction du moment de renversement
$k_{v1}, k_{v2}, k_{v3}, k_{v4}$	rigidité en cisaillement
K	facteur d'élancement effectif
$\underline{K^*}$	matrice de rigidité initiale
K_d	facteur de distorsion de la dalle de béton dans la région de moment négatif des poutres composite
K_f	facteur d'élancement de la semelle pour le déversement local
K_w	facteur d'élancement de l'âme pour le déversement local
K_γ^{frame}	valeur moyenne de $\gamma_{max}/\Delta_{max}$ évalué à chaque étage

L	longueur du contreventement ; charge vive
L_1, L_2 et L_3	longueur servant au calcul de la longueur critique de compression du gousset
L_c	longueur critique de compression du gousset
L_{cr}	distance maximale non-supportée latéralement lors d'une analyse plastique
L_i	longueur du moment maximal au point adjacent d'inflexion
L_v	distance verticale entre les deux premières rangées de boulons de l'épissure
M	intensité d'un signal sismique
$\underline{M}$	matrice de masse
M_1, M_2	moment fléchissant d'extrémité
M_f	moment fléchissant pondéré
$M_{fx} ; M_{fy}$	moment fléchissant pondéré selon l'axe x ; l'axe y
$M_{diagonale}$	moment fléchissant dans la diagonale
M_{lien}	moment fléchissant dans le lien
$M_p ; M'_p$	résistance au moment nominal de la membrure ; résistance au moment nominal de la membrure diminuée par l'effort axial
M_p^{col}	résistance au moment nominal de la colonne ;
M_{poutre}	moment fléchissant dans la poutre hors lien
$M_{poutre\ trans}$	moment fléchissant transféré à la diagonale
M_r	résistance au moment pondéré de la membrure ; résistance au moment pondéré selon l'axe x de la membrure
M_{rp}	résistance au moment pondéré de la plaque de gousset
M_v	facteur pour l'effet des modes supérieurs
M_E	moment fléchissant sismique
MC	séisme modéré à courte distance
n	facteur pour la résistance en compression
n_e	nombre d'éléments
n_f	nombre de fibres par élément
n_i	nombre de point d'intégration par élément
N	nombre d'étage du bâtiment

OpS	OpenSees
P_E	force axiale sismique
P_f	force axiale pondérée dans l'élément lien
PGA	accélération maximale au sol
PGV	vitesse maximale au sol
r	rapport des inerties de la poutre et la diagonale
r_y	rayon de giration de la section selon l'axe faible
r_{yc}	rayon de giration de la portion élastique en compression de la section.
$R ; R'$	distance épacentrale, capacité de rotation ; capacité de rotation diminuée par l'effort axial
R_0	paramètres de transition entre le comportement élastique et plastique d'une membrure
R_d	facteur de réduction relativement à la ductilité du système de reprise des charges latérales
R_o	facteur de réduction relativement à la sur-résistance du système de reprise des charges latérales
R_{TL}	facteur de réduction des charges vives
R_y	rapport entre $F_{y(prévu)}$ et $F_{y(nominal)}$
S	charge de neige
S_a	accélération spectrale de dimensionnement
SI_a	intensité des aires du spectre d'accélération
SI_v	intensité des aires du spectre de vitesse
SPU	spectre de péril uniforme
t	épaisseur de la semelle ; épaisseur de la paroi de la diagonale
t_g	épaisseur de la plaque de gousset
t_{splice}	épaisseur de l'épissure
T_a	période fondamentale de la structure
T_f	effort de tension appliqué
T_r	résistance à la tension pondérée
U_{1x}	facteur d'amplification de la stabilité lors de l'étude des éléments poteaux/poutres
U_2	facteur pour tenir compte des déplacements de second ordre

$v_{\max}$	vitesse maximale d'un signal
V	effort de cisaillement de dimensionnement à la base
V_1, V_2, V_3	plateau de plastification en cisaillement
V_x	force latérale cumulative
V_c	résistance critique du lien
V_f	effort de cisaillement pondéré dans le lien
V_p	résistance au cisaillement nominal du lien de la membrure; résistance au cisaillement nominal du lien de la membrure diminuée par l'effort axial
V_{pr}	résistance au cisaillement probable du lien de la membrure
V_s	vitesse moyenne des ondes de cisaillement
V_E	effort de cisaillement sismique dans le lien
w	épaisseur de l'âme
W	poids sismique du bâtiment
Z	module de section plastique
α	ratio du double de la profondeur plastique de l'âme en compression sur la profondeur totale
β	paramètre d'intégration dans la méthode de Newmark ; ratio du moment minimal et maximal entre les points de retenu latéraux
γ	rotation inélastique du lien ; paramètre d'intégration dans la méthode de Newmark
γ_f	facteur de limite élastique pour la semelle
$\gamma_{\max}$	rotation inélastique maximale des liens
γ_w	facteur de limite élastique pour l'âme
δ	paramètre d'intégration dans la méthode de Newmark
δ_0	amplitude initiale au centre de la diagonale
δ_c	déformation axiale en compression de la diagonale
Δ	déplacement inter-étage
Δ_e	déplacement inter-étage élastique

$\Delta_{\max}$	déplacement inter-étage maximal
θ	angle d'inclinaison de la diagonale, rotation totale disponible de la poutre
$\theta_a ; \theta_a'$	rotation inélastique disponible de la poutre ; rotation inélastique disponible de la poutre diminuée par l'effort axial
θ_e	rotation élastique de la poutre
$\theta_i ; \theta_f$	l'angle de rotation hors plan de la diagonale ; à la fracture
θ_p	rotation inélastique
κ	ratio du moment à chaque extrémité de la longueur non supportée de la poutre
λ	élancement d'une membrure ; ratio de la demande sur la résistance du lien
λ_e	ratio effectif d'élancement latéral
ξ	amortissement
ϕ	facteur de pondération de résistance
ψ	facteur d'ajustement du moment fléchissant transféré à la diagonale
ω_1	facteur pour tenir compte du gradient de moment et de l'application de la charge pour des membrures en compression flexion
ω_a, ω_b	fréquence de la structure selon les modes a et b

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION

1.1 Problématique

L'efficacité des cadres à contreventements excentriques en acier (CCE) pour reprendre les efforts latéraux dans les bâtiments est reconnue depuis la fin des années 1970 et ce système est maintenant une alternative courante dans les applications sismiques. Les exigences pour la conception parasismique des CCE sont incorporées dans les normes de dimensionnement canadiennes, américaines et dans plusieurs autres pays depuis les années 1980. Au Canada, le dimensionnement sismique des structures en acier doit être conforme au Code National du Bâtiment (CNBC 2005) ainsi qu'à la norme CSA-16 (CSA 2005), dictant le dimensionnement des structures en acier.

Les CCE offrent un bon compromis entre la grande ductilité des cadres rigides, dont le dimensionnement est souvent contrôlé par les déflexions, et les contreventements concentriques, qui possèdent une bonne rigidité, mais qui ont une ductilité moindre. Lors d'un séisme, le comportement inélastique d'un CCE se produit dans le lien ductile. Pour un CCE de type chevron (voir la géométrie à la Figure 1.1), le lien se situe dans la partie centrale de la poutre, entre les points d'intersection avec les diagonales. Un bon dimensionnement et un bon détaillage des liens permettent de concentrer l'ensemble de l'inélasticité dans ces membrures. Lors d'un fort séisme, les liens agissent comme des fusibles et dissipent l'énergie sans dégradation de résistance, limitant par le fait même les forces transmises aux diagonales, colonnes et sections de poutres adjacentes. Le comportement élastique est anticipé dans toutes les membrures autres que les liens ductiles. Afin d'obtenir un tel comportement, la norme CSA-S16 utilise l'approche de dimensionnement par capacité dont le but est de dimensionner l'élément lien pour les forces sismiques prévues par le CNBC et d'évaluer les forces de conception pour les autres membrures en fonction de la résistance du lien, en tenant compte de sa plastification et écrouissage. Le lecteur peut se référer à la section 2.2 pour plus de détails concernant le dimensionnement par capacité.

Des configurations usuelles de CCE sont présentées à la Figure 1.1, dans laquelle la longueur du lien, e , est identifiée. Pour des liens très courts, le comportement inélastique est surtout dû au cisaillement tandis que pour des liens plus longs, la plastification en flexion domine.

Puisque le lien ductile est l'élément clé du système, les études antérieures sur les CCE ont surtout analysé le comportement isolé de ces liens, autant dans les études analytiques qu'expérimentales. En ce sens, plusieurs expérimentations ont été effectuées afin de connaître le comportement inélastique des liens et des modèles analytiques ont été développés afin de bien le reproduire. La quantité d'études sur ce sujet permet maintenant de déterminer avec une bonne précision le comportement isolé de l'élément lien.

Par contre, lorsque les études du lien étaient intégrées dans un CCE complet, le comportement global du système n'était pas regardé attentivement ; l'analyse des données était souvent limitée à évaluer la sur-résistance et la déformation de la section lien. Cependant, en regardant attentivement cette sur-résistance du lien, on remarque que les efforts ainsi transmis aux membrures hors lien provoquent certaines excursions inélastiques dans celles-ci. Les excursions inélastiques peuvent se produire principalement par un mauvais dimensionnement de ces membrures ou par une résistance non prévue des sections de lien par les normes de dimensionnement. Toutes les normes et la plupart des études réalisées sur les CCE tiennent compte du comportement élastique des membrures hors lien sans connaître l'influence d'une possible plastification de ces membrures. En ce sens, il est donc primordial que les normes de dimensionnement prévoient adéquatement la sur-résistance des liens afin de transmettre des efforts réalistes aux autres membrures.

Finalement, les modèles analytiques employés couramment lors de ces études permettaient difficilement d'évaluer l'impact des excursions inélastiques des membrures hors lien puisque celles-ci sont généralement modélisées élastiquement ou

prévoient seulement la plastification de la section, négligeant le déversement latéral, phénomène souvent critique dans une membrure soumise simultanément à de la compression-flexion.

1.2 Objectifs

Les objectifs principaux de ce projet de recherche sont :

- Étudier le comportement global, incluant la plastification possible des membrures hors lien, de CCE de plusieurs étages conçus selon l'édition 2005 du CNBC et du CSA-S16, en variant la hauteur et la localisation.
- Développer un modèle structural d'un CCE dont toutes les membrures sont modélisées non linéairement.
- Valider les modèles structuraux de CCE généralement utilisés dont les membrures hors lien sont modélisées élastiquement.
- Valider les normes de conception du CNBC 2005 et du CSA-S16.
- Évaluer et comparer le comportement structural de plusieurs CCE conçus avec des hypothèses de dimensionnement des membrures hors lien différentes du CSA-S16.

1.3 Méthodologie

Afin de réaliser les objectifs cités précédemment, deux CCE de trois et huit étages, localisés dans les villes de Montréal et Vancouver, ont été conçus selon le CNBC 2005 et le CSA-S16-05, et leur réponse sismique a été évaluée à l'aide d'une analyse temporelle non linéaire. Cette analyse a été effectuée sous trois différents logiciels pour fin de comparaison et validation des modélisations; ANSR-1, Drain-2DX et OpenSees. Pour y parvenir, la méthodologie suivante a été employée :

- Une revue de littérature a été faite sur les études antérieures sur les CCE, les clauses sismiques du CNBC et du CSA-S16 ainsi que sur les logiciels Drain-2DX, ANSR-1 et OpenSees.
- Réalisation de quelques études paramétriques afin de déterminer la longueur de lien optimale et le type de connexion entre les diagonales et la poutre.
- Dimensionnement des contreventements suivant la méthode des forces statiques équivalentes du CNBC 2005.
- Validation de l'élément pour représenter le comportement des liens ductiles proposé dans la littérature.
- Développement et validation d'un modèle DRAIN-2DX, ANSR-1 et OpenSees pour les bâtiments dimensionnés.
- Sélection et calibration d'un ensemble de séismes pour les villes de dimensionnement (10 pour Montréal et 24 pour Vancouver).
- Analyses non linéaires avec les séismes calibrés (total de 204 analyses) sous les trois logiciels afin d'étudier le comportement sismique des structures. Une comparaison entre la réponse structurale obtenue des trois logiciels a été effectuée.
- Étude approfondie de l'influence de la modélisation non linéaire des membrures hors lien dans OpenSees sur le comportement global de la structure.

1.4 Organisation du mémoire

Le mémoire est divisé en huit chapitres. Le premier chapitre présente la problématique, les objectifs ainsi que la méthodologie utilisés dans ce projet. Le deuxième chapitre résume la revue de littérature effectuée sur les études antérieures ainsi que des normes de dimensionnement. Le troisième chapitre montre les bâtiments

étudiés, la configuration des contreventements ainsi que leur dimensionnement. Le quatrième chapitre explique le fonctionnement des trois logiciels utilisés en insistant sur les types d'éléments utilisés dans chacun. La validation de l'élément lien est également effectuée, incluant les plateaux de plastification et les rigidités à utiliser. Finalement, une comparaison quant aux possibilités et résultats préliminaires des trois modèles est décrite. Le cinquième chapitre explique le choix des accélérogrammes utilisés ainsi que de la méthode choisie pour les calibrer. Une comparaison entre les facteurs de calibration provenant de quatre méthodes distinctes et l'impact sur le comportement des liens est effectuée. Le sixième chapitre présente et commente les résultats obtenus à la suite des analyses non linéaires. Le comportement sismique des contreventements y est analysé, en se concentrant autant sur l'élément lien que sur le comportement global du cadre. L'effet de la possible plastification des éléments hors lien est étudié par les analyses effectuées sur OpenSees. Le septième chapitre traite de l'étude approfondie des critères de plastification des membrures hors lien, particulièrement de la rotation inélastique des poutres et des diagonales. Ces critères seront évalués pour plusieurs CCE conçus avec des hypothèses différentes du CSA-S16. La conclusion de l'étude et les recommandations pour les prochains travaux sont présentées au chapitre 8.

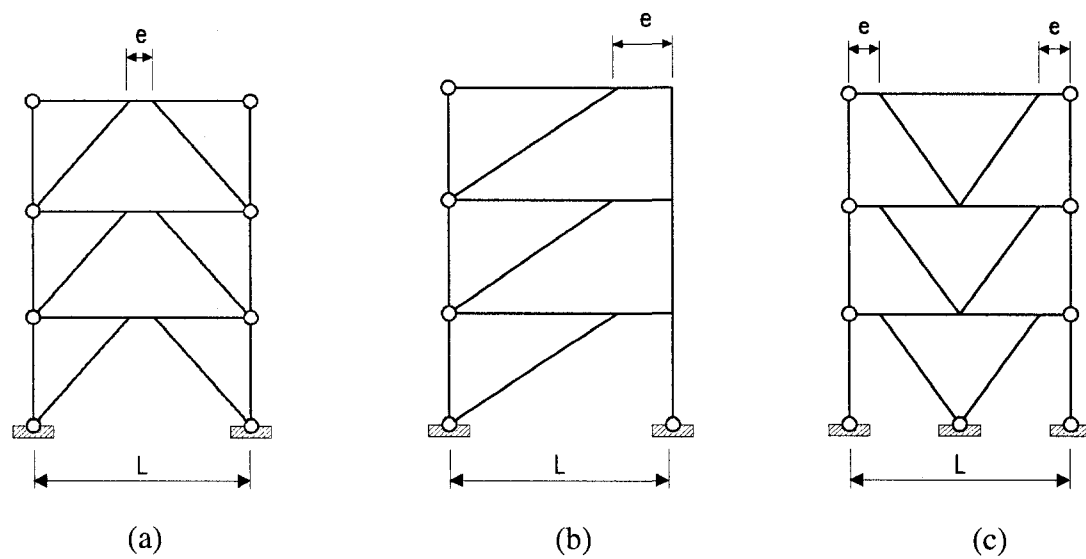


Figure 1.1 Configurations communes de contreventement excentrique
(a) symétrique (b) excentrique (c) inversé

CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre résume les études expérimentales et analytiques antérieures qui portent sur les cadres à contreventements excentriques. Un survol des normes canadiennes de dimensionnement actuel (CNBC 2005 et CSA-S16-05) est également présenté. Une attention particulière est consacrée aux études précédentes qui explorent les différents types de connexion entre la diagonale et la poutre et les impacts lors de la conception.

2.1 Résumé des études expérimentales et analytiques

Cette section présente le résumé des lectures effectuées sur le comportement sismique des CCE. Une attention particulière sera portée sur les éléments permettant de répondre à l'objectif principal de cette étude qui est de développer un modèle analytique d'un CCE dont toutes les membrures sont modélisées non linéairement afin d'étudier son comportement global.

2.1.1 Études expérimentales

Études expérimentales sur le comportement des liens

Roeder et Popov (1976) ont produit la première étude sur le système aux États-Unis. Plusieurs programmes d'essais et études analytiques ont ensuite été réalisés durant les années 1980 par Popov et ses collègues. Des tests sur des liens courts isolés ont été effectués afin de formuler des critères sur le voilement de l'âme de ces éléments sous des charges cycliques (Hjelmstad et Popov, 1983; Malley et Popov, 1984; Kasai et Popov, 1986a). Ricles and Popov (1987a) ont ensuite analysé le comportement de liens courts sous des essais cycliques dans un système de contreventement excentrique avec des planchers mixtes. Une série d'essais a été réalisée par Engelhardt et Popov (1989, 1992) afin d'étudier le comportement des contreventements excentriques constitués de liens longs. Des essais sur des liens isolés ont récemment été réalisés à l'université du Texas à Austin (Okazaki et al.,

2005) afin d'étudier le comportement et évaluer la sur-résistance de sections faites d'acier de nuance ASTM-A992.

Ces essais ont permis de tirer les conclusions suivantes : (Popov et Engelhardt, 1988)

1- La configuration avec un lien symétrique est préférable.

Popov et al. (1989) recommande d'utiliser la configuration symétrique (voir géométrie à la Figure 1.1a), car elle évite tous les problèmes potentiels de la connexion du lien à la colonne d'un lien excentrique (voir Figure 1.1b et c). De plus, un lien excentrique peut être soumis à des forces axiales importantes lorsque les forces horizontales provenant du diaphragme de plancher sont introduites du côté du lien opposé à la diagonale, ce qui n'est pas le cas pour une configuration symétrique. La présence de forces axiales dans le lien entraîne une diminution de la capacité inélastique en rotation et de l'énergie de dissipation. Elles peuvent également conduire à des problèmes d'instabilité. Si malgré cela, la configuration excentrique est utilisée, la connexion sur l'axe faible de la colonne est à éviter.

2- La plastification en cisaillement des liens courts est préférable à la plastification en flexion des liens longs.

La Figure 2.1 montre une distribution typique des efforts dans une poutre d'un contreventement excentrique symétrique. Le lien de la poutre est soumis à un effort de cisaillement constant important, des moments d'extrémités considérables et à peu d'effort axial. Un lien court aura tendance à plastifier en cisaillement tandis que les liens longs vont plastifier en flexion avant d'atteindre leur capacité ultime en cisaillement. Puisque l'effort de cisaillement est constant sur la longueur du lien, une plastification en cisaillement entraîne un comportement plus stable et prévisible, tout en facilitant le dimensionnement (Kasai & Popov, 1986a, Engelhardt & Popov, 1992). De plus, cette stabilité permet d'obtenir des déformations inélastiques de liens plus

importantes sans obtenir des contraintes locales élevées. Dans le cas de liens longs, puisque la résistance en flexion est critique, des rotules plastiques se formeront aux extrémités du lien suite à cette plastification. Ces rotules plastiques sont accompagnées de grandes déformations longitudinales, pouvant causer le voilement des semelles et de l'âme et, éventuellement, provoquer la rupture du lien pour des faibles valeurs de rotation du lien.

3- La longueur de lien recommandée pour obtenir un comportement de lien en cisaillement ne devrait pas dépasser $1.6M_p/V_p$.

L'indice couramment utilisé pour mesurer la longueur d'un lien est le rapport M_p/V_p . Les expérimentations ont démontré que la plastification est principalement due au cisaillement lorsque $e < 1.6M_p/V_p$ et qu'elle est déterminée par la flexion si $e > 2.6M_p/V_p$. Un comportement mixte a été observé pour $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$. Popov et al. (1989) suggère une longueur de lien d'environ $1.0M_p/V_p < e < 1.2M_p/V_p$ afin d'obtenir les performances et la dissipation d'énergie maximales.

4- L'interaction du cisaillement et du moment peut être négligée dans le comportement inélastique du lien.

Ceci implique que, même en présence d'effort de cisaillement important, le moment plastique total peut être développé, tel que déterminé avec le module de section plastique de la section entière et non seulement des semelles. Cette affirmation est contradictoire avec le calcul plastique théorique, mais a été confirmée par toutes les expérimentations. Négliger cette interaction permet de simplifier grandement l'analyse et le dimensionnement des liens.

5- L'écrouissage des liens peut engendrer des valeurs ultimes en résistance considérablement plus élevées que les valeurs théoriques de plastification.

Toutes les expérimentations effectuées ont démontré que les résistances ultimes des liens sont beaucoup plus élevées que celles prévues par un calcul plastique. Cette

sur-résistance est principalement attribuée à l'écrouissage de l'acier et au fait que la limite élastique réelle du matériau est supérieure à celle spécifiée. L'effet des systèmes de plancher mixte peut également contribuer à la sur-résistance. Les liens courts développent fréquemment une sur-résistance en cisaillement de 40 à 50 % supérieure à V_{pr} . Ce phénomène a été observé tant pour la première phase d'expérimentation que dans le programme d'essais de Okazaki et al. (2005). Cette augmentation peut même atteindre jusqu'à 100 % pour des liens fabriqués de plaques soudées avec des semelles épaisses ou des sections pouvant subir de grandes déformations inélastiques. Pour des liens se plastifiant principalement en flexion, cette sur-résistance est plus faible, avoisinant 20 % de V_{pr} .

Études expérimentales sur le comportement global des CCE

La plupart des essais ont été réalisés sur des liens isolés. Très peu de données expérimentales sont disponibles afin de caractériser le comportement global des CCE. Cette section traite de la principale étude réalisée sur le sujet.

Un vaste projet de recherche parasismique a été réalisé entre les États-Unis et le Japon dans les années 1980 (Foutch et al., 1986). Le but principal de cette étude était d'évaluer le comportement sismique et la ductilité de plusieurs types de systèmes de résistance aux charges latérales. Lors de ce projet, des essais pseudo dynamiques sur un CCE de six étages de dimension réelle ont été réalisés à Tskuba, Japon (Roeder et al., 1987). Ces expérimentations pseudo-dynamiques ont eu lieu durant la phase II du projet. Le cadre était originalement conçu comme un cadre à contreventement concentrique. Durant la phase II, les diagonales concentriques ont été enlevées et remplacées par des diagonales excentriques qui étaient grandement surdimensionnées afin de s'assurer d'un comportement élastique. Pour des raisons économiques, ils ont utilisé les mêmes poutres et colonnes que dans la phase I, ce qui a mené à des poutres inappropriées pour un dimensionnement adéquat du CCE. Ces essais ont tout de même démontré l'excellent comportement ductile global du système, même si des plaques de connexion ont rompu aux deux premiers niveaux (Foutch, 1989). Ceci

montre donc que la distribution du dommage n'était pas uniforme sur la hauteur de la structure, ce qui s'est également reflété dans les déformations inter-étages et l'énergie dissipée maximale à ces étages.

Whittaker et al. (1987) a effectué une réplique à échelle réduite 0.3 de ce même cadre et procédé à des essais à l'aide d'une table vibrante à l'Université Berkeley, États-Unis. Les conclusions apportées sont sensiblement les mêmes que lors du test à échelle réelle effectuée au Japon. Whittaker a également confirmé lors de ces essais que la sur-résistance en cisaillement des liens était d'environ 40 à 50 %, mais en plus, l'effet mixte de la poutre avec la dalle de béton entraîne une sur-résistance additionnelle d'au plus 20 %. Il suggère donc d'augmenter la sur-résistance du lien isolé de cette valeur lors du dimensionnement des diagonales et de poutres. Finalement, lors de deux essais, les colonnes ont subi une force de soulèvement ainsi que de la plastification répétée sans toutefois entraîner une instabilité de la structure.

Même si les essais ont permis de démontrer un bon comportement du CCE, la validité des tests doit être remise en question. En effet, le dimensionnement du CCE n'était pas adéquat puisque les poutres et les colonnes employées n'avaient pas été modifiées à la suite de la phase I, où un cadre à contreventement concentrique avait été étudié. De plus, les diagonales avaient été volontairement surdimensionnées afin de s'assurer d'un comportement élastique de celles-ci. Ces raisons ont motivé la réalisation prochaine d'essais à grande échelle à l'École Polytechnique de Montréal sur un CCE dimensionné adéquatement selon les règles de pratique et codes en vigueur. Les conclusions de tels essais seraient plus réalistes et permettraient aussi d'étudier les conséquences possibles du comportement inélastique éventuel des membrures hors lien.

2.1.2 Études analytiques

Études analytiques sur le comportement des liens

Une modélisation adéquate du comportement cyclique inélastique des membrures en acier est indispensable pour effectuer une étude analytique d'un contreventement excentrique. Plusieurs modèles ont été développés de la fin des années 1960 jusqu'au début des années 1980. Ces modèles présentaient toutefois des limitations importantes les rendant inappropriés pour l'étude des contreventements concentriques. Par exemple, l'écrouissage n'était pas assez bien défini dans ces modèles et l'absence de rotule flexionnelle ne permettait pas de bien tenir en compte de moments fléchissant importants. De plus, dans la plupart des modélisations, l'hypothèse de moments d'extrémités égaux était considérée, ce qui n'est pas le cas dans des liens près d'une colonne. Ricles et Popov (1994) ont développé le premier élément pouvant bien refléter le comportement des liens, tel qu'observé lors des expérimentations. La formulation inclut la plastification en cisaillement et en flexion. De plus, l'élément reflète l'écrouissage isotropique et cinématique en cisaillement, de même que l'écrouissage cinématique en flexion. Cependant, l'élément ne tient pas compte de la perte de résistance due à la fatigue ou la fracture du matériau.

L'élément développé par Ricles et Popov est constitué d'un élément poutre linéaire avec des rotules inélastiques aux extrémités, tel que montré à la Figure 2.2. La poutre linéaire est de la longueur du lien et les rotules ont une longueur nulle. En présence de force axiale, l'effort est repris uniquement par l'élément poutre et ne produit aucune déformation. Cette simplification est jugée acceptable puisqu'une bonne conception résulte généralement en des efforts axiaux relativement faibles dans les liens. De plus, à la plastification du lien, aucune interaction n'est considérée entre le moment de flexion et l'effort tranchant. Les essais décrits à la section précédente ont démontré que cette hypothèse était valable. Initialement, la rigidité de l'élément est définie par la poutre élastique jusqu'à la plastification des rotules aux extrémités. Cette plastification cause une diminution de la rigidité de l'ensemble. Chaque rotule

est divisée en trois sous-rotules afin de produire un comportement multilinéaire de l'élément lors de la plastification, tel que montré à la Figure 2.3.

Ramadan et Ghobarah (1995) ont adapté ce modèle afin qu'il puisse être aisément implanté dans les logiciels d'analyse structurale non linéaire comprenant des éléments offrant des comportements hystérétiques appropriés. Le principe est d'utiliser des éléments déjà présents dans les logiciels afin de créer la courbe multilinéaire caractérisant le comportement inélastique des liens. Les rotules en flexion et en cisaillement sont modélisées respectivement par des ressorts rotationnels et translationnels, qui présentent un comportement non linéaire sous chargement. Le comportement général de ces éléments ressorts est présenté à la Figure 2.4.

La présence de ressorts rotationnels lie les degrés de liberté en rotation entre le nœud interne et externe. De façon similaire, les ressorts verticaux lient les degrés de liberté translationnels entre le nœud interne et externe. Trois ressorts bilinéaires agissant en parallèle à chaque extrémité du lien sont utilisés afin de simuler le comportement multilinéaire de chaque rotule de la Figure 2.3. Le déplacement horizontal du nœud interne est contraint à être identique à celui du nœud externe correspondant, afin d'assurer la stabilité du modèle. Pour cette raison, la déformation axiale sous l'effet des forces axiales n'est pas considérée.

Une calibration des courbes cisaillement-déformation et moment-rotation a été effectuée par Ramadan et Ghobarah (1995) afin de refléter le comportement observé lors d'expérimentations. Cette calibration est primordiale, car elle fixe les points de plastification du comportement multilinéaire selon la déformation de l'élément. Cette calibration ainsi que celle effectuée par l'auteur à partir des expérimentations de Okazaki et al. (2005) est expliquée en détail à la section 4.4.

Richards et Uang (2003) ont légèrement modifié l'élément de Ramadan et Ghobarah (1995) pour mieux représenter la rigidité élastique du lien. En effet, le modèle de Ramadan et Ghobarah tenait compte en double de la rigidité élastique du

lien : une fois dans l'élément poutre et une autre fois dans les ressorts. La rigidité élastique en cisaillement de l'élément poutre a donc été retirée, simplement en spécifiant une aire en cisaillement nulle pour cet élément. La rigidité élastique en flexion étant plus difficile à éliminer au niveau d'un élément poutre, les ressorts rotationnels ont tout simplement été éliminés afin de corriger la rigidité flexionnelle. Cette simplification est valide uniquement pour les liens courts, puisque l'on s'attend à très peu de plastification en flexion et qu'un comportement multilinéaire en rotation n'est pas nécessaire. Lors de leur étude, Richards et Uang ont validé cette hypothèse en spécifiant qu'un peu de précision est perdue lors des premiers cycles à faible amplitude. Pour ces raisons, un élément poutre comprenant des rotules plastiques à ses extrémités est employé pour décrire le comportement en flexion. La rotule plastique de l'élément poutre doit donc être calibrée selon la plastification flexionnelle probable de la poutre avec une rigidité post flambement. La Figure 2.5 montre l'élément lien proposé par Richards et Uang.

Richard et Uang ont comparé leur modèle avec les essais effectués par Okazaki et al. (2005). En utilisant une calibration du comportement multilinéaire similaire à celle de Ramadan et Ghobarah, ils ont pu obtenir une bonne corrélation avec les essais. Le lecteur est référé à la section 4.4 pour plus de détails concernant les valeurs utilisées.

La Figure 2.6 montre le résultat pour le spécimen 1C, qui est représentatif de l'ensemble des spécimens. On remarque que les valeurs extrêmes de cisaillement sont représentatives de l'expérimentation, mais que les valeurs intermédiaires sont généralement sous-estimées. Une modélisation avec plus de trois plateaux de plastification ou l'utilisation d'un modèle hystérétique plus sophistiqué que le modèle bilinéaire employé ici permettrait d'obtenir une courbe de plastification plus graduelle. On pourrait alors se rapprocher alors davantage des résultats expérimentaux. Dans le cadre de cette étude, une modélisation plus sophistiquée du lien a été réalisée avec le logiciel OpenSees. Ce modèle est présenté à la section 4.3.2.

Études analytiques sur le comportement global des CCE

Quelques études analytiques seulement ont été réalisées sur le comportement global des CCE. Popov et al. (1992) ainsi que Ricles et Bolin (1991) ont complété des analyses sismiques de CCE mais l'étude des résultats a été concentrée sur le comportement du lien, avec peu de commentaires sur la réponse des autres membrures du cadre. Ainsi, aucune conclusion n'a été émise sur l'adéquation du comportement de ces membrures, ni dans quelle mesure la réponse du lien pouvait influencer le choix des diagonales et des colonnes. Par contre, on a conclu de ces études qu'il était préférable de choisir des poutres offrant un ratio entre les charges appliquées et la résistance du lien similaire sur la hauteur du bâtiment afin de favoriser une plastification distribuée sur tous les liens.

Koboevic et Redwood (1997) ont réalisé des analyses dynamiques non linéaires du CCE conçus selon l'édition 1994 de la norme CSA-S16.1. Les études ont porté sur trois structures de quatre, huit et quatorze étages situées à Victoria, Canada. Ils ont observé que les colonnes et diagonales conçues selon cette version de la norme pouvaient présenter un comportement sismique non adéquat, principalement en raison d'une sous-estimation du facteur de sur-résistance du lien. De plus, les poteaux étaient conçus uniquement pour un effort axial, sans considération des moments de flexion pouvant se développer durant un séisme en raison de la continuité des poteaux sur plusieurs étages. En effet, Kasai et Han (1997) propose d'allouer quinze pour cent de la résistance de la colonne aux moments d'extrémités. Koboevic (2000) suggère d'augmenter cette proportion à quarante pour cent pour la section de colonne supérieure. En ce sens, la norme actuelle canadienne (CSA-S16-05) impose des facteurs de sur-résistance du lien plus élevés et réserve une partie de la résistance de la colonne pour les moments d'extrémités (voir section 2.2.3).

Les forces axiales dans les colonnes sont plus difficiles à prévoir puisque celles-ci dépendent du cumul des efforts générés dans tous les liens situés aux étages supérieurs. Le cas des poutres et des diagonales est plus simple car les efforts dans ces

éléments ne dépendent que de la résistance du lien au même étage. Selon Koboevic (2000), une sommation simple est la méthode la plus appropriée pour déterminer les efforts axiaux dans les colonnes introduits par la plastification et l'écrouissage des liens des étages supérieurs. Pour déterminer l'effort axial dans les colonnes, elle suggère cependant d'utiliser une valeur de sur-résistance de liens de $1.35V_{pr}$ pour les deux étages au toit et de $1.10V_{pr}$ pour tous les autres étages (si le bâtiment fait plus de deux étages). La valeur plus petite pour les étages inférieurs reflète la faible possibilité d'obtenir de façon simultanée un écrouissage maximal de lien à tous les étages. Richards et Uang (2006) ont effectué une autre étude sur le sujet et a émis des recommandations similaires, soit d'utiliser une sommation simple pour déterminer l'effort axial dans les colonnes avec des valeurs de sur-résistance de liens de $1.25V_{pr}$ pour les quatre étages supérieurs, de $1.10V_{pr}$ pour les dix étages en dessous (si présents) et de $1.00V_{pr}$ pour tous les autres étages inférieurs (si présents).

Koboevic (2000) a constaté que la ductilité globale varie selon la période fondamentale du CCE, avec des valeurs de ductilité plus importantes lorsque la période diminue. En ce sens, une valeur identique de ductilité est justifiable pour des CCE de grande hauteur mais ne l'est pas pour des petits CCE où la ductilité réelle peut être beaucoup plus importante que la valeur de $R_d = 4.0$ spécifiée dans le CNBC 2005.

Toujours dans cette même étude de Koboevic, une corrélation très forte a été observée entre le déplacement inter-étage, Δ , et la déformation inélastique du lien, γ . Il a été établi que $\gamma = K_{\gamma}^{frame} \Delta$, où K_{γ}^{frame} est un facteur fixé à 0.002, peu importe la période fondamentale du CCE. Ce facteur est cependant limité pour un ratio e/L avoisinant 0.1 et une valeur de h_s d'environ 3600mm. Pour tous les CCE étudiés lors de cette étude, la performance des structures pouvaient être associé aux déformations inter-étages suivants : 0.25 à 0.3 % pour une réponse élastique de tous les liens et 1.2 % pour une rotation inélastique respectant la norme en vigueur à l'époque (0.09 rad

dans l'édition CSA-S16.1-94). Ces limites ont été obtenues à partir de la formule présentée ci-haut.

Un moyen efficace de réduire la section de la poutre est d'effectuer une connexion rigide entre la poutre et la diagonale. Ceci permet de transférer une partie du moment généré par le lien à la diagonale, et par le fait même, soulager la poutre. Une connexion rigide permet habituellement de transférer entre 5 et 20 % du moment à la diagonale (Koboetic & Redwood, 1997). Une diagonale plus forte permet d'augmenter cette proportion. Une discussion plus élaborée sur le type de connexion des membrures d'un CCE est réalisée à la section 2.2.4.

Finalement, Engelhard and Popov (1989) ont démontré qu'une plastification sporadique de la section de poutre situé hors du lien est acceptable si sa stabilité est assurée par un support latéral adéquat. Même en s'assurant d'un comportement élastique de la poutre hors du lien, un faible niveau de plastification peut se produire, par exemple en évaluant inadéquatement le transfert de moment vers la diagonale lors qu'une connexion rigide est présente ou une sous évaluation de la sur-résistance du lien.

2.2 Dimensionnement des EBF selon les normes canadiennes

Les expérimentations et analyses discutées précédemment ont permis de développer des règles de dimensionnement pour les ingénieurs-conseils. Comme les premières études ont été réalisées dans les années 1980, les normes de dimensionnement concernant les contreventements excentriques sont relativement récentes. Par exemple, au Canada, des règles de dimensionnement ont été adoptées pour la première fois en 1989, dans l'annexe de la norme CSA-S16.M89. Ces règles, comme celles actuellement en vigueur, sont fortement inspirées des normes américaines. Au moment de cette étude, le dimensionnement canadien des contreventements est dicté par le CNBC 2005, qui détermine les efforts sismiques à considérer et le CSA-S16-05, qui dicte le dimensionnement des membrures.

2.2.1 Philosophie de dimensionnement

Le comportement d'un contreventement excentrique est relié directement à la résistance et à la ductilité du lien. C'est par la plastification de ce lien que l'énergie est dissipée lorsque la structure est soumise à des efforts importants.

Comme dans tous les autres systèmes de reprise des efforts latéraux comportant une grande capacité en ductilité, le dimensionnement par capacité est employé pour concevoir le contreventement. Les liens sont donc conçus pour résister aux efforts induits par les charges définies par un code de bâtiment et subissent les déformations inélastiques. Toutes les autres membrures doivent alors résister élastiquement à la sur-résistance probable causée par la plastification et l'écroutissement de ce lien. Les efforts transmis par le lien aux autres membrures peuvent se calculer par statique.

Afin d'obtenir le comportement souhaité, il est primordial de détailler le lien afin qu'il puisse soutenir la plastification sans une perte importante de résistance. De plus, une attention particulière doit être apportée à la sélection du lien. Idéalement, un lien ayant une résistance très près des efforts sismiques est à privilégier afin de ne pas transmettre des efforts supplémentaires aux autres membrures. Cependant, ceci n'est pas toujours possible puisque plusieurs facteurs peuvent influencer la conception ; les critères de rigidité et de rotation inélastique du lien sous les efforts sismiques, les charges de gravité ou de vent ainsi que les limitations au niveau de la classe de section pour les liens ductiles.

2.2.2 CNBC 2005

Les efforts sismiques selon CNBC 2005 sont définis par un spectre de réponse uniforme d'une récurrence de 2 % en 50 ans. Ce spectre donne l'accélération maximale ressentie par une structure ayant un amortissement de 5 % selon sa période fondamentale de vibration. Cette accélération doit ensuite être pondérée en fonction du type de sol où se trouve la structure.

Deux méthodes d'analyse des forces induites par un séisme peuvent être employées. Une de ces méthodes est une analyse dynamique, où le spectre de réponse est appliqué sur un modèle de la structure. La seconde est la procédure des forces statiques équivalentes, où un effort de cisaillement à la base est obtenu par une équation empirique, en fonction du spectre de réponse, et est ensuite distribué entre les étages. Cette méthode prévoit principalement la réponse de la structure selon son mode fondamental de vibration. La réponse est ensuite corrigée afin de tenir compte des modes supérieurs, influencés par la zone sismique, la période fondamentale de la structure ainsi que du type de système de résistance aux efforts latéraux. La procédure des forces statiques équivalentes peut être employée seulement si une des conditions suivantes est respectée :

- $I_E F_a S_a(0.2) < 0.35$
- Une structure régulière ayant une hauteur inférieure à 60 mètres et une période fondamentale inférieure à 2.0 secondes
- Une structure irrégulière (excepté en torsion) ayant une hauteur inférieure à 20 mètres et une période fondamentale inférieure à 0.5 seconde.

Pour cette procédure, l'effort de cisaillement à la base est calculé selon l'équation 2.1. Cette valeur est cependant limitée par les équations 2.2 et 2.3.

$$V = \frac{S(T_a) M_v I_E W}{R_d R_o} \quad (2.1)$$

$$V \geq \frac{S(2.0) M_v I_E W}{R_d R_o} \quad (2.2)$$

$$V \leq \frac{2}{3} \frac{S(0.2) M_v I_E W}{R_d R_o} \quad (2.3)$$

Dans ces équations, T_a est la période fondamentale de la structure, S_a est l'accélération spectrale du dimensionnement (pondérée en fonction du type de sol), M_v

est un facteur prenant en compte l'effet des modes supérieurs, I_E reflète le niveau d'importance du bâtiment, W est le poids sismique du bâtiment et R_d et R_o sont respectivement les facteurs de réduction relativement à la ductilité et à la sur-résistance du système de reprise des efforts latéraux. La ductilité est caractérisée par capacité du système de dissiper de l'énergie par déformations inélastiques cycliques. La limite supérieure de l'équation 2.3 ne s'applique que si le facteur R_d est supérieur à 1.5.

La période fondamentale T_a peut être déterminée par les équations suivantes, où h_n est la hauteur totale en mètres et N le nombre d'étages du bâtiment :

$$T_a = 0.085h_n^{3/4}, \text{ pour une ossature en acier résistante aux moments} \quad (2.4)$$

$$T_a = 0.075h_n^{3/4}, \text{ pour une ossature en béton résistante aux moments} \quad (2.5)$$

$$T_a = 0.1N, \text{ pour toutes les autres ossatures résistantes aux moments} \quad (2.6)$$

$$T_a = 0.025h_n, \text{ pour les ossatures contreventées} \quad (2.7)$$

$$T_a = 0.05h_n^{3/4}, \text{ pour les murs travaillant en cisaillement} \quad (2.8)$$

Cependant, lorsqu'un modèle numérique représentatif de la structure est employé, il est permis d'utiliser la période fondamentale provenant d'une analyse modale de ce modèle, jusqu'à un maximum de $1.5T_a$ pour les ossatures résistantes aux moments et $2.0T_a$ pour les ossatures contreventées et des murs travaillant en cisaillement. Lors du calcul des flèches, il est possible d'utiliser la période provenant de l'analyse modale sans les limites spécifiées ci-dessus.

Dans le cas d'une ossature ductile à contreventement excentrique, les facteurs R_d et R_o sont respectivement de 4.0 et 1.5. Ceci signifie donc que le spectre uniforme est réduit six fois afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie et la sur-résistance du système.

La force latérale V peut être ensuite distribuée de cette façon :

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum W_i h_i} \quad (2.9)$$

où la F_t est une force concentrée appliquée au toit afin de tenir compte des modes supérieurs de vibration. Cette distribution modifiée est justifiée par le fait que les modes supérieurs des structures souples tendent à amplifier le niveau des forces d'inertie et d'effort tranchant aux étages supérieurs au détriment des étages inférieurs. Le force F_t est égale à $0.07T_a V$ mais n'a pas besoin d'être supérieure à $0.25V$ et est nulle si T_a est inférieure à 0.7 sec. Lors du calcul du moment de renversement à la base de la structure, un facteur de réduction J doit être appliqué afin de compenser la surestimation des effets des modes supérieurs pour les moments de flexion.

Les cas de charges sismiques à considérer sont les suivants : $1.0E+1.0D+0.5L+0.25S$ et $1.0E+1.0D+0.25L+0.5S$. Les combinaisons avec les charges gravitaires qui devront être vérifiées sont les suivantes : $1.25D+1.5L+0.5S$ et $1.25D+0.5L+1.5S$. Dans ces combinaisons, D , L , S et E sont respectivement les charges mortes, vives, de neige et de séisme.

La limite de déformation est imposée sur les déplacements horizontaux inter-étages selon le niveau d'importance du bâtiment, soit $0.01h_s$ pour les bâtiments de protection civile, $0.02h_s$ pour les écoles et $0.025h_s$ pour tous les autres bâtiments. Dans cette vérification, les déplacements inter-étages sont les déplacements maximum anticipés, incluant l'effet des déformations plastiques. Ils sont obtenus en multipliant les déplacements inter-étages élastiques, Δ_e , c'est-à-dire ceux déterminés sous les forces F_x , par le produit $R_d R_o$ pour tenir compte des déformations plastiques.

L'effet des déplacements de second ordre, P- Δ , doit être considéré et peut être estimé en multipliant les efforts axiaux par le facteur U_2 :

$$U_2 = 1 + \frac{\Sigma C_f R_d \Delta_e}{\Sigma V_x} \quad (2.10)$$

où ΣC_f est la charge axiale cumulative dans les colonnes, Δ_e est le déplacement inter-étage élastique suite à une analyse du premier ordre et ΣV_x est la somme du cisaillement au niveau étudié. La structure est considérée trop flexible si U_2 excède 1.4 et un redimensionnement est alors nécessaire. Par contre, l'effet P- Δ peut être négligé si U_2 est plus petit que 1.1 (CISC, 2006).

Une charge conceptuelle équivalente à $0.005 \Sigma C_f$, où C_f est obtenu de la combinaison $1.0D+0.5L+0.25S$, est prescrite afin de tenir compte de la bifurcation de flambement, des tolérances et imperfections et de la plastification partielle des éléments.

Finalement, le CNBC 2005 n'impose aucune limite de hauteur pour les constructions comportant des cadres à contreventements excentriques.

2.2.3 CSA-S16.05

Exigences générales

De son côté, la norme CSA-S16.05 définit les règles de dimensionnement et les conditions à respecter afin d'obtenir le niveau de ductilité proposé par le CNBC 2005. Dans un calcul par capacité, la limite élastique prévue de l'acier doit être considérée comme $R_y F_y$ où R_y est le rapport entre $F_{y(\text{prévu})}$ et $F_{y(\text{nominal})}$ et est égal à 1.1 pour de l'acier G40.21. $R_y F_y$ doit être dans tous les cas supérieur ou égal à 385 MPa. Par contre, dans le calcul des classes de section, on doit utiliser $F_{y(\text{nominal})}$ mais celui-ci ne doit pas être inférieur à 350 MPa.

Exigences concernant les liens

La résistance du lien, V_c , est défini comme le minimum de $\phi V'_p$ et $2\phi M'_p/e$, où

$$V_p' = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_f}{AF_y} \right)^2} \quad (2.11)$$

$$M_p' = 1.18M_p \left(1 - \frac{P_f}{AF_y} \right) \leq M_p \quad (2.12)$$

où

$$V_p = 0.55wdF_y$$

$$M_p = ZF_y$$

P_f = force axiale agissant dans le lien

d = profondeur du profilé

w = épaisseur de l'âme du profilé

F_y = limite élastique de l'acier

Z = module de section plastique du profilé

La poutre du lien doit être de classe 1 sauf lorsque $e \leq 1.6M_p/V_p$, où l'on accepte des ailes de classe 2. De plus, la longueur de lien, e , ne doit pas jamais être inférieure à la profondeur de la section du lien. Un dimensionnement optimal consiste à choisir un lien dont la résistance pondérée V_c est le plus près possible de l'effort tranchant pondéré, V_f , produit par les combinaisons de charges du CNBC, qui incluent les effets de la charge sismique V (équations 2.1 à 2.3).

Une limite de rotation inélastique, γ , est imposée au lien afin de ne pas dépasser sa capacité de déformation plastique. Celle-ci dépend des caractéristiques mécaniques du lien ainsi que de sa longueur (Kasai and Popov, 1986a; Popov et al., 1989, AISC 2005). Les valeurs suivantes sont spécifiées :

Liens courts (plastification en cisaillement)

$$e \leq 1.6M_p/V_p, \gamma = 0.08 \text{ radians} \quad (2.13)$$

Liens longs (plastification en flexion)

$$e \geq 2.6M_p/V_p, \gamma = 0.02 \text{ radians} \quad (2.14)$$

Liens intermédiaires (combinaison de plastification en cisaillement et flexion)

$$e > 1.6M_p/V_p < 2.6M_p/V_p, \gamma = \text{interpolation entre } 0.08 \text{ et } 0.02 \text{ radians} \quad (2.15)$$

On remarque que les dispositions de la norme CSA-S16 ont été basées sur les expérimentations passées, tel que résumé à la section 2.1.1. Cependant, les valeurs limites de rotation inélastique ont été diminuées pour refléter les résultats des expérimentations récentes de Okazaki et al. (2005). La rotation inélastique est calculée d'une façon approximative par un mécanisme rigide-plastique où :

$$\gamma = (L/e)\theta_p \quad (2.16)$$

où θ_p est la composante élastique du déplacement inter-étage. Dans la norme CSA-S16, on suggère de poser θ_p égale à trois fois le déplacement inter-étage élastique, Δ_e . La rotation γ correspond en fait à l'angle relatif entre le lien et la section de poutre à l'extérieur de ce lien.

Afin d'atteindre ce niveau de déformation inélastique sans voilement local susceptible de provoquer la dégradation de la résistance des liens, on doit placer des raidisseurs sur toute la profondeur de la poutre aux extrémités du lien. Ces raidisseurs doivent avoir une largeur combinée minimale de $b_f - 2w$ et une épaisseur d'au moins $0.75w$ ou 10 mm, où b_f est la largeur de la semelle et w l'épaisseur de l'âme de la poutre. Des raidisseurs intermédiaires de pleine profondeur sont également nécessaires et espacés selon les conditions suivantes :

- a) lorsque $e \leq 1.6M_p/V_p$, les raidisseurs doivent être espacés à une distance qui ne dépasse pas $30w - 0.2d$ lorsque la rotation de lien est de 0.08 radians et $52w - 0.2d$ lorsque la rotation est de 0.02 radians ou moins. Une interpolation linéaire peut être effectuée pour des valeurs de rotations de liens intermédiaires;

- b) lorsque $e > 2.6M_p/V_p < 5.0M_p/V_p$, des raidisseurs doivent être placés à une distance de $1.5b_f$ de chaque extrémité du lien;
- c) lorsque $e > 1.6M_p/V_p < 2.6M_p/V_p$, des raidisseurs doivent être présents selon les conditions (a) et (b)
- d) lorsque $e \geq 5.0M_p/V_p$, aucun raidisseur intermédiaire est nécessaire.

Les raidisseurs intermédiaires sont requis seulement sur un côté de l'âme pour les liens qui ont une profondeur inférieure à 600 mm et sur les deux côtés de l'âme pour les liens d'une profondeur supérieure ou égale à 650 mm. Les raidisseurs uniques doivent avoir une épaisseur minimale équivalente à l'épaisseur de l'âme de la poutre ou 10mm, selon ce qui est le plus critique et une largeur minimale de $0.5(b_f - 2w)$. Finalement, un support latéral doit être fourni à la semelle inférieure et supérieure aux extrémités du lien. Ces supports latéraux doivent avoir une résistance pondérée égale à au moins $0.06b_fR_yF_y$.

Exigences concernant les autres membrures du cadre

Une fois la poutre sélectionnée et conforme selon toutes les combinaisons de charges énoncées à la section 2.2.2, les autres membrures doivent être vérifiées et/ou choisies selon un dimensionnement par capacité. On s'assure ainsi que le comportement inélastique est isolé dans le lien et que les autres membrures demeurent élastiques. Lors d'une combinaison de l'effort sismique, il faut donc considérer la résistance qu'offrira le lien sous des grandes déformations plastiques, incluant la sur-résistance du lien, pour le dimensionnement ou la vérification des membrures hors lien. Cette résistance est égale à $1.30R_y$ fois la résistance nominale du lien. Cette augmentation de force provient de l'écrouissage du lien et de la valeur probable de la limite élastique de l'acier.

Lorsque soumise à ces efforts, la résistance pondérée de la poutre hors du lien peut être multipliée par R_y/ϕ puisqu'il s'agit de la même section que celle du lien. Par

contre, lors du dimensionnement des diagonales et des colonnes, il faut considérer leur résistance pondérée. Ces sections doivent également être de classe 1 ou 2.

Les colonnes doivent être dimensionnées de façon à résister à $1.15R_y$ fois la résistance nominale du lien, sauf aux deux étages supérieurs où la sur-résistance spécifiée est de $1.30R_y$. Le coefficient plus faible de 1.15 pour le calcul des poteaux aux étages inférieurs reflète la faible probabilité que toutes les liaisons atteignent simultanément leur sur-résistance maximum. Les charges axiales provenant de cette sur-résistance ne doivent pas dépasser 65 % de la capacité des colonnes aux deux derniers niveaux et 85 % pour les autres colonnes. Cette limitation à la résistance des colonnes est un moyen indirect de tenir compte des moments de flexion qui sont induits lors de la plastification des liens sous un séisme, moments qui ne peuvent être obtenus d'une analyse statique ou spectrale.

La vérification des membrures s'effectue à l'aide des clauses 13.8 et 13.9 de la norme CSA-S16, qui traitent du dimensionnement en présence d'effort axial et de moment. Dans le cas des sections W de la classe 1 et 2, il faut vérifier l'équation 2.17 tandis que l'équation 2.18 s'applique aux autres sections:

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{0.85U_{1x}M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{\beta U_{1y}M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (2.17)$$

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{U_{1x}M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{U_{1y}M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (2.18)$$

Dans le cas où la pièce est fléchie par rapport à l'axe fort seulement, ce qui est le cas pour les pièces des structures étudiées dans ce projet, les équations 2.17 et 2.18 peuvent être simplifiées comme suit:

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{0.85U_{1x}M_{fx}}{M_{rx}} \leq 1.0 \quad (2.19)$$

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{U_{1x} M_{fx}}{M_{rx}} \leq 1.0 \quad (2.20)$$

Dans ces équations, C_f et M_f sont les efforts pondérés. C_r et M_{rx} sont définis plus bas et U_{1x} est un facteur d'amplification des moments de flexion découlant de l'effet de la charge axiale sur la pièce déformée en flexion :

$$U_{1x} = \frac{\omega_1}{1 - \frac{C_f}{C_e}} \quad (2.21)$$

Pour des pièces soumises seulement à des moments d'extrémités M_1 et M_2 , ω_1 est égal à $0.6 - 0.4M_1/M_2 \geq 0.4$. Ce facteur est égal à 1.0 dans le cas d'une charge distribuée entre les supports et à 0.85 pour un effort concentré entre les supports. La charge C_e est égale à la charge de flambement élastique dans le plan de flexion et est égale à $\pi EI/L^2$.

La vérification des équations 2.19 et 2.20 est réalisée selon trois conditions :

- résistance de la section (seulement dans le cas des membrures faisant partie d'un cadre contreventé, ce qui est le cas des structures étudiées ici) : la vérification est faite en fonction de la capacité de la section, sans tenir compte des phénomènes de flambement et de déversement. Dans ce cas, la résistance pondérée en compression, C_r , est évaluée avec un élancement λ nul, ce qui consiste à poser $C_r = \phi A F_y$. La résistance pondérée en flexion, M_{rx} , est calculée en considérant la membrure latéralement supportée, c'est-à-dire $M_{rx} = \phi Z_x F_y$ pour les sections de classe 1 ou 2. Lors de cette vérification, U_{1x} ne doit pas être inférieur à 1.0.
- résistance de la membrure (flambement dans le plan de flexion): l'évaluation est effectuée en tenant compte de la possibilité de flambement global de l'élément. Dans ce cas, C_r est évaluée en fonction de l'élancement de la

membrure dans le plan de flexion et est égale à $\phi AF_y(1 + \lambda^{2n})^{-1/n}$. La résistance au moment est considérée identique au cas de la résistance de la section, mais U_{lx} ne doit pas obligatoirement être supérieur à 1.0 pour les membrures comprises dans un cadre contreventé.

- résistance latéro-torsionnelle (instabilité hors du plan de flexion): dans ce cas, la possibilité de flambement et de déversement hors du plan de flexion (autour de l'axe faible dans notre cas) est étudiée. La résistance C_r est alors calculée selon l'axe faible de la membrure et M_{rx} est considérée en considérant la longueur non supportée de l'élément. La valeur de U_{lx} doit être égale à 1.0 au minimum pour les membrures faisant parti d'un cadre contreventé. Cette vérification n'est pas applicable pour des sections fermées comme des profilés HSS (sections tubulaires) puisque le déversement n'est pas possible pour ce type de section.

Pour les sections de classes 1 et 2, il faut aussi vérifier que $M_{fx}/M_{rx} < 1.0$.

Lorsqu'une force axiale en tension est présente, la membrure doit respecter l'interaction suivante :

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0 \quad (2.22)$$

où $T_r = \phi AF_y$ et $M_r = \phi ZF_y$. La norme CSA-S16 recommande de considérer la possibilité de déversement pour l'équation 2.22. Dans le cadre de cette étude, cette équation ne s'appliquera qu'aux diagonales, membrures faites de profilé tubulaires et aux poutres qui sont supportées latéralement par les dalles de plancher, deux situations où le déversement est empêché.

Une fois que le dimensionnement sismique est terminé, on doit vérifier que les limites sur la rotation des liens, sur l'amplitude des effets P- Δ (U_2) ainsi que sur les

limites de déplacements inter-étages sont respectées. Finalement, il faut également s'assurer que la structure est adéquate sous les combinaisons de charges de gravité.

2.2.4 Types de connexion

Habituellement, on effectue une connexion rotulée entre la poutre et la colonne. Par contre, la décision est moins systématique dans le cas des connexions entre la diagonale et la colonne ou la poutre. Puisque la poutre est continue (la section hors lien est la même que celle du lien), il peut être ardu afin de trouver une section de poutre adéquate. Rappelons que dans un dimensionnement par capacité, l'objectif est d'obtenir la plastification du lien tout en gardant l'ensemble des autres sections élastiques, y compris la poutre hors du lien. Les forces développées par l'écrouissage cyclique du lien causent des efforts axiaux et des moments fléchissant considérables à l'extrémité du lien, efforts qui doivent être repris élastiquement par cette même section de poutre. Afin de soulager la section de poutre hors lien, on peut effectuer une connexion rigide entre la poutre et la diagonale, ce qui permet de transférer une partie des moments de flexion générés par le lien à la diagonale. Cette méthode permet efficacement de diminuer la section de poutre et par le fait même les efforts dans les autres membrures.

Lorsqu'on désire éviter la plastification de la poutre hors du lien, ou limiter cette plastification à des niveaux très faibles, on peut procéder à la distribution du moment de flexion à l'extrémité du lien entre la poutre hors lien, M_{poutre} , et la diagonale, $M_{diagonale}$. Cette distribution peut être estimée en supposant un comportement élastique de ces deux membrures. La valeur de M_{poutre} est cependant limitée à la capacité plastique de la poutre. Suivant ces hypothèses, on peut calculer la valeur des moments repris les membrures en employant les équations suivantes (Han et al., 1997) :

$$M_{poutre} = \min (M_{poutre \text{ trans.}}, M'_p) \quad (2.23)$$

$$M_{poutre \text{ trans.}} = \left(\frac{3r}{\psi \cos \theta + 3r} \right) M_f \quad (2.24)$$

$$M'_p = \left(1 - \frac{T_f}{AF_y}\right) M_p, \text{ en tension} \quad (2.25)$$

$$M'_p = 1.18 M_p \left(1 - \frac{C_f}{AF_y}\right), \text{ en compression} \quad (2.26)$$

$$M_{diagonale} = M_f - M_{poutretrans} \quad (2.27)$$

où

- $A =$ aire de la section de la poutre
- $M_f =$ moment provenant du lien, incluant la sur-résistance
- $M_p =$ moment plastique de la poutre autour de son axe fort ($=Z_x F_y$)
- $r =$ rapport entre le moment d'inertie de la poutre et le moment d'inertie de la diagonale (flexion dans le plan du cadre)
- $T_f =$ effort pondéré de traction dans la poutre hors lien généré par le lien, incluant la sur-résistance
- $\theta =$ angle de la diagonale
- $\psi =$ 3 si la connexion au bas de la diagonale est rotulée ou 4 si rigide

2.3 Résumé

Ce chapitre a présenté une revue des études antérieures sur les CCE. On a noté que la plastification en cisaillement, impliquant un lien court, est préférable pour son comportement plus stable qu'un lien long plastifiant en flexion. Afin d'éviter d'importants moments dans les colonnes, il est souhaitable de situer le lien ductile au centre de la poutre (cadre symétrique) plutôt que contre les colonnes. Des expérimentations ont permis de confirmer le bon comportement du lien isolé et de l'ensemble du CCE en confirmant que les liens développent une sur-résistance importante lors de la plastification, en raison de la limite élastique réelle de l'acier et de l'écrouissage. Quelques études analytiques ont été réalisées sur le comportement global des CCE. Elles ont permis entre autre de quantifier les moments de flexion et les efforts de compression cumulés dans les colonnes, qu'il est préférable d'utiliser des liens offrant un rapport résistance/effort semblable sur tous les étages et qu'une

connexion rigide entre la poutre et la diagonale permet de diminuer la section de poutre grâce au transfert d'une partie du moment généré par le lien dans la diagonale.

Plusieurs modèles analytiques ont été développés dans le passé pour représenter le comportement non linéaire des liens ductiles. Dans notre étude (voir chapitre 4), nous utiliserons le modèle de Richards et Uang (2003), qui est basé sur le modèle de Ramadan et Ghobarah (1995). L'élément lien est constitué d'un élément poutre élastique fixé à chaque extrémité par trois ressorts bilinéaires de longueur nulle qui travaillent en parallèle en cisaillement afin de modéliser l'écroutissage en cisaillement. Lorsque les ressorts sont calibrés adéquatement, ce modèle permet de bien représenter la résistance en cisaillement du lien lors de la plastification. Cependant, une sophistication des ressorts permettrait d'avoir une courbe plus graduelle et ainsi obtenir des valeurs intermédiaires de cisaillement se rapprochant davantage des expérimentations.

Le dimensionnement canadien des CCE est basé sur le principe du dimensionnement par capacité. Ceci implique que les liens sont conçus selon les critères du CSA-S16-05 pour résister aux efforts latéraux définis par le CNBC 2005 et pour soutenir des déformations inélastiques. Ces déformations sont limitées à une rotation de 0.08 radian dans le cas de liens courts. Les charges sismiques sont définies par un spectre de réponse donnant l'accélération maximale ressentie par la structure selon son mode de vibration fondamental. Une fois les liens choisis, toutes les autres membrures doivent être conçus pour résister élastiquement aux efforts associés à la résistance anticipée des liens, incluant la sur-résistance causée par la plastification et l'écroutissage. Ces efforts sont égaux à $1.30R_y$ fois la résistance nominale des liens pour la conception des poutres, des diagonales et des poteaux des deux derniers étages et $1.15R_y$ fois la résistance nominale des liens pour les colonnes des autres étages. Lorsqu'une connexion rigide est employée entre la poutre et la diagonale, ces dernières membrures doivent être dimensionnées comme un poteau/poutre afin de tenir compte du moment transféré.

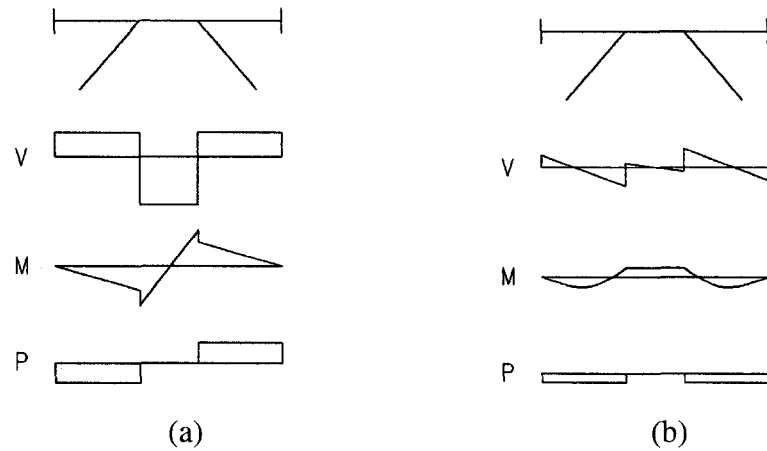


Figure 2.1 Distribution des efforts dans la poutre sous les efforts (a) latéraux (b) gravité

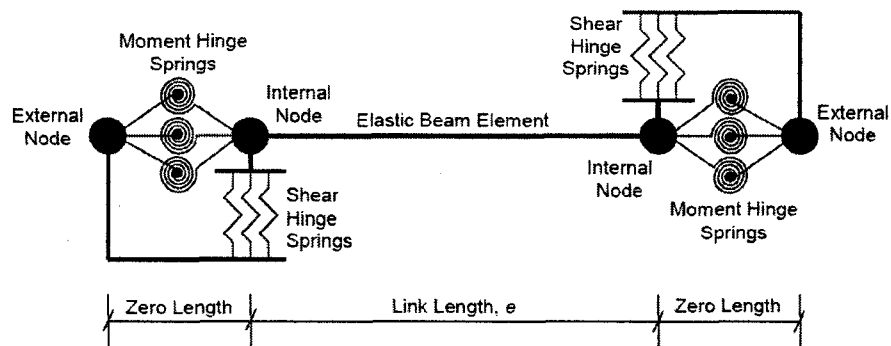


Figure 2.2 Élément lien proposé par Ricles et Popov (1994)

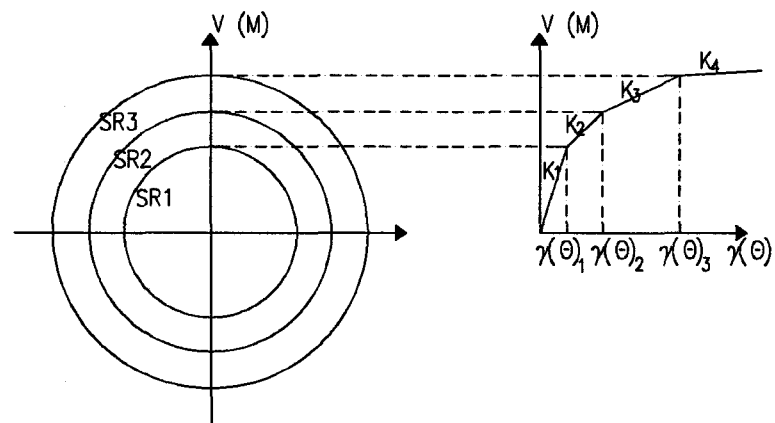


Figure 2.3 Sous rotules et comportement force-déformation correspondant (Ricles et Popov, 1994)

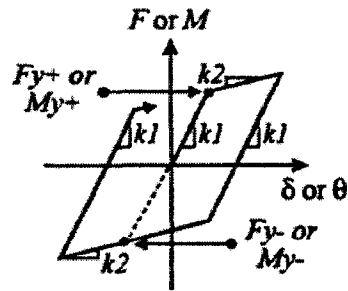


Figure 2.4 Comportement général des éléments ressort (Powell, 1993)

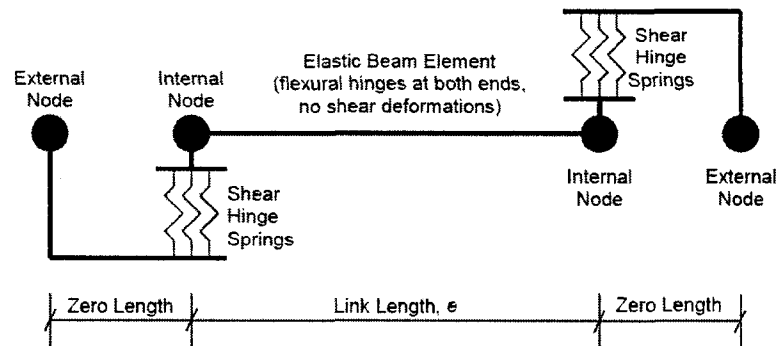


Figure 2.5 Élément lien proposé par Richards et Uang (2003)

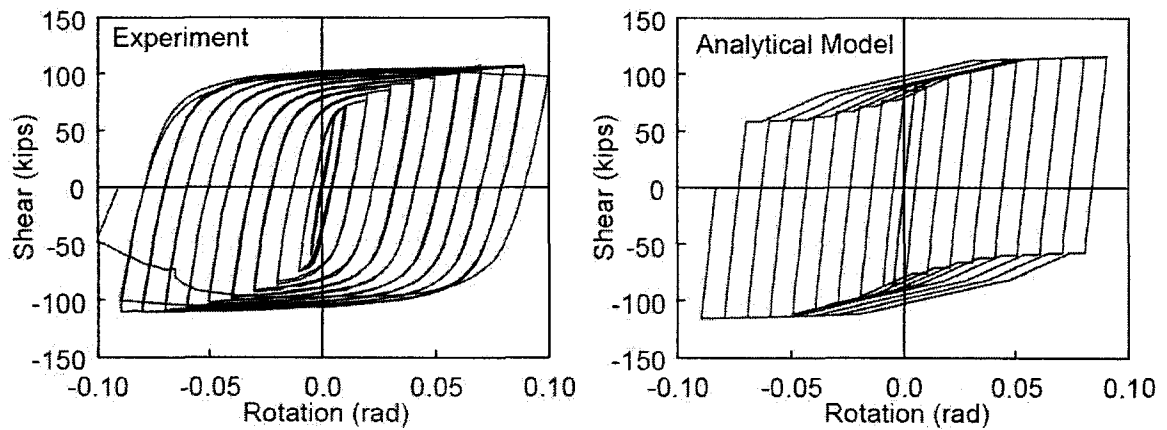


Figure 2.6 Comparaison entre la modélisation de Richards et Uang et un des essais (1C) effectué par Okazaki et al. (2005)

CHAPITRE 3 - GÉOMÉTRIE ET DIMENSIONNEMENT DU BÂTIMENT

Ce chapitre décrit le choix de la géométrie ainsi que le dimensionnement du bâtiment à trois et huit étages afin de respecter les clauses de dimensionnement des normes CNBC 2005 et CSA-S16-05. La première partie du chapitre explique certaines hypothèses de base ainsi que la géométrie du bâtiment qui sera ensuite analysée. Finalement, les principales étapes du dimensionnement sont décrites et le choix final des membrures est présenté.

3.1 Bâtiments étudiés

Les bâtiments étudiés ont été analysés pour les villes de Vancouver et Montréal. La géométrie des structures est celle proposée par Tremblay (2007). Les vues en plan du bâtiment et en élévation des contreventements sont montrées aux Figure 3.1 et Figure 3.2. Deux hauteurs de bâtiments sont étudiées : trois étages et huit étages.

Les bâtiments sont contreventés par des cadres rigides placés sur le périmètre dans la direction X. Dans la direction Y, le système de résistance aux charges latérales est composé de deux cadres à contreventement excentriques. La position de ces cadres est encerclée sur la Figure 3.1. Cette étude traite uniquement du système composé des cadres à contreventements excentriques. La hauteur de l'étage est de 4.0 mètres au rez-de-chaussée et de 3.5 mètres aux autres étages. On obtient alors une hauteur totale, h_n , de 11.0 mètres pour le bâtiment de trois étages et de 28.5 mètres pour le bâtiment de 8 étages.

Les deux paramètres géométriques qui affectent de façon significative le comportement de ce type de cadre sont la position du lien et sa longueur. Tel que montré à la Figure 1.1, deux positions de lien sont couramment utilisées dans un contreventement excentrique à chevron inversé : au centre de la poutre (configuration symétrique, voir Figure 1.1a) ou contre une des colonnes (configuration non symétrique, voir Figure 1.1b et c). Il a également été démontré que le comportement

d'un contreventement excentrique est fortement lié à la longueur du lien. Afin de suivre les recommandations des recherches antérieures (section 2.1) et aux fins de cette étude, il a été décidé d'employer des liens courts symétriques ($e < 1.6M_p/V_p$) dont le comportement prédominant est caractérisé par la plastification en cisaillement, qui sont disposés au centre des poutres pour obtenir une configuration symétrique.

Une étude paramétrique a préalablement été effectuée afin de déterminer une longueur de lien optimale et de choisir le type de connexion entre la poutre et la diagonale. Plusieurs dimensionnements préliminaires du contreventement de trois étages ont été effectués pour la ville de Montréal selon la vue en plan de la Figure 3.1, en faisant varier la longueur du lien et le type de connexion entre la poutre et la diagonale. Quatre longueurs de liens ont été analysées : $e = 400, 600, 700$ et 1000 mm et deux types de connexion : connexion rigide et connexion rotulée, pour un total de huit dimensionnements, tel que spécifié au Tableau 3.1. Ces dimensionnements ont été faits selon les exigences des normes de dimensionnement présentées au chapitre 2 et les charges qui sont déterminées à la section 3.2. La limite de la longueur du lien a été fixée à 1000 mm afin s'assurer d'obtenir un lien se plastifiant en cisaillement, car on peut obtenir $e > 1.6M_p/V_p$ pour des longueurs plus grandes.

On donne au Tableau 3.1 la quantité d'acier requise pour chaque dimensionnement. On remarque qu'un lien plus long donne lieu à une structure plus lourde. Ceci était attendu puisque l'amplitude du moment à l'extrémité du lien est proportionnelle à sa longueur. Un lien plus long fore donc un choix de poutres et de diagonales plus costaudes. L'augmentation de poids en fonction de la longueur du lien est pratiquement constante, et ce, pour les deux types de connexion. On note également au Tableau 3.1 qu'un assemblage rigide donne toujours lieu à une structure plus légère. L'effet du type de connexion est plus marqué pour les longs liens. En effet, une diminution de poids de 12.9% a été obtenue lorsque qu'une connexion rigide a été choisie pour $e = 1000$ mm alors que la réduction de poids est pratiquement nulle pour un lien très court. Dans ce dernier cas, le moment à l'extrémité du lien est

plus faible et le choix de la poutre est davantage gouverné par la plastification du lien en cisaillement que par la résistance de la poutre hors du lien. Pour les liens courts, il faut cependant s'assurer que la rotation γ (équation 2.16) ne contrôle pas d'une façon excessive le dimensionnement puisque ce facteur dépend du ratio L/e .

On donne également au Tableau 3.1 la fraction du moment généré par le lien qui est transféré à la diagonale dans le cas de la connexion rigide. Cette fraction varie entre 8.2 et 22.6 %. Ces valeurs sont en accord avec celles obtenues par Koboevic et Redwood (1997), soit de 5 à 20 %. Afin de réaliser une structure économique, de favoriser une plastification en cisaillement dans les limites proposées par Popov & al. (1989) et de ne pas avoir un dimensionnement généralement contrôlé par des aspects autre que la résistance de la poutre, un lien d'une longueur de 600 mm et une connexion rigide entre la poutre et la diagonale ont été choisis pour effectuer le dimensionnement final. Toutes les connexions autres que celle entre la poutre et la diagonale sont considérées rotulées, tel que montré à la Figure 1.1a.

3.2 Charges de conception

3.2.1 Charges de gravité et sismiques

Le bâtiment analysé est composé au toit d'un tablier métallique de 38 mm sans dalle de béton. Le poids mort est de 1.35 kPa. Aux étages, une charge permanente de 3.6 kPa a été employée, ce qui représente une dalle de béton de 65 mm d'épaisseur sur un tablier métallique de 76 mm de profondeur. Une charge de cloisons de 1.0 kPa a été considérée sur les planchers. Le poids du parement extérieur a été posé égal à 1.5 kPa. La charge d'occupation aux étages est de 2.4 kPa, représentant une vocation commerciale. Finalement, la surcharge de neige calculée selon le CNBC 2005 est de 1.64 kPa pour Vancouver et de 2.48 kPa pour Montréal.

Dans le calcul du poids sismique, la moitié du poids total admissible de la structure a été attribué au contreventement étudié. Celui-ci a été calculé en considérant la charge morte totale, en réduisant le poids des partitions à 0.5 kPa, et 25 % de la

surcharge de neige. Les poids sismiques sont les suivants : 8240 kN au premier étage, 8176 kN aux étages suivants et 3946 kN et 3574 kN au toit pour la ville de Montréal et Vancouver, respectivement.

3.2.2 Cisaillement de conception à la base

Le dimensionnement de la structure a été effectué en utilisant la procédure des forces statiques équivalentes du CNBC 2005. Ceci est permis compte tenu que les bâtiments sont réguliers, ont une hauteur inférieure à 60 mètres et que leurs période fondamentale est inférieure à 2.0 secondes. La période est vérifiée plus bas. La force latérale minimale est donnée par l'équation 2.1, incluant les limites extrêmes représentées par les équations 2.2 et 2.3. Les valeurs uniformes d'accélérations spectrales, S_a , pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, sont présentées au Tableau 3.2. On suppose que les structures reposent sur un sol de type C, ce qui signifie que les coefficients de fondations, F_a et F_v , sont égaux à 1.0. Les valeurs de S_a pour des valeurs de périodes intermédiaires ont été obtenues par interpolation linéaire.

La période fondamentale pour le dimensionnement des structures a été prise égale au double de la valeur prescrite par l'équation 2.7 pour les ossatures contreventées, ce qui correspond à 0.55 seconde pour les bâtiments de trois étages et 1.43 seconde pour ceux de huit étages. Rappelons que cette hypothèse est valide seulement s'il est démontré par une analyse modale que la période fondamentale est effectivement égale ou supérieure au double de la valeur empirique de $0.025h_n$.

Les facteurs de réduction de charge sismique, R_d et R_o , sont de 4.0 et 1.5, comme l'exige le CNBC 2005 pour un CCE. Le facteur M_v est égal à 1.0 pour toutes les structures sauf celle de huit étages située à Montréal. Pour cette structure, $S_a(0.2)/S_a(2.0)$ est plus grand que 8.0, la période de dimensionnement est plus grande que 1.0 seconde et il s'agit d'une ossature contreventée. Par interpolation, on obtient une valeur de $M_v = 1.101$. Finalement, les bâtiments sont considérés d'une importance

normale, ce qui implique $I_E = 1.0$ et une limite de déformation inter-étage maximale de $0.025h_s$.

Les charges sismiques totales, V , ou cisaillements à la base, obtenues sont montrées au Tableau 3.3. Afin de simplifier la présentation, les abréviations suivantes sont introduites: MTL3 qui indique la structure de Montréal de trois étages, MTL8 celle de Montréal de huit étages, VCR3 celle de Vancouver de trois étages et finalement VCR8 celle de Vancouver de huit étages. L'écart entre les cisaillements obtenus aux deux sites est principalement dû à l'accélération spectrale supérieure plus élevée pour la ville de Vancouver. Dans la méthode des forces statiques équivalente, la distribution du cisaillement à la base est fonction de la hauteur et des poids des différents niveaux, tel que prescrit par l'équation 2.9. Rappelons que cette méthode est essentiellement basée sur le mode fondamental de vibration et ajustée par la suite pour tenir compte des modes supérieurs. Cette correction dépend de la zone sismique, de la période fondamentale de la structure ainsi que du type de système de résistance aux efforts latéraux. Cette méthode est justifiée tant pour les bâtiments de trois étages, où environ 85 % de la masse reliée au CCE est associée au premier mode vibration que pour les bâtiments de huit étages, où ce pourcentage est d'environ 75 %. Dans le cas des bâtiments de huit étages, une analyse spectrale effectuée avec le logiciel STAADPro (2005) montre que la différence du cisaillement cumulatif aux étages avec la méthode statique équivalente du bâtiment VCR8 est d'au plus 10 %, ce qui n'entraîne aucune différence significative au dimensionnement.

Afin d'être compatible avec le modèle 2D analytique, l'effet de torsion n'a pas été considéré. Le bâtiment étant symétrique des points de vue géométrie, rigidité et masse, seulement la torsion accidentelle a donc été négligée. La charge latérale conceptuelle équivalente à $0.005\Sigma C_f$, où C_f est obtenu de la combinaison $1.0D+0.5L+0.25S$, a été ajoutée aux efforts de dimensionnement. Dans le calcul de C_f , l'aire tributaire associée à la charge vive (excluant la neige) a été réduite par le facteur

$R_{TL} = 0.3 + (9.8/A_T)^{0.5}$. Le cisaillement aux étages a également été amplifié par les effets P- Δ en utilisant le facteur U_2 (équation 2.10).

3.3 Dimensionnement des membrures

Cette sous-section explique l'ordre suivi et les principales étapes réalisées lors du dimensionnement des structures. Toutes les structures sont composées de membrures d'acier CSA-G40.21-350W, avec une limite élastique de 350 MPa et un module d'élasticité de 200 000 MPa.

3.3.1 Lien ductile

La première étape du dimensionnement d'un contreventement excentrique est de choisir une poutre pour la section du lien. L'effort tranchant dans le lien dû aux charges sismiques, V_E , est égale à (Koboevic et Redwood, 1997) :

$$V_E = V_x \frac{h_s}{L} \quad (3.1)$$

où V_x la force latérale cumulative à l'étage et L est la largeur du contreventement. La géométrie du contreventement a donc un grand effet dans l'effort tranchant imposé au lien. Le moment fléchissant associé à V_E dans le lien dépend également de la géométrie de la structure :

$$M_E = V_E \frac{e}{2} \quad (3.2)$$

Les efforts dus aux charges de gravité devront être ajoutés à ces efforts sismiques. Par contre, puisque le lien est court, le cisaillement engendré par ces charges est très faible par rapport au cisaillement provenant des charges sismiques et n'affecte donc pas véritablement le dimensionnement sismique. La section la plus légère possible est alors choisie en fonction de sa résistance en cisaillement ou en flexion, V_c (équations 2.11 et 2.12). Puisqu'on impose un lien de 600 mm, la grande majorité des sections ont des propriétés qui donneront $e < 1.6M_p/V_p$. Ceci implique

que la résistance en cisaillement sera critique. Une attention particulière a été apportée dans le choix des poutres pour obtenir un ratio entre les efforts appliqués et la résistance du lien qui est similaire sur toute la hauteur du bâtiment, afin de favoriser une plastification distribuée des liens (Popov & al., 1992) :

$$\frac{V_f}{\phi V_c} = \lambda \leq 1.0 \text{ (suggéré de maintenir uniforme pour tous les liens)} \quad (3.3)$$

Rappelons qu'il est préférable que λ soit le plus près possible de 1.0 pour ne pas avoir des liens possédant une résistance trop élevée, ce qui donnerait des sections hors lien inutilement lourdes. Puisque la section de poutre hors lien est la même que celle du lien, il est avantageux de prendre une section ayant une bonne résistance en flexion et une capacité minimale en cisaillement. En ce sens, une section de poutre avec une âme mince et des semelles épaisses est à privilégier.

3.3.2 Membrures hors lien

Les forces correspondant à $1.30R_y$ fois la capacité nominale de lien doivent être considérées pour le dimensionnement des diagonales et la vérification de la section de poutre hors du lien pour tenir compte des forces amplifiées dans le lien ductile. On voit l'importance d'un choix optimal du lien afin de limiter les efforts de conception sur les autres membrures. La Figure 3.3 montre l'analyse élastique permettant de déterminer l'effort axial et le moment de flexion dans la poutre hors du lien à partir de l'effort de cisaillement, où :

$$M_E = \frac{1.3R_y V_c}{\phi} \frac{e}{2} \quad (3.4)$$

$$P_E = \frac{1.3R_y V_c}{\phi} \frac{\tan \theta}{(1 - \frac{e}{L})} \quad (3.5)$$

La vérification est effectuée par les équations de poteau-poutre du CSA-S16 (voir section 2.2.3). Puisque que la poutre est retenue latéralement par le tablier, on suppose que le déversement n'est pas possible et seules les résistances de la membrure et de la section doivent être vérifiées. Les efforts dus aux charges de gravité ajoutant de la traction et des moments de flexion dans la poutre, le cas critique est toutefois fréquemment dicté par l'interaction en traction ($T_r/T_r + M_r/M_r \leq 1.0$). Comme discuté précédemment, une connexion rigide a été considérée entre la diagonale et la poutre afin de réduire le moment appliqué dans la poutre. Cette distribution a été effectuée conformément aux équations 2.23 à 2.27.

La diagonale est ensuite dimensionnée comme un poteau-poutre en fonction de l'effort de compression, C_E , et du moment de flexion transféré au niveau de la connexion à la poutre, en plus de la compression provenant des charges de gravité. De la Figure 3.3, on peut déduire par analyse statique que C_E est égal à :

$$C_E = \frac{1.3R_y V_c}{\phi} \frac{1}{(1 - \frac{e}{L}) \cos \theta} \quad (3.6)$$

Une valeur de $K = 0.9$ a été utilisée pour l'élancement de la diagonale dans le plan du cadre et de 1.0 hors de ce plan. La diagonale doit avoir une section de classe 1 ou 2. La diagonale sélectionnée est la plus légère qui a une résistance pondérée adéquate, tout en ayant une inertie suffisante afin que le transfert de moment de flexion est tel que la capacité de la poutre hors du lien soit satisfaisante. Il est habituellement plus économique d'augmenter la rigidité de la diagonale que de hausser la capacité de la poutre pour obtenir une résistance hors lien adéquate. On évite ainsi d'augmenter la force anticipée du lien qui se répercuterait sur toutes les autres membrures. Le type de section utilisée pour les diagonales (HSS) n'est pas susceptible au déversement et ce mode d'instabilité n'est donc pas à vérifier. Le dimensionnement est toujours dicté par la résistance globale de la membrure en compression/flexion.

Les colonnes ont été considérées continues sur deux niveaux pour le bâtiment de huit étages, ce qui donne quatre sections différentes. En pratique, une seule section de colonne aurait probablement été utilisée pour le bâtiment de trois étages puisque la hauteur totale du bâtiment est de 11.0 mètres. Cependant, afin de ne pas surdimensionner la colonne à l'étage supérieur, une section différente a été choisie pour l'étage du toit. Ceci permet de mieux étudier le comportement de la colonne au toit. En ce sens, seule la colonne du toit est dimensionnée en limitant le taux d'utilisation en compression à 0.65 (voir section 2.2.3). L'autre section, qui est la même pour les deux premiers étages, doit avoir une charge axiale appliquée inférieure ou égale à 85 % de sa résistance pondérée en compression. Le calcul est effectué au premier étage, là où l'effort axial est maximum. Lors du calcul des efforts dus aux charges de gravité, le facteur de réduction des charges vives, R_{TL} (section 3.2.2) a été appliqué, en fonction de l'aire tributaire du poteau au premier niveau (90 m²). Les colonnes ont été orientées selon leur axe fort et la base de la colonne au premier étage a été considérée comme rotulée. La compression provenant de la sur-résistance des liens, C_E , est calculée par l'équation 3.7, où l'indice n-1 indique la valeur pour l'étage au dessus de celui concerné. Dans cette équation, la valeur de 1.30 doit être remplacée par 1.15 pour les colonnes ne se situant pas aux deux étages supérieurs. Rappelons que cette valeur de sur-résistance plus faible pour les étages inférieurs est justifiée par la probabilité de simultanéité de la sur-résistance maximale de tous les liens.

$$C_{C_E} = \frac{1.3R_y V_c}{\phi} + C_{E(n-1)} \cos \theta_{(n-1)} + C_{C_{E(n-1)}} - C_E \cos \theta \quad (3.7)$$

3.3.3 Autres critères de dimensionnement

Après avoir terminé le dimensionnement préliminaire pour les efforts sismiques, les structures ont ensuite été vérifiées afin qu'elles soient adéquates sous les combinaisons de charge de gravité $1.25D+1.5L+0.5S$ et $1.25D+0.5L+1.5S$. Une dernière vérification à l'état limite ultime est de s'assurer du comportement lorsqu'on applique les charges horizontales de conception additionnées à $1.0D+0.5L+0.25S$.

Lorsqu'ils se comportent inélastiquement, les liens subissent de grandes déformations. Afin d'assurer que la capacité ductile n'est pas dépassée, la norme CSA-S16.1 limite la rotation inélastique du lien, γ , à 0.08 radians pour liens dont la longueur est inférieure à $1.6M_p/V_p$ (voir section 2.2.3). Il faut donc vérifier cette restriction en évaluant γ à l'aide de l'équation 2.16. Finalement, on doit s'assurer que le déplacement inter-étage sous la combinaison de charge $1.0E+1.0D+0.5L+0.25S$ ne dépasse pas la limite permise par le CNBC. Rappelons que dans le cas d'un bâtiment de catégorie d'importance normale, cette limite est fixée à $0.025h_s$. Un ajustement au dimensionnement doit être effectué si une des conditions ultime ou de service n'est pas respectée. Si une des sections de poutres doit être changée, ceci peut perturber tout le processus de dimensionnement, car l'effort transmis aux autres membrures sera modifié. Dans la majorité des cas, le moyen le plus économique de diminuer les déformations latérales, qui intervient directement dans la valeur de γ et du déplacement inter-étage, est de modifier la section des diagonales aux étages problématiques. Si cela n'est pas suffisant, il est alors judicieux de modifier également les sections de poteaux sous les étages problématiques.

3.4 Résultats du dimensionnement

Les membrures sélectionnées ainsi que les propriétés des liens sont présentés au Tableau 3.4. Dû au nombre d'étages et le niveau d'effort relativement faible, les poutres et les colonnes sont des profilés W et les diagonales des profilés HSS carrés.

Le dimensionnement a été effectué itérativement dans l'ordre présenté à la section 3.3, soit en commençant tout d'abord par effectuer un dimensionnement sismique des liens. Les diagonales et les colonnes ont ensuite été choisies en fonction de la résistance anticipée des liens. Par la suite, une vérification des autres états limites (rotation inélastique des liens et déplacement inter-étage) a été réalisée. Finalement, les efforts de gravité ont été appliqués aux structures en fonction des différentes combinaisons de charge afin de vérifier leur intégrité. Si une de ces

vérifications n'est pas adéquate, une nouvelle itération est nécessaire afin de compléter le dimensionnement.

Les valeurs de la rotation γ et les déplacements inter-étage sont également données au Tableau 3.4. Pour les structures de trois étages, le dimensionnement a été presque entièrement dicté par les charges sismiques, ce qui était souhaité au départ afin d'avoir la structure la plus optimale possible. En effet, γ maximum est de 0.071 radians (en négligeant la déformée axiale des colonnes) et la déformation inter-étage de $0.92 \% h_s$. Seules les colonnes au toit ont été modifiées car les efforts dus aux charges de gravité étaient plus importants que ceux provenant du séisme. Ceci est dû au fait que la colonne du toit n'est pas continue sur deux étages. Pour les structures de huit étages, la structure VCR8 a dû être modifiée afin de respecter la limite de rotation aux étages supérieurs. Pour ce faire, les diagonales des 6^e et 7^e étages ont été changées. Aucun autre changement n'a dû être apporté, même incluant les colonnes puisque dans le cas des structures de huit étages, les colonnes sont toutes continues sur deux étages. La structure MTL8 n'a subi aucune modification puisque celle-ci a une rotation des liens maximale est de 0.050 radians. Dans tous les cas, on remarque que la limite de 0.08 radians sur la rotation γ est généralement plus critique que la limite imposée à la déformation inter-étage limite de $0.025 h_s$. Finalement, on peut affirmer que la géométrie employée a donc permis d'obtenir des structures dimensionnées presque exclusivement pour les charges sismiques, et ce autant pour les structures de trois que de huit étages.

Tel qu'anticipé, l'effet des déplacements de second ordre, P- Δ , est plus prononcé pour les bâtiments de plus grande hauteur et les plus flexibles puisque les déplacements latéraux sont plus importants. Ces effets amplifient les efforts sismiques de 8 % et de 28% au premier étage et au sommet de la structure MTL8, respectivement. Cette plage est de 5 à 16 % pour la structure VCR8, 4 à 13 % pour la structure MTL3 et de 3 à 7 % pour la structure VCR3. Ces valeurs sont toutes inférieures à la limite de 40 % imposé par le CSA-S16-05. Les effets P- Δ ont été

considérés pour tous les bâtiments, même si le CNBC permet d'en ignorer l'impact lorsque ceux-ci sont inférieurs à 10% (voir section 2.2.2).

On indique au Tableau 3.4 les longueurs de liens pour l'ensemble des structures. Ces valeurs augmentent graduellement de 0.8 au premier étage à $1.6 M_p/V_p$ au toit en fonction des structures. Elles sont donc inférieures ou égales à $1.6M_p/V_p$, s'assurant ainsi une plastification en cisaillement des liens. Des sections de liens différents auraient donc pu être utilisées afin d'uniformiser davantage le rapport M_p/V_p , mais auraient entraîné une structure plus lourde. La valeur moyenne de eM_p/V_p est de 1.27 pour les structures de Montréal et de 1.04 pour les structures de Vancouver, ce qui est raisonnable par rapport à l'étendu de 1.0 à 1.2 recommandée par Popov et al. (1989). Le ratio demande/capacité dans les liens est similaire pour les étages autre que le toit, et est près de l'unité, variant de 0.87 à 0.99. Ceci n'est cependant pas le cas au toit. Les efforts dans les liens au toit sont faibles et ce sont la limite de classe ou la restriction imposée à la longueur du lien afin d'avoir un lien se plastifiant en cisaillement qui contrôlent.

La connexion rigide entre la poutre et la diagonale a permis de transférer une partie significative du moment provenant du lien à la diagonale. Ce transfert est d'environ 15 à 20 % au premier niveau et augmente de façon graduelle jusqu'à 30 à 50 % au toit. Cette proportion est plus importante que l'étendue de 5 à 20 % obtenue par Koboevic et Redwood (1997). Ceci est attribuable aux sections de diagonales plus costauds utilisées lors de cette étude.

Les périodes fondamentales calculées par une analyse modale dans STAADPro sont indiquées au Tableau 3.4. Elle est de 0.62 seconde pour la structure VCR3, 0.8 seconde pour la structure MTL3, 1.57 seconde pour la structure VCR8 et finalement de 2.13 secondes pour la structure MTL8. Ces valeurs sont toutes supérieures à deux fois la période fondamentale proposée par le CNBC, qui est de 0.55 seconde pour les bâtiments de trois étages et 1.43 seconde pour les bâtiments de 8 étages. L'hypothèse

d'utiliser une période fondamentale égale à $2 \cdot T_a$ pour le calcul de cisaillement à la base de conception était donc valide.

3.5 Résumé

Dans ce chapitre, la géométrie des bâtiments et le dimensionnement des CCE ont été présentés. Quatre CCE ont été dimensionnés, soit les contreventements requis pour des bâtiments de trois et de huit étages situés dans les villes de Montréal et Vancouver. La largeur des CCE est de 8.0 mètres, avec une hauteur du premier étage de 4.0 m et une hauteur inter-étage typique de 3.5 m. Une analyse paramétrique préliminaire a permis de déterminer qu'un lien symétrique d'une longueur de 600 mm ainsi qu'une connexion rigide entre la poutre et la diagonale est à privilégier. Ceci est justifié par le fait que cette configuration permet d'avoir des liens plastifiants en cisaillement et un dimensionnement optimal régi principalement par les charges sismiques.

Le dimensionnement a été effectué en choisissant en premier lieu les sections des poutres requises pour les liens ductiles sous les combinaisons d'effort sismique. Une attention particulière a été apportée afin de choisir des liens avec un ratio de la capacité sur la demande similaire sur la hauteur du CCE. Les autres membrures des CCE, constituées de profilés HSS pour les diagonales et de profilés W pour les colonnes, ont ensuite été choisies en fonction de la sur-résistance anticipée de ces liens. À la suite de ce dimensionnement sismique, on a procédé à la vérification des autres états limites et du comportement sous les charges de gravité. Ces vérifications ont forcé la modification des colonnes supérieures des bâtiments de trois étages ainsi que les diagonales aux 6^e et 7^e étages de la structure de huit étages de Vancouver. Ce nombre limité de changements confirme que la géométrie retenue au départ pour le CCE permettait de rencontrer l'objectif d'une conception gouvernée essentiellement par la résistance aux efforts sismiques.

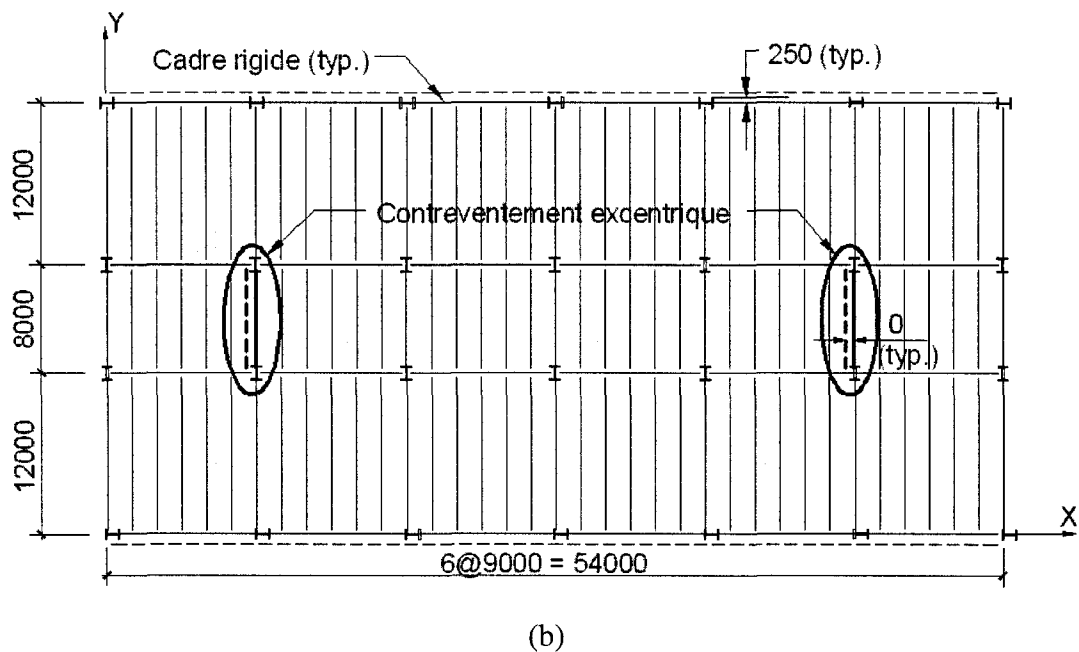
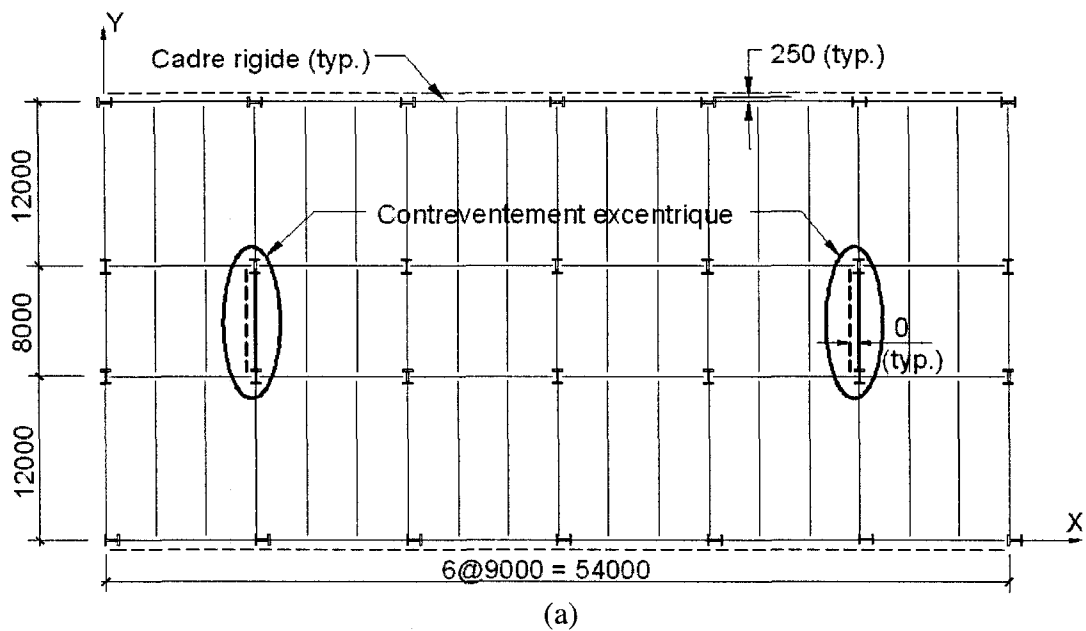


Figure 3.1 (a) Vue en plan de l'étage type (b) vue en plan du toit
(adaptée de Tremblay, 2007)

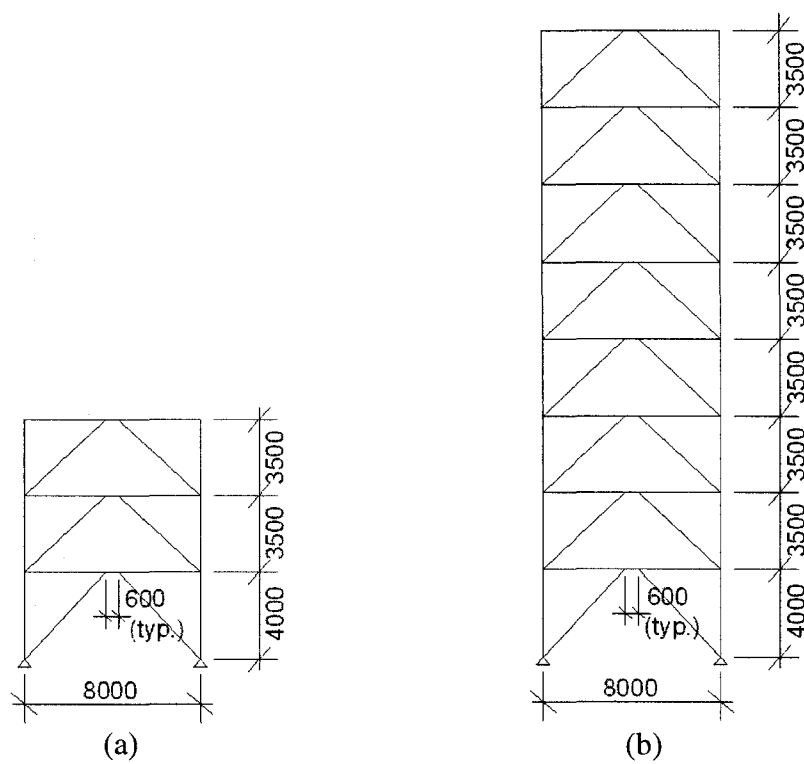


Figure 3.2 Vue en élévation du bâtiment de (a) trois étages (b) huit étages

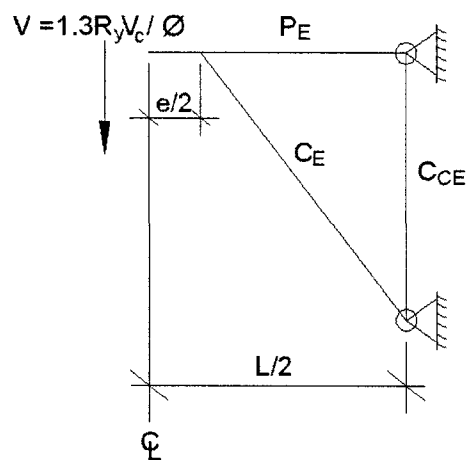


Figure 3.3 Efforts axiaux à considérer dans la poutre et la diagonale

Tableau 3.1 Étude paramétrique du type de connexion et de la longueur de lien pour la ville de Montréal

e (mm)	Poids du contreventement (kg)		eV/M moyen	γ moyen (rad)	Déflexion inter-étage moyen (%)	Transfert du moment moyen* (%)	Paramètre de conception
	rotulé	rigide					
400	4655	4607	0.8	0.07	0.5	18.3	- γ - cisaillement dans le lien
600	4950	4662	1.0	0.06	0.8	8.2	- poutre hors lien
700	5119	4886	1.1	0.05	0.8	14.1	- poutre hors lien
1000	6321	5598	1.4	0.03	0.9	22.6	- poutre hors lien

* transfert du moment fléchissant provenant du lien vers la diagonale

Tableau 3.2 Spectre de réponse 1/2500 ans sur un sol de type C pour les villes de Montréal et Vancouver

T (s)	$S_a(T)$ (g)	
	Montréal	Vancouver
≤ 0.2	0.690	0.940
0.5	0.340	0.640
1.0	0.140	0.330
2.0	0.048	0.170
≥ 4.0	0.024	0.085

Tableau 3.3 Poids sismique et cisaillement à la base

Structure	Mtl3	Vcr3	Mtl8	Vcr8
Poids sismique, W (kN)	20363	19991	61243	60871
Période de dimensionnement, $2T_a$ (s)	0.55	0.55	1.43	1.43
$S(2T_a)$ (g)	0.320	0.609	0.101	0.262
Cisaillement à la base (% W)	5.33	10.15	1.85	4.37
Cisaillement à la base (kN)	1086	2029	1134	2658

Tableau 3.4 Dimensionnement des structures et propriétés des liens sélectionnés

Étage	Sections			Propriétés des liens			Δ (%h _s)
	Diagonale	Colonne	Poutre	$\frac{e}{(M_p/V_p)}$	$V_f/\phi V_c$	γ (rad)	
Structure MTL3 (poids = 3539 kg, T _a = 0.80 seconde ^Δ)							
1	HSS203x203x8	W310x79	W250x45	1.1	0.98	0.061	0.79
2	HSS178x178x8	W310x79	W200x31	1.3	0.94	0.063	0.82
3	HSS152x152x8	W250x33 [†]	W130x28	1.6	0.53	0.040	0.53
Structure VCR3 (poids = 4172 kg, T _a = 0.62 seconde ^Δ)							
1	HSS254x254x8	W310x86	W460x60	1.0	0.91	0.064	0.83
2	HSS203x203x9.5	W310x86	W360x39	1.2	0.93	0.071	0.92
3	HSS152x152x9.5	W250x33 [†]	W200x27	1.4	0.66	0.058	0.75
Structure MTL8 (poids = 13399 kg, T _a = 2.13 secondes ^Δ)							
1	HSS 203x203x9.5	W310x226	W310x52	1.0	0.88	0.030	0.65
2	HSS 203x203x8	W310x226	W310x39	1.0	0.98	0.037	0.79
3	HSS 203x203x8	W310x143	W250x39	1.1	0.98	0.041	0.88
4	HSS 203x203x8	W310x143	W250x33	1.2	0.99	0.045	0.98
5	HSS 178x178x9.5	W250x89	W200x31	1.3	0.98	0.047	1.03
6	HSS 178x178x8	W250x89	W200x27	1.4	0.90	0.050	1.07
7	HSS 178x178x8	W250x58	W150x30	1.4	0.71	0.044	0.94
8	HSS 152x152x8	W250x58	W130x24	1.6	0.43	0.038	0.82
Structure VCR8 (poids = 18407 kg, T _a = 1.57 seconde ^Δ)							
1	HSS 254x254x13	W360x287	W460x89	0.8	0.91	0.046	0.77
2	HSS 254x254x9.5	W360x287	W460x68	0.9	0.92	0.066	1.10
3	HSS 254x254x9.5	W360x196	W410x67	0.9	0.99	0.074	1.22
4	HSS 254x254x9.5	W360x196	W410x67	0.9	0.90	0.076	1.31
5	HSS 254x254x8	W310x107	W410x60	0.9	0.88	0.078	1.41
6	HSS203x203x9.5*	W310x107	W360x51	1.0	0.87	0.080	1.46
7	HSS 203x203x8*	W310x60	W250x39	1.1	0.88	0.080	1.47
8	HSS 152x152x9.5	W310x60	W200x27	1.4	0.58	0.077	1.36

[†] régi par le cas de charge 1.25D+0.5L+1.5S

*membrure modifiée pour maintenir la rotation inélastique du lien inférieure à 0.08 rad

^Δ période fondamentale provenant d'une analyse modale sur STAADPro

CHAPITRE 4 - MODÉLISATION DU BÂTIMENT

On explique dans ce chapitre les modélisations effectuées avec les logiciels utilisés dans cette étude, soit : ANSR-1, Drain-2DX et OpenSees. La détermination des facteurs de calibration de l'élément lien est présentée ainsi que les différentes approches de modélisation pour les autres éléments : élément poteau/poutre élastique, élément poteau/poutre élastique avec rotules plastiques aux extrémités, ainsi qu'un élément poteau/poutre inélastique divisé en fibres et sections. On traite également traité de l'application des masses sismiques, de l'amortissement et des charges de gravité. Finalement, une comparaison entre les différentes modélisations est effectuée.

4.1 Modèle ANSR-1

Un premier modèle analytique a été construit à l'aide du logiciel ANSR-1 (Ricles, 1988 ; Mondkar et Powell, 1975). La version du logiciel utilisée a été compilée en 1996 avec un compilateur Fortran non compatible sous Windows. Pour exécuter ce logiciel, il faut donc posséder un système d'exploitation DOS, ce qui peut poser un obstacle majeur à son accessibilité. Ce logiciel a tout de même été utilisé afin de se comparer avec les nombreuses études précédentes sur les CCE réalisées avec ce logiciel.

Avec ce logiciel, il est possible de modéliser le comportement des systèmes linéaires ou non linéaires soumis à des charges statiques ou dynamiques dans le temps. Les éléments disponibles sont les suivants :

- Élément treillis
- Poteau/poutre (deux ou trois dimensions)
- Poteau/poutre composite (deux dimensions seulement)
- Élément plaque
- Élément de lien ductile

Le modèle représente la moitié de la structure, soit l'aire tributaire reprise par chaque CCE dans la direction Y du bâtiment (voir la Figure 3.1). Il inclut un des deux CCE ainsi que les colonnes de gravité qui sont stabilisées latéralement par ce CCE. Le contreventement a été modélisé en plan et les dimensions centre à centre ont été utilisées. Une modélisation bidimensionnelle ne permet pas d'inclure explicitement la torsion accidentelle de la structure dans le modèle. Dans la présente étude, ceci n'est cependant pas problématique puisque cet effet a été volontairement négligé afin de refléter les expérimentations futures. Les connexions entre les membrures ont été considérées comme des rotules, à l'exception de celles reliant les diagonales aux poutres, tel que montré à la Figure 1.1a. Le type de connexion à l'extrémité des membrures est défini en spécifiant des coefficients appropriés pour la matrice de rigidité de l'élément.

Puisqu'un élément lien est incorporé dans ANSR-1, ceci simplifie la modélisation de cette membrure. Ce lien est constitué de façon similaire à ce qui a été décrit à la section 2.1.2. Rappelons que cet élément est composé d'une poutre linéaire de la longueur du lien avec des rotules inélastiques de longueur nulle aux extrémités. Ceci permet alors de modéliser le comportement inélastique en cisaillement et flexion, incluant l'écroutissage. Il ne suffit qu'à spécifier les différents plateaux de plastification et les rigidités correspondantes, tel que montré à la Figure 2.3. Le système de ressorts en parallèle tel que décrit à la section 2.1.2 est donc implicitement inclus dans cet élément. Les valeurs employées seront discutées en détail à la sous-section 4.4.

Les poutres hors lien, les diagonales et les colonnes ont été modélisées comme des éléments poteaux/poutres. La Figure 4.1 montre cet élément, constitué d'une poutre élastique, deux rotules plastiques aux extrémités et des extensions rigides. La poutre élastique est définie en fonction de l'aire de la section, l'inertie, l'aire en cisaillement, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Les extensions rigides ont été utilisées afin de représenter l'excentricité par rapport aux dimensions centre à

centre des éléments. La non-linéarité peut être décrite uniquement selon un comportement bilinéaire. La rigidité après la plastification est alors définie en proportion de la rigidité élastique de la membrure.

Dans ce type de logiciel, les rotules plastiques ne permettent de considérer qu'une interaction force axiale/moment de flexion, concentrée à l'extrémité des membrures. Cette modélisation ne permet donc pas de représenter la rupture par instabilité due à la combinaison d'un effort axial et d'un moment de flexion. Notons que de modéliser analytiquement le déversement d'une membrure est plutôt complexe et qu'aucune des modélisations développée dans ce projet ne permet de prédire ce phénomène. Ceci implique donc que dans ANSR-1, seule la capacité de la section peut être vérifiée dans le cas d'un chargement axial combiné à un moment fléchissant (voir section 2.2.3). Cette approche n'est pas rigoureuse pour les diagonales et les colonnes, car leur capacité est habituellement dictée par le flambement dans le plan de flexion (résistance de la membrure) ou le déversement hors plan (résistance latéro-torsionnelle). Dans le cas des poutres, puisque le tablier apporte une retenue latérale continue, les problèmes de stabilité sont évités, et le modèle ANSR-1 permet de bien représenter leur comportement. La courbe d'interaction utilisée est présentée à la Figure 4.2. Une rotule plastique se forme à l'une ou l'autre des extrémités de la membrure lorsque la courbe d'interaction est atteinte. Une contrainte de plastification probable de 385MPa ($350\text{MPa} \cdot R_y$) a été utilisée pour établir la résistance axiale et la résistance en flexion. La rigidité en flexion après plastification a été posée à 5 % de la rigidité élastique.

Les effets $P-\Delta$ ont été considérés en utilisant une colonne externe au cadre. Les éléments treillis ont été utilisés afin de modéliser cette colonne. L'ensemble des colonnes de gravité ont en effet été modélisées à l'aide d'une seule colonne. Cette représentation est justifiable dû au niveau limité de sophistication du modèle. Pour cet élément, on doit spécifier le module d'Young, l'aire de section, la résistance élastique et la rigidité après le flambement. Une résistance élastique très élevée a été spécifiée

afin de s'assurer du comportement élastique des éléments de cette colonne. Pour simuler l'effet de diaphragme rigide, le degré de liberté horizontal a été fixé entre les nœuds de la colonne P- Δ et ceux de la colonne externe au cadre afin d'obtenir le même déplacement latéral.

Une représentation simplifiée du modèle de trois étages est présentée à la Figure 4.3. Celui-ci a l'avantage de demander un temps de calcul très court (habituellement moins de 30 secondes) tout en reflétant bien le comportement en écrouissage du lien, l'effet P- Δ , les types de connections et la géométrie du cadre. Cependant, le comportement inélastique des diagonales et des colonnes n'est pas exact puisque le flambement et/ou déversement de ces membrures n'est pas considéré. Ce modèle a été utilisé pour tous les signaux et a servi à obtenir la plupart des résultats du chapitre 6.

4.2 Modèle DRAIN-2DX

Un modèle conçu dans le logiciel Drain-2DX (Prakash et al, 1993) a également été analysé. Comme pour le modèle ANSR-1, ce second modèle représente la moitié de la structure, soit l'aire tributaire reprise par un CCE. Le logiciel DRAIN-2DX a été employé dans de nombreuses études sur les CCE, par exemple Richards et Uang (2003) ainsi que Rossi et Lombardo (2007). Ce logiciel, tout comme ANSR-1, a été développé à l'Université Berkeley, Californie. Il offre sensiblement les mêmes possibilités d'analyse que ANSR-1, mais comporte certains éléments supplémentaires, dont un élément ayant une longueur nulle. Les principales raisons d'avoir utilisé ce logiciel est sa capacité de fonctionner sous le système d'exploitation Windows ainsi que de se comparer au grand nombre d'études de CCE antérieures réalisées sur ce logiciel. Une comparaison sommaire a été effectuée par rapport aux résultats obtenus avec ANSR-1 afin de valider son efficacité.

Lors de la modélisation, la seule différence significative avec le modèle ANSR-1 est la construction de l'élément lien. Contrairement à ANSR-1, DRAIN-2DX ne comporte pas un élément lien intégré. Tel que vu à la section 2.1.2, trois ressorts

bilinéaires en parallèle d'une longueur nulle à chaque extrémité du lien sont nécessaires pour modéliser la courbe multilinéaire comportant trois plateaux de plastification en cisaillement. L'élément lien utilisé a été celui proposé par Richards et Uang (2003), tel que montré à la Figure 2.5. Rappelons que cette modélisation modifiée ne simule que l'écroutissement en cisaillement, simplification valide uniquement pour des liens courts. La Figure 4.4 indique les rigidités à attribuer aux trois ressorts bilinéaires afin d'obtenir le comportement global souhaité et sont comme suit (Richards et Uang, 2003) :

$$k_{v2} = 0.03k_{v1} \quad (4.1)$$

$$k_{v3} = 0.015k_{v1} \quad (4.2)$$

$$k_{v4} = 0.002k_{v1} \quad (4.3)$$

où $k_1 = 2GA_v/e$ et A_v est l'aire en cisaillement de la poutre ($A_w d$). Les valeurs V_1 , V_2 et V_3 représentent les trois plateaux de plastification en cisaillement. Ces valeurs seront spécifiées à la section 4.4

En résumé, la modélisation sous Drain-2DX est très similaire à celle sous ANSR-1 à l'exception de l'élément lien. La modélisation et les limitations des autres éléments sont par contre identiques. Le temps de résolution est semblable, mais rappelons que Drain-2DX a l'avantage de fonctionner sous le système d'exploitation Windows.

4.3 Modèle OpenSees

4.3.1 Introduction au logiciel OpenSees

Une troisième modélisation a été effectuée avec le logiciel OpenSees – Open System for Earthquake Engineering Simulation (Mazzoni et al, 2007). OpenSees est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis, tout comme ANSR-1 et Drain-2DX. Ce logiciel permet de modéliser le comportement des systèmes linéaires ou non

linéaires soumis à des charges statiques ou dynamiques. La base du logiciel a été développée par le Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). Il s'agit d'un code ouvert (open source), ce qui permet l'intégration de nouvelles composantes et donne lieu à un logiciel qui est en constante progression tant au niveau des matériaux, éléments et méthodes d'analyse. Le code est disponible à <http://opensees.berkeley.edu>.

Les éléments disponibles dans OpenSees sont les suivants :

- Élément treillis
- Élément poteau/poutre élastique
- Élément poteau/poutre non linéaire
- Élément de longueur nulle
- Élément plaque
- Élément solide (brick)
- Connexion poteau/poutre

Seulement les éléments utilisés dans ce projet seront décrits ici, soit l'élément poteau/poutre élastique, poteau/poutre non linéaire et l'élément de longueur nulle.

L'élément poteau/poutre élastique est utilisé pour les membrures qui demeurent élastiques lors du chargement. Les caractéristiques de cet élément en trois dimensions dépendent des modules du matériau (module d'Young et de cisaillement), l'aire de la section, les moments d'inertie selon les deux axes locaux et en torsion. Cet élément a été utilisé dans cette étude afin de modéliser les extensions rigides des membrures.

L'élément de longueur nulle est utilisé afin de reproduire une relation force-déformation entre des DDL de deux nœuds situés aux mêmes coordonnées. Dans ce

projet, l'élément de longueur nulle a été utilisé pour modéliser les plaques des goussets, les épissures des colonnes gravitaires, le comportement non linéaire de la poutre dans la partie du lien et les connexions rotulées que l'on retrouve entre les poutres et les colonnes et au bas des diagonales, tel que montré à la Figure 1.1a. Ces connexions rotulées sont modélisées en utilisant un élément ressort rotationnel de longueur nulle dont seule la rotation autour de l'axe normal au plan du cadre est permise. Les caractéristiques de l'élément dépendent du matériau préalablement défini ainsi que de l'orientation locale de l'élément concerné.

L'élément poteau/poutre non linéaire disponible dans OpenSees peut être définie en force contrôlée :

- `nonlinearBeamColumn` (la plasticité est distribuée le long de l'élément)
- `beamWithHinges` (la plasticité est concentrée sur des rotules d'une longueur prédéterminée aux extrémités avec une partie élastique entre ces rotules)

ou en déplacement contrôlé :

- `dispBeamColumn` (la plasticité est répartie selon une distribution linéaire)

L'avantage principal de l'élément en force contrôlée par rapport à celui en déplacement contrôlé est la possibilité d'utiliser un seul élément pour représenter le comportement d'une membrure poteau/poutre.

Une des particularités d'OpenSees est que pour les éléments non linéaires on doit choisir indépendamment la discrétisation de l'élément en *section* et le comportement du matériau qui lui est associé. La Figure 4.5 montre la modélisation typique d'un élément non linéaire, qui est construite à partir du type d'élément, la section et le matériau voulu. Il est donc possible de raffiner la modélisation à plusieurs niveaux, et ce de façon indépendante.

Les caractéristiques des éléments `nonlinearBeamColumn` dépendent du nombre de points d'intégration le long de l'élément, du type de section, du matériau et de transformation de coordonnées préalablement déterminés, du nombre maximum d'itérations et de la tolérance requise pour satisfaire la compatibilité de l'élément. L'intégration le long de l'élément suit la loi de quadrature de Gauss-Lobatto, qui considère deux points d'intégration aux extrémités de l'élément.

Les caractéristiques du segment central de l'élément `beamWithHinges`, qui est considéré comme linéaire élastique, dépendent des mêmes propriétés que l'élément poteau/poutre élastique. Aux extrémités des éléments, les caractéristiques sont les mêmes que celles de l'élément `nonlinearBeamColumn`, en plus de spécifier la longueur de la rotule plastique à chaque extrémité.

OpenSees comprend plusieurs types de *sections* : une section élastique (décrite par les modules des matériaux, l'aire de section et les moments d'inertie), une section plaque, une section membrane et une section fibre. La dernière est décomposée en de petites sous-sections (fibres). Chaque fibre a une déformée axiale obtenue en supposant que la section demeure plane sous le chargement. La contrainte correspondant à cette déformation dépend des propriétés du matériau spécifié pour la fibre. Le comportement global de la section est obtenu en intégrant la réponse de chaque fibre pour obtenir l'effort axial et les moments de flexion agissant sur la section. La décomposition de la section en fibres peut se faire automatiquement lorsque celle-ci est composée de formes simples et régulières ou en fibres spécifiées individuellement. Pour les éléments `nonlinearBeamColumn` et `beamWithHinges`, le type de section utilisé dans ce projet est une section fibre.

Les matériaux utilisés couramment dans OpenSees sont les suivants :

- Matériau élastique (élastique, élastique-plastique ou élastique sans tension)

- Matériau avec écrouissage : comprend une combinaison linéaire d'écrouissage cinématique et isotropique
- Matériau béton (résistance nulle en traction (Concrete01), résistance en traction linéaire (Concrete02) ou résistance en traction non linéaire(Concrete03))
- Matériau acier (résistance bilinéaire avec écrouissage (Steel01) ou modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto (Steel02))
- Matériau hystérétique
- Matériau visqueux

Il est également possible de combiner plusieurs matériaux (du même type ou non) afin de les faire agir en parallèle ou en série.

4.3.2 Modélisation de l'élément lien

Le comportement non linéaire de l'élément lien premièrement été réalisé de façon identique au modèle DRAIN-2DX (section 4.2), soit à partir de trois ressorts bilinéaires de longueur nulle aux extrémités et d'une poutre élastique dans la partie centrale (voir Figure 2.5). Afin d'obtenir un comportement bilinéaire, l'élément de longueur nulle a été associé à un matériel avec écrouissage. Ce matériel est fonction de la rigidité initiale, de l'amplitude de la déformation plastique, ainsi que du module d'écrouissage. Les rigidités à attribuer sont définies par les équations 4.1 à 4.3. Elles dépendent de l'aire en cisaillement de la poutre, de la longueur du lien et du module de cisaillement de l'acier. On reproduit ainsi le comportement multilinéaire global montré à la Figure 4.4. Les valeurs des déformations plastiques employées seront définies à la section 4.4.

Une seconde modélisation de l'élément lien a été étudiée en remplaçant le système de ressorts bilinéaire par un seul ressort auquel on a assigné un matériau

d'acier Steel02, soit le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto. L'avantage de cette modélisation est de reproduire plus fidèlement les zones de transition entre les régimes élastique et plastique en cisaillement qu'avec trois plateaux distincts. La partie élastique centrale du lien demeure inchangée. La rigidité élastique spécifiée dans le matériel Steel02 est égale à $2GA_v/e$. Une approche itérative a été utilisée pour calibrer adéquatement les paramètres décrivant le comportement plastique du matériau Steel02 afin d'obtenir un comportement d'écrouissage semblable à ce qui a été observé dans les essais réalisés par Okazaki et al. (2005). L'effort de plastification a été posé égal à $V_{pr} = 0.55A_vR_yF_y$ où $R_yF_y = 385$ MPa. Les sections 4.4 et 4.6 montrent la calibration de cet élément et une comparaison entre cette modélisation et celle réalisée avec les ressorts bilinéaires.

Puisque cette modélisation de l'élément lien par des ressorts bilinéaire est relativement simple et qu'il a été utilisé dans plusieurs études avec succès, aucun nouveau développement de cet élément n'a été apporté dans cette recherche. Par contre, une calibration de l'élément a été réalisée afin de s'assurer que cet élément reflète bien les expérimentations.

4.3.3 Modélisation des poutres et diagonales

Cette sous-section et celle qui suit ont été principalement adaptées des travaux de Carmen Izvernari Bara (Izvernari, 2007). Charles-Philippe Lamarche, candidat au Ph.D à l'École Polytechnique de Montréal, a également participé à son élaboration.

Aguero et al. (2006) et Izvernari (2007) a réalisé une série d'analyses temporelles non linéaires sur OpenSees afin d'évaluer la performance sismique globale de contreventement « split-X » en acier de deux à seize étages, situés à Victoria, Canada. Lors de cette étude, Izvernari a réalisé plusieurs études paramétriques afin de déterminer le niveau de précision nécessaire à apporter à l'élément poteau/poutre inélastique de ces cadres. Les principaux facteurs à considérer sont : l'efficacité de l'élément employé, le type de section à utiliser et ses

caractéristiques, le nombre de points d'intégration par élément et, finalement, le type et les caractéristiques du matériau à employer.

Deux séries d'études paramétriques ont permis de déterminer qu'un élément sous force contrôlée permet d'obtenir des résultats précis pour un nombre plus limité d'éléments, n_e , et de fibres, n_f , par section. La section découpée par fibres fut la seule qui permettait de bien représenter le comportement non linéaire d'une membrure. Ces études ont permis de déterminer que huit éléments par membrure et seize fibres par section permettent d'obtenir de résultats satisfaisants pour un temps de calcul raisonnable. Par contre, le nombre de points d'intégration par élément, n_i , n'avait que peu d'influence et a été fixé à trois. Un matériau d'acier Steel02 (Giuffré-Menegotto-Pinto) a été employé, ce qui permet une meilleure représentation que modèle d'acier bilinéaire. La comparaison de ces modèles de matériau d'acier est présentée à la Figure 4.6.

Finalement, Izvernari a comparé sa modélisation de membrure à des essais cycliques réalisés sur des diagonales par Tremblay et al. (2003). Les résultats ont été très concluants. On peut alors conclure que l'élément nonlinearBeamColumn tel que calibré par Izvernari représente bien le comportement hystérétique axial. De plus, en imposant une déformation hors plan initiale ainsi qu'en modélisant de façon adéquate la résistance de la plaque de gousset (voir plus bas), on réussit à bien reproduire le comportement hystérétique moment-rotation de la plaque de gousset ainsi que la réponse hors-plan de la membrure.

Cet élément poteau/poutre inélastique a été utilisé pour modéliser le comportement des poutres hors lien et des diagonales du CCE. Quoique de loin supérieur à des modèles empiriques ou semi-empiriques, pour lesquels des résultats de tests spécifiques sont nécessaires pour reproduire adéquatement le comportement d'une membrure, cette modélisation comporte certaines limitations. En effet, elle ne permet pas de produire les effets de voilement local et la fracture de la membrure. Une

étude détaillée sur l'impact de ces phénomènes est effectuée au chapitre 7. La modélisation typique de cet élément nonlinearBeamColumn est montrée à la Figure 4.7.

Afin de bien reproduire le comportement des connexions aux extrémités des diagonales, un dimensionnement des plaques de gousset a été réalisé. Les plaques de gousset ont été dimensionnées avec de l'acier constitué d'une limite élastique, $F_y = 300$ MPa. Leur épaisseur est déterminée de façon à ce que $C_f/C_r + M_f/M_{rp} \leq 1.0$, où C_f et M_f sont obtenus lors du dimensionnement avec :

$$M_{rp} = \phi \frac{1}{4} t_g b_w^2 F_y \quad (4.4)$$

$$C_r = \phi A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n}, \text{ où} \quad (4.5)$$

Dans le calcul de C_r , $A = t_g b_w$, où t_g est l'épaisseur de la plaque de gousset. À la suite de ces calculs, t_g varie entre 14 mm au toit et 20 mm au premier niveau.

La modélisation de la plaque de gousset est présentée à la Figure 4.8. Elle est composée d'un élément (une rotule) de longueur nulle entre l'extrémité de la diagonale et le point de retenue (fin de l'extension rigide), permettant ainsi aux rotules plastiques de se développer dans le gousset lors du flambement hors plan des diagonales. La rotule a été modélisée par des éléments rotationnels. Les ressorts rotationnels sont orientés selon l'axe local de la diagonale et leurs rigidités sont représentatives de la rigidité en plan et hors plan de la plaque de gousset. Des extensions rigides ont été considérées entre l'intersection centre à centre de la poutre et de la colonne et le début de la diagonale. Leur longueur a été déterminée à chaque étage selon la géométrie des membrures et de la plaque de gousset. Ces extensions rigides ont été modélisées par l'élément poteau/poutre élastique avec une rigidité et une résistance infinies. On a assigné aux éléments de longueur nulle liant les extensions rigides et les diagonales des rigidités et une résistance en flexion et en

torsion. Les rigidités en flexion hors plan et en torsion de la plaque de gousset ont respectivement été calculées par les équations :

$$C_{fp} = 1.5 \frac{EI}{2t_g} \text{ (flexion)} \quad (4.6)$$

$$C_t = \frac{GJ}{2t_g} \text{ (torsion)} \quad (4.7)$$

Dans ces équations, I et J sont les moments d'inertie flexionnel et torsionnel de la plaque de gousset, calculés à partir de t_g et b_w . La capacité flexionnelle du gousset a été prise égale à :

$$M_{rp} = \frac{1}{4} b_w t_g^2 F_y \quad (4.8)$$

Ces équations supposent une longueur libre du gousset égale à $2t_g$ aux extrémités des diagonales, comme cela est recommandé pour les contreventements concentriques. Le modèle de Izvernari (2007) a été développé pour ce type de contreventement. Pour des fins de simplification, on a utilisé ce même modèle dans cette étude, même si la distance libre de $2t_g$ n'est pas requise pour les assemblages des diagonales des CCE. L'erreur induite est supposée faible. Pour la flexion dans le plan des goussets, on a supposé une résistance et une rigidité infinies.

Pour les poutres, une extension rigide d'une longueur égale à la demi-profondeur de la colonne a été introduite à partir du point d'intersection de la colonne. La modélisation est la même que dans le cas de diagonales, soit avec l'élément poteau/poutre élastique avec rigidité et résistance infinies en flexion.

Même si les membrures des CCE sont orientées selon un seul plan, un modèle tridimensionnel des CCE a été utilisé afin de représenter la déformation initiale hors plan et le flambement hors plan des diagonales. Une déformée demi-sinusoidale a été employée pour représenter la déformée initiale des diagonales. L'amplitude de cette

déformée au centre des diagonales, δ_0 , a été ajustée itérativement jusqu'à ce que la résistance à la compression des diagonales soit égale à celle prévue par la norme CSA-S16. La déformée initiale hors plan obtenue varie de $L/300$ à $L/450$ en fonction des diagonales, où L est la longueur nette de la diagonale. Cette valeur est plus élevée que la limite de déformée initiale de $L/500$ contenue implicitement dans la norme CSA-S16. Une raison pouvant expliquer les valeurs plus élevées lors des calculs est que les contraintes résiduelles ne sont pas incluses dans la modélisation des diagonales.

4.3.4 Modélisation des colonnes

Les colonnes du CCE ont été modélisées avec un élément nonlinearBeamColumn semblable aux poutres et diagonales, mais employé avec un matériel Steel02 légèrement modifié afin de tenir compte des contraintes résiduelles dans la membrure. En effet, Lamarche et Tremblay (2008) ont modifié le matériel Steel02 inclus dans OpenSees afin de pouvoir inclure l'effet des contraintes résiduelles. Pour une section W, le patron de contraintes résiduelles adopté est montré à la Figure 4.9. La variation de contraintes est linéaire sur la largeur des semelles avec une valeur maximale en compression aux extrémités et une valeur maximale en tension au centre. Dans l'âme, on suppose une contrainte constante en tension. Tel que montré à la Figure 4.9, le nombre de fibres a été augmenté de 16 à 50 (20 dans chaque semelle et 10 dans l'âme), afin de bien représenter ce patron de contraintes. Puisque les contraintes résiduelles ne sont pas les mêmes à chacune des fibres, il faut donc créer autant de matériaux Steel02 que de fibres, en spécifiant la contrainte résiduelle pour chacune d'elles. Des simulations de chargement non linéaire à échelle réelle de colonnes ont été réalisées par Lamarche et Tremblay (2008) pour différents élancements et comparées à des expérimentations au laboratoire. Les résultats obtenus démontrent que cette modélisation avec contraintes résiduelles prédit bien le flambement et le comportement post-flambement des colonnes. Cette modélisation a été employée pour les colonnes des CCE. Une déformation demi-sinusoïdale initiale

en plan égale à $L/500$ a été imposée aux colonnes puisque dans ce cas, les contraintes résiduelles sont tenues en compte.

Les colonnes du CCE ont été modélisées comme rotulées à la base, tout comme les colonnes de gravité. Un niveau de sophistication supplémentaire est présent dans ce modèle car on a représenté chaque type de colonnes de gravité pour considérer les effets P- Δ , au lieu d'une seule colonne. Le comportement non linéaire des colonnes externes justifie la modélisation des différents types de colonnes de gravité et permet alors d'obtenir une représentation plus réaliste des effets P- Δ . Le degré de liberté horizontal a été fixé entre les nœuds des colonnes de gravité et ceux des colonnes adjacentes du contreventement. Les effets P- Δ ont été pris en compte en utilisant la formulation corotationnelle, qui permet de transformer la rigidité et les efforts des éléments de leur système d'axe local au système d'axe global. Trois types de colonnes de gravité ont été dimensionnés : celles aux coins du bâtiment, celle du périmètre et les colonnes d'intérieures. Ces colonnes sont respectivement au nombre de deux, six et quatre pour une moitié de bâtiment, l'aire tributaire correspondant à chaque CCE. Une continuité parfaite a été considérée pour les épissures des colonnes du contreventement. Les colonnes de gravité, considérées continues sur deux étages, ont quant à elles été modélisées avec un ressort rotationnel de longueur nulle afin de reproduire l'épissure à chaque changement de section. Pour les poteaux fléchis autour de leur axe fort (le cas dans ce projet), la rigidité flexionnelle de l'épissure est définie par l'équation 4.9 et autour de l'axe faible par l'équation 4.10 :

$$C_{x-x} = \frac{EA_{splice}d^2}{L_v} \quad (4.9)$$

$$C_{y-y} = \frac{9}{32} \frac{EA_{splice}b_f^2}{L_v} \quad (4.10)$$

Dans ces équations, L_v est la distance verticale entre les deux premières rangées de boulons de l'épissure (90 mm) et $A_{splice} = b_f t_{splice}$, où b_f est la largeur de l'aile de la colonne et t_{splice} l'épaisseur de la plaque d'épissure.

L'élément `beamWithHinges` fut employé pour modéliser cette pièce puisque l'on s'attend à peu de plastification. Cet élément permet également de réduire le temps de calcul de l'analyse. Il s'agit d'un élément de type poutre élastique avec un comportement inélastique en flexion concentré aux deux extrémités. Sa représentation simplifiée est montrée à la Figure 4.10. Izvernari (2007) a calibré cet élément lors de son étude. Elle a démontré qu'un seul élément ($n_e = 1$) était suffisant et que la rotule plastique pouvait être décrite par une section fibre identique à celle utilisée pour un `nonlinearBeamColumn` (découpée en seize fibres). Pour cet élément, le nombre de points d'intégration par élément (n_i) n'est pas à spécifier. La longueur de la rotule plastique à chaque extrémité de l'élément a été fixée à la profondeur de la membrure, comme suggérer par Izvernari (2007). La partie centrale élastique est fonction des modules du matériel, de l'aire de la section et des moments d'inertie de la membrure. Izvernari a démontré que cet élément représente bien les courbes d'interaction moment/effort axial défini par la norme d'acier CSA-S16.

La Figure 4.11 montre la représentation simplifiée du modèle OpenSees qui a été développée. On y indique le type d'élément utilisé, la localisation des extensions rigides, les ressorts de longueur nulle ainsi que les colonnes de gravité.

4.4 Calibration de l'élément lien

La modélisation de l'élément lien a été décrite en détail à la section 2.1.2. Rappelons que Richards et Uang (2003) proposent de modéliser le lien par une poutre linéaire centrale de la longueur du lien. Cette poutre n'a aucune déformation en cisaillement et possède une rotule flexionnelle à chaque extrémité calibrée de façon à atteindre la plastification à un moment égal au plastique moment probable de la membrure constituant le lien. À chaque extrémité du lien se trouvent également trois

ressorts bilinéaires de longueur nulle qui agissent en parallèle. Ces ressorts servent à reproduire le comportement non linéaire de plastification en cisaillement du lien. Cette modélisation a été utilisée car elle permettait des ajustements par rapport à la rigidité élastique de l'élément proposé par Ramadan et Ghobarah (1995). Le retrait de la plastification multilinéaire en flexion dans ce modèle n'est pas problématique puisque les liens étudiés dans cette étude sont courts. On s'attend par le fait à un comportement inélastique des liens dicté essentiellement par le cisaillement.

La calibration minutieuse des rigidités et valeurs de plastification de ces ressorts est primordiale afin de refléter adéquatement les comportements théorique et expérimental du lien. Ramadan et Ghobarah (1995) ainsi que Richards et Uang (2003) ont proposé leurs valeurs de déformations plastiques ainsi que la rigidité associée à ces déformations en fonction des données expérimentales disponibles lors de leurs études. Notons que Ramadan et Ghobarah ont effectué leur calibration à partir de plusieurs études antérieures, dont celles de Hjelmstad et Popov (1983), Kasai et Popov (1986) ainsi que de Ricles et Popov (1987a). Les calibrations de Richards et Uang (2003) ont été basées sur les travaux de Okazaki et al. (2005).

La calibration utilisée lors de cette étude a également été effectuée en fonction des essais expérimentaux sur les liens isolés d'Okazaki et al. (2005). Un modèle OpenSees incorporant l'élément lien a été développé afin de reproduire leur montage expérimental. Ce montage est montré à la Figure 4.12. La calibration a été effectuée afin de confirmer celle réalisée par Richards et Uang (2003). Onze liens courts des essais ont été sélectionnés pour la calibration, provenant de sections W10x19, W10x33, W10x68, W16x36 et W18x40 formées d'acier de nuance ASTM-A992. Les valeurs uniques de plastification théorique ont été ajustées de façon itérative afin de refléter le comportement expérimental de ces sections. Avant de débiter les itérations, les valeurs de rigidité k_1 à k_4 de la Figure 4.4 ont été fixées à celles utilisées par Richards et Uang, soit : $k_{v1} = 2GA_v/e$, $k_{v2} = 0.03$, $k_{v3} = 0.015$ et $k_{v4} = 0.002$. Après avoir calibré les onze liens, une médiane des valeurs pour les trois plateaux de plastification

a été réalisée pour en arriver à des valeurs finales. Les valeurs arrondies sont de $1.0V_{pr}$, $1.20V_{pr}$ et $1.35V_{pr}$.

Les valeurs de calibration de toutes les études sont présentées au Tableau 4.1. Seule la calibration effectuée par Ramadan et Ghobarah (1995) contient des valeurs concernant la flexion puisque les ressorts flexionnels ont été remplacés par une rotule plastique dans le modèle de Richards et Uang (2003). On remarque dans ce tableau que les valeurs de plastification en cisaillement sont semblables entre les trois études. La différence est surtout due à la nomenclature : Richards et Uang ont noté leurs valeurs selon la résistance nominale ($V_p = \phi 0.55A_v R_y F_y$ où $\phi R_y = 1.0$) tandis qu'elles sont inscrites selon la résistance probable ($V_{pr} = \phi 0.55A_v R_y F_y$ où $\phi R_y = 1.1$) dans les deux autres études. En divisant les valeurs nominales de Richards et Uang par le facteur de limite élastique probable ($R_y = 1.1$), les plateaux de plastification deviennent 1.00 , 1.18 et $1.36V_{pr}$. Ces valeurs sont alors semblables à ceux des deux autres études. La légère différence dans les deuxième et troisième plateaux de plastification provient probablement du type d'acier utilisé lors des expérimentations qui ont servis à faire la calibration. L'acier était du type ASTM-A36 ($F_y = 300$ MPa) pour la calibration de Ramadan et Ghobarah et du type ASTM-A992 ($F_y = 345$ MPa) pour Richards et Uang ainsi que cette étude. En fonction de ces valeurs de déformations plastiques et des rigidités globales k_1 à k_4 , il est possible de définir les caractéristiques individuelles des ressorts afin d'obtenir le comportement global souhaité de la Figure 4.4.

La Figure 4.13 compare les résultats analytiques du modèle de lien avec matériel bilinéaire utilisé lors de cette étude et les résultats expérimentaux de Okazaki et al. pour trois des onze liens analysés. Notons qu'une corrélation similaire est observée pour tous les autres liens. On remarque que la plastification initiale est représentative des expérimentations. Ceci n'est pas surprenant puisque la valeur initiale de plastification a été fixée à $1.0V_{pr}$. Les valeurs maximales en cisaillement correspondent bien aux valeurs expérimentales, mais les valeurs intermédiaires sont

généralement plus faibles. Cette différence est attribuée à la représentation linéaire de l'érouissage entre les trois plateaux de plastification et que cet érouissage est représenté seulement par trois plateaux. Les valeurs intermédiaires de cisaillement entre les plateaux de plastification sont donc sous-estimées par cette représentation linéaire. La corrélation serait sans doute meilleure si le nombre de plateaux modélisés était plus élevé. Cependant, l'utilisation de cette modélisation ne devrait pas avoir d'impact sur la sur-résistance maximale du lien et par le fait même sur les efforts maximums imposés aux autres membrures du CCE.

Afin d'obtenir un comportement plus graduel de la plastification en cisaillement, une seconde modélisation du lien a été développée. Comme expliqué à la section 4.3.2, cette modélisation de lien sur OpenSees se distingue par l'utilisation du matériau Steel02 associé à un seul ressort au lieu des trois ressorts bilinéaires du modèle précédent. Cette modélisation ne peut malheureusement pas être intégrée dans les logiciels ANSR-1 et DRAIN-2DX puisqu'aucun matériau de ce type (modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto) n'est disponible dans ces logiciels. La valeur de plastification initiale a été définie à $1.0V_{pr}$. Les mêmes onze liens des essais d'Okazaki et al ont été réutilisés afin de calibrer les paramètres du matériau Steel02. Après itérations, les paramètres de matériau pour l'élément sont : un ratio d'érouissage cinématique, $b = 0.0045$, des ratios d'érouissage isotropique, $a_1 = a_3 = 0.12$ et $a_2 = a_4 = 7$ et des paramètres qui contrôlent la transition entre les parties élastique et plastique, $R_0 = 22$, $cR_1 = 0.925$ et $cR_2 = 0.15$. Ces valeurs représentent la médiane des paramètres obtenus lors de la calibration des onze liens. On compare à la Figure 4.13 les résultats analytiques de cette nouvelle modélisation de lien aux résultats expérimentaux des liens 1C, 4C et 12-SEV testés par Okazaki et al (2005). On remarque immédiatement que le comportement général est beaucoup mieux reflété par cette modélisation qu'avec celle constituée de ressorts bilinéaires. La transition est plus fluide tout en ayant des valeurs représentatives de cisaillements intermédiaires et extrêmes. Afin d'évaluer l'impact de la modélisation du lien sur le comportement

global du CCE, une étude comparative des deux modélisations est présentée à la section 4.6.

4.5 Considérations supplémentaires communes aux trois logiciels

4.5.1 Masses sismiques et charges de gravité

Les masses sismiques ont été définies à la section 3.2.1 et sont égales à la charge morte (en réduisant le poids des partitions à 0.5 kPa) et 25 % de la surcharge de neige. Celles-ci ont été appliquées horizontalement aux nœuds du contreventement en fonction de la longueur tributaire de ces nœuds sur le cadre. La Figure 4.14 illustre la position des masses sismiques concentrées sur le cadre. On indique également la proportion de la masse de l'étage pour chacun des nœuds, qui est 23.1% pour les nœuds reliant les colonnes (masses m_1 , m_3 et m_5), et de 26.9 % pour les nœuds reliant la diagonale à la poutre (m_2 , m_4 et m_6).

Pour chaque analyse effectuée, deux étapes ont été nécessaires afin d'appliquer les charges aux modèles. En premier lieu, un patron de charge statique a été soumis à chaque nœud du CCE et des colonnes P- Δ afin d'appliquer les charges de gravité sur la structure. Les charges de gravité utilisées selon la combinaison $1.0D+0.5L+0.25S$ (voir section 2.2.2) ont été appliquées directement sur le CCE en fonction de son aire tributaire. De plus, les charges de gravité associées à la moitié de la structure (moins celles reprise directement le CCE) étaient appliquées aux colonnes P- Δ afin de tenir des effets de second ordre. Rappelons que le déplacement horizontal des nœuds des colonnes de gravité a été lié à celui du nœud de la colonne P- Δ pour simuler l'effet de diaphragme rigide du plancher. Une fois l'analyse terminée, les charges de gravité sont considérées comme constantes et le temps est défini à 0.

Ensuite, un second patron de charge temporel, représenté par un mouvement sismique (accélérogramme) a été utilisé afin d'appliquer l'excitation sismique. Ce second patron de charge a été appliqué aux nœuds au sol.

4.5.2 Amortissement

Ricles et Popov (1994) ont démontré que d'introduire de l'amortissement visqueux dans l'élément lien peut entraîner une sur-résistance trop élevée des liens. Ceci implique que des efforts trop élevés sont introduits dans les autres membrures du CCE. En ce sens, ils proposent d'utiliser pour les CCE un amortissement non proportionnel au lieu de l'amortissement de Rayleigh traditionnel. Ceci consiste à introduire que de l'amortissement selon la masse pour l'élément lien tandis que l'amortissement de Rayleigh est appliqué aux autres membrures. L'amortissement de Rayleigh est alors défini comme suit :

$$\underline{C} = c_0 \underline{M} + c_1 \underline{K}^* \quad (4.11)$$

Dans l'équation 4.11, $\underline{M}$ est la matrice de masse et $\underline{K}^*$ la matrice de rigidité initiale, qui inclue toutes les membrures sauf les liens. Les coefficients de masse et de rigidité proportionnels, c_0 et c_1 , peuvent être évalués en imposant un amortissement fixe selon deux modes de vibration. Dans le cadre de cette étude, un amortissement correspondant à 3 % de l'amortissement critique dans le premier et le troisième modes de vibration a été considéré. Ceci est en accord avec les études de Ricles et Popov (1994), Rossi et Lombardo (2007) et Koboevic et Redwood (1997). Les facteurs c_0 et c_1 sont déterminés par les équations suivantes :

$$c_0 = \frac{2\xi}{\omega_a + \omega_b} (\omega_a \omega_b) \quad (4.12)$$

$$c_1 = \frac{2\xi}{\omega_a + \omega_b} \quad (4.13)$$

où ξ est l'amortissement souhaité et ω_a et ω_b sont les fréquences de la structure selon les modes a et b.

4.5.3 Algorithme de résolution et pas de temps

La méthode de résolution choisie pour l'intégration numérique lors de l'analyse temporelle non linéaire est celle de l'accélération moyenne de Newark. Les valeurs des paramètres d'intégration sont donc $\beta = 0.25$, $\gamma = 1/2$ et $\delta = 0$. Cette méthode a l'avantage d'être inconditionnellement stable et ainsi ne causer aucun amortissement numérique.

Le pas de temps lors des analyses temporelles a été fixé au plus petit du pas de temps de l'accélérogramme étudié ou 0.01 s. Les pas de temps des accélérogrammes sélectionnés varient de 0.005 à 0.02 seconde (voir chapitre 5). Des analyses préliminaires ont permis de montrer que de réduire davantage le pas de temps n'affecte pas significativement les résultats. Ceci est appuyé par le fait qu'en général, un pas de temps inférieur ou égal à un dixième de la période correspondante au mode représentatif le plus élevé du bâtiment est suffisant (Léger, 2006). On peut habituellement considérer ce nombre de modes représentatifs égal au nombre d'étages du bâtiment. Dans le cas des bâtiments de trois étages, celui le plus rigide est la structure VCR3 avec une période fondamentale calculée par STAAD Pro de 0.60 seconde et un troisième mode de vibration de 0.17 seconde. Pour les bâtiments de huit étages, la structure la plus rigide est la VCR8 avec une période fondamentale de 1.57 seconde et un huitième mode de vibration de 0.12 seconde. Le pas de temps maximal devrait alors être de 0.012 seconde (0.12/10). Puisque cette valeur est supérieure au plus petit du pas de temps de l'accélérogramme ou 0.01 seconde, le pas de temps utilisé pour les analyses est donc satisfaisant.

4.6 Comparaison des modélisations

Les différentes modélisations ont été comparées en trois étapes : premièrement par la période fondamentale des structures, ensuite par une analyse statique selon les forces de dimensionnement prescrites par le CNBC 2005, et finalement en effectuant des analyses inélastique temporelles.

Le Tableau 4.2 présente la période fondamentale des quatre structures étudiées (VCR3, MTL3, VCR8 et MTL8) selon les quatre logiciels employés (STAAD Pro, ANSR-1, Drain-2DX et OpenSees). Les valeurs des périodes sont très semblables, comme le prouve la différence maximale de 5 % entre deux modèles pour une même structure. Ceci signifie que la prédiction du modèle STAAD Pro, utilisé lors du dimensionnement, est confirmée par les trois autres logiciels.

Une seconde comparaison a été effectuée en appliquant les forces de dimensionnement prescrites par le CNBC 2005 à chacune des structures. Ces forces de cisaillements latéraux et leur distribution en fonction des étages ont été définies à la section 3.2.2. Les efforts et déplacements obtenus dans les membrures ont permis de comparer le comportement élastique des quatre structures. Encore une fois, une très bonne corrélation a été obtenue. En effet, un écart maximal de 5 % a été observé entre les quatre modèles pour les efforts internes. L'écart n'est que de 1.8 % en ce qui concerne le déplacement inter-étage.

Finalement, une comparaison de la réponse inélastique des différents modèles a été effectuée. Cette étude a été réalisée sur le bâtiment VCR3 pour l'ensemble des accélérogrammes, calibrés selon la méthode hybride (voir chapitre 5 pour les caractéristiques et la calibration des accélérogrammes). Les deux analyses présentées dans cette section (accélérogramme W72701 et W65303) sont représentatives de l'ensemble des analyses effectuées. Pour réaliser cette comparaison, le déplacement inter-étage ainsi que le cisaillement, la rotation inélastique et la plastification des liens ont été évalués. La Figure 4.15 illustre le cisaillement obtenu dans le temps pour les différentes modélisations. On remarque que les valeurs sont très semblables peu importe la modélisation et ce pour les trois étages. On remarque toutefois que la modélisation avec ANSR-1 semble donner des valeurs extrêmes légèrement plus élevées que les autres modélisations. Cette différence de cisaillement extrême n'est cependant jamais supérieure à 7 %, ce qui est relativement faible. Ce cisaillement similaire se traduit également à la Figure 4.16, où on montre les périodes de

plastification des liens (c'est à dire lorsque $V_f > V_{pr}$), qui sont semblables pour toutes les modélisations. L'apparition de la plastification est d'une simultanéité presque parfaite entre les modélisations. Le temps de plastification est légèrement plus élevé pour la modélisation sous ANSR-1, mais demeure similaire aux autres modélisations.

Au niveau des critères de déplacement, tels les rotations inélastiques des liens et des déplacements inter-étages, cette similitude est cependant moins bien respectée. Comme on peut le remarquer à la Figure 4.17 et Figure 4.18, qui présentent respectivement les valeurs de rotations des liens et des déplacements inter-étages des différents modèles pour les signaux W72701 et W65303, ces paramètres peuvent différer considérablement entre les modélisations pour un temps donné. Au niveau des rotations des liens, la divergence entre les modèles apparaît habituellement à la suite de l'atteinte de la valeur extrême. Ceci ne pose aucun problème puisque le choix de la membrure et le respect des normes de dimensionnement se font à partir de cette valeur extrême. De plus, après l'atteinte de la valeur extrême en rotation, la tendance est habituellement bien respectée entre les modélisations, mais avec un certain écart qui reste constant dans le temps. Encore une fois, les valeurs obtenues du logiciel ANSR sont souvent à l'extrême. Par contre, l'interprétation est plus ardue au niveau des déplacements inter-étages, car dans ce cas, la valeur maximale est habituellement moins bien définie et peut se reproduire à plusieurs moments lors de l'analyse. En général, la tendance entre les différentes modélisations est similaire même si la modélisation ANSR-1 donne souvent lieu aux valeurs extrêmes. On remarque moins de décalage constant entre les modélisations que pour les déplacements inter-étages.

Il sera démontré au chapitre 6 que cet écart dans les critères de déplacement n'a pas une grande influence sur la réponse de l'ensemble des analyses. C'est la conclusion qui peut être faite à l'aide de la Figure 6.3 et la Figure 6.4, qui indiquent les rotations des liens et les déplacements inter-étages médians pour l'ensemble des analyses effectuées sur le bâtiment VCR3. En effet, on y observe une différence

maximale de 0.015 radians au niveau des rotations des liens et de $0.1 \% h_s$ pour les déplacements inter-étages entre les modélisations affichant les valeurs extrêmes.

Il est intéressant de remarquer que les deux modélisations donnant les réponses les plus similaires sont celles sur OpenSees avec un lien constitué de ressorts bilinéaires et OpenSees avec un lien constitué d'un ressort associé à un matériel Steel02. Les résultats sont semblables même au niveau des déplacements, ce qui laisse croire que le niveau supérieur de modélisation du lien devant être apporté par le matériau Steel02 ne se concrétise pas par un niveau précision significativement plus élevé au niveau des résultats. Ceci peut s'expliquer par le fait que les différences au niveau des efforts de cisaillement intermédiaire obtenues par cette modélisation sont faibles par rapport aux efforts de cisaillement totaux.

Cette comparaison sommaire permet de conclure que les modélisations avec les différents logiciels ont peu d'impact sur la réponse des liens. Lorsque la réponse temporelle est observée pour des analyses distinctes, les critères de déplacement diffèrent cependant beaucoup plus. Par contre, la médiane des valeurs extrême demeure toutefois comparable lorsque ces critères sont évalués pour un grand nombre d'analyses. Les types de modélisation, surtout ceux effectués sur OpenSees, avec l'ensemble des membrures pouvant subir des déformations plastiques, pourrait cependant avoir une importance cruciale si les membrures hors lien entre dans le domaine inélastique. Pour cette raison, les résultats au chapitre 6 porteront principalement sur la modélisation ANSR-1, produisant les valeurs extrêmes, avec des membrures hors lien qui sont élastiques, et la modélisation OpenSees. La modélisation avec Drain-2DX sera moins traitée puisqu'elle est très semblable et n'apporte aucune sophistication supplémentaire par rapport à la modélisation ANSR-1.

4.7 Résumé

Ce chapitre présentait la modélisation qui sera utilisée lors de l'analyse sismique temporelle non linéaire des CCE. Trois logiciels ont été employés : ANSR-1, Drain-

2DX et OpenSees. Les modélisations sur ANSR-1 et Drain-2DX proposent un comportement linéaire des colonnes et des diagonales. Les poutres sont modélisées avec un comportement inélastique possible qui est initié selon une courbe d'interaction moment/effort axial qui ne tient compte que de la résistance de la section, et non du flambement et du déversement de la membrure. Le comportement inélastique est représenté par une loi bilinéaire. Une seule colonne de gravité a été employée afin de modéliser les effets $P-\Delta$. Le comportement multilinéaire de l'élément lien a été modélisé à l'aide de trois ressorts bilinéaires pour la modélisation Drain-2DX (tel qu'expliqué au chapitre 2) et avec l'élément intégré dans le cas de la modélisation ANSR-1. La modélisation Drain-2DX a été principalement utilisée en raison de son fonctionnement sous le système d'exploitation Windows, ce qui n'est pas possible avec la version de ANSR-1 utilisée dans cette étude.

Une modélisation plus raffinée a été développée avec le logiciel OpenSees. Dans ce cas, toutes les membrures peuvent se déformer en régime inélastique, avec possibilité de flambement ou déversement dans le plan du CCE. Cet élément non linéaire est divisé en huit sections sur la longueur de la membrure et ces dernières sont découpées en seize fibres représentées par un comportement d'acier suivant le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto. Un modèle tridimensionnel a été effectué afin de tenir compte de la déformée initiale et du flambement hors plan des diagonales de même que la rotation des plaques de gousset. Une modification du matériel d'acier (par Lamarche et Tremblay, 2008) a permis d'inclure les contraintes résiduelles dans les colonnes du cadre, colonnes qui sont constitués de profilés W. Trois types de colonnes de gravité, soit celles des coins, du périmètre et les colonnes intérieures ont été modélisés avec des épissures à chaque deux étages afin de tenir compte d'une façon de plus réaliste des effets $P-\Delta$. Finalement, deux modélisations de l'élément lien ont été réalisées dans ce logiciel : le même qu'utilisé sur Drain-2DX ainsi qu'une modélisation composée d'un seul élément auquel on a assigné un matériau qui se comporte suivant le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto.

La calibration des ressorts bilinéaire constituant l'élément lien en cisaillement a ensuite été effectuée à l'aide des essais réalisés par Okazaki et al. (2005). La calibration a été comparée à celle utilisée dans l'étude de Ramadan et Ghobarah (1995) ainsi que Richards et Uang (2003). Les trois plateaux de plastification en cisaillement de 1.0 , 1.20 et $1.35V_{pr}$ obtenus sont semblables à ceux employés dans les autres études. Le second modèle de lien réalisé dans OpenSees a ensuite été calibré et comparé à l'autre élément lien. On remarque alors que le comportement isolé du lien est beaucoup mieux reflété par ce second modèle grâce à une transition plus fluide entre les valeurs extrêmes d'efforts de cisaillement. Par contre, il a été démontré par des analyses temporelles inélastiques que le comportement global d'un CCE est peu affecté par cette meilleure représentation du lien. Ceci s'explique principalement par le fait que la différence entre les efforts de cisaillement intermédiaire obtenu est faible par rapport aux efforts de cisaillement totaux.

Pour les analyses, on a convenu d'utiliser un amortissement de Rayleigh non proportionnel de 3 % dans le premier et le troisième modes de vibration. L'algorithme de résolution choisi est celui de Newark, avec accélération moyenne et un pas de temps qui est le minimum de 0.01 seconde ou du pas de temps de l'accélérogramme.

Finalement, une comparaison des périodes fondamentales, du comportement des structures obtenus d'analyses statiques sous les charges sismiques spécifiées par le CNBC 2005 ainsi que par des analyses temporelles non linéaires ont permis de valider chacun des modèles par rapport aux autres. Les périodes fondamentales et le comportement élastique des cadres sont très semblables entre tous les modèles. Les analyses inélastiques montrent que les modélisations avec les différents logiciels ont peu d'impact sur la réponse des liens. Une différence peut être toutefois notable aux niveaux critères de déplacement pour quelques analyses. Par contre, la médiane des valeurs extrême est similaire lorsque ces critères sont évalués pour un grand nombre d'analyses.

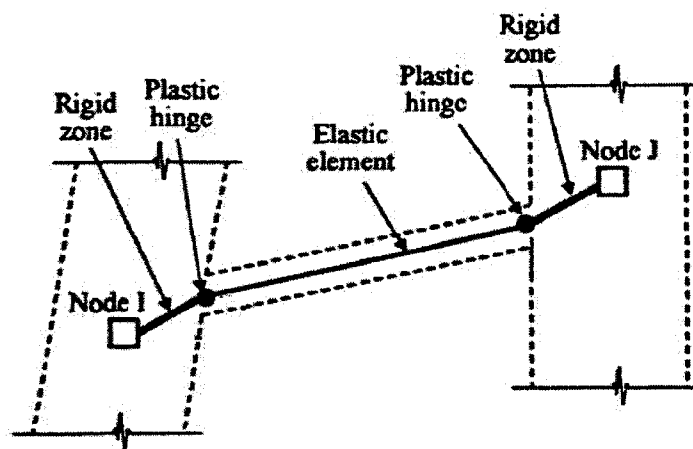


Figure 4.1 Géométrie de l'élément poteau/poutre de ANSR-1 (Powell, 1993)

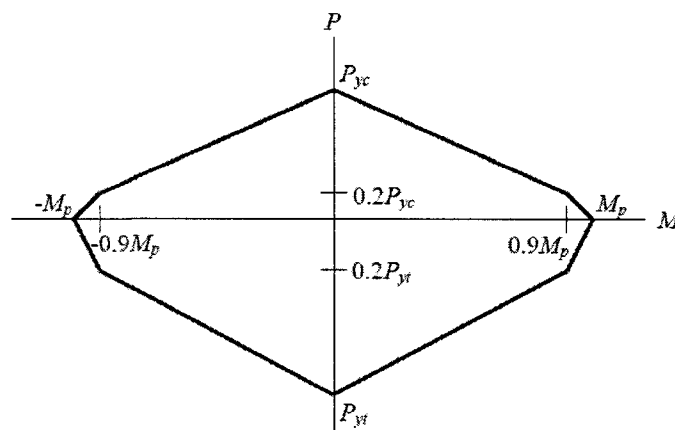
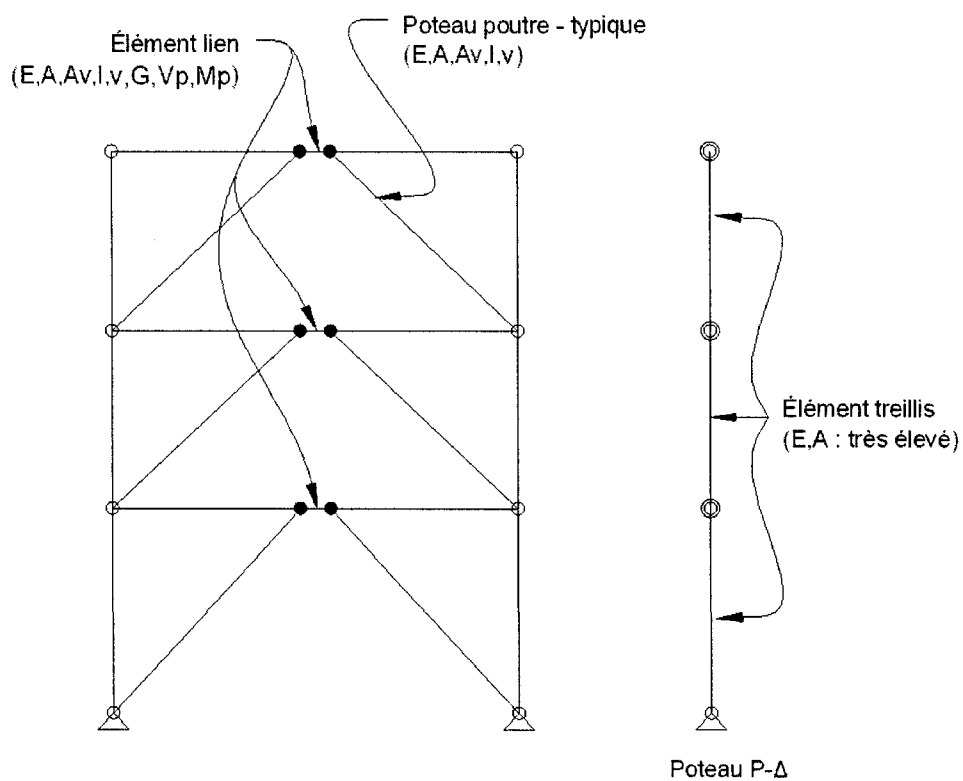


Figure 4.2 Courbe d'interaction pour les éléments poteau/poutre (Powell, 1993)



(• : connexion rigide, ° : connexion rotulée, ⊙ : nœud secondaire)

Figure 4.3 Représentation simplifiée du modèle ANSR-1 pour le cadre de trois étages

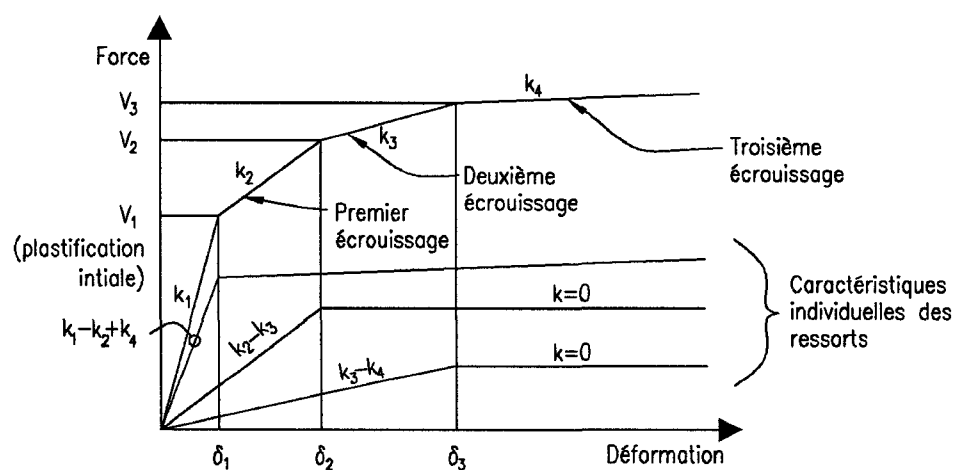


Figure 4.4 Simulation du comportement multilinéaire de l'élément lien
(Ramadan et Ghobarah, 1995)

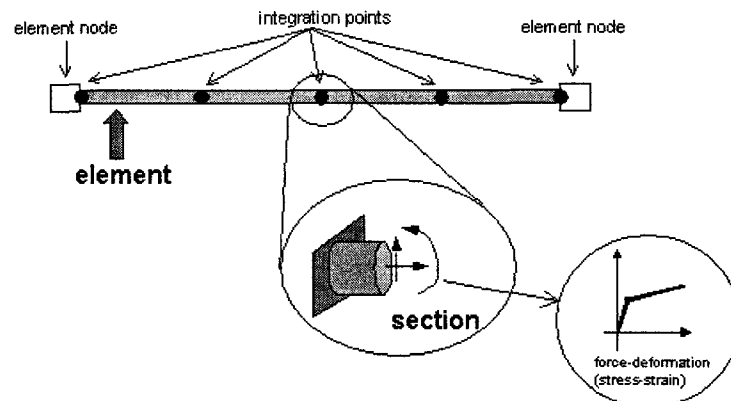


Figure 4.5 Modélisation d'un élément non linéaire (Mazzoni et al. 2007)

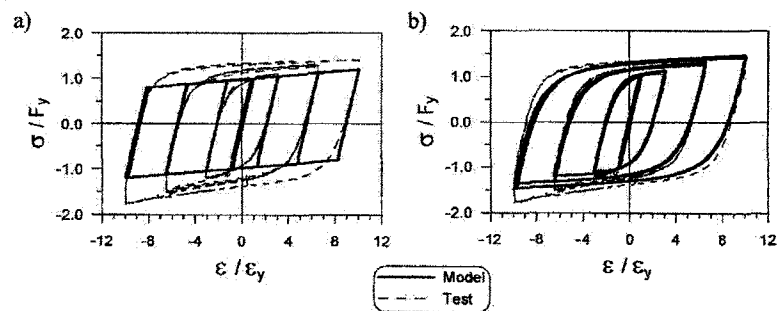


Figure 4.6 Modélisation de matériel acier (Izvernari, 2007)
(a) Modèle bilinéaire (b) Modèle Giuffré-Menegotto-Pinto

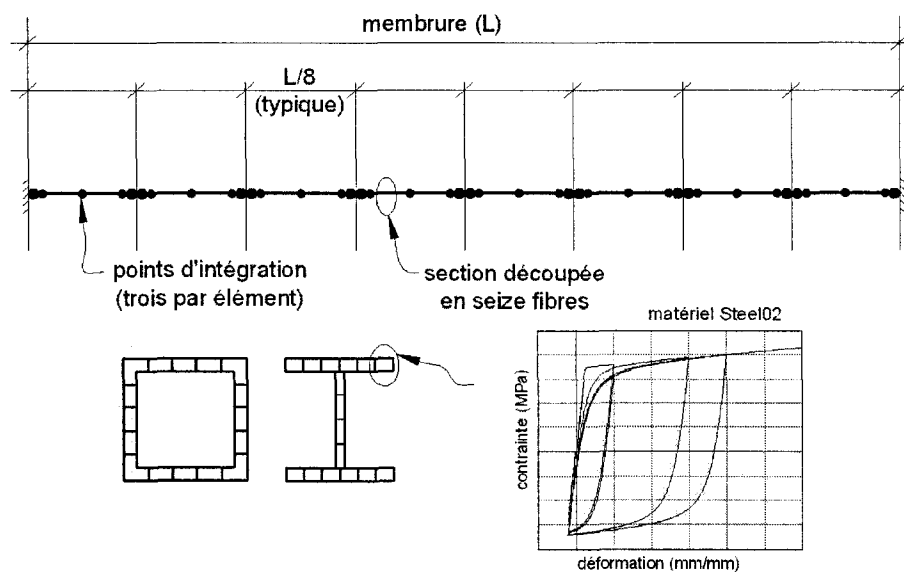


Figure 4.7 Modélisation des éléments nonlinearBeamColumn

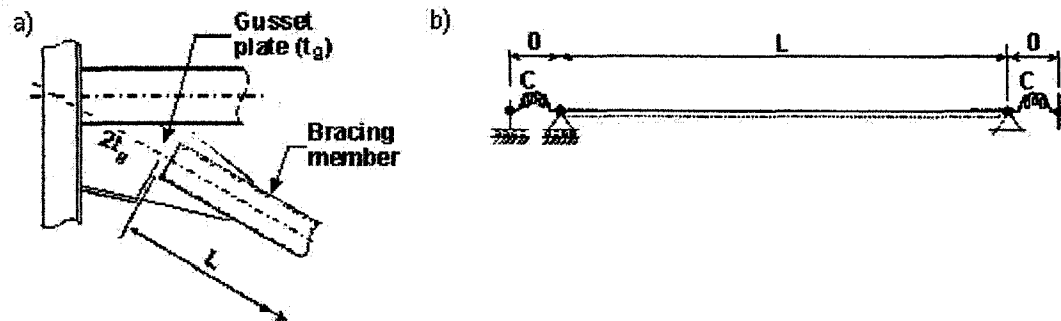


Figure 4.8 Connexion à l'extrémité des diagonales (Izvernari, 2007)
 (a) Connexion de diagonale typique (b) Modélisation de la diagonale avec un ressort rotationnel de longueur nulle

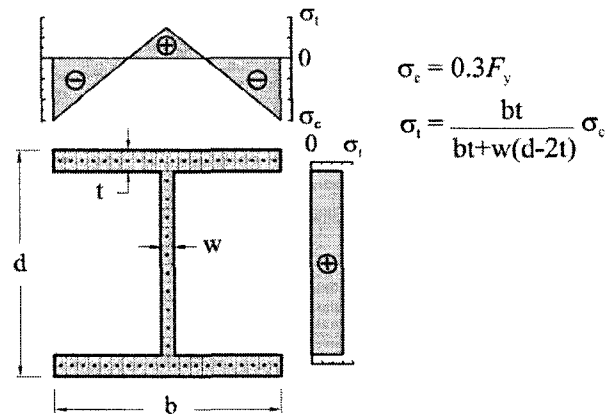


Figure 4.9 Patron de contraintes résiduelles adopté (Lamarche et Tremblay, 2008)

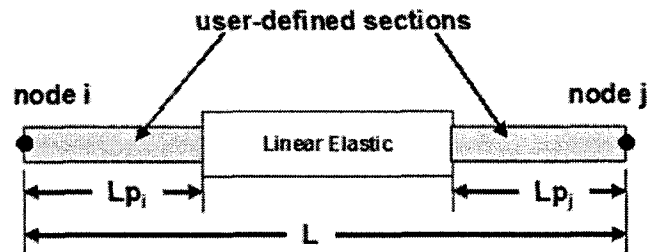


Figure 4.10 Élément beamWithHinges (Mazzoni et al. 2007)

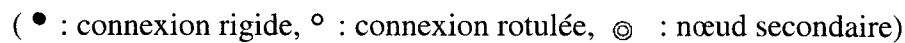


Figure 4.11 Représentation simplifiée du modèle OpenSees pour le cadre de trois étages

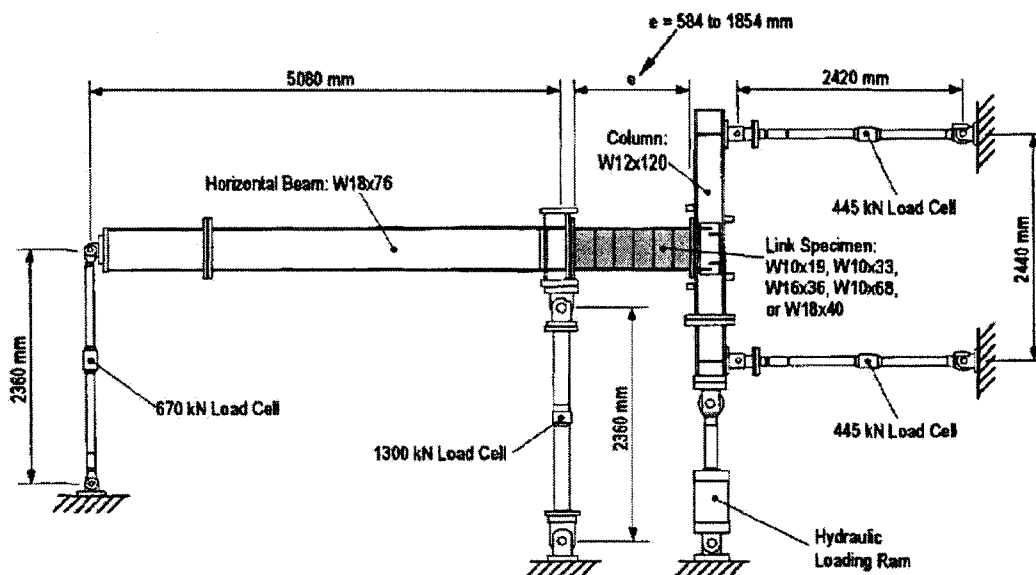
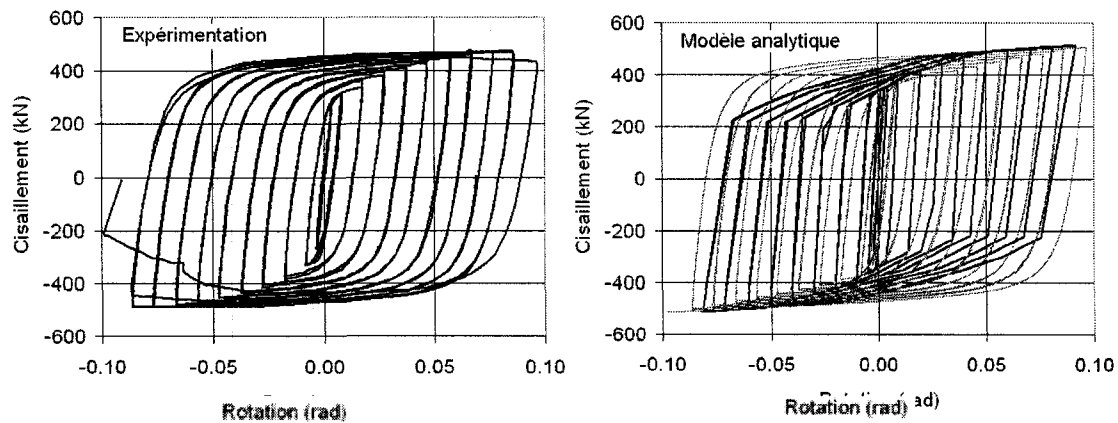
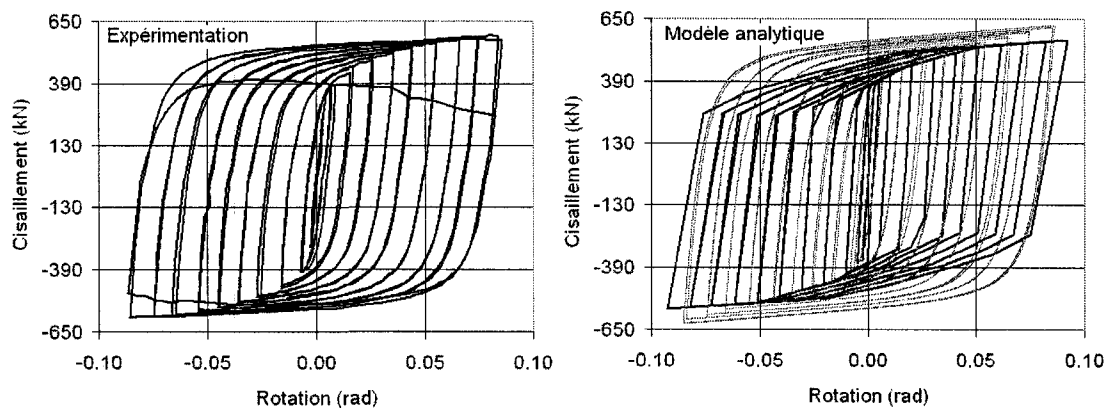


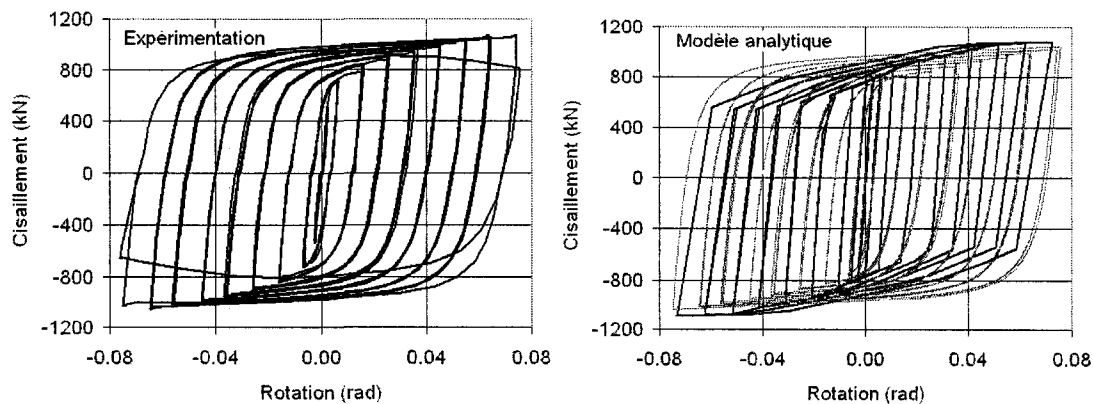
Figure 4.12 Détail du montage réalisé lors des essais de Okazaki et al. (2005)



(a) UTA spécimen 1C



(b) UTA spécimen 4C



(c) UTA spécimen 12-SEV

Figure 4.13 Comparaison des résultats entre les expérimentations réalisées par Okazai et al. (2005) et les modèles théoriques de lien avec matériel bilinéaire (ligne foncée) et avec le matériel Steel02 sur OpenSees (ligne pâle)

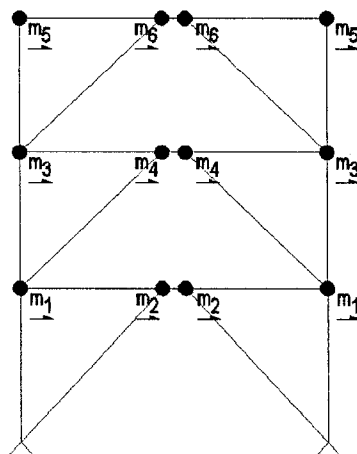


Figure 4.14 Position des masses concentrées pour le bâtiment de 3 étages

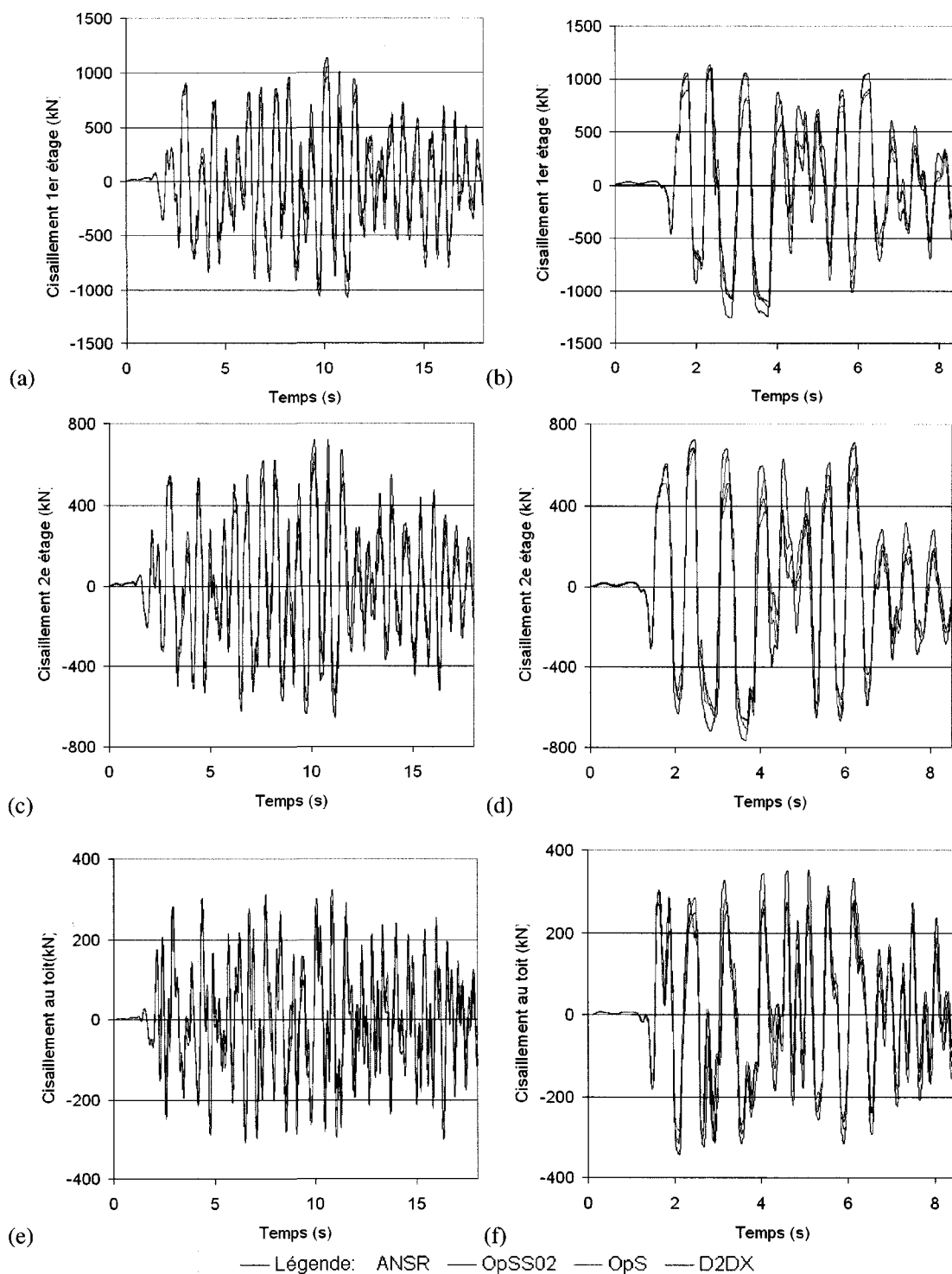


Figure 4.15 Structure VCR3 : cisaillement des liens selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes W72701 (a), (c), (e) et W65303 (b), (d), (f)

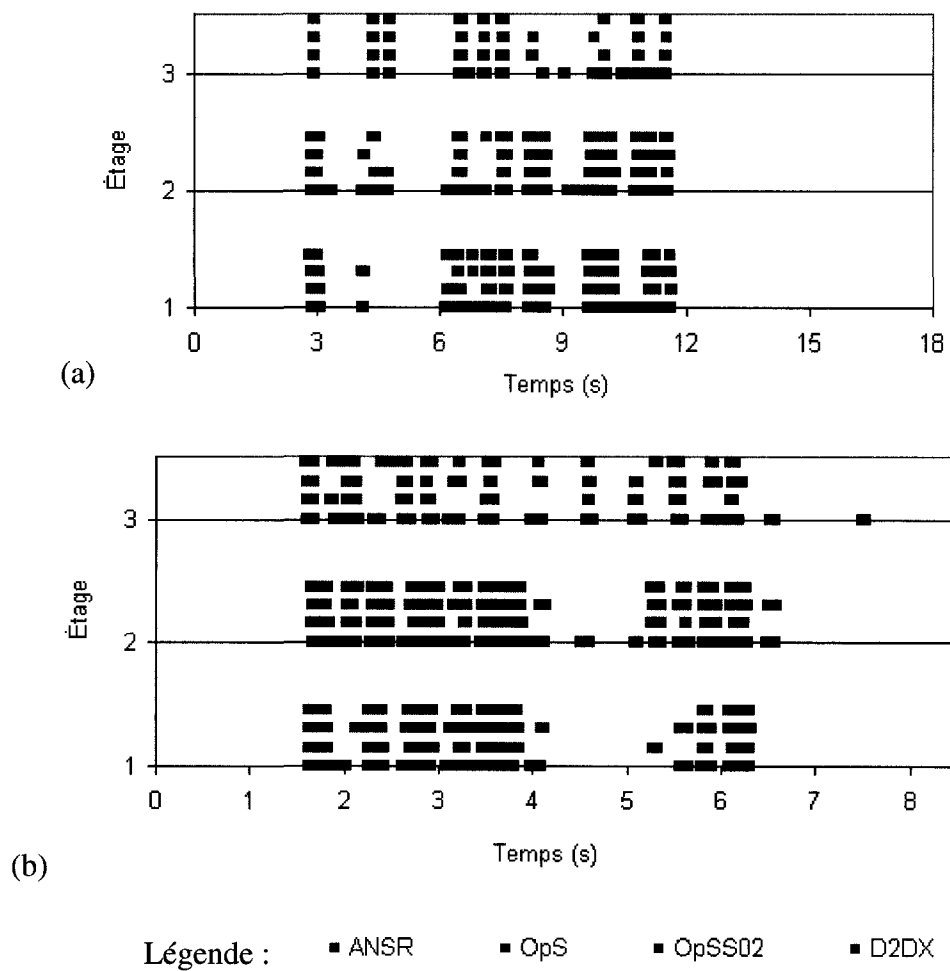


Figure 4.16 Structure VCR3 : plastification des liens selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes (a) W72701 et (b) W65303

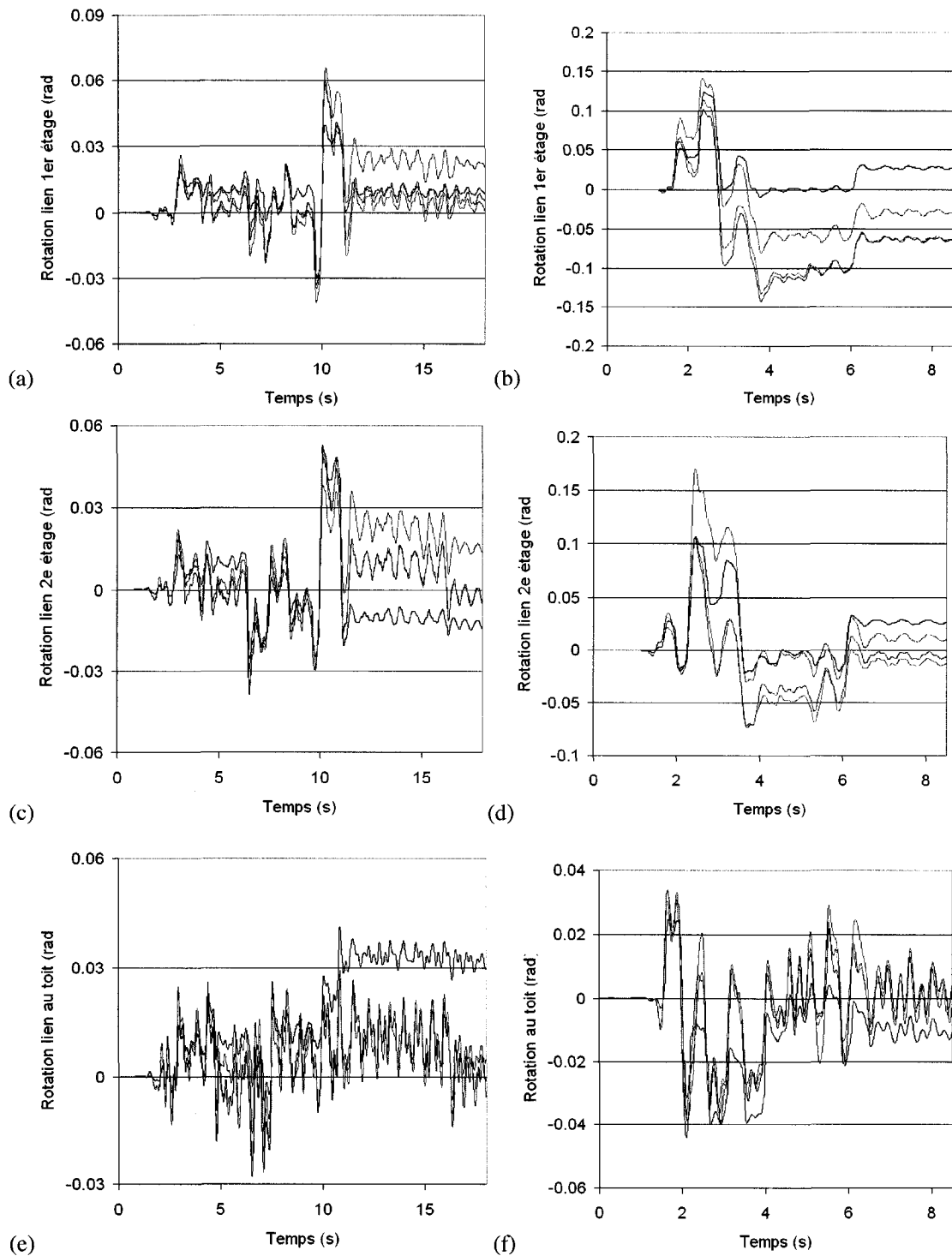


Figure 4.17 Structure VCR3 : rotation inélastique des liens selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes W72701 (a), (c), (e) et W65303 (b), (d), (f)

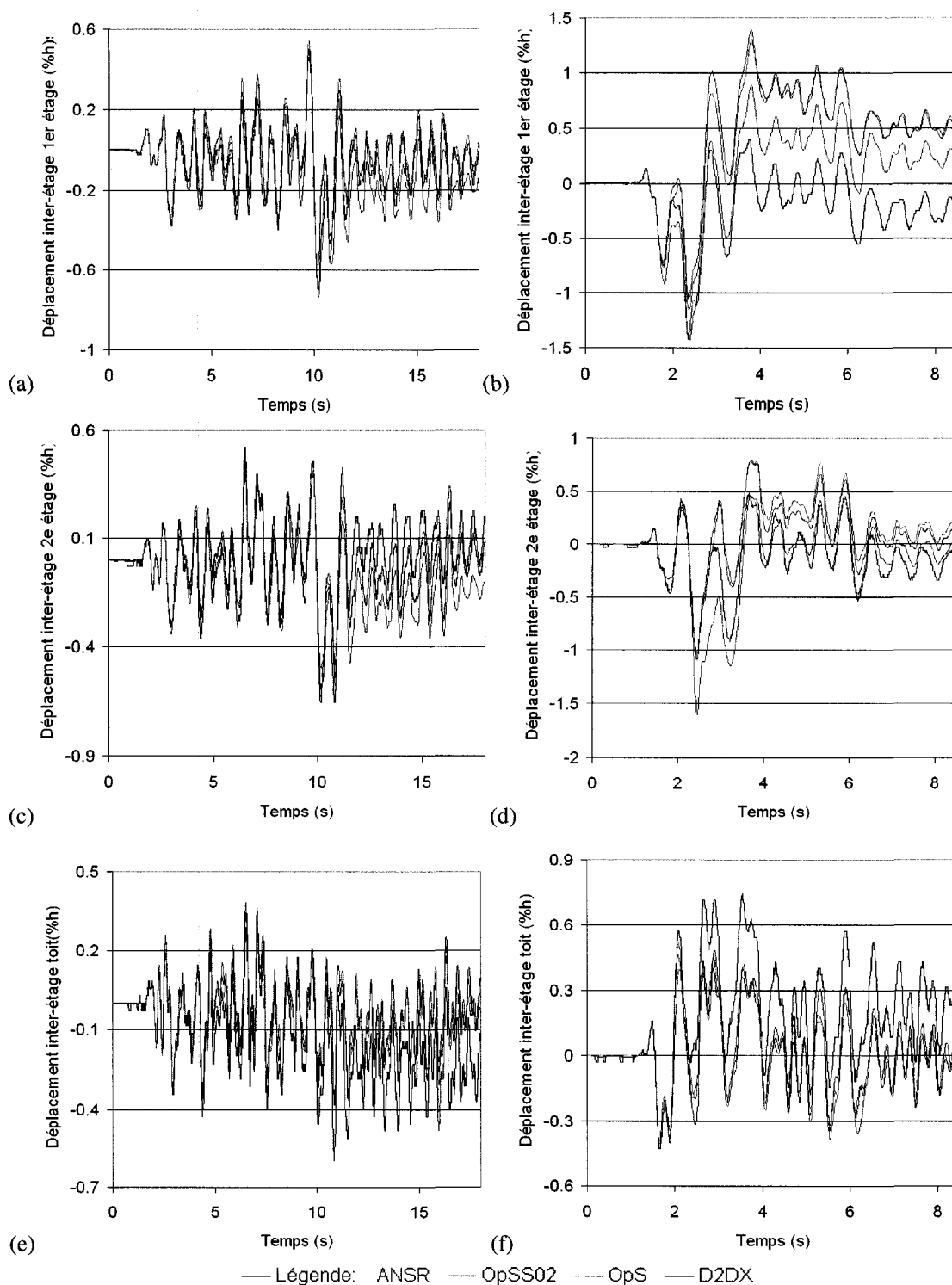


Figure 4.18 Structure VCR3 : déplacement inter-étage selon les différentes modélisations pour les accélérogrammes W72701 (a), (c), (e) et W65303 (b), (d), (f)

Tableau 4.1 Valeurs de calibration de l'élément lien

Modèle	Cisaillement						
	V_1 (V_p)	k_{v1}	V_2 (V_p)	k_{v2}	V_3 (V_p)	k_{v3}	k_{v4}
Ramadan et Ghobarah (1995)	1.00*	GA_v/e	1.26*	$0.03k_{v1}$	1.40*	$0.015 k_{v1}$	$0.002k_{v1}$
Richards et Uang (2003)	$1.10^\dagger$	$2GA_v/e$	$1.30^\dagger$	$0.03k_{v1}$	$1.50^\dagger$	$0.015 k_{v1}$	$0.002k_{v1}$
Cette étude	1.00*	$2GA_v/e$	1.20*	$0.03k_{v1}$	1.35*	$0.015 k_{v1}$	$0.002k_{v1}$
Modèle	Flexion						
	M_1 (M_p)	k_{M1}	M_2 (M_p)	k_{M2}	M_3 (M_p)	k_{M3}	k_{M4}
Ramadan et Ghobarah (1995)	1.00*	$6EI/e$	1.13*	$0.03k_{M1}$	1.20*	$0.015k_{M1}$	$0.002k_{M1}$

* V et M calculés selon sa résistance probable

† V calculé selon sa résistance nominale

Tableau 4.2 Période fondamentale des bâtiments (seconde)

Modèle	Structure			
	MTL3	VCR3	MTL8	VCR8
STAAD Pro	0.78	0.60	2.13	1.57
ANSR-1	0.79	0.61	2.22	1.64
Drain-2DX	0.80	0.62	2.25	1.65
OpenSees	0.79	0.61	2.26	1.66

CHAPITRE 5 - SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES

Ce chapitre décrit la méthodologie utilisée pour choisir et calibrer les accélérogrammes employés lors des analyses. Ceux-ci ont été choisis pour des combinaisons d'intensité (M) et une distance hypocentrale (R) significatives aux efforts selon la décomposition du risque sismique. Les localisations de Montréal et Vancouver ont été choisies lors de cette étude pour leurs activités sismiques typiques de l'est et de l'ouest du Canada, respectivement. Des événements historiques ont été sélectionnés selon leur concordance avec la combinaison M-R appropriée à la ville étudiée. Des accélérogrammes artificiels ont également été choisis afin de combler le manque de données historiques. Ces accélérogrammes ont ensuite été calibrés en fonction du spectre de réponse du CNBC 2005. Une attention particulière a été apportée aux méthodes de calibration afin d'étudier leurs impacts sur la réponse des structures.

5.1 Introduction

La sélection et la calibration des accélérogrammes représentent une des parties les plus importantes de l'étude du comportement structural sous les efforts sismiques. Tous les résultats des analyses et recommandations qui en suivront dépendent directement des séismes utilisés et de leurs intensités. Dans cette optique, les caractéristiques des séismes, dont l'intensité, la durée de l'excitation et la composition des fréquences doivent refléter celles prévues lors du dimensionnement de la structure.

Dans cette étude, le dimensionnement des structures a été effectué selon le CNBC 2005. Dans ce code, on utilise la notion du spectre de péril uniforme (SPU). Ce spectre est unique à chacune des villes du pays et indique l'accélération spectrale en fonction de la période fondamentale d'une structure. Ce spectre a été établi pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, ce qui est plus faible que dans l'édition du CNBC 1995, où elle était de 10 % en 50 ans.

5.2 Sélection des séismes

5.2.1 Critères de sélection des séismes

Le SPU pour une ville donnée représente l'accélération maximale qu'une structure peut subir en fonction de sa période naturelle de vibration. Le SPU est basé sur un ensemble de séismes probables et non pas d'un seul événement. Ceci inclut donc toutes les combinaisons M-R possibles pour un site donné en fonction de la probabilité de retour et de la catégorie de site. Au Canada, les scénarios qui contribuent davantage à la réponse des structures sont principalement les séismes d'une intensité modérée à faible distance hypocentrale et les séismes importants à une distance modérée du site, tel que montré sur la décomposition sismique pour la ville de Montréal à la Figure 5.1 (Halchuk et Adams, 2004; Halchuk et al., 2007). Afin de respecter le SPU des villes à l'étude, Tremblay et Atkinson (2001) proposent de choisir des séismes qui respectent les combinaisons M-R contribuant le plus à l'aléa sismique, tel que montré par la décomposition sismique. Ces combinaisons sont présentées au Tableau 5.1. Afin d'abrégier le contenu, dans ce tableau et le reste du texte, les termes « type MC » et « type IM » seront employés pour signifier respectivement « séisme modéré à courte distance » et « séisme important à distance modérée », qui sont les combinaisons M-R critiques pour les localisations étudiées.

Les séismes choisis doivent également représenter le type de sol caractéristique à la localisation du bâtiment. Dans le cadre de cette étude, nous avons supposé un site de type « C », caractérisé par un sol très dense ou de roche tendre et par une vitesse moyenne des ondes de cisaillement, V_s , comprise entre 360 et 760 m/s pour la couche supérieure de 30 m d'épaisseur. De plus, les stations d'enregistrement devaient être préférablement au sol et non dans un bâtiment.

La sélection des accélérographes a donc été effectuée en fonction des conditions énoncées ci-haut. De plus, afin de ne pas avoir des séismes non calibrés

d'intensité trop différente par rapport au SPU de référence, la calibration devait se faire avec un facteur dans la plage de ± 3.0 .

5.2.2 Quantité de séismes à sélectionner

Afin d'avoir une conception adéquate par la méthode dynamique temporelle, FEMA-350 (2000) recommande au minimum trois signaux si la réponse maximale est utilisée et un minimum de sept signaux si l'on désire utiliser la médiane ou la moyenne des résultats. Ce nombre minimal tient compte de la variabilité physique des mouvements sismiques ainsi que de la sensibilité du calcul de la réponse selon ces signaux. Le CNBC 2005 se base essentiellement sur cette référence et propose donc d'utiliser ce nombre de signaux afin d'effectuer les statistiques sur la réponse des structures. La plupart des résultats présentés au chapitre 6 affiche également le 84^e pourcentile afin d'étudier la dispersion des résultats.

5.3 Choix des séismes

5.3.1 Ouest du Canada (Vancouver)

Un total de dix accélérogrammes historiques et quatorze accélérogrammes artificiels ont été sélectionnés pour la ville de Vancouver. Le nombre total de signaux est plus élevé que le nombre recommandé par FEMA-350 (2000) afin d'utiliser la valeur médiane des résultats. Il est donc possible d'utiliser cette statistique sans souci lors de l'interprétation des résultats. La répartition des signaux historiques est la suivante : cinq accélérogrammes historiques reflétant la combinaison de type MC et de type IM.

Puisque le nombre de séismes historiques compatibles était relativement important, une attention particulière a été apportée afin de sélectionner des signaux comportant des caractéristiques non similaires. Cependant, puisque la majorité de ces enregistrements sont localisés sur la côte ouest-américaine, où les caractéristiques des séismes sont similaires mais non identiques au Canada, l'emploi d'accélérogrammes artificiels s'avère fort intéressant. Les quatorze séismes artificiels utilisés proviennent

des travaux de Tremblay et Atkinson (2001), dans lesquels plusieurs séries d'accélérogrammes sont proposées en fonction des combinaisons M-R significatives pour certaines villes du Canada. Quatre signaux de type MC et de type IM ont été sélectionnés. De plus, afin de regarder l'effet de d'autres combinaisons sismiques significatives sur la réponse des structures, deux séismes de chaque combinaison suivante ont été considérés : intensité (M) 6.0, distance épacentrale (R) 20 km; M = 6.5, R = 50 km et M = 7.2, R = 30 km. Il est à noter que ces signaux artificiels ont été développés pour un SPU d'une récurrence de 2 % en 50 ans sur un sol de type C.

Les caractéristiques des séismes artificiels et historiques pour la ville de Vancouver sont présentées respectivement au Tableau 5.2 et au Tableau 5.3. Le PGA non calibré des signaux varie de 0.167 à 0.936 g pour les signaux artificiels et de 0.135 à 0.568 g pour les signaux historiques. Les signaux historiques ont été sélectionnés par Izvernari (2007). Ces enregistrements ont été puisés de la base de données du Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) et proviennent des événements de Morgan Hill (1984), Northridge (1994), Cape Mendocino (1992), Loma Prieta (1989), West Washington (1949) et Landers (1992). Comme il sera discuté plus en détail à la section 5.6, les signaux de l'ouest du Canada ont comme caractéristiques principales un contenu fréquentiel dominant plutôt bas ainsi qu'un rapport a_{max}/v_{max} habituellement inférieur à 1.20, où a_{max} et v_{max} sont respectivement l'accélération et la vitesse maximales du signal. Les signaux artificiels comprennent les 10 mouvements sismiques sélectionnés par Izvernari (2007) auxquels on a ajouté 4 autres accélérogrammes : deux mouvements sismiques produits par un séisme M6.5 à 30 km et deux mouvements sismiques produits par un séisme M7.2 à 70 km

5.3.2 Est du Canada (Montréal)

La ville de Montréal se situe dans le Bouclier canadien, une zone sismique particulière, entre autres par l'intensité des secousses et le contenu fréquentiel très riche en haute fréquence. Pour ces raisons, seules les données relatives au Bouclier canadien sont applicables pour représenter les futures secousses à se produire dans la

région de Montréal (Tremblay et Atkinson, 2001). Malheureusement, très peu d'enregistrements historiques pertinents d'une intensité significative sont disponibles. Les plus fréquemment cités sont ceux du Saguenay en 1988 ($M = 5.9$) et de Nahanni en 1985 ($M = 6.9$). Ce dernier enregistrement est valide même cette région se situe très loin de Montréal, car elle est située à l'intérieur du bouclier canadien. On classe habituellement cette zone comme un site de type « B », caractérisé par un sol composé de roche et par une vitesse moyenne des ondes de cisaillement, V_s , comprise entre 760 et 1500 m/s.

En plus d'être en nombre limité, ces enregistrements sont faussés par la lecture des accéléromètres employés lors de ces séismes Izvernari (2007). Contrairement aux instruments utilisés en Californie, ceux utilisés lors des événements canadiens possédaient une période de coupure, c'est-à-dire une période à partir de laquelle les signaux ne sont plus captés et sont considérés comme étant du bruit. Cette période de coupure débute entre 0.5 et 1.0 seconde, selon les enregistrements. Ceci implique donc que les structures ayant une période fondamentale supérieure à celle de la coupure ne seront pas sollicitées par ce mode de vibration, ce qui fausse évidemment la réponse des structures. Ceci est problématique dans notre cas puisque les structures étudiées pour Montréal ont une période fondamentale de 0.8 seconde pour la structure de trois étages et de 2.13 pour celles de huit étages.

Pour ces raisons, aucun enregistrement historique n'a été employé pour la ville de Montréal. Par contre, tout comme pour Vancouver, quatorze enregistrements artificiels ont été choisis, provenant également des travaux de Tremblay et Atkinson (2001). En plus des quatre séismes de type MC et IM, deux séismes de $M = 6.5$, $R = 50$ km ; $M = 7.0$, $R = 70$ km et $M = 7.0$, $R = 100$ km ont été sélectionnés. Les caractéristiques des séismes sélectionnés sont présentées au Tableau 5.4. Le PGA non calibré de ceux signaux varie de 0.243 à 0.632 g. Comme il sera discuté à la section

5.6, les séismes de l'est du Canada sont habituellement caractérisés par un contenu riche en hautes fréquences ainsi qu'un rapport a_{max}/v_{max} supérieur à 1.20.

5.4 Étalonnage des séismes

Une attention particulière a été portée lors de l'étalonnage des séismes, car l'intensité des mouvements sismiques a une répercussion directe sur le comportement des structures. Le but premier de l'étalonnage d'un signal est d'obtenir un niveau de sollicitation conforme aux exigences du CNBC 2005. Le moyen le plus simple d'y parvenir est d'ajuster les signaux par rapport au SPU utilisé lors du dimensionnement pour chacune des villes étudiées. Les SPU pour les villes considérées lors de cette étude ont été présentés au Tableau 3.2. Notons que ceux-ci sont valides pour un amortissement de 5% et un sol de type « C ». Les valeurs de période intermédiaire sont déterminées par interpolation linéaire.

Quatre méthodes distinctes d'étalonnage ont été étudiées lors de ces travaux. Celles-ci ont été appliquées et analysées par rapport aux séismes V11 à V20. L'aspect commun de toutes ces méthodes est que l'étalonnage se fait par un facteur unique, c'est-à-dire que tous les points de l'accélérogramme sont multipliés par cette valeur constante.

5.4.1 Méthode subjective

La première méthode est principalement subjective, où le facteur d'étalonnage est obtenu par une observation visuelle du spectre de réponse obtenue de l'accélérogramme par rapport à celui du CNBC. La plage de période prise pour la calibration peut être totale ou ne seulement tenir compte que d'une certaine plage de fréquences. En général, la calibration est effectuée afin que le spectre épouse le mieux celui de référence. Par contre, dans certains cas, on ajuste ensuite légèrement le facteur afin de ne pas avoir des divergences importantes dans les courtes fréquences, là où l'on observe généralement un écart plus grand entre les spectres. Ceci a par contre comme conséquence de s'éloigner du spectre de référence dans les longues

périodes. Cette méthode a comme avantage d'être simple d'utilisation. Par contre, comme aucun critère fixe n'est établi, l'ajustement dépend grandement de l'utilisateur et n'a aucune base théorique.

5.4.2 Méthode d'intensité des aires du spectre d'accélération

Une seconde méthode analysée est celle de l'intensité des aires du spectre d'accélération (SI_a). Le principe est d'obtenir, sur une plage de période déterminée au préalable, une aire identique sous le spectre d'accélération de l'accélérogramme et celui du SPU du CNBC. L'intégration numérique des spectres peut se faire à l'aide d'un tableur. Puisqu'un seul facteur est utilisé pour l'ensemble des données, la valeur du facteur d'étalonnage s'effectue en une seule itération. Dans le cadre de ce projet, deux plages de périodes identiques pour tous les séismes ont été examinées : de 0.5 à 4.0 secondes et de 0.25 à 4.0 secondes. La deuxième plage de période a été sélectionnée afin d'étudier l'effet des pics d'accélérations des enregistrements historiques dans les très courtes périodes. Cette méthode a l'avantage d'être plus structurée et donc d'obtenir des facteurs constants peu importe l'utilisateur. Elle uniformise également l'intensité totale entre tous les séismes. Cependant, elle ne tient pas compte de la tendance dans les données. Par exemple, le facteur d'étalonnage peut être faussé si l'écart entre les deux spectres est important sur seulement une courte plage de période. Dans ce cas, un jugement devrait être apporté afin de décider si l'on doit ignorer ou non cette plage.

5.4.3 Méthode de Schiff

La procédure de Schiff (1988) a également été étudiée. Cette méthode a la particularité de se faire en fonction d'un groupe d'accélérogrammes. Il faut donc bien choisir les accélérogrammes avant de débiter cette méthode, car un changement nous oblige à recommencer la calibration. Les facteurs d'étalonnage pour cette méthode sont présentés au Tableau 5.5. La première étape est de normaliser les signaux afin d'obtenir une intensité des aires du spectre de vitesse (SI_v) identique. La plage de

périodes sélectionnée a été de 0.5 à 4.0 s. Le premier facteur, F_1 , est déterminé en divisant chaque signal par le maximum des SI_v du groupe. Les facteurs résultants sont présentés à la colonne (2) du Tableau 5.5. En normalisant par F_1 , l'écart entre les spectres élastiques des différents signaux est réduit selon les plages des moyennes et longues périodes.

La seconde étape consiste à déterminer un facteur unique, F_2 , afin de rendre la totalité des signaux compatibles au spectre du CNBC. Ce facteur est obtenu en divisant le SI_u du CNBC par la moyenne du SI_u des données historiques calibrées par le facteur F_1 . Cette valeur a été calculée pour la plage de périodes de 0.25 à 0.5 s, ce qui correspond à la région du spectre où l'accélération caractérise le mieux les signaux. Finalement, le facteur d'étalonnage final est obtenu en multipliant F_1 par F_2 , ce qui donne donc un facteur unique à chaque signal tout en étant dépendant des autres. La valeur de F_2 ainsi que F_1F_2 sont présentées à la colonne (5) et (6) du Tableau 5.5.

Cette méthode a l'avantage de tenir compte des régions caractéristiques des signaux. En effet, la calibration selon le spectre de vitesse est faite pour des périodes supérieures à 0.5 seconde, et ensuite par le spectre d'accélération pour les périodes inférieures à 0.5 seconde. Schiff a démontré que les signaux sont plus sensibles à la vitesse pour les périodes plus élevées que 0.5 seconde et à l'accélération pour les périodes inférieures à 0.5 seconde. Puisque les périodes fondamentales des structures sont supérieures à 0.5 seconde, il est donc avantageux d'effectuer une partie de la calibration selon le spectre de vitesse. Quoique rigoureuse, cette méthode a le désavantage d'être dépendante du groupe d'accélérogrammes choisi. Par exemple, pour la comparaison lors de cette étude, les 10 signaux historiques de la ville de Vancouver ont été sélectionnés. Afin de regarder l'effet de la sélection des signaux, trois analyses ont été faites : le groupe 1 formé des signaux de type MC (V10 à V15, 5 au total), le groupe 2 formé des signaux de type IM (V16 à V20, 5 au total) et finalement le groupe 3 formé de tous les signaux (V10 à V20, 10 au total). La colonne

(6) du Tableau 5.5 indique les valeurs d'étalonnage F_1F_2 pour les trois groupes étudiés. On remarque que la valeur moyenne du facteur F_1F_2 est environ 15 % plus élevé pour le groupe 1 et environ 20 % plus faible pour le groupe 2 par rapport au groupe 3. Il est donc important de faire un choix judicieux des signaux à utiliser lors de l'étalonnage. Nous allons voir plus loin qu'aucun des trois groupes formés ne permet de se rapprocher des autres méthodes pour l'ensemble des accélérogrammes. L'effet d'un signal qui diffère des autres selon ses caractéristiques entraîne une modification significative pour tous les autres signaux.

5.4.4 Méthode hybride

La dernière méthode analysée a été développée lors de cette étude. Elle représente une approche hybride entre une démarche subjective et l'intensité des aires du spectre d'accélération, où la plage de période de calibration est variable. Les principes sont les suivants :

- a) Pour les séismes de type MC, l'étalonnage doit se faire dans les courtes périodes. Cependant, on néglige les périodes inférieures à 0.20 seconde, où le SPU du CNBC est représenté par un plateau conservateur. Pour les séismes de type IM, l'étalonnage doit se faire pour des périodes supérieures ou égales à 1.0 seconde.
- b) Pour les séismes de type MC, la plage de calibration doit être d'au moins 0.7 seconde. Elle doit être d'au moins 1.5 seconde pour les séismes de type IM.
- c) Dans la plage de périodes considérée, il ne faut pas avoir une différence de SI_a de plus de 5 % entre le signal et le SPU.
- d) Dans la plage de périodes considérée, aucune valeur d'accélération spectrale calibrée ne peut être différente du SPU par plus de 40 %.
- e) La différence entre les écarts maximums doit être semblable, en valeur absolue, dans la plage considérée. On cherche donc à obtenir :

$$(Sa_{\text{(signal)}}/Sa_{\text{(CNBC)}})_{\text{max}} \approx 1/(Sa_{\text{(CNBC)}}/Sa_{\text{(signal)}})_{\text{min}} \quad (5.1)$$

Cette méthode a l'avantage de proposer une alternative entre une procédure totalement subjective et une approche trop rigide comme celle basée sur l'intensité des aires d'accélération. La part de jugement de l'utilisateur se situe au niveau du choix de la plage d'étalonnage. On choisit habituellement l'endroit où les spectres sont le plus semblable en fonction des conditions (a) et (b). Ensuite, le facteur d'étalonnage est obtenu en suivant les conditions (c) à (e). Il est donc possible d'ignorer certaines parties du spectre qui diffèrent du CNBC et pouvant être non pertinentes lors de l'étalonnage. De plus, les conditions (a) et (b) ciblent les parties du spectre qui caractérisent davantage les différentes combinaisons M-R. On sait par exemple que les séismes de type MC dominant le spectre pour les courtes périodes, ce qui est le contraire pour ceux de type IM. Notons que le choix de la plage de période pour la calibration est complètement indépendant entre les signaux. Les données relatives à la calibration des séismes historiques de Vancouver selon la méthode hybride sont présentées au Tableau 5.6.

À titre indicatif, la Figure 5.2 montre respectivement les spectres obtenus selon les différents facteurs d'étalonnage pour le séisme V19. Ces facteurs varient de 1.45 à 2.09 selon les méthodes de calibration, ce qui explique l'écart important entre les spectres obtenus. Une étude plus approfondie sur la variabilité de ces facteurs est donc nécessaire afin de voir son impact sur le comportement des structures à analyser.

5.5 Comparaison des facteurs d'étalonnage

Le Tableau 5.7 présente un résumé des facteurs de calibration pour les dix séismes historiques de Vancouver (V10 à V20). Des informations intéressantes peuvent être lues de ce tableau. Premièrement, on voit que la méthode subjective donne majoritairement des facteurs inférieurs aux autres méthodes. Les facteurs de la méthode subjective proviennent de Izvernari (2007). L'interprétation de l'utilisateur peut être la cause de cette tendance. De plus, si la calibration est faite en fonction des

périodes extrêmes d'accélération, on sous-estime nécessairement les autres valeurs. La plage de périodes sélectionnée pour l'intensité des aires d'accélération (0.25-4 s et 0.5-4 s) modifie légèrement le facteur d'étalonnage. L'écart des facteurs de calibration obtenue entre les deux variantes sont d'au plus 10 %, tout en ayant une moyenne pratiquement identique pour l'ensemble des dix séismes. On peut donc en conclure que l'effet des accélérations des très courtes périodes a peu d'influence sur la calibration des signaux. Cependant, comme dit précédemment, le choix du groupe de signaux lors de l'application de la méthode Schiff a un impact beaucoup plus significatif sur les résultats. Les valeurs de calibration obtenues du groupe 1 (V10 à V15) se rapprochent davantage des autres méthodes qu'en utilisant le groupe 3 (V10 à V20). Cependant, pour le groupe 2 (V16 à V20), la situation est inverse : on s'éloigne davantage des autres méthodes qu'en utilisant les facteurs de calibration du groupe 3. Il devient donc difficile de statuer sur la méthode à employer pour regrouper les signaux. Finalement, la méthode hybride se compare très bien avec celle de l'intensité d'accélération. Elle affiche une valeur de calibration extrême (minimale ou maximale) à deux occasions par rapport aux autres méthodes, comparativement à six pour la méthode subjective, une pour la méthode SIa et onze pour les différentes versions de Schiff.

Afin d'étudier quantitativement l'effet des facteurs d'étalonnage, la structure VCR3, présentée au chapitre 3, a été analysée avec le modèle développé avec ANSR-1. Une analyse a été effectuée pour chacun des facteurs d'étalonnage des séismes V15 et V19. Les résultats concernant la rotation inélastique (γ) et le cisaillement (V) des liens, le cisaillement à la base ainsi que la flèche au toit sont présentés au Tableau 5.8. Ces résultats montrent très bien la sensibilité concernant les déplacements. Par exemple, pour le signal V15, la valeur de γ_1 avec le groupe 3 de la méthode Schiff est 6.12 fois plus élevé qu'avec la méthode subjective. Cet écart est beaucoup plus élevé que l'écart entre les deux facteurs de calibration, qui est de 90 %. La tendance est similaire pour γ_2 , γ_3 , ainsi que le déplacement au toit. Cependant, la variation est

beaucoup plus faible au niveau des efforts, où l'écart le plus grand dans un même lien est de 22 %. On obtient un écart similaire pour le cisaillement à la base, soit 17 %, ce qui est nettement inférieur à l'écart de 90 % entre les deux facteurs d'étalonnage. Les conclusions sont les mêmes pour le séisme V19, où l'écart entre les deux facteurs d'étalonnage extrême, qui est de 39 %, est de beaucoup supérieur à l'écart maximal au niveau des forces (9 % pour V_1), mais inférieur en ce qui concerne les déplacements (271 % pour γ_1).

Cette étude paramétrique montre bien l'extrême sensibilité des critères de déplacement par rapport à la méthode d'étalonnage choisie. Les niveaux d'efforts sont par contre beaucoup plus stables. Comme le but principal de cette étude est d'évaluer le comportement global des CCE, une étude particulière des déplacements doit être réalisée. En ce sens, la méthode de calibration des accélérogrammes joue un rôle de premier plan dans les résultats obtenus.

La méthode Schiff a été écartée, car elle provoque systématiquement des déplacements plus élevés que l'ensemble des autres procédures. Puisque la méthode hybride représente un compromis entre la subjectivité et l'application de principes physiques comme l'intensité des aires d'accélération, tout en obtenant régulièrement des résultats dans la moyenne des autres méthodes, elle a été choisie pour la réalisation des études finales.

5.6 Caractéristiques des séismes

Les précédentes sections ont démontré que la méthode hybride est appropriée pour faire l'étalonnage des séismes. Pour les séismes artificiels correspondant aux combinaisons sismiques du Tableau 5.1, Tremblay et Atkinson (2001) proposent leurs propres facteurs. Ceux-ci ont donc été utilisés à la place du facteur obtenu à l'aide de la méthode hybride. Dans tous les cas, les facteurs proposés par Tremblay et Atkinson sont près des valeurs obtenues par la méthode hybride.

Le Tableau 5.9 indique les facteurs de calibration et les caractéristiques de tous les séismes calibrés. Ces caractéristiques incluent le PGA et son temps d'apparition ainsi que la période prédominante.

Une des caractéristiques principales d'un séisme est son accélération maximale (PGA). Le CNBC 2005 indique une valeur de 0.43 g pour la ville de Montréal et de 0.46 g pour la ville de Vancouver. La valeur calibrée obtenue pour les signaux calibrés est cependant un peu plus faible. En effet, les signaux historiques de Vancouver ont en moyenne un PGA de 0.35 g, tandis qu'il est de 0.37 g pour les signaux artificiels. Pour les signaux de Montréal, le PGA moyen atteint 0.33 g. Lors de cette étude, on a remarqué que le temps où est observé le PGA influence la réponse des structures. En général, plus l'apparition du PGA, plus la réponse de la structure est marquée. En ce sens, une attention particulière devra être portée au signal V14, qui est le seul pour lequel le PGA est observé sous le dixième du temps total. En moyenne, l'accélération maximale se produit à 27.1 % du temps total du signal avec un écart type de 11 %.

Pour les séismes sélectionnés, la période prédominante est en moyenne de 0.26 seconde pour les séismes de Vancouver tandis qu'elle est de 0.13 seconde pour ceux de Montréal. Le contenu fréquentiel correspond à ce qui est généralement observé, soit que la période prédominante pour les séismes de l'est est plus courte que pour ceux de l'ouest de l'Amérique. Il est à noter que les périodes prédominantes sont généralement plus élevées pour les signaux historiques que pour les signaux artificiels. Le rapport a_{max}/v_{max} est également représentatif selon les régions : il est en moyenne de 1.04 pour les séismes historiques de Vancouver, 0.90 pour les séismes artificiels de Vancouver et de 2.21 pour les signaux artificiels de Montréal. Ce rapport a_{max}/v_{max} est habituellement considéré faible ou modéré lorsque le rapport est inférieur à 1.20, ce qui est caractéristique des séismes des régions de l'ouest de l'Amérique du Nord, et élevé pour une valeur supérieure à 1.20, caractéristique des séismes de l'est de l'Amérique du Nord.

Les Figure 5.3 à Figure 5.6 présentent les spectres calibrés par la méthode hybride pour les séismes historiques et artificiels de Vancouver. Finalement, la Figure 5.7 et Figure 5.8 montrent les séismes artificiels calibrés pour la ville de Montréal.

5.7 Résumé

Ce chapitre traitait du choix et de la calibration des accélérogrammes qui seront utilisés lors des analyses temporelles non linéaires. Vingt-quatre signaux (dix historiques obtenus de l'étude de Izvernari (2007) et quatorze artificiels puisés de Tremblay et Atkinson (2001)) ont été retenus et ensuite calibrés selon le spectre uniforme du CNBC 2005 de la ville de Vancouver. La calibration a été effectuée afin d'être représentative des conditions sismiques de l'ouest du Canada. Les scénarios magnitude (M)-distance (R) prédominants de cette région qui sont de $M = 6.5$, $R = 30$ km ainsi que $M = 7.2$, $R = 70$ km ont été considérés. En l'absence de données historiques valables, seulement quatorze signaux artificiels compatibles avec la ville de Montréal ont été sélectionnés afin de représenter les conditions sismiques de l'est du Canada. Dans ce cas, les scénarios M-R prédominants sont $M = 6.0$, $R = 30$ km ainsi que $M = 7.0$, $R = 70$ km. Ces signaux artificiels ont été puisés des travaux de Tremblay et Atkinson (2001).

Quatre méthodes d'étalonnage, à facteur de calibration constant, ont été étudiées afin d'analyser leurs impacts sur la réponse des structures. Celles-ci sont :

- méthode subjective : le facteur d'étalonnage est obtenu par une simple observation visuelle des spectres de réponses.
- méthode de l'intensité des aires du spectre d'accélération : le principe est d'obtenir, sur une plage de périodes déterminée au préalable, une aire identique sous le spectre d'accélération de l'accélérogramme et celui du SPU du CNBC.

- procédure de Schiff (1988) : où à partir d'un groupe d'accélérogrammes, un facteur de calibration est obtenu en normalisant d'abord les signaux selon l'intensité des aires du spectre de vitesse. Ensuite, un second facteur, déterminé en fonction du spectre d'accélération, permet de rendre ces signaux compatibles au spectre du CNBC.
- méthode hybride (développée lors de cette étude) : la démarche est un compromis entre la méthode subjective et la méthode basée sur l'intensité des aires du spectre d'accélération, où la période de calibration est variable selon le type de scénario sismique.

Une analyse préliminaire sous le séisme V15 a été effectuée pour le bâtiment à trois étages de Vancouver modélisé avec ANSR-1 en fonction des quatre méthodes d'étalonnage. On remarque que la réponse de la structure est extrêmement sensible aux critères de déplacements. En effet, on observe une variation maximale des valeurs de rotations de liens de 612 %, tandis qu'un écart de 90 % est présent entre les facteurs de calibrations extrêmes. Cette différence est beaucoup plus faible au niveau des efforts puisque l'écart maximal des cisaillements à la base est de 22 %.

À la suite de cette analyse, la méthode hybride a été choisie pour effectuer les analyses temporelles inélastiques finales. Elle a été sélectionnée principalement car elle représente un compromis entre les méthodes de calibration existantes tout en obtenant régulièrement des résultats sur le comportement de la structure dans la moyenne des autres méthodes.

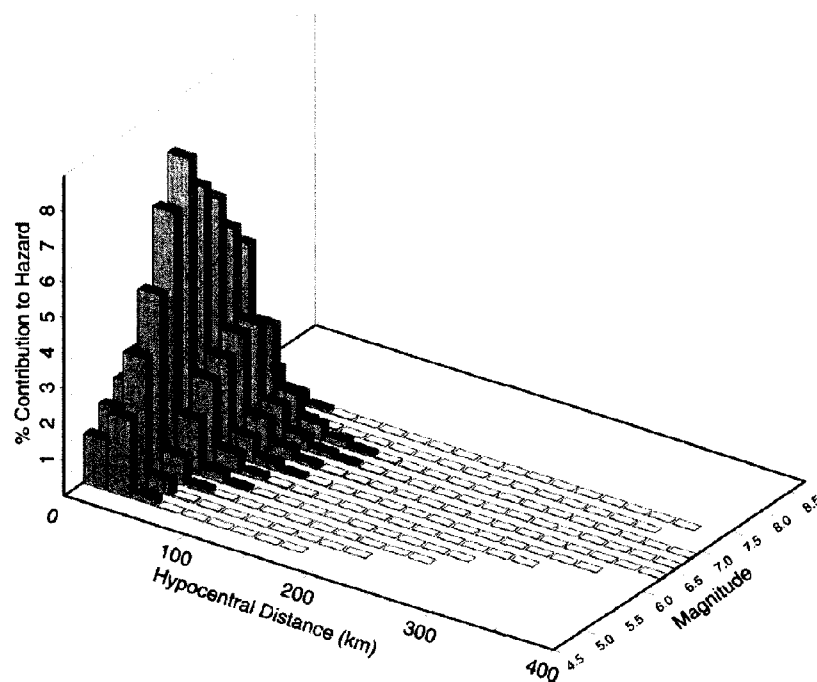


Figure 5.1 Décomposition du risque sismique pour la ville de Montréal (Halchuk et Adams, 2004 ; Halchuk et al., 2007)

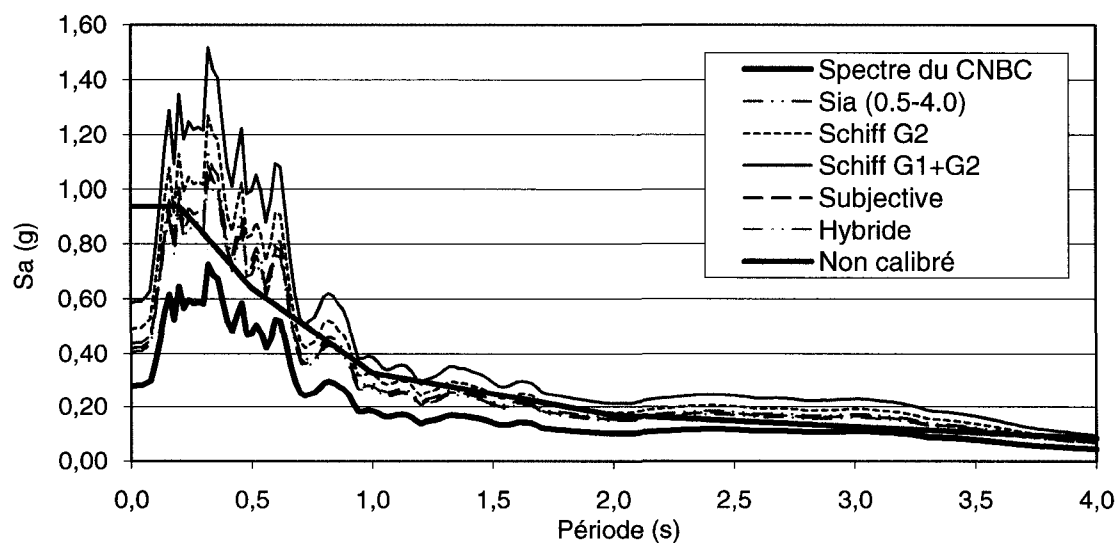


Figure 5.2 Spectre de réponse du séisme V19 selon les différents facteurs d'étalonnage

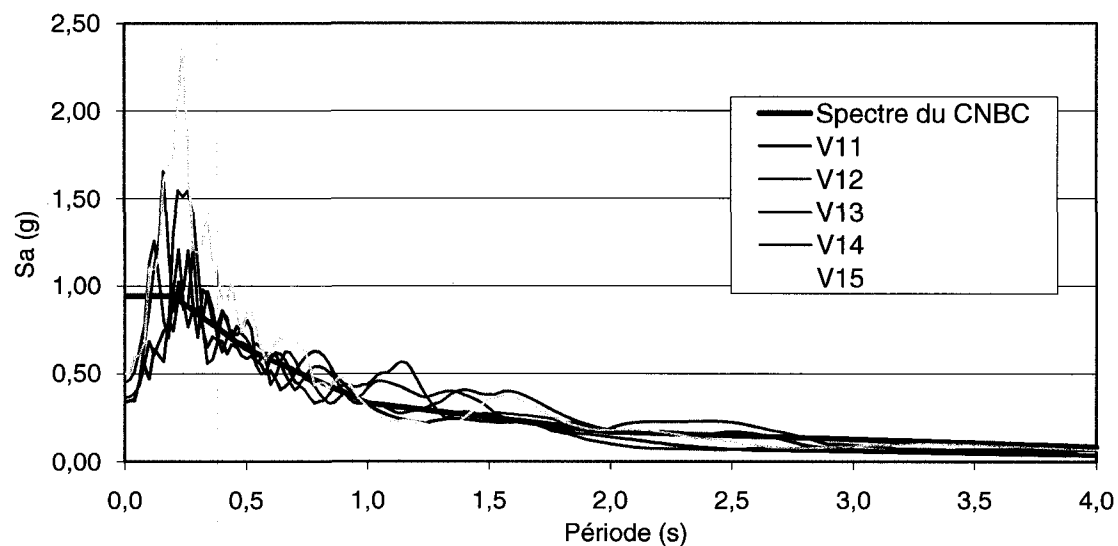


Figure 5.3 Spectres de réponse calibrés des cinq séismes historiques de type MC ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver

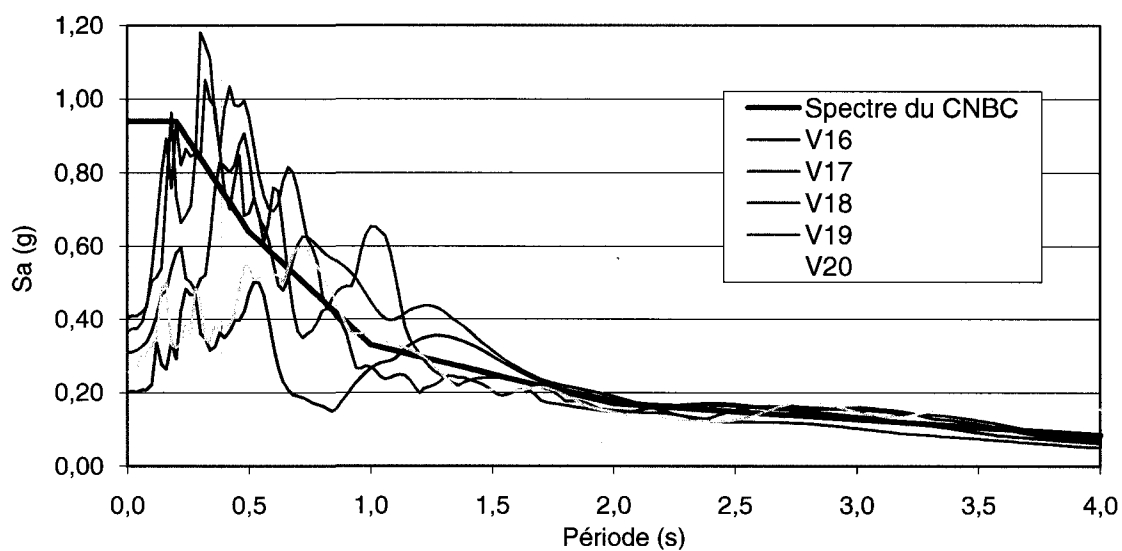


Figure 5.4 Spectres de réponse calibrés des cinq séismes historiques de type IM ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver

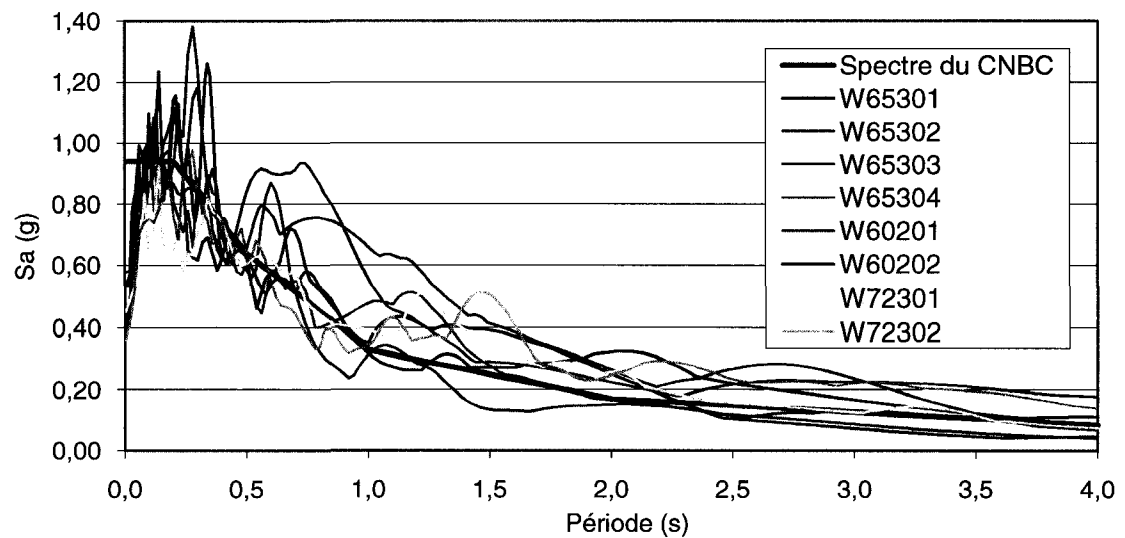


Figure 5.5 Spectres de réponse calibrés des huit séismes artificiels de type MC ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver

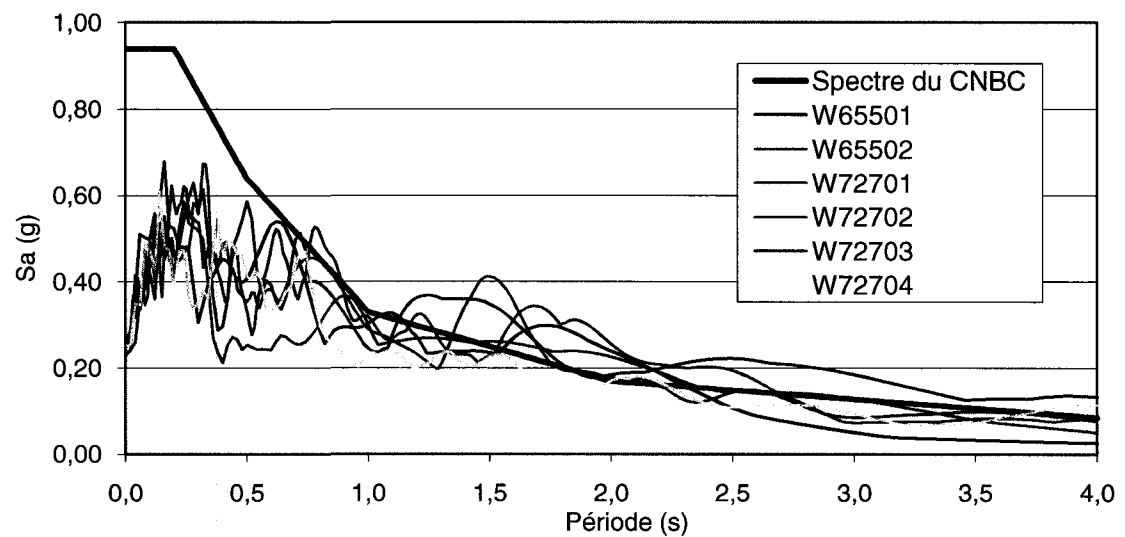


Figure 5.6 Spectres de réponse calibrés des six séismes artificiels de type IM ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Vancouver

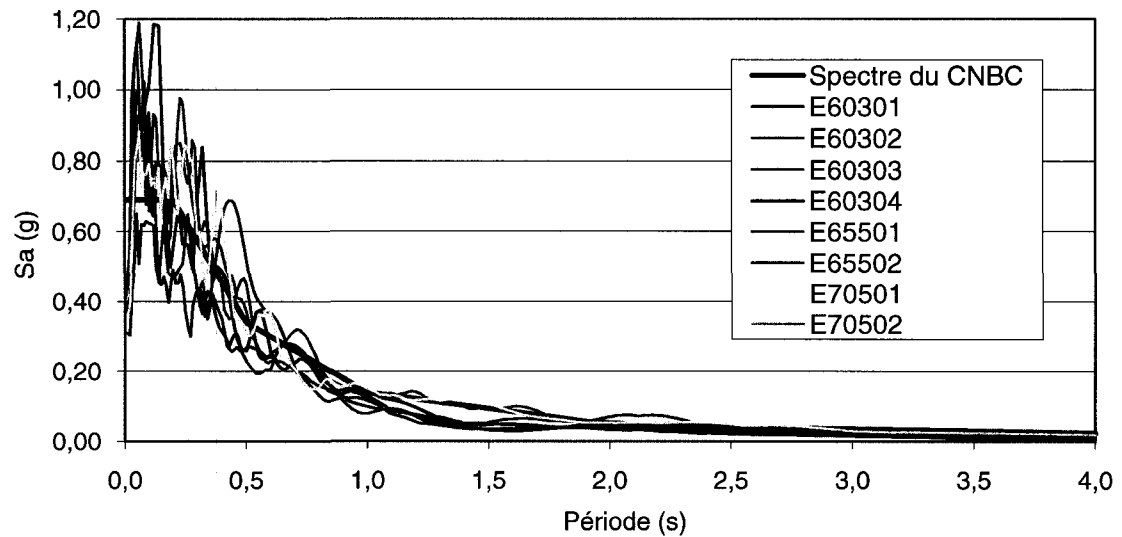


Figure 5.7 Spectres de réponse calibrés des huit séismes artificiels de type MC ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Montréal

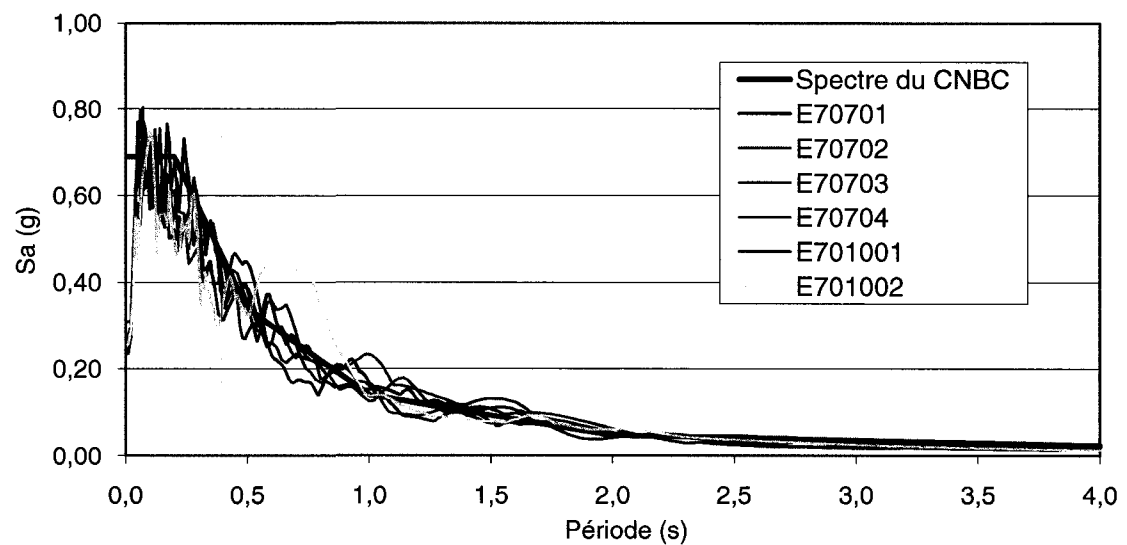


Figure 5.8 Spectres de réponse calibrés des six séismes artificiels de type IM ainsi que le spectre du CNBC pour la ville de Montréal

Tableau 5.1 Scénarios pour le choix d'accélérogrammes (Tremblay et Atkinson, 2001)

Ville	Séisme modéré à courte distance (type MC)*		Séisme important à distance modérée (type IM)*	
	Intensité (M)	Distance hypocentrale (km)	Intensité (M)	Distance hypocentrale (km)
Montréal	6.0	30	7.0	70
Vancouver	6.5	30	7.2	70

*Les termes « type MC » et « type IM » sont employés dans le texte pour signifier respectivement « séisme modéré à courte distance » et « séisme important à distance modérée » afin d'abrégier le contenu

Tableau 5.2 Séismes artificiels sélectionnés pour la ville de Vancouver

Signal	Numéro du scénario	Magnitude (M)	R (km)	PGA (g)	PGV (m/s)	type de séisme *
W60201	Trial #1	6.0	20	0.167	0.185	MC
W60202	Trial #2	6.0	20	0.204	0.176	MC
W65301	Trial #1	6.5	30	0.533	0.476	MC
W65302	Trial #2	6.5	30	0.537	0.660	MC
W65303	Trial #3	6.5	30	0.578	0.700	MC
W65304	Trial #4	6.5	30	0.387	0.380	MC
W65501	Trial #1	6.5	50	0.259	0.245	IM
W65502	Trial #2	6.5	50	0.279	0.426	IM
W72301	Trial #1	7.2	30	0.936	0.754	MC
W72302	Trial #2	7.2	30	0.649	0.827	MC
W72701	Trial #1	7.2	70	0.247	0.399	IM
W72702	Trial #2	7.2	70	0.259	0.235	IM
W72703	Trial #3	7.2	70	0.230	0.372	IM
W72704	Trial #4	7.2	70	0.252	0.384	IM

* Le type de séisme est celui qui est le plus près des combinaisons du Tableau 5.1

Tableau 5.3 Séismes historiques analysés pour la ville de Vancouver

Signal	Date et nom du séisme	Station d'enregistrement	M	R (km)	Direction	PGA (g)	PGV (m/s)	type de séisme
V11	Jan. 17, 1994 Northridge	Castaic, Old Ridge Rd	6.7	44	90°	0.568	0.518	MC
V12	Jan. 17, 1994 Northridge	Santa Monica City Hall	6.7	30	360°	0.369	0.251	MC
V13	Jan. 17, 1994 Northridge	Los Angeles Baldwin Hills	6.7	34	360°	0.167	0.173	MC
V14	Apr. 21, 1984, Morgan Hill	Gilroy Array #4, San Ysidro	6.2	37	270°	0.224	0.193	MC
V15	Jan. 17, 1994 Northridge	Pacific Palisades-Sunset	6.7	26	280°	0.197	0.149	MC
V16	Apr. 25, 1992 Cape Mendocino	Eureka - Myrtle & West	7.0	52	90°	0.178	0.282	IM
V17	Oct. 18, 1989 Loma Prieta	Stanford Univ.	7.0	54	360°	0.290	0.28	IM
V18	Oct. 18, 1989 Loma Prieta	Presidio	7.0	100	90°	0.200	0.323	IM
V19	Apr. 13, 1949 West.Wash.	Olympia, Test Lab	7.1	76	86°	0.280	0.179	IM
V20	June 28, 1992 Landers	Barstow	7.3	93	90°	0.135	0.258	IM

Tableau 5.4 Séismes artificiels sélectionnés pour la ville de Montréal

Signal	Numéro du scénario	M	R (km)	PGA (g)	PGV (m/s)	type de séisme
E60301	Trial #1	6.0	30	0.430	0.185	MC
E60302	Trial #2	6.0	30	0.522	0.151	MC
E60303	Trial #3	6.0	30	0.469	0.140	MC
E60304	Trial #4	6.0	30	0.439	0.163	MC
E65501	Trial #1	6.5	50	0.409	0.234	MC
E65502	Trial #2	6.5	50	0.377	0.182	MC
E70501	Trial #1	7.0	50	0.509	0.212	MC
E70502	Trial #2	7.0	50	0.632	0.276	MC
E70701	Trial #1	7.0	70	0.300	0.159	IM
E70702	Trial #2	7.0	70	0.285	0.154	IM
E70703	Trial #3	7.0	70	0.343	0.147	IM
E70704	Trial #4	7.0	70	0.292	0.172	IM
E701001	Trial #1	7.0	100	0.243	0.171	IM
E701002	Trial #2	7.0	100	0.261	0.191	IM

Tableau 5.5 Étalonnage selon la méthode de Schiff (1988)

a) groupe 1, b) groupe 2, c) groupe 3

Signal	(1) $SI_{V(0.5-4)}$ (cm)	(2) F_1	(3) $SI_{a(0.25-0.5)}$ (g*s)	(4) $SI_a * F_1$	(5) F_2	(6) $F_1 * F_2$
V11	313.87	1.00	0.356	0.356	0.713	0.71
V12	187.67	1.67	0.155	0.259		1.19
V13	107.87	2.91	0.102	0.296		2.07
V14	149.10	2.11	0.155	0.315		1.50
V15	85.94	3.65	0.119	0.433		2.60

a)

Signal	(1) $SI_{V(0.5-4)}$ (cm)	(2) F_1	(3) $SI_{a(0.25-0.5)}$ (g*s)	(4) $SI_a * F_1$	(5) F_2	(6) $F_1 * F_2$
V16	171.43	1.15	0.089	0.103	1.583	1.82
V17	196.63	1.00	0.198	0.198		1.58
V18	151.05	1.30	0.118	0.153		2.06
V19	148.88	1.32	0.151	0.200		2.09
V20	119.39	1.65	0.057	0.095		2.61

b)

Signal	(1) $SI_{V(0.5-4)}$ (cm)	(2) F_1	(3) $SI_{a(0.25-0.5)}$ (g*s)	(4) $SI_a * F_1$	(5) F_2	(6) $F_1 * F_2$
V11	313.87	1.00	0.356	0.356	0.829	0.83
V12	187.68	1.67	0.155	0.259		1.39
V13	107.88	2.91	0.102	0.297		2.41
V15	85.94	3.65	0.119	0.434		3.03
V16	171.43	1.83	0.089	0.164		1.52
V17	196.63	1.60	0.198	0.317		1.32
V18	151.05	2.08	0.118	0.245		1.72
V19	148.88	2.11	0.151	0.319		1.75
V20	119.39	2.63	0.057	0.151		2.18

c)

- Note : $SI_{a(0.25-0.5)} \text{ CNBC} = 0.237\text{g}$

Tableau 5.6 Données relatives à la calibration selon la méthode hybride

Signal	Facteur calibration	Plage calibration (sec)		Δ plage (sec)	$S_{Ia(signal)}/S_{Ia(CNBC)}$	$(S_{a(signal)}/S_{a(CNBC)})_{max}$	$1/(S_{a(CNBC)}/S_{a(signal)})_{min}$
V11	0.60	0.50	1.50	1.00	0.96	1.37	1.35
V12	1.21	0.20	1.00	0.80	0.97	1.31	1.32
V13	2.00	0.37	1.30	0.93	1.02	1.20	1.20
V14	1.63	0.30	1.02	0.72	1.03	1.40	1.40
V15	2.55	0.46	1.45	0.99	1.06	1.38	1.40
V16	1.13	1.60	3.50	1.90	1.05	1.12	1.16
V17	1.27	1.25	4.00	2.75	1.00	1.22	1.25
V18	1.55	1.50	3.00	1.50	0.98	1.25	1.26
V19	1.45	1.35	4.00	2.65	0.99	1.26	1.30
V20	1.89	1.00	3.25	2.25	0.96	1.30	1.30

Tableau 5.7 Facteurs d'étalonnage des séismes historiques de Vancouver

Signal	Méthode de calibration						Hybride
	Subjective	S_{Ia} (0.25-4)	S_{Ia} (0.5-4)	Schiff groupe 1	Schiff groupe 2	Schiff groupe 1+2	
V11	0.65	0.73	0.77	0.71	---	0.83	0.60
V12	1.10	1.19	1.15	1.19	---	1.39	1.21
V13	1.60	2.01	1.97	2.07	---	2.41	2.00
V14	1.52	1.79	1.90	1.50	---	1.75	1.63
V15	1.60	2.37	2.58	2.60	---	3.03	2.55
V16	1.20	1.47	1.33	---	1.82	1.52	1.13
V17	1.00	1.12	1.13	---	1.58	1.32	1.27
V18	1.30	1.54	1.46	---	2.06	1.72	1.55
V19	1.50	1.53	1.56	---	2.09	1.75	1.45
V20	1.80	2.09	1.87	---	2.61	2.18	1.89

Tableau 5.8 Comportement des liens, du déplacement au toit et du cisaillement à la base pour les séismes V15 et V19 selon les facteurs d'étalonnage

Signal	Méthode de calibration	Facteur de calibration	V ₁ (kN)	V ₂ (kN)	V ₃ (kN)	γ_1 (rad)	γ_2 (rad)	γ_3 (rad)	Flèche au toit (mm)	V (kN)
V15	Subjective	1.60	1038	674	346	0.029	0.047	0.037	52	2066
	SIa 0.5-4	2.58	1173	780	384	0.116	0.157	0.075	107	2295
	SIa 0.25-4	2.37	1149	775	373	0.105	0.136	0.046	94	2246
	Schiff G1	2.60	1171	779	383	0.114	0.155	0.073	105	2291
	Schiff G1+G2	3.03	1202	824	399	0.176	0.238	0.102	141	2419
	Hybride	2.55	1170	779	382	0.114	0.154	0.072	105	2289
V19	Subjective	1.50	1142	752	374	0.104	0.172	0.083	123	2241
	SIa 0.5	1.56	1149	748	374	0.115	0.180	0.075	125	2260
	SIa 0.25	1.53	1143	751	374	0.105	0.172	0.080	123	2245
	Schiff G2	2.09	1191	776	401	0.258	0.269	0.089	188	2364
	Schiff G1+G2	1.75	1175	752	397	0.165	0.212	0.108	123	2312
	Hybride	1.45	1090	749	372	0.095	0.161	0.070	111	2224

Tableau 5.9 Facteur de calibration et caractéristiques des signaux

Signal	Calibration plage (s)		Facteur d'étalonnage			Durée (s)	PGA [‡] (g)	% t (PGA)	Période fond.(s)	Traverse zéro
			Calculé*	Tremblay	Utilisé					
V11	0.50	1.50	0.60	N/D [†]	0.60	40.00	0.341	20.6	0.26	198
V12	0.20	1.00	1.21	N/D	1.20	40.00	0.446	24.7	0.12	219
V13	0.37	1.30	2.00	N/D	2.00	40.00	0.334	26.4	0.16	345
V14	0.30	1.02	1.63	N/D	1.65	39.98	0.365	9.9	0.22	287
V15	0.46	1.45	2.55	N/D	2.55	25.00	0.502	42.9	0.24	233
V16	1.60	3.50	1.13	N/D	1.15	44.00	0.201	23.8	0.52	188
V17	1.25	4.00	1.27	N/D	1.25	30.00	0.368	32.6	0.30	277
V18	1.50	3.00	1.55	N/D	1.55	30.00	0.310	40.2	0.48	244
V19	1.35	4.00	1.45	N/D	1.45	89.00	0.406	22.0	0.32	517
V20	1.00	3.25	1.89	N/D	1.90	40.00	0.255	40.2	0.74	323
W60201	0.20	0.86	2.38	N/D	2.40	4.01	0.397	59.1	0.30	89
W60202	0.20	1.10	2.15	N/D	2.15	4.01	0.438	59.8	0.14	72
W65301	0.40	1.50	0.96	1.00	1.00	8.53	0.533	26.9	0.34	120
W65302	0.32	1.36	0.94	1.00	1.00	8.53	0.537	17.1	0.12	107
W65303	0.35	1.10	1.05	1.00	1.00	8.53	0.578	26.1	0.28	114
W65304	0.26	0.96	0.98	1.00	1.00	8.53	0.387	24.6	0.10	106
W65501	1.00	2.50	1.01	N/D	1.00	8.54	0.261	18.9	0.12	93
W65502	1.05	3.50	0.85	N/D	0.85	8.54	0.237	33.9	0.24	61
W72301	0.35	1.05	0.45	N/D	0.45	16.65	0.449	17.7	0.14	237
W72302	0.30	1.30	0.55	N/D	0.55	16.65	0.356	21.2	0.28	251
W72701	2.15	4.00	1.10	1.00	1.00	18.18	0.247	34.8	0.34	189
W72702	1.80	4.00	1.15	1.00	1.00	18.18	0.259	19.4	0.12	218
W72703	1.65	3.60	0.82	1.00	1.00	18.18	0.230	17.6	0.16	204
W72704	1.30	2.90	1.12	1.00	1.00	18.18	0.252	35.8	0.14	212
E60301	0.30	1.10	1.01	0.85	0.85	8.88	0.365	17.1	0.08	251
E60302	0.20	0.90	0.90	0.85	0.85	8.88	0.443	22.2	0.04	194
E60303	0.25	0.95	1.01	0.85	0.85	8.88	0.398	16.5	0.06	252
E60304	0.35	1.20	0.88	0.85	0.85	8.88	0.373	34.4	0.12	184
E65501	0.30	1.10	1.05	N/D	1.05	15.26	0.429	16.5	0.24	366
E65502	0.30	1.10	0.80	N/D	0.80	15.26	0.301	18.8	0.44	372
E70501	0.30	1.10	0.68	N/D	0.70	20.56	0.346	23.7	0.06	509
E70502	0.20	1.50	0.60	N/D	0.60	20.56	0.379	24.1	0.04	483
E70701	1.25	3.50	0.98	0.90	0.90	24.07	0.270	40.7	0.24	530
E70702	1.40	3.50	0.95	0.90	0.90	24.07	0.256	37.9	0.14	545
E70703	1.70	4.00	1.00	0.90	0.90	24.07	0.308	14.9	0.12	551
E70704	1.00	2.50	0.92	0.90	0.90	24.07	0.262	12.2	0.06	572
E701001	1.30	3.00	0.95	N/D	0.95	23.08	0.230	31.6	0.08	546
E701002	1.30	3.00	0.96	N/D	0.95	23.08	0.250	22.0	0.10	515

* Les facteurs d'étalonnage calculés sont effectués avec la méthode hybride

† N/D indique qu'aucun facteur de Tremblay (2001) n'est proposé pour ce signal

‡ Le PGA a été modifié par le facteur d'étalonnage utilisé

CHAPITRE 6 - RÉSULTATS DES ANALYSES INÉLASTIQUES

Ce chapitre décrit les principaux résultats des analyses inélastiques réalisées. Les discussions se porteront davantage sur le comportement global de la structure tout en apportant les éléments essentiels sur la réponse des liens ductiles (cisaillement et rotation inélastique maximale). Une comparaison avec la norme actuelle d'acier canadien (CSA-S16-05) est également effectuée. Finalement, on y présente une étude plus détaillée du comportement de la section de lien au toit.

6.1 Introduction

Une série d'analyses temporelles non linéaires avec les accélérogrammes calibrés présentés au chapitre 5 a été effectuée pour les quatre structures (MTL3, VCR3, MTL8 et VCR8) et les modélisations présentées au chapitre 4 (ANSR-1, Drain-2DX, OpenSees avec lien constitué de ressorts non linéaires et OpenSees avec lien constitué d'un ressort associé à un matériel Steel02). Rappelons que dans le texte, tableaux et figures, les types de modélisation seront respectivement nommés ANSR, D2DX, OpS et OpSS02 afin d'alléger le contenu. Comme discuté à la section 4.6, l'attention sera principalement portée sur les résultats des modélisations ANSR, OpS et OpSS02. La modélisation sous D2DX sera moins utilisée, car elle est similaire à la modélisation ANSR et n'apporte aucune sophistication supplémentaire, contrairement aux modélisations avec OpenSees (par l'ajout du comportement inélastique des membrures hors du lien ductile).

Ces analyses ont permis d'étudier le comportement sismique de plusieurs CCE en fonction des critères suivants :

- comportement des liens
 - effort maximal en cisaillement et rotation inélastique des liens ductiles
- comportement global de la structure

- cisaillement à la base
- déplacements inter-étage
- efforts maximums dans les membrures hors lien
- localisation, durée et fréquence des excursions inélastique des membrures hors lien

Pour chacun des accélérographes, les valeurs maximales ont été récoltées à tous les étages de la structure analysée, permettant ainsi d'obtenir les valeurs médianes et du 84^e pourcentile des critères étudiés pour l'ensemble des analyses.

Les sections suivantes présentent ces résultats pour les différentes structures. Une comparaison avec les normes actuelles de dimensionnement (CSA-S16-05 et CNBC 2005) est par la suite effectuée selon les critères suivants :

○ comportement des liens

- sur-résistance des liens (V_f / V_{pr}) prévue de 1.3 (voir section 2.2.3)
- rotation inélastique des liens estimée par $(L/e)/\theta_p$ et qui ne doit pas dépasser 0.08 radians lorsque $e \leq 1.6M_p/V_p$ (voir section 2.2.3)

○ comportement global de la structure

- cisaillement à la base (voir section 2.2.2, équations 2.1 à 2.3)
- déformation inter-étage maximale de $0.025h_s$ (voir section 2.2.2)
- effort axial dans les colonnes. Comparer les efforts obtenus par rapport à la prédiction de la norme colonne CSA-S16, soit en attribuant une valeur de $1.15R_y$ de la résistance nominale du lien sauf aux deux étages supérieurs où la sur-résistance est de $1.30R_y$. (voir section 2.2.3)

En plus de ces critères, une comparaison des efforts obtenus dans les membrures hors lien, la répartition du moment fléchissant entre la poutre et la diagonale ainsi qu'une étude sur la relation entre la rotation inélastique des liens et la déformation inter-étage est également réalisée.

6.2 Structures de 3 étages

6.2.1 Structure VCR3

La structure VCR3 a été la première à être analysée et a servi comme base de comparaison entre les quatre types de modélisation, tel que discuté à la section 4.6. Cette structure a été évaluée pour les dix accélérogrammes historiques V10 à V20 et les quatorze accélérogrammes artificiels commençant par la lettre « W » du Tableau 5.9, pour un total de vingt-quatre accélérogrammes.

Réponse des liens

La Figure 6.1 affiche la sur-résistance médiane des liens obtenue selon les différentes modélisations. Celle-ci varie de $1.36V_{pr}$ à $1.41V_{pr}$ aux deux premiers niveaux et de $1.23V_{pr}$ à $1.32V_{pr}$ au toit, où V_{pr} est la résistance probable en cisaillement du lien (calculée avec $\phi = 1.0$ et $R_y = 1.1$). On remarque donc qu'il y a eu une plastification significative dans les liens et ce peut importe la modélisation utilisée. Par contre, celle-ci est moins fréquente au niveau du toit. Les valeurs aux deux premiers niveaux sont par contre supérieures à la limite de $1.30V_{pr}$ de la norme CSA-S16, utilisée lors du dimensionnement, jusqu'à un maximum de 8.5 %. Les sur-résistances observées sont par contre cohérentes avec les travaux de Okazaki et al. (2005). Ils ont obtenu expérimentalement une sur-résistance maximale médiane de $1.41V_{pr}$ pour des liens courts, plastifiants principalement en cisaillement, avec une variation de $1.34V_{pr}$ à $1.44V_{pr}$. Sur la Figure 6.2 est présentée les épisodes de plastification des liens obtenues des analyses pour les accélérogrammes W72701 et W65303, représentant respectivement les événements dont les valeurs de sur-résistance maximale de lien se rapprochent le plus de la médiane et le 84^e pourcentile

de l'ensemble des signaux. On remarque qu'une plastification simultanée des trois liens est fréquente.

On indique à la Figure 6.3 les rotations inélastiques des liens obtenues lors du dimensionnement et des analyses non linéaires. Les rotations des analyses varient de 0.058 à 0.070 radians au premier niveau et de 0.058 à 0.079 radians au deuxième niveau. Même si les valeurs sont considérables, il n'y a eu aucun dépassement de la limite de 0.080 radians prescrite pour des liens courts. La valeur du 84^e percentile est cependant beaucoup plus élevée, avec des valeurs de rotation inélastique pouvant atteindre 0.148 radians selon la modélisation utilisée. Par contre, comme spécifié à la section 5.2.2, le nombre d'accélérogrammes utilisé lors des analyses permet d'utiliser la valeur moyenne des résultats pour effectuer les analyses et comparaisons avec les normes de dimensionnement. Comme dans le cas de la sur-résistance, le niveau du toit est celui le moins critique avec une rotation inélastique médiane de lien variant de 0.037 radians à 0.051 radians selon le type de modélisation. On remarque que la variation de la distribution des rotations inélastiques en fonction des étages est comparable à ce qui avait été prévu au dimensionnement. La valeur obtenue au premier étage est cependant supérieure au dimensionnement et inversement aux deux autres niveaux.

On remarque également que le type de modélisation a une influence plus importante au niveau des rotations inélastiques que sur les efforts de cisaillement dans les liens. Cette constatation avait déjà été soulevée à la section 4.6 lors de la comparaison des types de modélisation pour la structure VCR3. Cette tendance est présente pour tous les bâtiments étudiés lors de ce projet et était prévisible compte tenu que les efforts sont limités par la résistance des liens alors qu'il n'y a pas de limite aux rotations pouvant être subies par les liens. Cependant, cette variation ne modifie pas l'interprétation des résultats et la validation des normes de dimensionnement qui seront discutées tout au long de ce chapitre.

Comportement global de la structure

Le cisaillement médian varie de 2008 kN à 2252 kN pour les quatre types de modélisation, ce qui représente un écart de 12 %. Le cisaillement à la base calculé lors du dimensionnement (2029 kN) se situe dans cette plage de valeurs.

La Figure 6.4 montre le déplacement inter-étage selon les différentes modélisations. Les valeurs varient de $0.0046 h_s$ à $0.0063 h_s$ au toit et environ de $0.70 \% h_s$ à $0.80 \% h_s$ aux deux premiers niveaux. Encore pour ce critère, les valeurs les moins élevées se situent au toit. Les déplacements inter-étages sont environ trois à cinq fois inférieurs à la limite de $0.025 h_s$ prescrite par le CNBC 2005. Les valeurs sont également sous ce qui avait été calculées lors du dimensionnement, avec des valeurs avoisinant $0.80 \% h_s$ (voir Tableau 3.4). Cependant, la valeur extrême de $0.0087 h_s$ obtenue lors des analyses non linéaires est comparable au maximum de $0.0092 h_s$ du dimensionnement, même si elle ne se situe pas au même niveau. La tendance des résultats non linéaire par rapport à ceux de dimensionnement est bien respectée en fonction des étages.

L'effort axial dans les colonnes a été compilé lors des analyses avec ANSR afin de vérifier la simultanéité de plastification des liens et de l'impact sur l'effort de compression des colonnes. Les résultats sont présentés au Tableau 6.1, en indiquant également les valeurs de dimensionnement. Rappelons que dans la norme d'acier CSA-S16, on doit déterminer l'effort axial dans les colonnes en considérant $1.15R_y$ fois la résistance nominale du lien, sauf aux deux étages supérieurs avec une sur-résistance de $1.30R_y$ fois la résistance nominale du lien. La valeur réduite de $1.15R_y$ est proposée pour tenir compte de la faible possibilité que tous les liens atteignent leur sur-résistance maximale en même temps. Pour un bâtiment de trois étages, l'effort dans la colonne au premier niveau n'est affecté que par les liens aux deux étages supérieurs et on compare donc les résultats obtenus avec les efforts produits par un effort tranchant égal à $1.30 V_{pr}$ dans les deux liens à ces deux étages. Cette règle a été bien respectée, puisque l'effort axial des analyses non linéaires pour la structure

VCR3 est environ 5 % supérieur au dimensionnement. Ce faible écart s'explique en grande partie par le fait que la sur-résistance moyenne des trois niveaux est de $1.37V_{pr}$, ce qui est 6 % supérieur à l'effort de $1.30V_{pr}$ supposé lors du dimensionnement.

La distribution du moment fléchissant entre la poutre et la diagonale a été évaluée pour la modélisation ANSR en calculant le ratio entre le moment maximal dans la diagonale et celui obtenu dans le lien pour toutes les analyses effectuées. Les résultats de cette analyse sont présentés au Tableau 6.2, en indiquant également les valeurs obtenues lors du dimensionnement par l'analyse élastique (voir équations 2.23 à 2.27). Le transfert médian obtenu est de 21 %, 28 % et 36 % au premier, second et troisième niveau, respectivement. Ces ratios sont très près de ce qui avait été prévu lors du dimensionnement. En effet, l'écart maximal entre le ratio $M_{diagonale}/M_{lien}$ obtenu lors des analyses non linéaires avec ANSR-1 et celui de dimensionnement n'est que de 14 %.

Les moments d'extrémités dans les colonnes ont été évalués pour chaque signal avec la modélisation ANSR. Les moments médians obtenus sont égaux à 20 % de la résistance plastique de la colonne (M_p^{col}) celle des deux premiers étages et à 42 % de M_p^{col} pour l'étage au toit. Ces valeurs sont respectivement supérieures aux 15 % et 35 % prévues par la norme CSA-S16. On remarque cependant une similarité par rapport aux valeurs proposées par Koboevic (2000). Notons qu'une grande dispersion des données est présente puisque les valeurs du 84^e pourcentile de ces résultats sont respectivement 32 % et 59 % de M_p^{col} .

Les excursions inélastiques des membrures hors lien ont été étudiées en deux étapes. Premièrement, les équations d'interaction pour les membrures en compression/flexion (équations 2.19 et 2.20) ont été vérifiées en fonction des efforts obtenus avec la modélisation ANSR pour chaque pas de temps. Rappelons que pour la modélisation ANSR, les membrures hors lien sont modélisées sans prise en compte du flambement. Les moments où se produisent les excursions inélastiques (c'est-à-dire

lorsque les équations 2.19 à 2.20 ne sont pas respectées) pour les colonnes, diagonales et poutres hors lien sont présentés au Tableau 6.3 pour chaque accélérogramme. Dans ce tableau, les valeurs sont indiquées en nombre de pas de temps de 0.01 seconde et pour les valeurs de résistance des membrures pondérées ($\phi F_y = 315$ MPa) et probables ($R_y F_y = 385$ MPa). On remarque que la plastification se produit principalement dans les diagonales. Une étude approfondie montre que cette plastification est concentrée dans les diagonales des deux étages inférieurs. Ceci est cohérent avec la localisation des valeurs maximales de sur-résistance des liens. Le temps maximal consécutif de plastification est de 0.37 s pour la diagonale au premier niveau. Durant ce laps de temps, le ratio demande/capacité maximal de 1.32 est atteint dans cette membrure. Ce ratio est cependant de 1.08 ($1.32 \cdot 0.9/1.1$) lorsqu'on évalue cette membrure selon sa résistance probable.

Une comparaison des efforts obtenus dans les membrures obtenus d'ANSR par rapport à ceux considérés lors du dimensionnement a été effectuée en évaluant le ratio demande/capacité maximal de chaque membrure pour tous les accélérogrammes. Ces ratios sont présentés au Tableau 6.4. Les ratios ont été calculés selon la résistance probable pour les poutres hors lien et la résistance pondérée pour les diagonales et colonnes afin d'être cohérent avec le dimensionnement. Le ratio demande/capacité médian obtenu sur ANSR varie de 0.72 pour la colonne du toit à 1.13 pour la diagonale au premier niveau. Pour cette structure, les efforts obtenus des analyses sont près de ceux anticipés puisque le ratio s'approche de celui du dimensionnement pour la plupart des membrures. Cependant, on remarque que la poutre au toit a été surdimensionnée, ce qui avait également été observé lors du dimensionnement. Rappelons que ceci est dû par le choix limité de section adéquat pour le niveau d'effort à ce niveau. En plus de la diagonale du premier niveau, celle du deuxième niveau affiche également une sous-capacité médiane, qui est de 4 %. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le dimensionnement a été effectué avec une sur-

résistance des liens prévue de $1.30V_{pr}$ et que cette valeur a été dépassée aux deux premiers niveaux et inversement au toit.

Dans un deuxième temps, l'influence des excursions inélastique des membrures hors lien sur le comportement global de la membrure a été observée à l'aide du modèle OpS développé avec OpenSees. Puisque ce modèle est composé entièrement de membrures inélastique, il est alors possible d'étudier un comportement global de la structure après plastification. Un moyen d'évaluer l'impact des excursions inélastiques des membrures sur le comportement global de la structure est de comparer la réponse du système pour :

- des membrures hors lien élastiques
- des membrures modélisées inélastiquement selon leur résistance probable
- des membrures modélisées selon leur résistance pondérée.

Ces comparaisons ont été effectuées pour les signaux W65302, W72301 et W65501. Les deux premiers ont provoqué les efforts et déplacements les plus importants dans la structure VCR3 tandis que le dernier signal se situe près de la médiane. Les résultats pour les trois modélisations sont présentés au Tableau 6.5, en fonction des valeurs du cisaillement à la base et dans les liens, de la rotation des liens et finalement des déplacements inter-étages. On remarque que le cisaillement à la base et dans les liens sont très similaires pour les trois analyses puisque la différence des résultats n'est que de 1 % au maximum. On peut cependant remarquer que les valeurs sont très légèrement plus élevées pour la structure élastique ($F_y = \infty$). Ceci est prévisible puisque les structures modélisées inélastiquement perdent de la rigidité lors d'événements inélastiques dans les membrures hors lien. Les écarts sont cependant beaucoup plus importants pour les déformations. Les différences sont particulièrement significatives sous le séisme W72301, où des écarts pouvant atteindre jusqu'à 20 % pour les rotations inélastiques des liens et 40 % pour le déplacement inter-étage ont

été récoltés entre la structure modélisée avec des éléments hors lien d'une capacité probable et pondérée. Cette différence est moindre pour le séisme W65302 avec des écarts maximum de 5 %. Les écarts étant minimes entre la structure modélisée avec des membrures hors lien élastiques et selon la résistance probable, on peut conclure que très peu de plastification se produit dans les membrures ou que son impact est négligeable. Même si cette inélasticité des membrures hors lien n'entraîne pas l'effondrement de la structure, ceci peut être un facteur déterminant lors de la vérification des critères de déformation, et forcer à modifier certaines membrures. Cette différence est toutefois négligeable pour les signaux provoquant un effet moins prononcé sur la structure. En effet, pour le séisme W65501, on observe un écart d'au plus 1 % pour la totalité des résultats. On peut donc conclure que l'inélasticité des membrures hors lien est très faible dans ce cas.

6.2.2 Structure MTL3

Puisque la structure MTL3 a subi peu de dommages importants pour la majorité des accélérogrammes, seulement les résultats du modèle ANSR seront discutés dans la prochaine section. La série d'accélérogrammes utilisée est composée des quatorze signaux artificiels du Tableau 5.9 débutant par la lettre « E ».

Réponse des liens

Les valeurs médianes et de 84^e pourcentile de la sur-résistance et la rotation des liens sont présentées au Tableau 6.6. La sur-résistance médiane des liens au premier, deuxième et troisième niveau est respectivement de $1.26V_{pr}$, $1.28V_{pr}$ et de $1.23V_{pr}$. On peut donc voir que la plastification des liens de la structure MTL3 a été beaucoup moins importante que dans le cas de la structure VCR3. Ces valeurs sont également toutes inférieures à la sur-résistance de $1.30V_{pr}$ spécifiée dans la norme. Les épisodes de plastification des liens obtenues des analyses non linéaires avec les signaux E70703 et E70502 sont présentées la Figure 6.5. Ces signaux représentent respectivement les événements dont les valeurs de sur-résistance maximale de lien se

rapprochent le plus de la médiane et du 84^e pourcentile de l'ensemble des signaux. On remarque une plastification simultanée des liens, particulièrement pour les liens des deux premiers niveaux. Le lien au toit est toutefois moins sollicité, mais plastifie habituellement lorsque les deux autres liens sont actifs.

Au Tableau 6.6 sont indiquées les rotations inélastiques des liens. Celles-ci sont relativement faibles, avec des valeurs médianes variant de 0.032 radians à 0.037 radians. Pour ce critère, la valeur maximale est cette fois-ci au toit, ce qui n'avait pas été prévu par les équations de dimensionnement. Les rotations sont environ deux fois plus faibles que les valeurs de dimensionnement, avec une valeur maximale de 0.063 radians (voir Tableau 3.4), et sont toutes sous la limite de 0.080 radians pour des liens courts.

Comportement global de la structure

Le cisaillement médian obtenu des quatorze analyses est de 1061 kN, avec une valeur de 1119 kN pour le 84^e pourcentile. La valeur médiane est inférieure de seulement 2.3 % à ce qui était prévu lors du dimensionnement, soit 1086 kN.

On indique également au Tableau 6.6 les déplacements inter-étages, qui sont relativement faibles avec des valeurs augmentant de $0.0043h_s$ au premier niveau à $0.0051h_s$ au toit. Celles-ci sont nettement inférieures à la limite de $2.50 \% h_s$ et aux valeurs de dimensionnement, sauf pour le toit avec une valeur de $0.53 \% h_s$. Une différence marquée est visible dans la tendance par rapport au dimensionnement, où la valeur minimale se trouve au toit, ce qui est l'inverse pour les analyses non linéaires. Comme dans le cas de la structure VCR3, une forte corrélation a été observée entre la déformation inter-étage maximale et la rotation inélastique maximale du lien tant au niveau de l'apparition que de l'amplitude. Ceci sera discuté plus en détail à la section 6.4

L'effort axial dans les colonnes a été compilé de façon similaire à la structure VCR3. Les résultats médians sont présentés au Tableau 6.1, avec des efforts axiaux

récoltés sur ANSR augmentant de 186 kN au toit à 1684 kN au premier niveau. On remarque une similitude presque parfaite avec les efforts axiaux de dimensionnement. En effet, un écart de moins de 1 % est obtenu pour les deux premiers niveaux. Ceci confirme donc une plastification simultanée des liens pour les bâtiments de faibles hauteurs, comme il a été montré pour la structure VCR3.

La distribution du moment fléchissant entre la poutre et la diagonale, obtenue grâce à la connexion rigide entre ces éléments, a été évaluée selon la méthode employée pour la structure VCR3. Les résultats sont présentés au Tableau 6.2. Des transferts de 28 % au premier niveau, 35 % au second étage et de 52 % au toit ont été obtenus à partir des analyses sur ANSR. Ces ratios sont près de ceux prévus par le dimensionnement, avec un écart maximal de 5 %. L'analyse élastique utilisée dans cette étude pour le dimensionnement semble donc bien prévoir la distribution du moment entre la diagonale et la poutre.

Les moments d'extrémités dans les colonnes ont été évalués pour chaque signal. Les moments médians sont égaux à 15 % de la résistance plastique de la colonne (M_p^{col}) pour les deux premiers étages et à 26 % de M_p^{col} pour l'étage au toit. Notons que la dispersion des données est plus faible que dans le cas de la structure VCR3 avec des valeurs de 84^e pourcentile qui sont respectivement égaux à 21 % et 33 % de M_p^{col} . De plus, pour cette structure, les pourcentages prescrits par la norme n'ont pas été dépassés.

Afin d'évaluer les excursions inélastiques des membrures hors lien, une démarche identique à celle employée dans le cas de la structure VCR3 a été utilisée. Celle-ci consiste à évaluer le ratio demande/capacité de chaque membrure pour chaque pas de temps et accélérogramme des analyses dans ANSR. Le nombre d'excursions inélastiques obtenu est très faible, se résumant à une séquence de 0.04 s durant le séisme E70502 et une autre de 0.1 sec lors du séisme E701002 pour les diagonales du premier et du deuxième niveau, respectivement. Lors de ces excursions

inélastiques, le ratio demande/capacité maximal a été de 1.05. Ces événements se produisent lorsque la diagonale est évaluée selon sa résistance pondérée ; en ce sens, aucune inélasticité n'est observée lorsque la résistance probable des membrures a été considérée. Ce faible niveau d'inélasticité des membrures hors lien justifie la décision de ne pas étudier davantage le comportement global de la structure MTL3, notamment à l'aide de la modélisation développée dans OpenSees.

Le Tableau 6.4 affiche les ratios demande/capacité de chaque membrure pour la totalité des analyses inélastiques sur ANSR. À l'exception des membrures du toit, les ratios pour les ratios médians varient de 0.78 à 0.92. Au toit, ce ratio est de 0.56. Puisque l'écroutissement a été plus faible que prévu lors du dimensionnement, il n'est donc pas surprenant de voir que toutes les membrures ont été moins sollicitées que prévu. En effet, la valeur médiane du ratio obtenu des analyses inélastiques est de 6 à 25 % plus faible que celui prévu lors du dimensionnement. La colonne du toit présente une tendance différente, car le dimensionnement de cette membrure a été régi par les efforts de gravité. Puisque le nombre d'excursion inélastique est très faible, il n'est donc pas surprenant qu'aucune membrure affiche un ratio supérieur à 1.0. Ce constat est valide même pour les valeurs d'efforts correspondant au 84^e percentile.

6.2.3 Résumé du comportement observé pour les cadres de trois étages

Cette sous section traitait des résultats des analyses effectuées sur les bâtiments de trois étages. De façon généralisée, l'intensité des réponses obtenues a été largement supérieure pour la structure VCR3 comparativement à la structure MTL3.

Deux des trois liens de la structure VCR3 ont dépassé la limite de sur-résistance du CSA-S16 pour toutes les modélisations utilisées. Plusieurs membrures ont subi des excursions inélastiques, particulièrement les diagonales des niveaux inférieurs. Une étude plus approfondie à l'aide de la modélisation OpenSees a permis de déterminer que cette inélasticité peut augmenter les déplacements jusqu'à 40 % pour les signaux sollicitant le plus la structure. L'influence de la plastification dans les membrures est

cependant négligeable au niveau des efforts et pour les signaux produisant une sollicitation près de la médiane.

Pour les deux structures, les limites pour les rotations inélastiques des liens et pour les déplacements inter-étages ont été respectées, les déplacements étant particulièrement très loin de la limite permise de la norme. La variation sur la hauteur du bâtiment des résultats est semblable pour les deux structures et reflète bien ce qui avait été prévu lors du dimensionnement, soit des valeurs maximales au deuxième niveau et minimales au toit. Les valeurs obtenues des analyses sont toutefois généralement plus faibles que calculées lors du dimensionnement.

Le cisaillement à la base et le transfert du moment du lien vers la diagonale est très près de ce qui avait été prévu au dimensionnement. Pour la structure VCR3, les efforts dans les membrures hors lien sont représentatifs du dimensionnement, quoique légèrement supérieurs par endroit puisque la sur-résistance a atteint jusqu'à $1.41V_{pr}$. Inversement, les membrures de la structure MTL3 ont été sur-dimensionnées jusqu'à un maximum de 25 %. Ceci est attribuable à un écrouissage moins élevé que prévu des liens et très peu d'excursions inélastiques dans les liens.

6.3 Structures de 8 étages

6.3.1 Structure VCR8

Pour cette structure, les dix accélérogrammes historiques V10 à V20 et les quatorze accélérogrammes artificiels commençant par la lettre « W » du Tableau 5.9 ont été utilisés.

Réponse des liens

La sur-résistance des liens médians et du 84^e pourcentile obtenue pour les quatre modélisations est présentée à la Figure 6.6. Pour les étages inférieurs, les sur-résistances varient de $1.32V_{pr}$ à $1.49V_{pr}$ tandis qu'elle est de $1.19V_{pr}$ à $1.27V_{pr}$ au toit. On remarque donc qu'une plastification significative est présente dans les liens pour

tous les types de modélisation. Par contre, comme pour les autres structures, celle-ci est moins fréquente au niveau du toit. À tous les autres étages, les sur-résistances sont supérieures à la valeur de $1.30V_{pr}$ spécifiée dans la norme, jusqu'à un maximum d'environ 15 %. Elles sont toutefois cohérentes avec les travaux expérimentaux de Okazaki et al. (2005). De façon générale, on remarque que la sur-résistance maximale se situe à l'avant-dernier niveau et la sur-résistance est plus faible pour les niveaux intermédiaires. Comme dans le cas des autres structures, une plastification simultanée de tous les liens est fréquemment observée. On peut observer ce phénomène à la Figure 6.7, qui représente la plastification des liens pour le séisme V18 (correspondant le mieux à la médiane des résultats) et W72302 (84^e pourcentile). On y remarque une différence marquée au niveau de l'apparition et la durée de la plastification entre ces deux accélérographes.

La Figure 6.8 montre les rotations inélastiques des liens de la structure VCR8 obtenues lors des analyses et du dimensionnement. Selon certaines modélisations, les rotations inélastiques médianes au premier et septième étage ont atteint des valeurs allant jusqu'à 0.098 radians. Au toit, la rotation inélastique médiane de lien est minimale avec des valeurs variant de 0.034 à 0.061 radians selon le type de modélisation. Finalement, pour les étages deux à six, les rotations inélastiques médianes varient de 0.042 à 0.72 radians. Ces rotations sont les plus significatives des quatre structures analysées. Pour les deux étages critiques, la limite de la norme CSA-S16 a été dépassée d'environ 20% et les valeurs prévues du dimensionnement d'environ du double. La tendance des résultats est la même que dans le cas des sur-résistances, soit des valeurs minimales au toit et moyens pour les niveaux intermédiaires. La variation en fonction des étages diverge de façon marquée de celle obtenue lors du dimensionnement, où on prévoyait une augmentation graduelle (mais plus rapide aux niveaux inférieurs) des rotations des liens jusqu'au septième niveau suivi d'une légère baisse au toit. Les valeurs de rotations des liens de dimensionnement sont indiquées au Tableau 3.4.

Comportement global de la structure

Le cisaillement médian varie de 2798 kN à 3037 kN pour les quatre types de modélisation, ce qui représente un écart de 7.9 %. La valeur médiane est 14% plus élevée que ce qu'il avait été calculé lors du dimensionnement.

Les déplacements inter-étages selon les différentes modélisations sont montrés à la Figure 6.9. La plage de valeur au toit varie de $0.0115h_s$ à $0.0141h_s$ selon la modélisation utilisée tandis qu'elle se situe de façon stable entre $0.0073h_s$ et $0.0097h_s$ sur les cinq premiers niveaux. Ces déplacements inter-étages sont en général inférieurs à ce qui était prévu lors du dimensionnement et toujours sous la limite de la norme (le déplacement inter-étage maximal est à environ à 60 % de cette limite). On observe un écart médian de 31 % sur l'ensemble des niveaux entre les résultats des analyses et du dimensionnement. On remarque que les valeurs sont plutôt stables aux niveaux inférieurs, augmentant ensuite vers le haut du bâtiment avec une progression plus rapide au sommet. Cette tendance est divergente par rapport à celles observées pour la réponse du lien. Puisque les rotations inélastiques de dimensionnement sont en relation linéaire avec les déplacements inter-étages élastiques (voir équation 2.16), la variation selon les étages est donc la même que celle des rotations inélastiques. Cette tendance n'est donc pas similaire à ce qui a été observé lors des analyses. Par contre, la valeur maximale de dimensionnement ($1.47 \%h_s$ au septième niveau) est près du déplacement inter-étage maximal ($1.41 \%h_s$ au toit) obtenu lors des analyses non linéaires.

L'effort axial dans les colonnes a été compilé de nouveau sur ANSR pour ces contreventements de huit étages afin de vérifier la simultanéité de plastification des liens pour des bâtiments de plus grande hauteur et les facteurs de sur-résistance de liens à utiliser. Les résultats des analyses sont montrés au Tableau 6.1, en plus de l'effort axial considéré lors du dimensionnement. On remarque que l'écart entre les valeurs des analyses et du dimensionnement est faible. En effet, l'écart maximal sur les huit niveaux est de 4.6 % avec une médiane de 1.5 %. Par contre, les efforts axiaux

récoltés dans les analyses non linéaires sont systématiquement supérieurs. Ceci était prévisible puisque la sur-résistance médiane sur tous les étages est de $1.35V_{pr}$, soit 3.8 % supérieur à ce qui avait été considéré ($1.30V_{pr}$). En tenant compte de cette sur-résistance médiane obtenue, on peut conclure que les facteurs de simultanéité de plastification des liens dans le calcul de la charge axiale des colonnes sont réalistes tout en étant légèrement conservateurs.

Afin d'évaluer la distribution du moment fléchissant entre la poutre et la diagonale, les ratios $M_{diagonale}/M_{lien}$ ont été calculés pour chaque signal sous la modélisation ANSR. Les valeurs médianes obtenues sont indiqués au Tableau 6.2. Le ratio $M_{diagonale}/M_{lien}$ varie graduellement de 0.18 au premier niveau à 0.36 au toit. Ces valeurs sont plus élevées que la plage de 5 à 20 % énoncée par Koboetic et Redwood (1997) mais semblable à ce qui avait été calculé lors du dimensionnement. En effet, en évaluant les ratios de dimensionnement, également présentés du Tableau 6.2, on observe que l'écart médian du ratio est de 14 %, et au maximum de 16 %. La tendance est la même pour tous les niveaux : les analyses non linéaires donnent une proportion du moment de flexion du lien transféré à la diagonale qui est supérieure à celle prévue lors du dimensionnement.

Les moments de flexion d'extrémités dans les colonnes ont été évalués pour chaque signal. Les valeurs médianes des moments sont respectivement égales à 15 %, 21 % et 20 % de M_p^{col} pour les trois sections de colonnes inférieures et à 51 % de M_p^{col} pour la section de colonne au toit. Ces valeurs sont comparables aux spécifications de la norme CSA-S16 pour les niveaux inférieurs ($0.15M_p^{col}$) mais la différence est notable pour la colonne du toit, où la norme exige de considérer $0.35M_p^{col}$.

Le nombre d'excursions inélastiques des membrures hors lien a été déterminé dans ANSR en suivant la même démarche que celle utilisée pour les autres bâtiments. Le nombre d'excursions inélastiques obtenu, exprimé en pas de temps de 0.01

seconde, est affiché au Tableau 6.7. On remarque que plusieurs cycles de plastification ont eu lieu dans ces membrures, plus particulièrement dans les diagonales des niveaux inférieurs et supérieurs, où la sur-résistance des liens est maximale. On observe la période consécutive de plastification la plus longue lors de l'analyse avec l'accélérogramme W65301, pour la diagonale du deuxième niveau, avec une durée de 0.41 seconde. Cependant, le ratio demande/capacité maximal de 1.26 a été observé à la colonne du septième niveau lors du séisme V15, lorsque l'on considère la résistance pondérée de la section dans les calculs. Ce ratio est de 1.06 lorsque la résistance probable de la section est utilisée comme référence. En évaluant la capacité des membrures hors lien selon leur résistance probable, le nombre d'excursions inélastiques chute radicalement. En effet, on note seulement trois événements de 0.06 s dans les colonnes et cinq événements d'une durée maximale de 0.1 s dans les diagonales du deuxième niveau.

Le Tableau 6.8 présente le ratio demande/capacité des membrures hors lien provenant de la totalité des analyses effectuées dans ANSR pour la structure VCR8 ainsi que celui provenant du dimensionnement. Rappelons que les résistances des poutres hors lien ont été calculées selon la limite élastique probable de l'acier (385 MPa) tandis que la limite élastique pondérée (315 MPa) a été employée pour les diagonales et les colonnes afin d'être cohérent avec le dimensionnement. À l'exception de la poutre du toit, où les efforts ont été plus faibles que prévu, les valeurs médianes du ratio pour les poutres et les colonnes sont semblables à celles obtenues lors du dimensionnement, avec un écart maximal d'au plus 6 %. Pour les diagonales, les efforts ont été plus importants qu'anticipés lors du dimensionnement puisque cinq des huit diagonales ont un ratio demande/capacité médian supérieur à 1.0. La diagonale du deuxième niveau a le ratio le plus élevé avec une valeur de 1.09. Pour ces pièces de diagonale, le ratio de dimensionnement variait de 0.88 à 0.99.

Tout comme pour le bâtiment VCR3, l'influence des excursions inélastique sur le comportement global de la membrure a été observée plus en détails à l'aide du

modèle développé avec OpenSees. L'impact des excursions inélastiques des membrures sur le comportement global de la structure a été évalué en comparant la réponse du système pour des membrures hors lien élastique ($F_y = \infty$), des membrures modélisées inélastiquement selon leur résistance probable et des membrures modélisées selon leur résistance pondérée. Pour cette structure, ces comparaisons ont été effectuées pour l'ensemble des signaux. Au Tableau 6.9 sont présentés les résultats détaillés pour les signaux W65302, W72302 et W65304. Les deux premiers ont provoqué les efforts et déplacements les plus importants dans la structure VCR8 tandis que les efforts induits par le dernier se situent près de la médiane. Comme on peut le voir dans ce tableau, les valeurs de cisaillement à la base et dans les liens sont très similaires pour les trois analyses puisque la différence maximum entre les résultats n'est que de 1.6 %. On remarque cependant des écarts plus importants pour les déformations. En effet, sur tous les étages, la différence entre les valeurs médianes des rotations inélastiques dans les liens obtenues de la modélisation élastique et de la modélisation où assigne aux membrures leur résistance pondérée est de 8 % pour le signal W65302 et de 14 % pour le signal W72302. Ces différences sont respectivement égales de 6 % et 11 % pour les déplacements inter-étages. Les écarts maximums avoisinent les 20 % pour ces deux critères, et ce pour les deux signaux. En général, les valeurs de déplacement augmentent lorsque la modélisation est effectuée avec la résistance pondérée des membrures hors lien. Ceci est prévisible puisque la structure perd de la rigidité lors d'événements inélastique. Aucun effondrement n'a cependant été remarqué lors de ces analyses. Pour le signal W65304, l'effet des membrures inélastiques est beaucoup moindre avec des écarts de 1.8 % entre les valeurs médianes de déplacement et de 7 % pour les valeurs extrêmes. Comme dans le cas de la structure VCR3, on remarque de cette étude que l'impact de l'inélasticité des membrures hors lien a plus d'influence pour les analyses réalisées pour des signaux qui excitent davantage la structure. Le nombre d'excursions inélastiques dans les membrures hors lien est supérieur dans ces cas, ce à quoi nous devons nous attendre.

Finalement, la Figure 6.10 et la Figure 6.11 montrent respectivement la rotation inélastique des liens et les déplacements inter-étages pour l'ensemble des analyses selon les trois différentes valeurs de limite élastique des membrures hors lien. On peut observer que la réponse est très semblable entre les modélisations. Ceci est vrai autant pour les valeurs médianes que du 84^e pourcentile. Ces figures montrent clairement que l'effet de la plastification des membrures hors lien (et donc de les modélisées de façon élastique ou non linéaire) a peu d'impact sur la réponse globale de la structure. Ceci implique cependant d'analyser la structure avec un nombre suffisant de signaux et d'avoir réalisé un dimensionnement adéquat selon les normes en vigueur.

6.3.2 Structure MTL8

La structure MTL8 ayant réagi faiblement pour la majorité des accélérogrammes, seulement les résultats du modèle ANSR seront discutés dans la prochaine section. Comme pour la structure MTL3, la série d'accélérogrammes utilisée pour cette structure est composée des quatorze signaux artificiels du Tableau 5.9 débutant par la lettre « E ».

Réponse des liens

Les sur-résistances des liens obtenues des analyses sont présentées au Tableau 6.10. Les valeurs médianes varient entre 1.06 et $1.26V_{pr}$. La médiane des sur-résistances est de $1.15V_{pr}$, soit 12 % inférieure que la valeur attendue de $1.30V_{pr}$. Ces sur-résistances sont les plus faibles parmi les quatre bâtiments étudiés. Comme pour le bâtiment VCR8, la valeur minimale se trouve au toit alors que les valeurs maximales ont été observées au sixième et septième niveaux.

On montre à la Figure 6.12 la fréquence et la durée de plastification des liens pour les signaux E70701 et E70704 avec la modélisation ANSR. Ces signaux représentent respectivement les événements produisant les valeurs de sur-résistance maximale de lien se rapprochant respectivement le plus de la médiane et du 84^e pourcentile de l'ensemble des signaux. On remarque que la plastification simultanée

des huit liens est plutôt ponctuelle et moins fréquente. Ceci était prévisible puisque la plastification des liens est moins fréquente, particulièrement aux niveaux inférieurs et au toit. Par contre, les périodes de plastification répétées sont similaires pour tous les liens. Finalement, on observe que la durée des événements de plastification est beaucoup plus faible que dans le cas de la structure VCR8 (voir Figure 6.7).

Les rotations inélastiques récoltées des analyses sont indiquées au Tableau 6.10. Les valeurs médianes, variant de 0.012 rad à 0.034 rad, sont également les plus faibles obtenues lors de cette étude. La variation sur la hauteur du bâtiment est identique à celle observée lors des sur-résistances des liens, à l'exception que la valeur minimale se situe aux niveaux inférieurs, au lieu du toit. Elle diverge de celle observée lors du dimensionnement, qui prévoyait une augmentation graduelle (mais plus rapide aux niveaux inférieurs) des rotations jusqu'au septième niveau suivi d'une baisse au toit.

Comportement global de la structure

La valeur médiane du cisaillement obtenu des quatorze analyses est égale à 1142 kN et la valeur correspondant au 84^e pourcentile est de 1217 kN. La valeur médiane n'est qu'à 1 % du cisaillement à la base de dimensionnement.

Les déplacements inter-étage sont présentés au Tableau 6.10. Ceux-ci sont plutôt faibles, augmentant graduellement de $0.0030h_s$ au premier niveau à $0.0089h_s$ au toit. Ces valeurs sont beaucoup moins élevées que les valeurs de dimensionnement, comme en témoigne l'écart médian de 116 % sur l'ensemble des niveaux. Cependant, la valeur extrême, située au toit, n'est que 20 % inférieure à la valeur maximale de dimensionnement ($1.07 \%h_s$ au sixième niveau). Sauf pour la décroissance au niveau du toit, la variation des déplacements inter-étage sur la hauteur du bâtiment est similaire à celle observée pour les rotations inélastiques. Cette variation diverge donc par rapport à celle observée lors du dimensionnement. Finalement, comme pour l'ensemble des structures analysées, une forte corrélation est observée entre les

déplacements inter-étage et les rotations inélastiques maximales. Ceci sera discuté plus en détail à la section 6.4.

Au Tableau 6.1, on présente les efforts axiaux dans les colonnes provenant des analyses non linéaires. Les efforts axiaux augmentent de 174 kN au toit à 5095 kN au premier niveau. Ces valeurs sont moindres que ce qui avait été anticipé lors du dimensionnement avec une différence maximum de 17 % au premier niveau et une différence de 7 % entre la valeur médiane sur l'ensemble des niveaux. Ceci était prévisible puisque que la sur-résistance des liens médiane est 12 % inférieure à la valeur attendue de $1.30V_{pr}$. Cependant, puisque l'écart des sur-résistances des liens est plus grand que l'écart sur les efforts axiaux, les facteurs de simultanéité des sur-résistances pour calculer les efforts axiaux dans les colonnes ne sont pas conservateurs dans ce cas.

Le Tableau 6.2 montre les valeurs médianes du ratio $M_{diagonale}/M_{lien}$ pour l'ensemble des analyses inélastiques effectuées. Le ratio considéré lors du dimensionnement est aussi donné. Ce ratio augmente graduellement en fonction de la hauteur du contreventement de 0.20 au premier niveau à 0.55 au toit lors du dimensionnement comparé à une variation de 0.22 à 0.59 pour la modélisation ANSR-1. On observe que les ratios obtenus des analyses non linéaires sont donc systématiquement plus élevés. Cependant, encore une fois, les prédictions du dimensionnement se sont bien été reflétées lors des analyses inélastiques.

Les moments d'extrémités dans les colonnes ont été évalués pour chaque signal. Les moments médians sont respectivement de 8 %, 9 % et 13 % de M_p^{col} pour les trois colonnes inférieures et de 25 % de M_p^{col} pour la section de colonne au toit. Ces valeurs sont inférieures aux valeurs de 15 et 35 % prescrites par la norme.

Les excursions inélastiques des membrures hors lien ont été examinées comme pour les autres structures, soit en évaluant le ratio demande/capacité des membrures pour tous les pas de temps de chaque analyse effectuée. Ceci a permis de conclure

qu'en aucun temps les membrures hors lien de la structure MTL8 sont en régime inélastique, même lorsque les membrures sont évaluées selon leur résistance pondérée ($\phi R_y F_y = 315 \text{ MPa}$). En effet, le ratio demande/capacité maximal est de 0.98 dans la colonne du cinquième niveau lors de l'analyse avec l'accélérogramme E701001. Puisqu'aucune plastification n'a été observée, il n'est pas justifié de procéder à des études plus exhaustives sur le comportement global inélastique de cette structure.

Les ratios demande/capacité des membrures hors lien de la structure MTL8 sont présentés au Tableau 6.8. Il n'y est pas surprenant de n'obtenir aucun ratio supérieur à 1.0 puisqu'il a été spécifié ci-dessus que le ratio demande/capacité maximal pour un signal unique est de 0.98. Les ratios les plus élevés se trouvent à la section de colonne des cinquième et sixième étages et à la poutre du sixième étage. C'est à ces endroits que la sur-résistance du lien est la plus importante. L'écroutissement des liens a été plus faible que prévu lors du dimensionnement, ce qui a conduit à un surdimensionnement de l'ensemble des membrures. En effet, le ratio demande/capacité médian obtenu des analyses inélastiques est de 10 à 32 % plus faible que celui de dimensionnement.

6.3.3 Résumé du comportement observé pour les cadres de huit étages

Cette sous section traitait des résultats des analyses effectuées sur les bâtiments de huit étages. De façon généralisée, l'intensité des réponses obtenues a été largement supérieure pour la structure VCR8 comparativement à la structure MTL8.

Tous les liens de la structure VCR8, sauf celui au toit, ont dépassé la limite de sur-résistance de $1.30V_{pr}$, avec une valeur maximale de $1.49V_{pr}$, contrairement à un maximum de $1.26V_{pr}$ pour la structure MTL8. Plusieurs membrures de la structure VCR8 ont subi des excursions inélastiques, principalement les diagonales avec une plastification consécutive maximale de 0.41 s. L'étude avec la modélisation sur OpenSees a permis de conclure que l'inélasticité des membrures peut modifier significativement les déplacements pour les signaux sollicitant le plus la structure. Ces différences sont toutefois négligeables pour les efforts dans les membrures ou pour les

signaux sollicitant modérément la structure. Cette conclusion était similaire pour la structure VCR3. Pour la structure MTL8, aucun événement de plastification des membrures hors lien n'a été observé, et ce même en considérant la résistance pondérée des membrures.

Les rotations inélastiques ont dépassé la limite de 0.08 radians au premier et septième niveaux de la structure VCR8. Une variation similaire pour les déplacements sur la hauteur du bâtiment a été observée pour les deux structures. Elle diffère de ce qui avait été anticipé au dimensionnement, particulièrement au niveau du toit. Tout comme pour les structures de trois étages, les efforts dans les membrures hors lien ont été légèrement supérieurs aux efforts de dimensionnement pour la structure localisée à Vancouver et inférieurs pour la structure de Montréal. La différence est attribuable à l'intensité de sollicitation des éléments liens qui est différente.

Finalement, les cisaillements à la base, les efforts axiaux dans les colonnes et la répartition du moment entre la poutre et les diagonales sont près des valeurs de dimensionnement, et ce pour les deux structures.

6.4 Relation entre la rotation inélastique des liens et la déformation inter-étage

6.4.1 Mise en contexte

L'étude comparative entre la rotation inélastique des liens et la déformation inter-étage est un moyen simple et en même temps la plus efficace de relier le comportement isolé du lien ductile à celui du cadre dans son ensemble.

Tel que discuté à la section 2.2.3, la norme CSA-S16 évalue la rotation inélastique du lien en fonction du déplacement inter-étage et de la géométrie du contreventement. Pour un CCE, $\gamma = (L/e)\theta_p$ où $\theta_p = 3*\Delta_e/h_s$ où Δ_e est le déplacement inter-étage élastique calculé pour les efforts pondérés du CNBC 2005. La rotation inélastique des liens débute lorsque le cisaillement dans le lien produit une contrainte $R_y F_y = 385$ MPa. Ce niveau d'effort correspond à une charge latérale égale à $R_y F_y / \phi F_y$

* $V_f = 385/315$ * $V_f = 1.22 V_f$. Selon le principe du déplacement égal, le déplacement inter-étage plastique (déplacement inter-étage après la plastification du lien) serait égal à $\Delta_p = (R_o R_d) \Delta_e - 1.22 \Delta_e = 4.78 \Delta_e$. On note que cette valeur est plus élevée que la valeur de $3.0 \Delta_e$ supposée dans la norme S16-05 pour le calcul de θ_p .

Dans l'édition CSA-S16-01, le facteur de ductilité, R (4.0 pour un CCE selon le CNBC 1995) était explicitement inclus dans la formulation de γ sous la forme $\theta_p = (R - 1) * \Delta_e / h_s$. Le résultat est cependant le même ($\theta_p = 3 * \Delta_e / h_s$) que dans la norme S16-05.

Les résultats présentés dans les sections précédentes montrent qu'en général, la relation entre γ et Δ ne reflète pas le comportement de mécanisme rigide-plastique prévu par cette équation. Dans cette sous section, on examine plus en détail la relation entre ces deux paramètres et les conclusions pertinentes sont présentées ci-dessous.

6.4.2 Relation entre le déplacement inter-étage élastique et inélastique

En suivant la norme actuelle, les déformations inélastiques sont obtenues des déformations élastiques multipliées par $R_d R_o$ (6.0 pour les CCE). Ceci suit le principe des déplacements égaux et implique que le ratio de ductilité en déplacement est égal au facteur de ductilité R_d . Koboevic (2000) a démontré que cette hypothèse n'est pas exacte pour tous les CCE, en particulier pour ceux de grandes hauteurs. Le même phénomène a été observé lors de cette recherche. Comme montre la Figure 6.13, aucune tendance constante n'est visible entre les déplacements inter-étages élastiques obtenus de l'analyse spectrale, Δ_e , et les valeurs médianes des déplacements inter-étages totaux obtenus des analyses temporelles, Δ . On remarque qu'en général, les déplacements inter-étages totaux médians sont inférieurs à $R_d R_o$ fois les déplacements inter-étages élastiques. Par contre, on ne peut déterminer un facteur unique reliant les déformations élastiques et inélastiques. Les résultats montrent que la relation entre les déplacements inter-étages totaux et élastiques est probablement aussi fonction de la période fondamentale de la structure (hauteur de la structure) et de l'étage considéré et que d'utiliser un facteur constant $R_d R_o$ n'est pas adéquat.

Pour les bâtiments étudiés ici, les résultats suggèrent qu'il est réaliste, quoique généralement conservateur, de procéder à la vérification des déplacements inter-étages totaux en supposant que ces déplacements sont égaux à $R_d R_o \Delta_e$, comme spécifié dans le CNBC 2005. Cependant, comme montré dans la section suivante, cet estimé n'est pas assez précis pour évaluer la rotation plastique des segments ductiles.

6.4.3 Relation entre γ maximum et Δ maximum

Pour chaque analyse non linéaire effectuée, la rotation inélastique maximale des liens ainsi que le déplacement inter-étage maximal ont été récoltés à chaque étage. Une première constatation est que l'apparition dans le temps de la rotation inélastique maximale du lien concorde parfaitement avec celle du déplacement inter-étage maximal, et ce de façon systématique. Ceci permet de confirmer l'interaction directe de la rotation inélastique des liens sur le comportement global de la structure.

La Figure 6.14 présente le rapport entre les rotations inélastiques des liens obtenues des analyses sur ANSR et celles calculer lors du dimensionnement. On remarque également dans ce cas qu'il n'y a pas relation directe entre ces deux valeurs. Cependant, dans la majorité des cas, l'approche de la norme S16-05 pour obtenir γ de dimensionnement est conservatrice puisque le rapport des γ est inférieur à 1. Ceci n'est cependant pas toujours le cas dans les structures localisées à Vancouver, particulièrement aux étages inférieurs.

On peut attribuer les erreurs sur les prédictions de γ au fait que les déplacements inter-étages totaux, Δ , ne peuvent être prédits avec précision à partir de Δ_e , comme cela a été illustré à la section précédente. Dans ce contexte, il est intéressant de vérifier s'il existe une relation entre les rotations inélastiques et déplacements inter-étages des les structures étudiées.

La Figure 6.15 montre la relation entre les rotations inélastiques extrêmes et les déplacements inter-étages associés à chaque niveau pour toutes les analyses des

structures VCR3 et MTL3. On peut constater qu'une tendance très claire est présente, peu importe la structure et le niveau considéré, et elle se traduit par l'équation suivante :

$$\Delta / h_s = 0.078\gamma + 0.00227 \quad (6.1)$$

Dans cette équation, Δ est le déplacement inter-étage et γ est la rotation inélastique du lien exprimé en radian.

De façon similaire, la Figure 6.16 montre la relation entre les rotations inélastiques extrêmes et les déplacements inter-étages associés à chaque niveau pour toutes les analyses des structures VCR8 et MTL8. Une première corrélation très claire est présente pour les niveaux un à sept des deux structures. Cette relation est décrite par l'équation 6.2. Par contre, il y a une divergence au niveau du toit pour ces structures de huit étages. En effet, à ce niveau, la rotation inélastique des liens tend à diminuer tandis que le déplacement inter-étage atteint son maximum. Ceci s'explique par le fait que la section de lien au toit a très fréquemment une réserve de capacité plus importante ($\phi V_d/V_t$), réduisant sa rotation inélastique tandis que le déplacement inter-étage augmente en raison du cumul des déformations axiales des colonnes aux étages inférieurs. Pour cette raison, même s'il y a une corrélation directe entre les deux paramètres, elle ne se traduit pas par l'équation des niveaux un à sept. Les équations diffèrent également entre la structure VCR8 et MTL8 et sont respectivement présentées par les équations 6.3 et 6.4.

$$\Delta / h_s = 0.085\gamma + 0.0028 \quad (6.2)$$

$$\Delta / h_s = 0.099\gamma + 0.0082 \quad (6.3)$$

$$\Delta / h_s = 0.142\gamma + 0.0054 \quad (6.4)$$

Les équations 6.1 et 6.2 étant similaires, une seule équation est proposée pour tous les niveaux des deux bâtiments de huit étages, à l'exception du toit :

$$\Delta / h_s = 0.083\gamma + 0.0026 \cong \gamma(e/L) + 0.0026 \quad (6.5)$$

En substituant θ_p par 3Δ dans l'équation 2.16, on obtient $\Delta e/L$. Il est alors intéressant de voir que le multiplicateur de γ de l'équation 6.5 est près de e/L . En effet, $e/L = 600/8000 = 0.075$, ce qui représente un écart de 11 % par rapport à la variable 0.083 de l'équation 6.5.

Lors du dimensionnement, on évalue habituellement la rotation inélastique des liens en fonction du déplacement inter-étage. En reformulant l'équation 6.5, il est possible de déterminer γ en fonction de Δ :

$$\gamma = \frac{\Delta / h_s - 0.0026}{e/L} \geq 0.00 \text{ radian} \quad (6.6)$$

Afin de valider cette équation, l'ensemble des déplacements inter-étages obtenus des analyses, à l'exception de ceux aux toits pour les bâtiments de huit étages (équations 6.1 et 6.2), ont été substitués dans l'équation 6.6. La Figure 6.17 montre les rotations des liens obtenus de cette équation par rapport à ceux récoltés lors des analyses. On y observe une très bonne corrélation. De plus, la médiane des écarts entre les valeurs correspondantes est de 0.010 radians avec un écart type de 0.010 radians. Ces résultats montrent donc l'efficacité de cette équation pour prédire la rotation inélastique des liens à partir des déplacements inter-étages.

6.4.4 Dimensionnement par performance

Dans la plupart des normes actuelles, incluant le CNBC 2005, un spectre d'accélération reflétant un dimensionnement par force contrôlée dicte le dimensionnement sismique des structures. Le dimensionnement par force contrôlée a par contre quelques limitations, particulièrement de ne pas avoir une méthodologie efficace pour évaluer les déplacements et déformations. Les déformations sont

cependant généralement considérées comme de biens meilleurs indicateurs de dommage potentiels que les forces (Priestley, 1998). Comme il a été montré à la section précédente, il est très difficile de prédire la relation entre le déplacement maximal élastique et inélastique d'un système structural. Les dispositions actuelles des normes de dimensionnement ne permettent pas de bien refléter la réponse observée lors d'analyses dynamiques.

Une alternative à ce dimensionnement est de réaliser un *dimensionnement par performance*. Dans cette optique, on doit concevoir une structure pour un niveau de performance associé à un niveau de charge sismique. Un dimensionnement basé sur les forces est caractérisé par des propriétés élastiques telles la rigidité et l'amortissement. Pour sa part, un dimensionnement par performance est caractérisé par une rigidité sécante selon un critère de conception déterminé et un niveau d'amortissement équivalent approprié à l'énergie hystérétique absorbée durant la réponse inélastique.

Ce critère de conception est fréquemment défini en fonction des déplacements. En ce sens, le choix du déplacement de dimensionnement adéquat pour l'état limite considéré (par exemple : état limite de service, d'effondrement, etc.) est par conséquent un élément critique de l'application de cette méthode. Par exemple, pour un CCE, le dimensionnement peut être dicté par la rotation inélastique de l'élément lien. Dans le contexte d'un dimensionnement par performance, SEAOC (1995) a spécifié un certain nombre d'indices pour le déplacement inter-étage qui correspondent à une performance voulue d'une structure à un séisme ayant une probabilité de dépassement connue. Le niveau de performance est décrit en fonction du dommage global de la structure relié à un déplacement inter-étage permis. Par exemple, une performance reliée à la « survie des utilisateurs » est associée à un dommage modéré et à un déplacement inter-étage permis de 2.0 %. Un déplacement inter-étage inférieur à 0.5 % est prescrit pour atteindre une performance acceptable un

niveau « opérationnel » du bâtiment, avec des dommages modérés aux éléments non structuraux et légers aux éléments structuraux.

L'équation 6.5 permet de déterminer des déplacements inter-étages cibles pour ces critères de performances. En admettant que le niveau « opérationnel » du bâtiment est associé à un comportement élastique des liens ($\gamma = 0$), l'abscisse à l'origine de cette équation permet de déterminer le déplacement inter-étage maximal permis. Dans ce cas, on obtient un déplacement inter-étage maximal 0.26 %. À l'autre extrême, il est conservateur, quoique justifiable, de spécifier la performance de « survie des utilisateurs » à la situation où la rotation dans un des liens atteint 0.08 rad. Ceci permet d'assurer un comportement hystérétique stable pour les liens courts. En utilisant 0.08 radians dans l'équation 6.5, on obtient un déplacement inter-étage souhaité de 0.86 %.

Ces résultats sont légèrement inférieurs à ce qu'avait observé Koboevic (2000), soit un déplacement inter-étage variant de 0.25 à 0.30 % pour une réponse élastique des liens et une valeur de 1.20 % pour une rotation inélastique de 0.09 radians (la limite permise dans l'édition 1994 du CSA-S16).

6.5 Section de lien au toit

Au cours des sections précédentes, on a mentionné à plusieurs reprises que la rotation inélastique des liens ainsi que leur sur-résistance est plus faible au niveau du toit. Une particularité unique à ce niveau est que le rapport de l'effort sismique par rapport à la résistance en cisaillement des liens ($V_p/\phi V_c$) est beaucoup plus faible qu'aux autres étages (voir Tableau 3.4). Tel qu'expliqué à la section 3.4, cette différence provient du faible niveau de charge au toit, restreignant ainsi le choix de la section. Rappelons que la section de lien doit être de classe 1 et respecter la limite de longueur de lien de $1.6M_p/V_p$ afin d'avoir un lien plastifiant en cisaillement, comportement privilégié lors de cette étude.

Une nouvelle analyse a été effectuée sur la structure VCR8 avec une section de poutre au toit modifiée. Ceci a permis de vérifier si les réponses de lien plus faibles au toit sont uniquement dues à la section plus lourde que nécessaire et également d'évaluer l'impact sur la réponse de la structure. La poutre au toit a été modifiée afin d'obtenir une longueur de lien $e(M_p/V_p)$ et une capacité en cisaillement ($V_f/\phi V_c$) similaires aux autres niveaux. La section originale (W200x27) a été remplacée par la section ayant les propriétés présentées au Tableau 6.11, dont la hauteur et l'épaisseur de l'âme ont été réduites. La nouvelle section de classe 1 présente une résistance pondérée au cisaillement et en flexion respective de 139kN et 67.7kN-m, une longueur de lien de $1.2M_p/V_p$ et un rapport $V_f/\phi V_c = 0.87$. Ces caractéristiques se comparent maintenant beaucoup mieux à ce que l'on trouve autres niveaux, où la longueur de lien varie de 0.8 à $1.1M_p/V_p$ et le ratio $V_f/\phi V_c$ de 0.87 à 0.99.

Une analyse avec cette section de toit modifiée a été effectuée sous la modélisation ANSR-1 pour les accélérogrammes V18 et W72302. La Figure 6.18 montre la comparaison de la réponse des liens et du déplacement inter-étage avec la section de toit originale composée du profilé W200x27. La rotation inélastique au toit augmente significativement et se compare alors à celle des étages inférieurs. Cette augmentation atteint environ 400 % (0.037 rad à 0.149 rad) pour le signal W72302 et 75 % (0.074 rad à 0.129 rad) pour le signal V18. L'interprétation est similaire au niveau de la sur-résistance du lien, où l'augmentation de la sur-résistance d'environ 15 % est suffisante pour que celle-ci soit maintenant maximale au toit. Il n'est pas surprenant que le changement de section ait eu un impact aussi marqué sur le comportement du lien puisque ses propriétés affectent directement sa résistance au cisaillement et son comportement inélastique.

L'effet du changement de section a eu un impact moins marqué au niveau des déplacements inter-étages. Par contre, le déplacement inter-étage augmente encore davantage au niveau du toit. Ceci peut être déterminant pour évaluer le déplacement

inter-étage critique de la structure. Cette différence moins importante pour ce critère est attribuable au fait que le déplacement inter-étage est également fonction de la déformation des colonnes et diagonales. Le déplacement inter-étage n'est donc pas uniquement dépendant de la section de la poutre choisie. On peut tout de même remarquer qu'une poutre se plastifiant davantage assouplit la structure, contribuant à augmenter les déformations. En plus, la déformation des membrures des étages inférieurs intensifie la déformation inter-étage déjà critique au toit.

La nouvelle section au toit a également eu des répercussions sur la réponse aux étages inférieurs, quoique dans une mesure beaucoup plus faible. La différence est au maximum de 14 % pour les rotations inélastiques des liens, 20 % pour les déplacements inter-étages et 4 % pour le cisaillement dans les liens. L'écart médian sur tous les étages est au maximum de 5 % pour les déplacements et de 1 % pour le cisaillement des liens. Ces différences ne sont pas significatives sur l'interprétation du comportement global du contreventement.

Cette étude permet de constater que le comportement différent du lien au toit (rotation inélastique et sur-résistance inférieures) provient principalement du choix limité de section pour les charges à résister à ce niveau. Une section ayant un rapport $V_f/\phi V_c$ similaire aux autres étages aurait comme conséquence d'obtenir des rotations et sur-résistances du lien comparables. De plus, les déformations inter-étages y seraient supérieures, là où nous observons déjà la déformation maximale. Ceci pourrait avoir un impact sur le dimensionnement. L'impact du changement de section au toit est faible sur le comportement du contreventement aux autres niveaux. Finalement, avec une sur-résistance au toit similaire aux autres niveaux, les équations 6.5 et 6.6 reliant γ à Δ pour les niveaux typiques s'appliqueraient maintenant également au toit.

6.6 Résumé et discussion

Ce chapitre présentait les résultats des analyses inélastiques réalisées pour les quatre structures (VCR3, MTL3, VCR8 et MTL8) et une comparaison avec les normes du bâtiment CNBC 2005 et de dimensionnement CSA-S16-05. Les critères pour les liens (rotation inélastique et sur-résistance) ainsi que les déplacements inter-étages ont été récoltés pour les quatre modélisations (ANSR, OpS, OpSS02 et D2DX) afin de les valider entre elles. L'analyse des résultats a permis de déterminer les conclusions suivantes :

- Les structures localisées à Vancouver ont subi beaucoup plus de dommage que les structures localisées à Montréal. Cette affirmation s'applique pour tous les paramètres de réponse étudiés, incluant les rotations inélastiques et sur-résistances des liens ainsi que les déplacements inter-étages. Dans aucun cas, les paramètres analysés pour les structures localisées à Montréal n'ont dépassé les spécifications des normes.
- Tous les liens des structures de Vancouver, à l'exception de celui au toit, ont présenté des sur-résistances supérieures à valeur de $1.30V_{pr}$ spécifiée dans la norme avec un maximum de $1.49V_{pr}$.
- Seules les rotations inélastiques de lien du premier et septième niveaux de la structure VCR8 ont été au-dessus de la limite spécifiée de 0.08radians
- Les déplacements inter-étages obtenus sont largement sous la limite de la norme de $0.025h_s$ du CNBC 2005 et habituellement sous ce qui avait été prévu lors du dimensionnement. Par contre, la valeur maximale de dimensionnement est près de celle obtenue lors des analyses mais n'est pas toujours au même endroit dans la structure.

- Les valeurs et la variation sur la hauteur du bâtiment des paramètres prévus par le dimensionnement (γ , Δ et sur-résistance des liens) sont mieux reflétés sur les structures de trois étages que celles de huit étages.
- Pour les structures de Vancouver, plusieurs évènements de plastification ont eu lieu dans les membrures hors lien, particulièrement dans les diagonales aux niveaux où la sur-résistance des liens était élevée. Une étude plus approfondie à l'aide de la modélisation OpS a permis de déterminer que cette inélasticité peut modifier les déplacements jusqu'à 40 % pour les signaux sollicitant le plus la structure. L'effet est cependant négligeable au niveau des efforts dans les membrures et pour les signaux induisant des sollicitations près de la valeur médiane pour la structure. Très peu déformations inélastiques ont été observées pour les structures de Montréal.
- Pour les structures de Vancouver, les efforts dans les membrures hors lien sont légèrement plus élevés que ceux prévus lors du dimensionnement. L'inverse a été observé pour les bâtiments localisés à Montréal. Ceci est dû aux valeurs de sur-résistance des liens qui diffèrent de la valeur prévue de $1.30V_{pr}$.
- Pour toutes les structures, une excellente corrélation entre le dimensionnement et les analyses non linéaires a été observée pour le cisaillement à la base, les efforts axiaux dans les colonnes et la répartition du moment entre la poutre et les diagonales.
- Les moments d'extrémités dans les colonnes sont supérieurs aux spécifications de la norme pour les structures de Vancouver, avec des valeurs avoisinant $0.2M_p^{col}$ pour les sections de colonnes typique et $0.45M_p^{col}$ pour celle au toit.

- Une corrélation très forte est présente entre la rotation inélastique des liens (γ) et le déplacement inter-étage inélastique (Δ). Une équation simple a été développée afin de relier ces deux paramètres : $\gamma = (\Delta / h_s - 0.0026) / (e / L)$. Celle-ci diffère toutefois au toit des structures de huit étages puisqu'à ce niveau la tendance est différente : γ y est minimale pour un Δ maximal. Pour déterminer γ , il faut cependant connaître au préalable Δ , ce qui ne semble pas être possible en utilisant l'équation préconisée par la norme qui relie Δ à Δ_e par les facteurs de modification des forces sismiques $R_d R_o$ du système. Cette équation permet toutefois de déterminer des limites de déplacements pour certaines valeurs de γ critiques (par exemple 0.00 rad et 0.08 rad) et pourrait alors servir pour des dimensionnements par performance.
- Les valeurs de rotation et de sur-résistance des liens minimales au toit sont essentiellement attribuables au rapport $V_f / \phi V_c$ plus faible à ce niveau. Ceci est le résultat du choix de section conforme qui restreint en raison du faible niveau d'efforts au toit. Des analyses avec une section de lien au toit qui a été modifiée pour obtenir un rapport $V_f / \phi V_c$ similaire à celui des liens aux autres niveaux montrent que les valeurs de γ et de sur-résistance deviennent comparables aux autres niveaux. Ce changement de poutre au toit provoque aussi des modifications sur les efforts et les déformations aux niveaux inférieurs. Ces différences sont toutefois relativement faibles.

Ces conclusions permettent d'émettre les réflexions et recommandations suivantes :

- La différence marquée dans la ductilité pour les cadres de Vancouver et Montréal suggère la possibilité d'utiliser des facteurs de ductilité $R_d R_o$ différents pour l'est et l'ouest du Canada.

- Les hypothèses de conception pour les charges de conception dans les poteaux d'un CCE sont adéquates puisque très peu de plastification a été observée dans ces membrures.
- Lorsqu'une connexion rigide est présente entre la poutre et la diagonale, la répartition du moment élastique proposée à la section 2.2.4 semble adéquate.
- Pour des fins de conception, la réponse des structures sur l'ensemble des analyses est semblable entre les modèles OpenSees, Drain-2DX et ANSR-1.

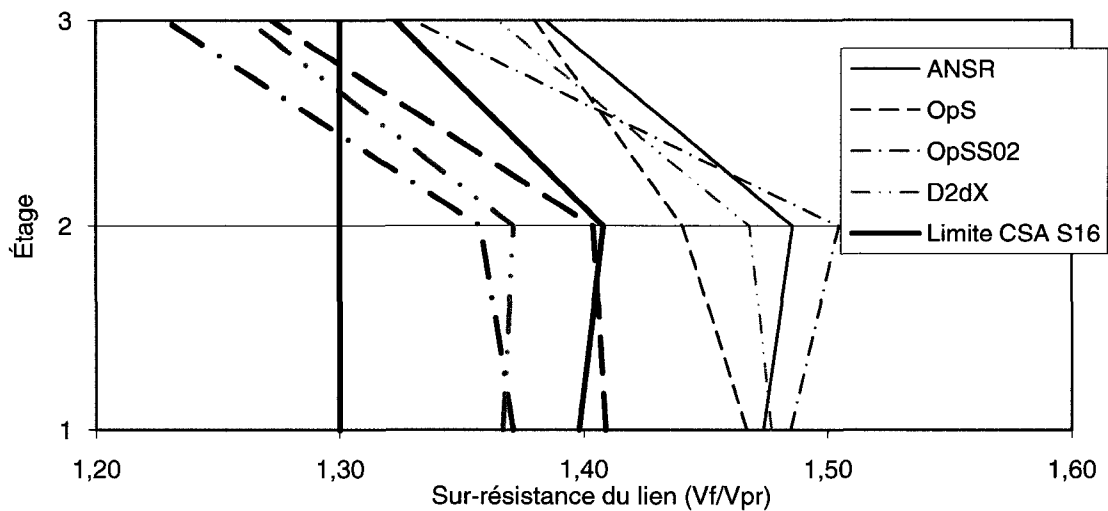


Figure 6.1 Structure VCR3: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) de la sur-résistance des liens

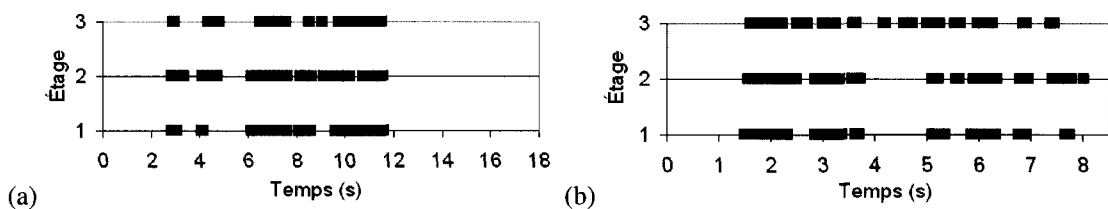


Figure 6.2 Structure VCR3 : fréquence et durée de la plastification des liens pour
(a) signal W72701, (b) signal W65303

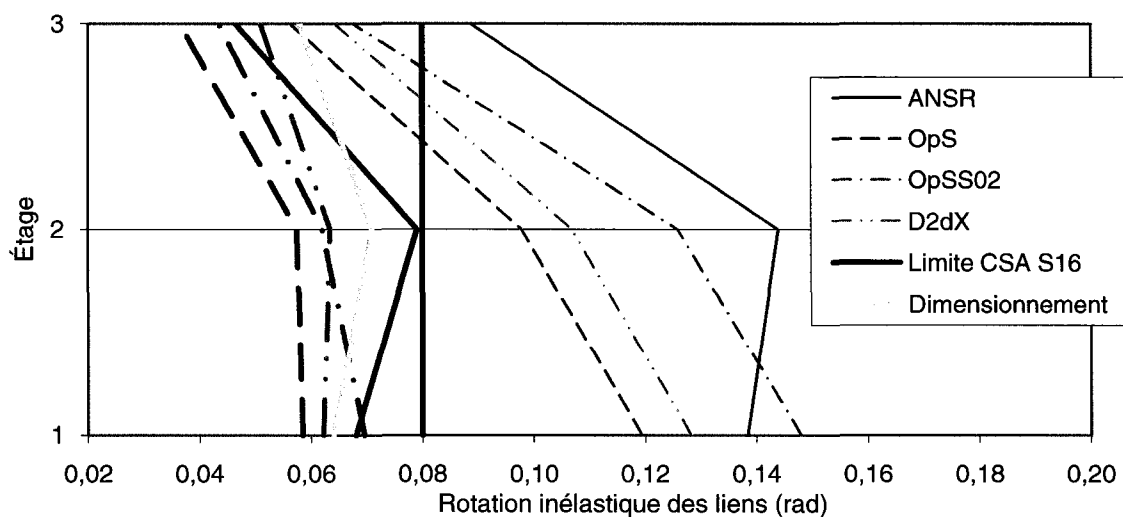


Figure 6.3 Structure VCR3: médiane (traits gras) médiane et 84^e pourcentile (traits minces) de la rotation inélastique des liens

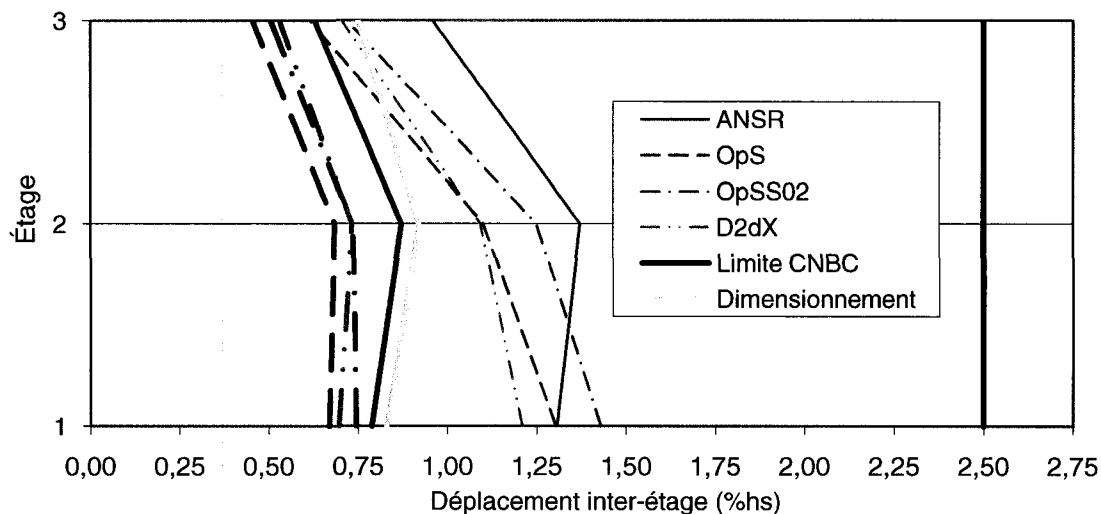


Figure 6.4 Structure VCR3: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage

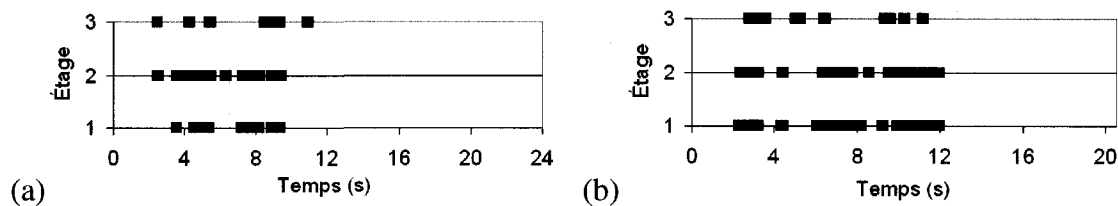


Figure 6.5 Structure MTL3 : fréquence et durée de la plastification des liens pour (a) signal E70703, (b) signal E70502

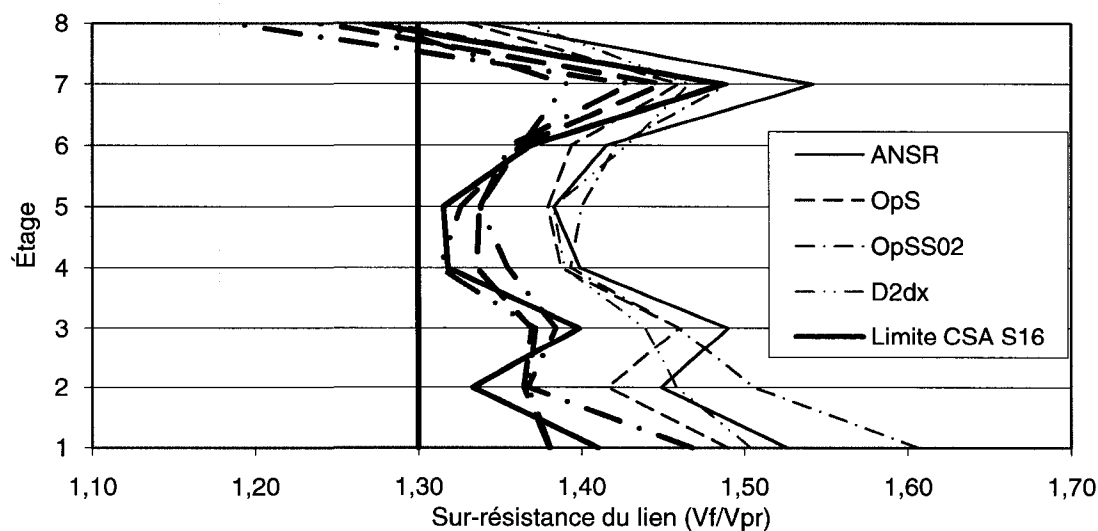


Figure 6.6 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) de la sur-résistance des liens

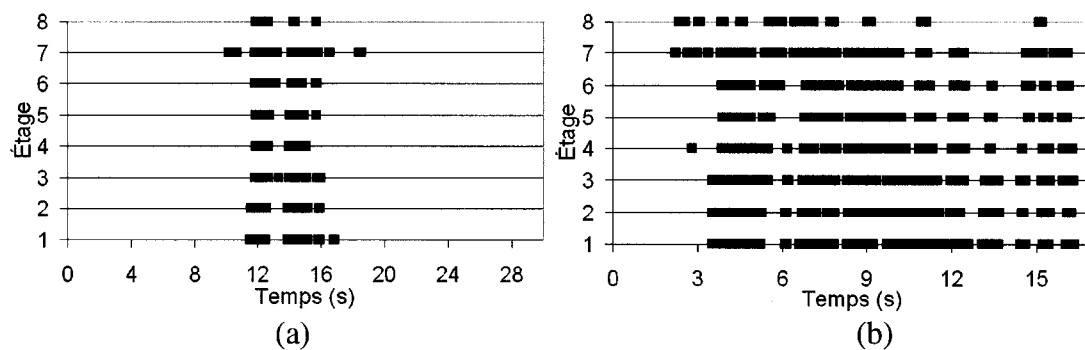


Figure 6.7 Structure VCR8 : fréquence et durée de la plastification des liens pour
(a) signal V18, (b) signal W72302

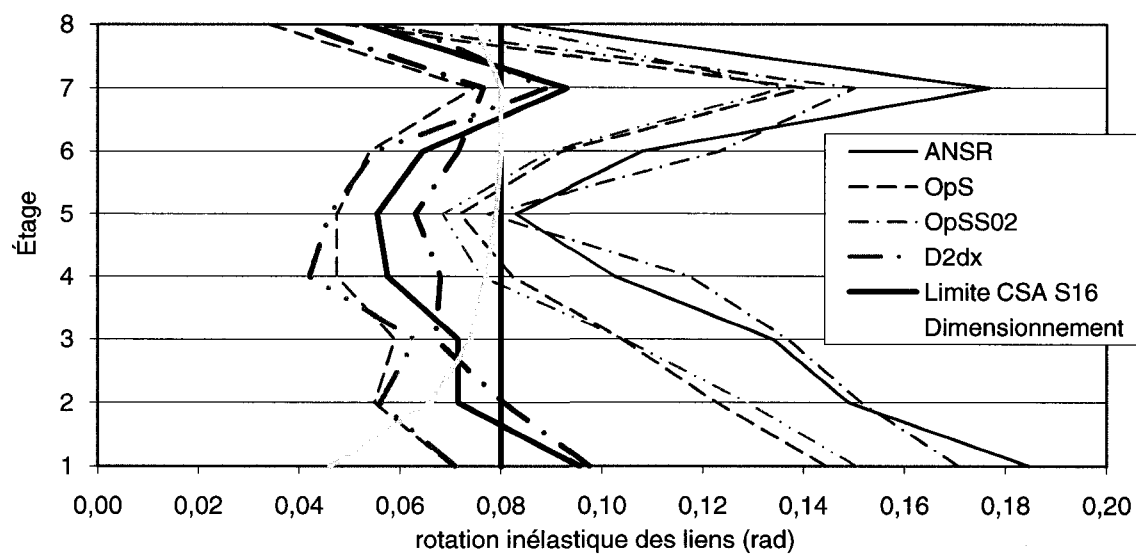


Figure 6.8 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) de
la rotation inélastique des liens

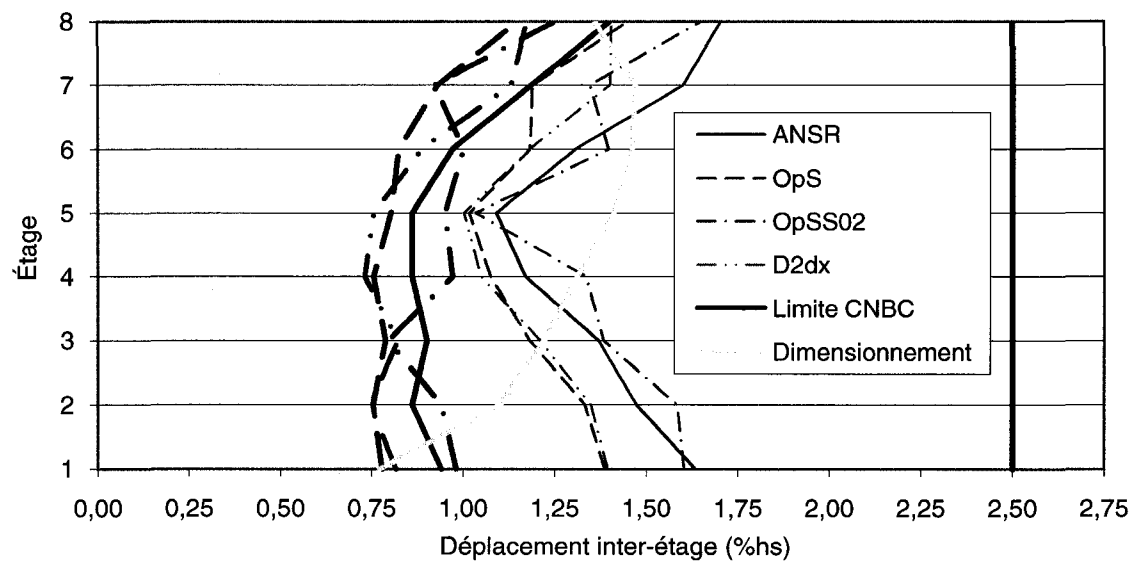


Figure 6.9 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage

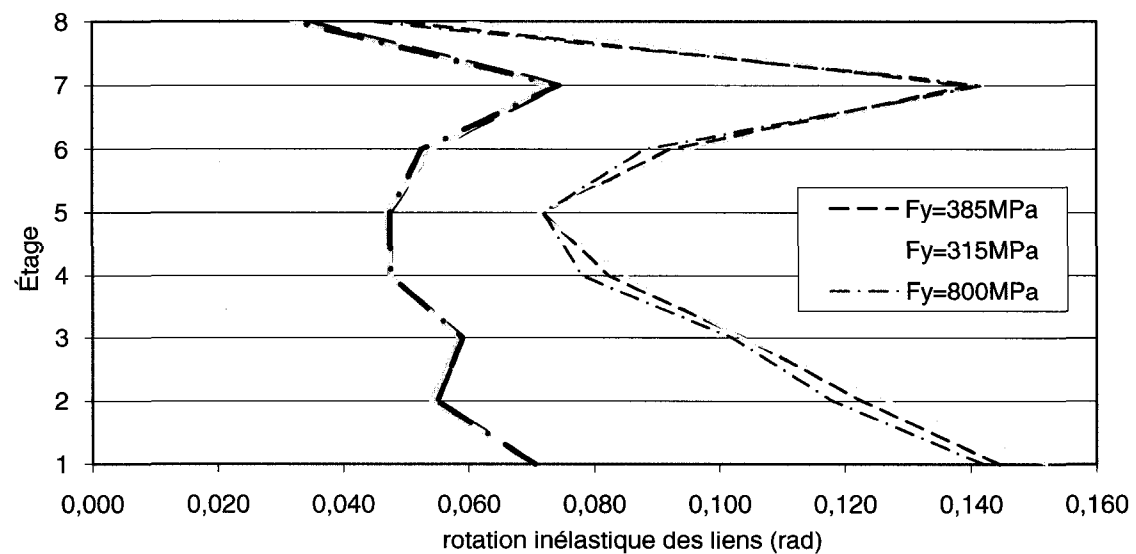


Figure 6.10 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) de la rotation inélastique des liens pour la modélisation OpS selon la limite élastique des membrures hors lien

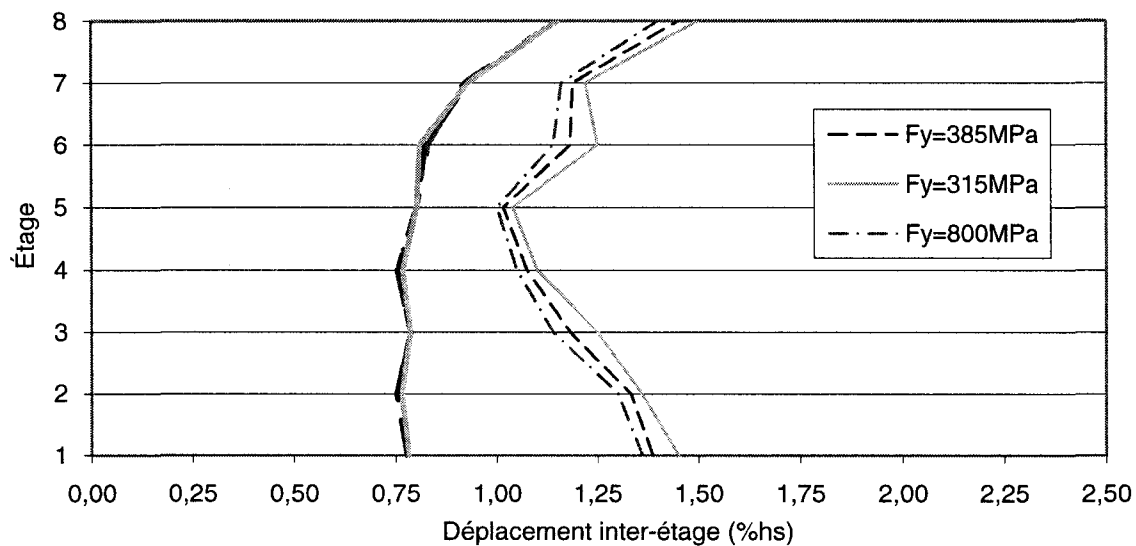


Figure 6.11 Structure VCR8: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage pour la modélisation OpS selon la limite élastique des membrures hors lien

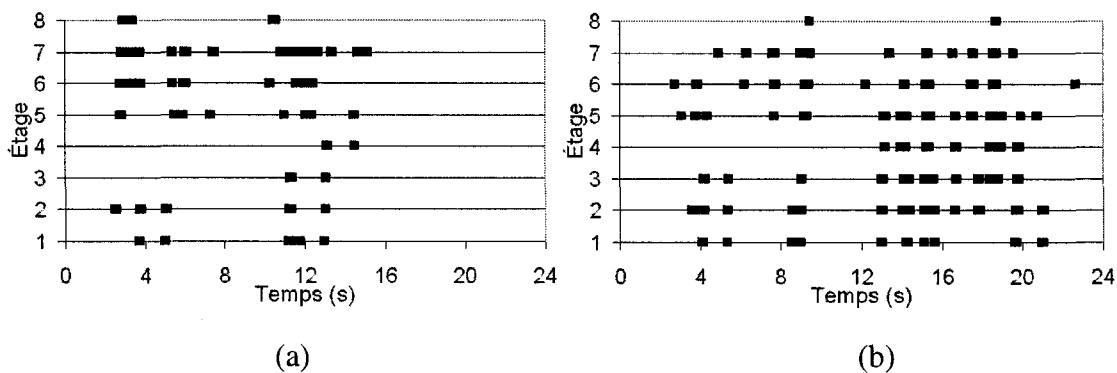


Figure 6.12 Structure MTL8 : fréquence et durée de la plastification des liens pour (a) signal E70701, (b) signal E70704

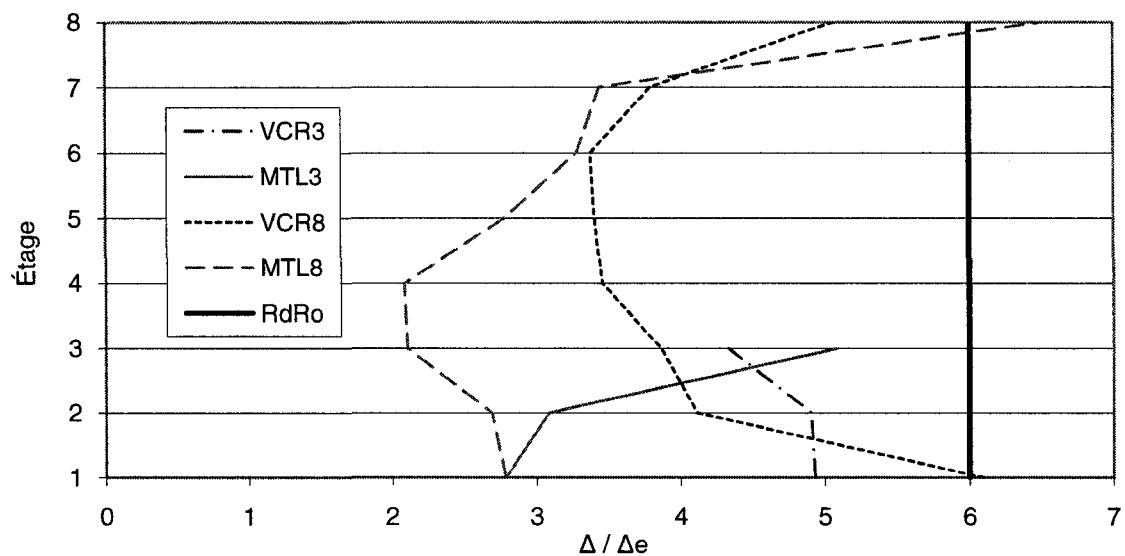


Figure 6.13 Relation entre le déplacement inter-étage élastique de dimensionnement et total médian

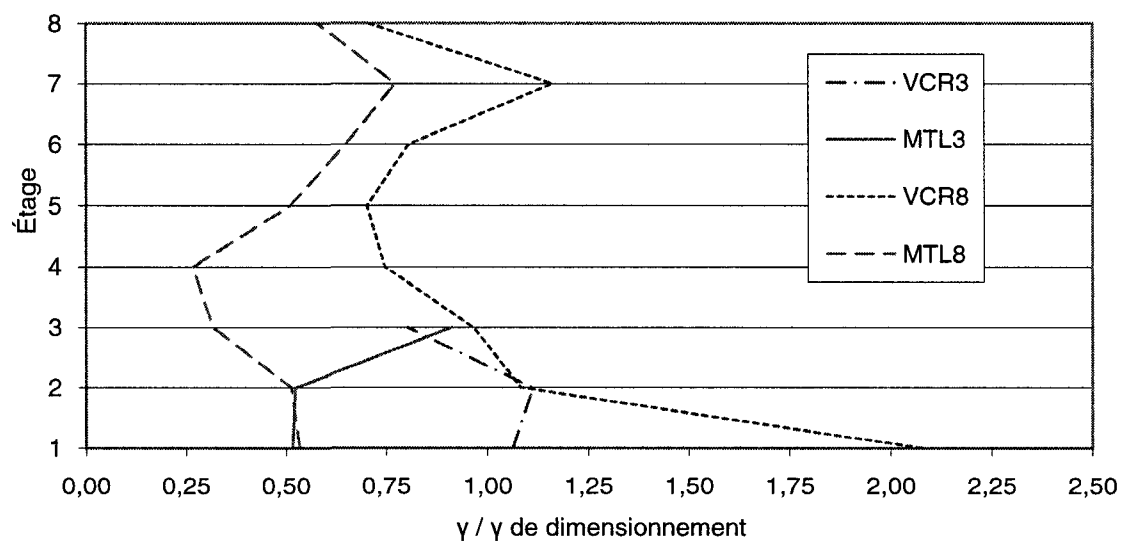


Figure 6.14 Relation entre la rotation inélastique du lien médiane et la rotation inélastique du lien supposé dans le dimensionnement

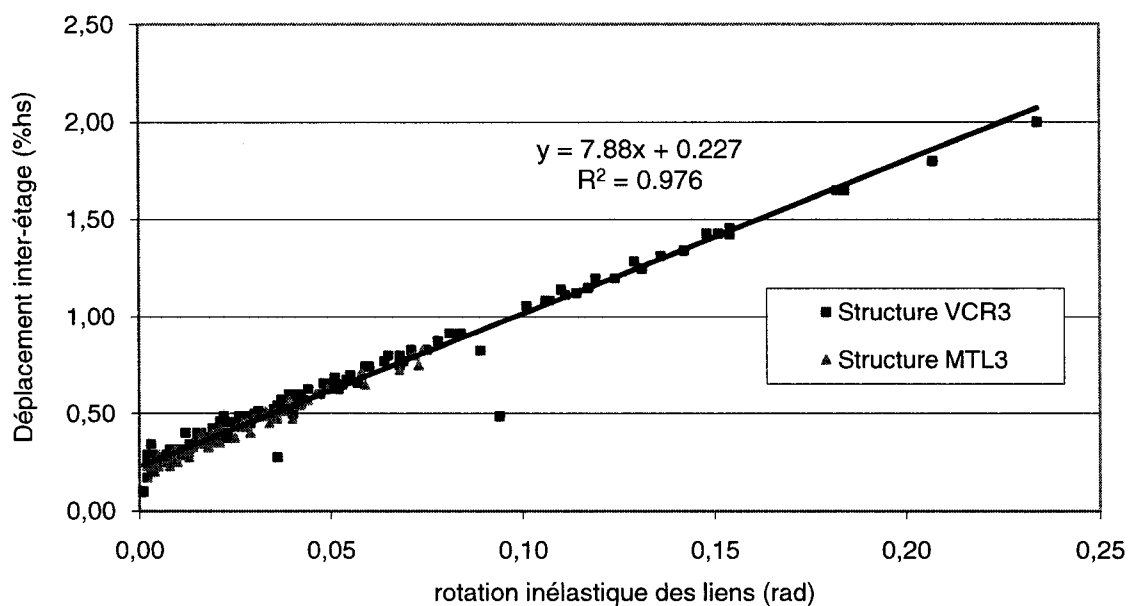


Figure 6.15 Structures VCR3 et MTL3 : relation entre la rotation inélastique des liens et le déplacement inter-étage

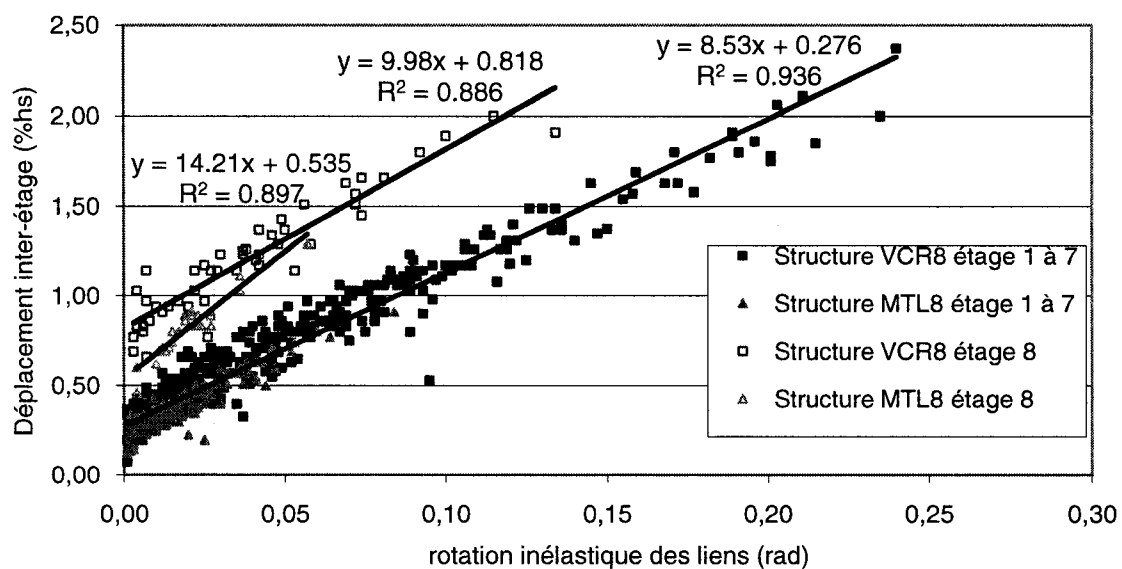


Figure 6.16 Structures VCR8 et MTL8 : relation entre la rotation inélastique des liens et le déplacement inter-étage

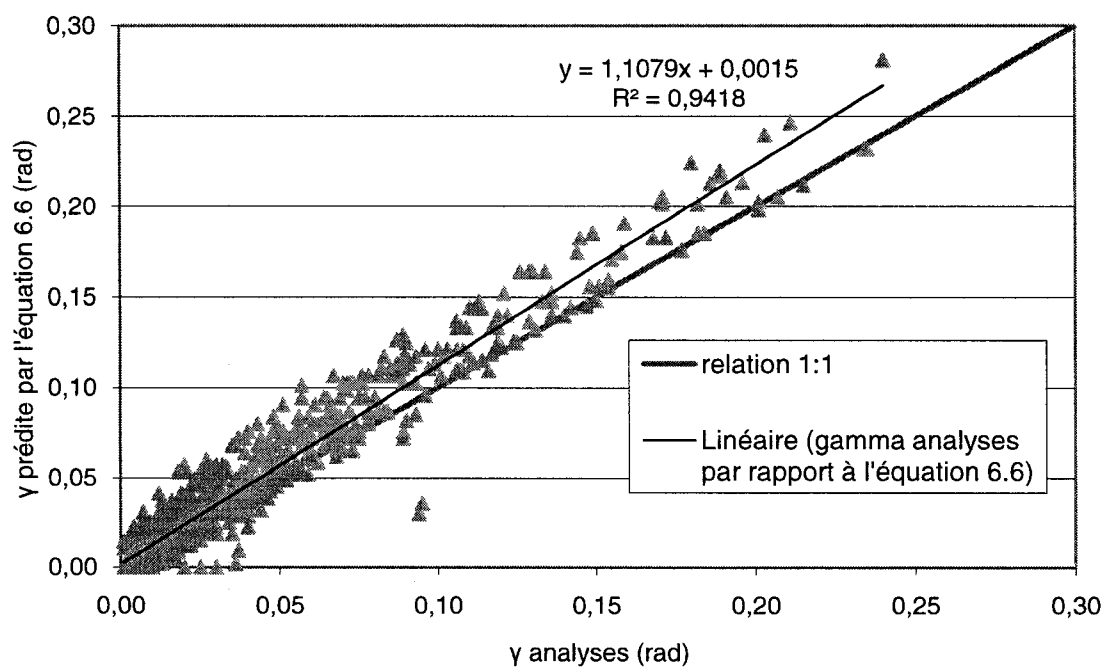
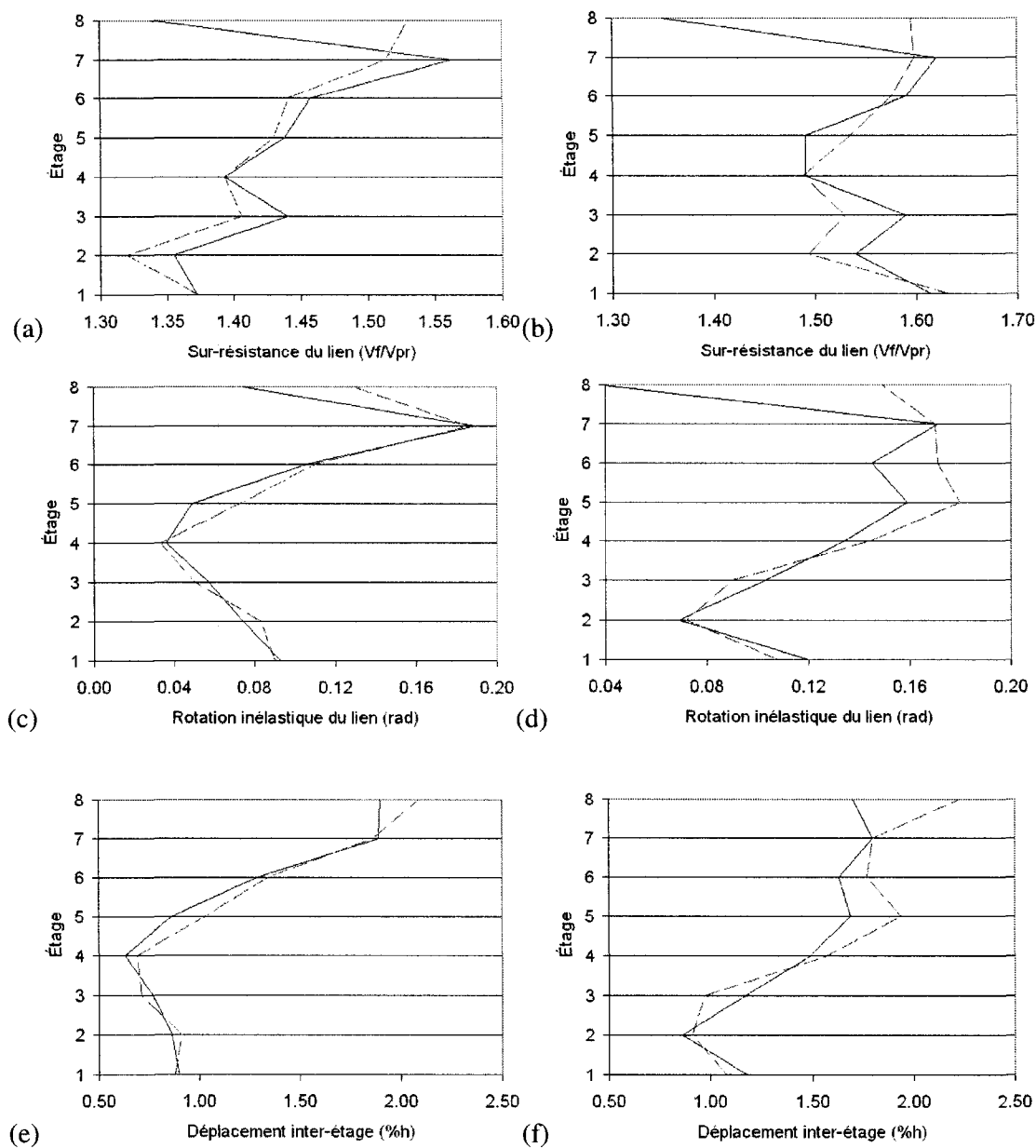


Figure 6.17 Relation entre la rotation inélastique des liens des analyses et celle prévue par l'équation 6.6



Légende : — W200x27 - - - Section toit modifiée

Figure 6.18 Structure VCR8 : comparaison du comportement entre la section de toit W200x27 et modifiée pour les accélérographes V18 (a), (c), (e) et W72302 (b), (d), (f)

Tableau 6.1 Effort axial médian dans les colonnes, incluant les charges de gravité (kN)

Étage	Structure							
	VCR3		MTL3		VCR8		MTL8	
	Dim*	ANSR	Dim.	ANSR	Dim.	ANSR	Dim.	ANSR
1	1992	2115	1699	1684	8834	8934	5971	5095
2	920	978	878	879	7234	7333	5031	4370
3	140	148	197	186	5789	5831	4098	3681
4	--	--	--	--	4331	4399	3209	2966
5	--	--	--	--	3014	3084	2384	2255
6	--	--	--	--	1858	1948	1595	1519
7	--	--	--	--	932	949	849	805
8	--	--	--	--	140	142	160	174

* Dim = Dimensionnement

Tableau 6.2 Ratio du moment fléchissant dans la diagonale et du moment fléchissant dans le lien

Étage	Structure							
	VCR3		MTL3		VCR8		MTL8	
	Dim*	ANSR	Dim.	ANSR	Dim.	ANSR	Dim.	ANSR
1	0.18	0.21	0.28	0.28	0.16	0.18	0.20	0.22
2	0.29	0.28	0.37	0.35	0.19	0.22	0.24	0.25
3	0.33	0.36	0.50	0.52	0.21	0.25	0.31	0.31
4	--	--	--	--	0.21	0.25	0.36	0.34
5	--	--	--	--	0.21	0.24	0.40	0.39
6	--	--	--	--	0.18	0.21	0.41	0.46
7	--	--	--	--	0.31	0.36	0.51	0.56
8	--	--	--	--	0.33	0.36	0.55	0.59

* Dim = Dimensionnement

Tableau 6.3 Structure VCR3 : nombre d'excursions inélastiques des membrures hors lien (exprimé en nombre d'intervalles de temps de 0.01 seconde)

Membrure	Poutre	Colonne	Colonne	Diagonale	Diagonale
Limite élastique (MPa)	385	385	315	385	315
V11	9	0	0	0	129
V12	6	0	11	4	195
V13	9	0	18	0	183
V14	8.5	0	196	4	216.5
V15	20	0	15	0	220
V16	0	0	0	0	0
V17	35.5	0	139.5	21	385
V18	0	0	43	0	57.5
V19	9	0	24	0	223
V20	0	0	0	0	103
W60201	5	5	81	0	139
W60202	0	0	4	0	91
W65301	0	0	57	14	112
W65302	17	0	7	21	187
W65303	9	0	13	47	253
W65304	2	0	3	0	130
W65501	0	0	0	0	33
W65502	4	0	0	0	0
W72301	0	0	6	0	140
W72302	0	0	9	0	63
W72701	0	0	0	0	73
W72702	0	0	0	0	15
W72703	0	0	0	0	25
W72704	0	0	0	0	6

Tableau 6.4 Structures VCR3 et MTL3: ratio demande/capacité des membrures hors lien

Structure	VCR3			MTL3		
Membrure	Médiane	84 ^e	Dim.	Médiane	84 ^e	Dim.
Poutre 1 ^{er} niveau	0.89	0.95	0.94	0.78	0.82	0.88
Poutre 2 ^e niveau	0.98	1.03	1.00	0.84	0.87	0.97
Poutre toit	0.77	0.83	0.94	0.56	0.57	0.75
Colonne 1 ^{er} – 2 ^e	0.98	1.08	0.96	0.85	0.90	0.92
Colonne toit	0.72	0.86	0.70	0.56	0.63	0.49
Diagonale 1 ^{er} niveau	1.13	1.20	0.96	0.92	0.97	0.98
Diagonale 2 ^e niveau	1.04	1.09	0.97	0.91	0.96	0.99
Diagonale toit	1.00	1.09	0.99	0.86	0.89	0.99

Tableau 6.5 Structure VCR3 : caractéristiques principales sous le signal W65302, W72301 et W65501 selon la limite élastique des membrures hors lien.

Signal	W65302			W72301			W65501		
Limite élastique (MPa)	∞	385	315	∞	385	315	∞	385	315
$\Delta_{\max}$ 1 ^{er} étage (%h _s)	1.75	1.73	1.73	1.44	1.42	1.55	0.73	0.72	0.72
$\Delta_{\max}$ 2 ^e étage (%h _s)	1.18	1.22	1.23	0.94	0.97	1.07	0.76	0.77	0.77
$\Delta_{\max}$ 3 ^e étage (%h _s)	0.50	0.50	0.49	0.40	0.40	0.65	0.42	0.42	0.42
Cisaillement à la base (kN)	2237	2233	2230	2196	2192	2190	2092	2091	2090
V _{1max} (rad)	1131	1130	1129	1117	1116	1114	1055	1055	1054
V _{2max} (rad)	686	687	688	679	680	680	667	667	667
V _{3max} (rad)	316	316	315	346	344	343	305	305	305
$\gamma_{1\max}$ (rad)	0.187	0.185	0.184	0.148	0.146	0.161	0.061	0.061	0.061
$\gamma_{2\max}$ (rad)	0.119	0.123	0.124	0.091	0.094	0.103	0.068	0.069	0.069
$\gamma_{3\max}$ (rad)	0.041	0.041	0.040	0.029	0.029	0.035	0.032	0.032	0.032

Tableau 6.6 Structure MTL3 : sur-résistance, rotations inélastiques des liens et déplacement inter-étage

Étage	Sur-résistance des liens (V_f/V_{pr})		Rotation inélastique des liens (rad)		Déplacement inter-étage (%h _s)	
	Médiane	84 ^e	Médiane	84 ^e	Médiane	84 ^e
1	1.26	1.33	0.032	0.057	0.43	0.64
2	1.28	1.39	0.033	0.057	0.49	0.70
3	1.23	1.25	0.037	0.046	0.51	0.60

Tableau 6.7 Structure VCR8 : nombre d'excursions inélastiques des membrures hors lien (exprimé en nombres d'intervalles de temps de 0.01s)

Membrure	Poutre	Colonne	Colonne	Diagonale	Diagonale
Limite élastique (MPa)	385	385	315	385	315
V11	0	0	0	0	121
V12	0	0	104	0	230
V13	0	0	784	0	799
V14	0	0	27	0	141
V15	0	6	70	0	311
V16	0	0	0	0	48
V17	0	0	67.5	0	376
V18	0	0	0	0	146
V19	0	0	51	0	138
V20	0	0	20	0	82
W60201	0	6	34	0	37
W60202	0	0	59	0	200
W65301	23	0	21	19	493
W65302	6	0	59	6	304
W65303	4	0	27	13	405
W65304	0	0	41	0	161
W65501	0	0	43	0	99
W65502	0	0	0	0	74
W72301	0	0	49	5	346
W72302	0	9	218	9	710
W72701	0	0	1	0	351
W72702	0	0	0	0	318
W72703	0	0	51	0	167
W72704	0	0	22	0	19

Tableau 6.8 Structures VCR8 et MTL8: ratio demande/capacité des membrures hors lien

Structure	VCR8			MTL8		
Membrure	Médiane	84 ^e	Dim*	Médiane	84 ^e	Dim
Poutre 1 ^{er} niveau	0.82	0.88	0.78	0.69	0.73	0.83
Poutre 2 ^e niveau	0.92	0.97	0.93	0.74	0.76	0.88
Poutre 3 ^e niveau	0.86	0.89	0.85	0.72	0.75	0.89
Poutre 4 ^e niveau	0.82	0.85	0.85	0.77	0.79	0.94
Poutre 5 ^e niveau	0.79	0.82	0.84	0.81	0.85	0.93
Poutre 6 ^e niveau	0.88	0.90	0.90	0.86	0.88	0.99
Poutre 7 ^e niveau	0.88	0.90	0.89	0.71	0.74	0.82
Poutre toit	0.83	0.84	0.94	0.55	0.56	0.71
Colonne 1 ^{er} – 2 ^e	0.93	0.98	0.99	0.72	0.75	0.95
Colonne 3 ^e – 4 ^e	0.93	1.01	0.95	0.78	0.80	0.99
Colonne 5 ^e – 6 ^e	1.00	1.07	0.99	0.90	0.93	0.99
Colonne 7 ^e – 8 ^e	0.97	1.11	0.95	0.75	0.83	0.88
Diagonale 1 ^{er} niveau	0.97	1.05	0.85	0.79	0.83	0.92
Diagonale 2 ^e niveau	1.09	1.16	0.99	0.73	0.79	0.86
Diagonale 3 ^e niveau	1.00	1.06	0.88	0.72	0.75	0.89
Diagonale 4 ^e niveau	0.95	0.99	0.88	0.67	0.72	0.85
Diagonale 5 ^e niveau	0.98	1.03	0.91	0.71	0.74	0.88
Diagonale 6 ^e niveau	1.05	1.11	0.95	0.77	0.75	0.95
Diagonale 7 ^e niveau	1.03	1.06	0.89	0.72	0.80	0.91
Diagonale toit	1.05	1.10	0.96	0.72	0.74	0.86

* Dim = Dimensionnement

Tableau 6.9 Structure VCR8 : caractéristiques principales sous le signal W65302 et W72302 selon la limite élastique des membrures hors lien

Signal	W65302			W72302			W65304		
Limite élastique (MPa)	∞	385	315	∞	385	315	∞	385	315
$\Delta_{\max}$ 1 ^{er} étage (%h _s)	2.31	2.51	2.61	1.15	1.20	1.22	0.75	0.76	0.76
$\Delta_{\max}$ 2 ^e étage (%h _s)	2.01	2.23	2.35	0.87	1.00	1.03	0.76	0.75	0.75
$\Delta_{\max}$ 3 ^e étage (%h _s)	1.44	1.31	1.28	0.83	0.87	0.89	0.79	0.81	0.82
$\Delta_{\max}$ 4 ^e étage (%h _s)	1.05	0.89	0.85	1.07	1.09	1.11	0.93	0.93	0.92
$\Delta_{\max}$ 5 ^e étage (%h _s)	0.89	0.83	0.80	1.31	1.36	1.39	0.94	0.89	0.89
$\Delta_{\max}$ 6 ^e étage (%h _s)	0.77	0.78	0.77	1.37	1.45	1.48	0.93	0.92	0.92
$\Delta_{\max}$ 7 ^e étage (%h _s)	0.93	0.95	0.94	1.15	1.12	1.12	1.04	1.10	1.10
$\Delta_{\max}$ toit (%h _s)	0.77	0.78	0.78	0.60	0.57	0.57	0.87	0.86	0.85
Cisaillement à la base (kN)	3033	3045	3057	2883	2864	2860	2797	2787	2789
V _{1max} (rad)	1571	1589	1598	1456	1460	1462	1415	1416	1416
V _{2max} (rad)	1314	1331	1330	1216	1228	1227	1208	1207	1207
V _{3max} (rad)	1092	1082	1080	1047	1050	1051	1046	1048	1048
V _{4max} (rad)	1060	1048	1045	1059	1060	1061	1053	1052	1051
V _{5max} (rad)	911	907	904	933	937	938	910	909	909
V _{6max} (rad)	701	702	699	762	766	767	738	738	738
V _{7max} (rad)	504	504	504	511	508	508	508	511	511
V _{8max} (rad)	319	320	319	305	304	304	349	348	348
$\gamma_{1\max}$ (rad)	0.261	0.286	0.298	0.117	0.123	0.126	0.067	0.068	0.068
$\gamma_{2\max}$ (rad)	0.203	0.226	0.232	0.068	0.083	0.084	0.055	0.055	0.054
$\gamma_{3\max}$ (rad)	0.137	0.121	0.117	0.060	0.065	0.066	0.059	0.061	0.061
$\gamma_{4\max}$ (rad)	0.070	0.062	0.057	0.080	0.083	0.084	0.070	0.069	0.067
$\gamma_{5\max}$ (rad)	0.065	0.056	0.052	0.106	0.112	0.115	0.061	0.060	0.060
$\gamma_{6\max}$ (rad)	0.042	0.042	0.042	0.110	0.119	0.122	0.056	0.055	0.055
$\gamma_{7\max}$ (rad)	0.071	0.073	0.056	0.094	0.087	0.087	0.089	0.096	0.096
$\gamma_{8\max}$ (rad)	0.041	0.042	0.041	0.033	0.033	0.033	0.077	0.074	0.073

Tableau 6.10 Structure MTL8 : sur-résistance, rotations inélastiques des liens et déplacement inter-étage

Étage	Sur-résistance des liens (V_f/V_{pr})		Rotation inélastique des liens (rad)		Déplacement inter-étage ($\%h_s$)	
	Médiane	84 ^e	Médiane	84 ^e	Médiane	84 ^e
1	1.14	1.20	0.016	0.023	0.30	0.38
2	1.16	1.25	0.019	0.025	0.36	0.40
3	1.12	1.18	0.013	0.016	0.31	0.37
4	1.11	1.19	0.012	0.017	0.34	0.40
5	1.20	1.24	0.024	0.029	0.48	0.51
6	1.26	1.30	0.033	0.043	0.59	0.63
7	1.25	1.32	0.034	0.059	0.54	0.77
8	1.06	1.17	0.022	0.035	0.89	1.02

Tableau 6.11 Structure VCR8 : propriétés de la section de lien au toit originale et modifiée

Section de toit	W200x27	Modifiée
A (mm ²)	3400	2962
d (mm)	207	175
b _f (mm)	133	133
t (mm)	8.4	8.4
w (mm)	5.8	4.6
b _f /t	7.9	7.9
h/w	32.8	34.4
M _r (kN-m)	86.6	67.7
V _r (kN)	208	139
V _f /φV _c	0.58	0.87
eM _p /V _p	1.4	1.2

CHAPITRE 7 - ÉTUDE DÉTAILLÉE DU COMPORTEMENT DES MEMBRURES HORS LIEN ET LEUR EFFET SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL DES CADRES

Dans ce chapitre, on examine en détail la plastification et la stabilité des membrures hors lien, plus particulièrement les poutres et diagonales, et leurs effets sur le comportement global des cadres. Pour mieux observer ces effets, la géométrie du cadre étudié est légèrement modifiée en adoptant un lien un peu plus long, tout en favorisant toujours un comportement inélastique en cisaillement de celui-ci. Quatre différentes approches au dimensionnement sont étudiées, en variant les hypothèses de distribution du moment entre la poutre et la diagonale ainsi que l'amplification de résistance des liens. Ensuite, pour les quatre modèles, la rotation inélastique des poutres hors lien sera comparée à deux limites proposées dans la littérature. Une attention particulière est également apportée à la déformée des diagonales afin de déterminer leur niveau d'endommagement ou s'il y a fracture. La réponse sismique des CCE est observée en examinant les sur-résistances et les rotations inélastiques des liens ainsi que les déplacements inter-étages. Finalement, une comparaison rapide avec les CCE étudiés au chapitre 6 sera effectuée.

7.1 Introduction

Il a été vu au chapitre 6 (sections 6.2.1 et 6.3.1) que la plastification des membrures hors lien peut avoir une influence significative sur les critères de déformations de la structure (rotation inélastique des liens ou déplacement inter-étage). Ceci est particulièrement vrai pour les signaux excitant davantage les structures de Vancouver. La différence dans les déformations d'une structure modélisée avec des membrures hors lien élastiques et inélastiques peut atteindre jusqu'à 40 % pour certains accélérogrammes.

Tel que spécifié au chapitre 4, la modélisation sur OpenSees ne permettait pas de reproduire ou prédire les phénomènes de voilement local ou d'instabilité hors plan

des membrures, ce qui peut être problématique lorsque les membrures subissent des déformations inélastiques importantes sous l'effet de moments fléchissant et efforts axiaux. Les modèles OpenSees ne permettaient pas non plus de reproduire ou prédire la fracture des membrures causée par des déformations inélastiques trop importantes.

Afin d'évaluer plus précisément le niveau d'endommagement des membrures pour la modélisation effectuée sur OpenSees, des critères ont été déterminés pour la rotation inélastique des sections poutres (voilement local et instabilité hors plan) et pour la déformation des diagonales (fracture).

Les études présentées dans ce chapitre ont été effectuées uniquement sur une version modifiée de la structure VCR8 : la longueur du lien ductile a été augmentée afin d'obtenir des moments fléchissant plus importants dans le lien, et par le fait même, dans les membrures hors lien. La structure modifiée est présentée à la section 7.3.1.

7.2 Critères de rupture

7.2.1 Rotation inélastique des poutres

Équation de Kemp

La Figure 7.1 illustre le principe de ductilité des poutres. Celle-ci est généralement définie comme la rotation inélastique disponible, θ_a , lorsque le moment fléchissant appliqué excède la valeur de dimensionnement maximale prévue M_p . Habituellement, cette rotation inélastique disponible est exprimée selon sa capacité de rotation, R :

$$R = \frac{\theta_a}{\theta_e} \quad (7.1)$$

où θ_e est la rotation élastique de la poutre à l'atteinte de M_p . Cette capacité de rotation est dépend principalement des trois paramètres suivants :

- Voilement local inélastique des semelles et de l'aile : ce paramètre peut être évalué par l'élancement des semelles b/t et de l'âme h/w . Ces élancements sont les critères principaux pour déterminer le voilement local et par la suite la classe des sections dans la plupart des normes de dimensionnement, incluant le CSA-S16. Les limites d'élancement de la semelle et de l'âme pour cette norme sont présentées au Tableau 7.1. La classe de section est alors utilisée pour déterminer le type d'analyse permise : une capacité plastique significative des contraintes pour la classe 1, limitée pour une section de classe 2 et nulle (comportement élastique seulement) pour une section de classes 3 et 4. Une représentation visuelle de ces classes sur le comportement plastique des sections est illustrée à la Figure 7.1
- Rapport d'élancement de la membrure pour le déversement (instabilité hors plan) L/r_y , où r_y est le rayon de giration de la section selon son axe faible.
- Présence d'effort axial : l'effort axial augmente la profondeur de l'âme en compression, réduisant la ductilité en flexion. Cet effet est pris en compte dans la norme CSA-S16 en ajustant l'élancement de l'âme h/w (voir Tableau 7.1). Cependant, Kemp (1996) a démontré que l'effet de l'effort axial est beaucoup plus important et affecte davantage la ductilité à ce que la norme prescrit.

Kemp (1996) a proposé un modèle sous un chargement monotonique permettant de déterminer la capacité de rotation R avant que la résistance en flexion chute sous la valeur de M_p en raison de l'un ou d'une combinaison des trois modes d'instabilité suivants : voilement local de l'âme, voilement local de l'aile et déversement de la membrure. Les paramètres de base utilisés dans le modèle sont les suivants :

- Facteur de limite élastique pour la semelle ou l'âme : $\gamma = (F_y / 250)^{0.5}$. Dans le reste du texte, γ_f sera désigné pour le facteur de la semelle et γ_w pour l'âme.

- Ratio d'élancement pour le déversement latéral : $(L_i/r_{yc})\gamma_f$, où L_i est la longueur du moment maximal au point adjacent d'inflexion et r_{yc} est le rayon de giration de la portion élastique en compression de la section.
- Facteur d'élancement de la semelle pour le déversement local : $K_f = 1/9(b_f/t)\gamma_f$, compris entre $0.7 < K_f < 1.5$. Une valeur de K_f de 1.0 correspond environ à la limite d'une section de classe 1 du CSA-S16 présentée au Tableau 7.1.
- Facteur d'élancement de l'âme pour le déversement local : $K_w = 1/70(h_c/w)\gamma_w$, compris entre $0.7 < K_w < 1.5$. Une valeur de K_w de 1.0 correspond environ à la limite d'une section de classe 1 du CSA-S16 présentée au Tableau 7.1.
- Facteur de distorsion K_d de la dalle de béton dans la région de moment négatif des poutres composites ($K_d = 1$ pour une poutre en acier non composite et 0.71 pour une poutre composite).

Ces paramètres sont combinés dans l'expression suivante pour obtenir le ratio effectif d'élancement latéral, λ_e :

$$\lambda_e = K_f K_w K_d (L_i / r_{yc}) \gamma_f, \text{ compris entre } 25 < \lambda_e < 140 \quad (7.2)$$

Finalement, la capacité en rotation est reliée à λ_e par la relation suivante :

$$R = 3.015 \left(\frac{60}{\lambda_e} \right)^{1.5} \quad (7.3)$$

Dans le cas où un support latéral est fourni à un point intermédiaire entre la position du moment maximal et du point d'inflexion, on peut diviser λ_e entre les points de retenue par $(1.0 + 0.61\beta)$, où β est le ratio des moments minimal et maximal entre les points de retenue latérale.

Kemp a démontré que la ductilité flexionnelle est diminuée lorsque l'axe neutre plastique ne se situe pas à la demi-profondeur d'une section W. Ceci peut être causé par une force axiale ou par une section possédant des semelles de dimensions différentes. On explique ce phénomène par le fait que le voilement local et le déversement dépendent largement de l'intensité et de la distribution de la contrainte sur la partie comprimée d'une section W, plus particulièrement par les facteurs suivant:

- La rotation inélastique disponible θ_a dans la région plastifiée de la membrure est déterminée par l'intégration de la courbure inélastique dans cette région. Ceci implique donc que le gradient de contrainte dans la partie comprimée est inversement proportionnel à la profondeur de l'âme en compression. Cet effet est crucial afin d'expliquer la perte de ductilité due à l'effort axial.
- La plus grande profondeur de l'âme en compression augmente la possibilité du voilement local de l'âme, ce qui est reflété par le facteur K_w de l'équation 7.2.
- Le rayon de giration r_{yc} inclus dans l'équation 7.2 est réduit lorsque la portion élastique en compression utilisée dans le calcul de r_{yc} est augmentée.
- L'effet d'obtenir plus de la moitié de la profondeur de l'âme en compression par une force axiale est donc considéré dans le modèle de Kemp par les valeurs modifiées de K_w et r_{yc} . De plus, une valeur ajustée de la rotation inélastique, θ_a' , et la capacité en rotation, R' , sont obtenues par les équations suivantes afin de tenir compte du gradient de contraintes plus faible :

$$\theta_a' = \theta_a / \alpha ; R' = R / \alpha \quad (7.4, 7.5)$$

où $\alpha = 2h_c/h$ est le ratio du double de la profondeur plastique de l'âme en compression sur la profondeur totale ($\alpha = 1.0$ lorsqu'aucun effort axial n'est présent et

2.0 lorsque la force axiale en compression est suffisante pour plastifier l'âme de la section sur toute sa profondeur).

Comme dans la plupart des normes de dimensionnement, le CSA-S16 considère l'effet de l'effort axial sur le voilement local de l'âme (voir les facteurs au Tableau 7.1), mais néglige la rotation inélastique diminuée par les équations 7.4 et 7.5 ainsi que le rayon de giration réduit.

Équation d'Okazaki et al. (2006)

Okazaki et al. (2006) a réalisé une étude analytique sur le comportement cyclique des poutres de cadres à nœuds rigides soumises à des sollicitations cycliques. Ces analyses ont été effectuées sous le protocole de chargement cyclique recommandé de AISC 2005 pour les assemblages poteau/poutre des cadres à nœuds rigides. Cette étude a permis de définir une équation déterminant la rotation maximale totale, θ , d'une poutre en fonction de ses paramètres géométriques :

$$\theta = \left(95 - 21 \frac{h}{b_f} \right) \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-1.6} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.1} \quad (7.6)$$

On remarque que contrairement au modèle de Kemp, cette équation ne tient pas compte directement du déversement latéro-torsionnel ainsi que du flambement local de l'aile et de l'âme. Par contre, les paramètres de l'équation ont été déterminés pour des essais où l'élancement hors plan des poutres, λ , variait de 60 à 100. De plus, l'influence de l'effort axial n'est pas considérée puisque celui-ci est négligeable dans le cas de cadres à nœuds rigides.

7.2.2 Fracture des diagonales

Tel que spécifié précédemment, le modèle OpenSees ne permet pas de prédire la fracture des membrures. Il n'est donc pas possible de déterminer directement si la plastification des membrures est suffisante pour entraîner une fracture.

Afin de déterminer le niveau d'endommagement des sections de diagonales composées de profilés HSS rectangulaires, Tremblay et al. (2003) a réalisé une étude expérimentale sur la performance sismique de vingt-quatre de ces sections. Lors des expérimentations, tous les spécimens ont subi des évènements successifs de plastification en tension et de flambement hors plan du cadre, causant une rotule plastique à mi-longueur entre supports. Le voilement local des parois se développe éventuellement dans la rotule plastique à l'occasion d'une grande déformation en compression imposée en compression, ce qui conduit à l'apparition de fissures et la fracture de la diagonale lors du rechargement en tension. Des élongations permanentes ont également été observées lors de ces essais.

À partir de ces expérimentations, Tremblay et al. ont proposé des relations empiriques simplifiées pour prédire la rotation plastique des diagonales donnant lieu à la rupture des diagonales, θ_f :

$$\theta_f = 0.091 \left(\frac{b_o}{t} \frac{d_o}{t} \right)^{-0.1} \left(\frac{KL}{r_y} \right)^{0.3} \quad (7.7)$$

où b_o et d_o sont respectivement la largeur et la hauteur de la section de la diagonale et θ_f est l'angle de rotation plastique hors plan, tel que montré à la Figure 7.2.

Il est alors possible de comparer la rotation maximale avant la fracture, θ_f , à celle observée lors des analyses inélastiques, θ_i , obtenue par la formule suivante :

$$\theta_i = 2 \sqrt{\frac{\delta_c}{2L}} \quad (7.8)$$

où δ_c est la déformation axiale en compression, en incluant l'élongation permanente, tel que montré à la Figure 7.2. Cette définition de θ_i suppose qu'une rotation identique se développe aux deux extrémités de la plaque de la diagonale. En

plus de prédire la capacité inélastique critique, cette équation permet de déterminer la déformation hors plan maximale. Ceci peut s'avérer utile pour définir l'espacement nécessaire entre les diagonales et le mur extérieur d'un bâtiment afin de ne pas provoquer des dommages non structuraux potentiellement dangereux.

7.3 Bâtiments étudiés

7.3.1 Description des dimensionnements

Tel que spécifié précédemment, le bâtiment de huit étages de Vancouver a été utilisé afin d'étudier les critères d'endommagement présentés à la section 7.2. Cependant, afin d'augmenter les moments fléchissant dans les membrures hors lien, la structure VCR8 a été légèrement modifiée par rapport à celle présentée au chapitre 3 et étudiée au chapitre 6. En effet, la longueur du lien a été augmentée 800 mm, comparativement à 600 mm pour la structure VCR8 originale. Le moment fléchissant dans le lien étant directement lié à la longueur du lien (voir équation 3.2), on augmente alors les moments fléchissant générés dans le lien par un facteur de 1.33 (= 800/600). Ceci permet d'obtenir une situation plus critique pour l'évaluation de ces membrures. Aucune autre modification n'a été apportée à la géométrie du contreventement.

Puisque le cisaillement dans le lien ne dépend pas de la longueur des liens (voir équation 3.1) et que ceux-ci demeurent critiques en cisaillement ($e < 1.6M_p/V_p$), aucune modification des sections des poutres n'était nécessaire pour les liens eux-mêmes suite à l'augmentation de la longueur des liens. La situation est identique au niveau des colonnes puisque leur dimensionnement est essentiellement basé sur la force de cisaillement anticipée des liens, effort qui n'a pas été modifié.

Par contre, puisque les moments dans le lien ont été augmentés par un facteur de 1.33 (en excluant les moments provenant des charges de gravité, qui restent constants) et que les poutres ont été inchangées, les sections diagonales ont dû être modifiées

afin de reprendre une partie du moment fléchissant supplémentaire. Quatre séries de dimensionnements de diagonales ont été effectuées selon les cas suivants :

A) Les diagonales ont été conçues de façon à assurer un comportement élastique des poutres hors lien. La distribution des moments fléchissant a été réalisée avec la méthode élastique (section 2.2.4) et utilisée lors des dimensionnements originaux.

B) Les diagonales ont été conçues de façon à résister à l'excédant du moment que la section de poutre hors lien ne peut reprendre une fois qu'elle a atteint la plastification. La première étape est de déterminer la capacité en flexion de la section de poutre hors lien conjointement à l'effort axial amplifié provenant du lien. Le moment obtenu de la différence entre le moment provenant du lien et la capacité en flexion de la poutre hors lien est ensuite transféré à la diagonale et utilisé pour le dimensionnement de la diagonale. Finalement, on s'assure que le rapport de rigidité entre ces membrures après le dimensionnement permet toujours une distribution plastique du moment.

C) Les diagonales ont été conçues en assumant une connexion rotulée entre la poutre et la diagonale. Le dimensionnement de la diagonale a alors été effectué seulement pour l'effort axial provenant du cisaillement amplifié du lien. Par contre, le modèle OpenSees n'a pas été modifié en conséquence, de sorte qu'une connexion rigide demeure présente dans les analyses. Ceci a comme effet d'obtenir une diagonale sous-dimensionnée. De plus, la section de poutre hors lien n'a pas été modifiée même si le moment appliqué est supérieur à sa capacité flexionnelle, causé par un transfert de moment fléchissant entre la poutre et la diagonale lors du dimensionnement. Ce cas a été analysé afin de voir l'effet d'une plastification marquée des membrures hors lien par un mauvais dimensionnement de celles-ci.

D) Les diagonales ont été conçues de façon identique au cas A, mais en supposant un facteur de sur-résistance des liens de 1.0 au lieu de 1.3 lors du dimensionnement des poutres hors lien et des diagonales. Il a été démontré au chapitre

6 que la sur-résistance des liens est fréquemment supérieure à 1.3, mais que cela ne posait pas un obstacle à la bonne performance du système. L'objectif de ce cas est d'évaluer si le comportement du contreventement est toujours adéquat avec un facteur de sur-résistance des liens inférieur à 1.3. On doit évidemment s'attendre à une plastification plus marquée dans les membrures hors lien. Aucun changement n'a été apporté au dimensionnement des colonnes.

Dans tous ces cas, la diagonale a été dimensionnée avec les mêmes hypothèses qu'au chapitre 3, soit des coefficients de longueur effective dans le plan et hors plan égaux à 0.9 et 1.0, respectivement. Le choix de la pièce doit être limité à une section de classe 1 ou 2. En plus des moments fléchissant provenant de la répartition élastique entre les membrures, les efforts axiaux amplifiés provenant du lien ainsi que les charges de gravité ont été ajoutés lors du dimensionnement. Le Tableau 7.2 montre le choix des diagonales et le ratio demande/capacité de la poutre hors lien correspondant selon les quatre cas de dimensionnement présentés ci-dessus. On y remarque que les diagonales pour les cas A et B sont très semblables avec un poids total des diagonales d'environ 6000 kg pour les deux cas (6% de moins pour le cas B). Ceci est de beaucoup supérieur au poids obtenu des cas C et D qui ont un poids d'environ 4000 kg. La situation était prévisible puisque les cas de dimensionnement C et D sont beaucoup moins sévères. On peut cependant s'attendre à un niveau de plastification beaucoup plus élevé pour ces deux dimensionnements de CCE.

7.3.2 Calcul des limites des critères de rupture

Rotation des poutres

Les critères de rupture décrits à la section 7.2 ont été calculés pour les poutres et les diagonales choisies lors des dimensionnements. Le Tableau 7.3 montre les principaux résultats à l'obtention des valeurs de capacité de rotation de Kemp pour les poutres hors lien. La colonne (8) de ce tableau contient les valeurs de R , variant de 1.41 à 2.98. Notons que l'ensemble des poutres choisies est de classe 1 selon le CSA-

S16. La valeur de λ_e a été modifiée par le facteur $(1.0 + 0.61\beta)$ puisqu'un appui intermédiaire est nécessaire pour respecter la distance non supportée latéralement maximale lors d'une analyse plastique. Selon le CSA-S16, cette longueur, dénotée L_{cr} , ne doit pas être supérieure à l'équation suivante pour une poutre hors lien d'un CCE :

$$\frac{L_{cr}}{r_y} = \frac{25000 + 15000\kappa}{F_y} \quad (7.9)$$

où κ est le ratio du moment à chaque extrémité de la longueur non supportée de la poutre. Puisque L_{cr} varie de 2032 à 2779 mm pour l'ensemble des poutres, et que les poutres hors lien ont une longueur de 3600 mm, il a été décidé d'utiliser un appui latéral à mi-portée pour toutes les poutres. Ceci implique $\beta = 0.5$ et un facteur de modification de λ_e égal à 1.305.

Ces valeurs de capacité de rotation tiennent compte de l'effort axial présent dans la poutre hors lien. Cet effet est important puisque la valeur de α (ratio du double de la profondeur plastique de l'âme en compression sur la profondeur totale) varie de 1.24 à 1.71 avec une médiane de 1.52. Pour fin de comparaison, les valeurs de capacité en rotation en négligeant l'effort axial sont présentées à la colonne (9) du Tableau 7.3. On note alors des valeurs de R variant de 1.85 à 5.22 avec une médiane de 3.23. Ces valeurs sont dans l'ordre de grandeur de ce que Kemp (1996) a proposé, soit une valeur de $R = 3$ pour les sections de classe 1. Par contre, en considérant l'effort axial, R est significativement inférieur à 3. Ceci s'explique en partie par le fait que la norme CSA-S16 ne tient pas compte adéquatement de la présence de l'effort axial lors du classement des sections, comme il était mentionné à la section 7.2.1 (la norme néglige le rayon de giration réduit). Il est alors possible de considérer une section de classe 1 selon la norme CSA-S16 qui ne présente pas le niveau de ductilité proposé par Kemp. Finalement, le rapport de l'écart médian est de 80 % entre les valeurs de R avec présence d'un effort axial et sans effort axial, ce qui démontre l'effet significatif de la compression sur la capacité en rotation dans le cas des poutres hors lien des CCE.

La rotation élastique des poutres, θ_e , a été déterminée à partir de la déformée élastique à l'extrémité d'une poutre en porte-à-faux de même section et de même longueur que la poutre hors lien qui est soumise à une charge ponctuelle à son extrémité libre. La charge appliquée est celle produisant un moment égal à M_p à l'extrémité encastree de la poutre et la rotation est égale à la déformée divisée par la longueur de la poutre. Lors des calculs, la limite élastique des poutres a été considérée à 385 MPa et la longueur du porte-à-faux à 3600 mm. Les rotations élastiques sont présentées à la colonne (11) du Tableau 7.3 et varient de 0.0114 radians au premier niveau à 0.0250 radians au toit.

Le Tableau 7.4 indique les rotations totales permises des poutres selon l'équation d'Okazaki et al. (2006). Les rotations ont été calculées à l'aide de l'équation 7.6, mais ont été réduites par le facteur α du modèle de Kemp afin de considérer l'effet de l'effort axial sur la perte de la rotation des poutres (colonne (3) du Tableau 7.4). La colonne (4) de ce même tableau présente le rapport entre la partie de la rotation inélastique de θ sur la rotation élastique de la poutre, θ_e , calculée précédemment. On obtient alors une seconde valeur de R :

$$R = \frac{\theta - \theta_e}{\theta_e} \quad (7.10)$$

En utilisant cette équation, on obtient des valeurs de R variant de 0.51 à 2.16. Ces valeurs sont plus critiques que celles obtenues par Kemp. Ceci était prévisible puisque cette équation est basée sur une sollicitation cyclique sévère comparativement à une sollicitation monotonique pour le modèle de Kemp. Les valeurs de R de l'équation d'Okazaki et al. sont en médiane environ deux fois plus petites que celles de Kemp, avec un maximum de 3.33 pour la poutre au niveau six.

Fracture des diagonales

Le Tableau 7.5 indique les rotations à la fracture, θ_f , des diagonales employées pour les quatre types de structure. Celles-ci ont été évaluées à l'aide de l'équation 7.7.

Les valeurs de θ_f varient de 0.136 à 0.178 radians, montrant une dispersion des résultats plutôt faible. En considérant la longueur nette de la diagonale, il est possible, en utilisant l'équation 7.8, de déterminer la déformée axiale maximale afin de respecter la rotation à la rupture. On obtient alors une déformée axiale critique de diagonale variant entre 41.8 mm et 71.6 mm, selon les valeurs de rotations à la fracture et la longueur nette de la diagonale.

7.4 Résultats

Dans cette section, on présente les résultats des analyses effectuées. Les vingt-quatre accélérogrammes de l'ouest du Canada ont été utilisés pour les quatre CCE présentés à la section 7.3.1. La modélisation OpS (OpenSees avec liens modélisés par trois ressorts bilinéaires) a été employée lors de ces analyses. Les résultats seront donnés en premier lieu pour la rotation inélastique des poutres hors lien et diagonales. Ensuite, la réponse sismique globale du CCE sera évaluée en fonction de la sur-résistance et rotation inélastique des liens ainsi que les déplacements inter-étages.

7.4.1 Rotation inélastique des poutres

La Figure 7.3 montre la rotation de la poutre au deuxième niveau pour quatre signaux distincts du cas de dimensionnement D (V15 et W65502, représentant approximativement la sollicitation médiane des résultats ainsi que W65303 et W65501, représentant le 84^e pourcentile). On remarque que les cycles de rotation inélastique sont plutôt limités, étant au maximum de 4 pour un signal distinct. En ce sens, la limite de rotation proposée par Okazaki et al. (2006), qui s'adresse aux poutres de cadres rigides soumises à une sollicitation cyclique, est probablement trop sévère dans le cas d'une poutre hors lien de CCE. De plus, l'intensité de plastification dans les poutres de cadres rigides est beaucoup plus importante que dans le cas d'un CCE. Par contre, l'équation de Kemp est sûrement non conservatrice pour cette application puisque la sollicitation monotonique supposée n'est pas respectée. On peut

affirmer que la capacité de rotation réelle des poutres hors lien de CCE se situe probablement entre ces deux modèles.

Les valeurs médianes, du 84^e pourcentile et maximales de la rotation inélastique des liens sont présentées au Tableau 7.6 pour les quatre cas de dimensionnement. Afin d'obtenir ces demandes, les rotations inélastiques des poutres ont préalablement été déterminées en soustrayant la rotation élastique à la différence des rotations calculées aux deux extrémités des poutres hors lien à chaque pas de temps pour l'ensemble des analyses. Pour les cas A et B, la demande de rotation, R , maximale est de 0.51 au deuxième niveau avec une médiane maximale de 0.04 au quatrième étage. On remarque que pour ces cas, le niveau de plastification est largement sous les valeurs de R de Kemp, variant de 1.41 au toit à 2.98 au premier niveau. La demande maximale est également plus de la moitié moins du R proposé par Okazaki et al. à l'étage correspondant, qui est de 1.07. La valeur médiane de R sur l'ensemble des niveaux démontre que le faible niveau de rotation inélastique des poutres ne semble pas être problématique pour ces cas. Ceci était prévisible car le cas A suppose une réponse élastique de toutes les membrures hors lien tandis que le cas B, qui assume une redistribution du moment hors lien après plastification de la poutre, comporte des diagonales d'un poids similaire. Sur la base de ces résultats, il semble justifié d'utiliser un dimensionnement selon les hypothèses du cas B puisque le niveau de plastification des poutres est limité et n'entraîne pas de rotation inélastique majeure.

Le comportement de la structure pour le cas C est discuté ci-dessous. Dans le cas D, le facteur de sur-résistance en cisaillement des liens a été fixé à 1.0 au lieu de 1.3 pour le dimensionnement des poutres hors lien et diagonales. Pour ce cas, la valeur médiane et le 84^e pourcentile des rotations sont sous les capacités en rotation respectives à chacun des niveaux. Cependant, les valeurs maximales de rotation sont cependant beaucoup plus élevées, particulièrement aux deux premiers niveaux. Des demandes en rotation inélastique allant jusqu'à $R = 13.1$ ont été obtenues au premier niveau, dépassant largement la capacité de 2.98 (par Kemp) ou de 2.16 (par Okazaki)

disponible pour la poutre à ce niveau. Cette situation aurait fort probablement conduit à une rupture de la poutre. La demande a excédé la capacité en rotation à trois reprises au premier niveau et quatre fois au deuxième niveau, pour un total de cinq accélérogrammes distincts.

Pour le cas C, où le dimensionnement est effectué en assumant une connexion rotulée entre la diagonale et la poutre, mais considérée rigide lors de l'analyse, la rotation inélastique des poutres est adéquate pour tous les niveaux selon les statistiques médianes et du 84^e pourcentile. Par contre, celle-ci a été dépassée au deuxième niveau lors du séisme W65303 avec une valeur de $R = 2.63$, comparée à une valeur estimée de R de 1.79 (par Kemp) et de 1.07 (par Okazaki). À tous les autres niveaux, la valeur maximale de rotation inélastique des poutres est inférieure à leur capacité en rotation. On voit que même si les poutres hors lien ne sont pas sujettes à un voilement local ou au déversement, un dimensionnement inadéquat des diagonales peut entraîner un comportement non souhaité des poutres. Finalement, puisque le poids total des diagonales est très près du cas D, où plusieurs cas d'instabilité ont été remarqués, un choix de section légèrement différent aurait pu mener à des rotations inélastiques beaucoup plus importantes. Il est à noter que le cas étudié semble montrer que le dimensionnement est adéquat mais il serait prudent de vérifier avec d'autres configurations de structures avant de généraliser cette hypothèse de dimensionnement.

7.4.2 Fracture des diagonales

La déformation maximale axiale de toutes les diagonales a été compilée pour l'ensemble des analyses, ce qui a permis de calculer la rotation correspondante à l'aide de l'équation 7.8. Les valeurs médianes, du 84^e pourcentile et maximales sont présentées pour chacun des cas de dimensionnement au Tableau 7.7.

Pour les cas A et B, la rotation maximale des diagonales est de 0.064rad pour le cas B au troisième niveau. Cette valeur est environ 2.3 fois moins que la rotation à la fracture pour cette diagonale ($\theta_f = 0.148$ rad). Tout comme pour la rotation des

poutres, on peut donc conclure qu'aucun comportement inadéquat n'a été observé pour ces cas de dimensionnement. Les rotations sont très semblables entre les deux cas, ce qui signifie encore pour spécifier que permettre une plastification limitée de la poutre est acceptable. Pour le cas C, la rotation maximale de la diagonale est de 0.079 rad, également au troisième niveau. Cette valeur est inférieure à la rotation à la fracture pour cette membrure ($\theta_f = 0.143$ rad), ce qui nous permet de dire que pour ce critère de fracture, toutes les analyses ont montré un comportement adéquat.

On indique également au Tableau 7.7 la rotation des diagonales pour le cas D. La rotation maximale enregistrée est de 0.493 rad et est localisée au premier niveau. Cette valeur est environ trois fois plus élevée que la rotation anticipée à la fracture de cette diagonale ($\theta_f = 0.143$ rad). De plus, la rotation de la diagonale au premier niveau a excédé la rotation limite à six reprises tandis que cette situation se présentait une fois pour la diagonale du deuxième niveau. Il faut alors s'attendre à une fracture d'une diagonale dans six des vingt-quatre analyses, pouvant mener à l'effondrement du cadre. Cette situation est évidemment inacceptable et amène donc à déconseiller le dimensionnement des diagonales par le cas D, soit de considérer un facteur de sur-résistance des liens de 1.0 pour la vérification des poutres hors lien et pour le choix des diagonales. La grande déformation axiale subie par les diagonales aux niveaux 1 et 2 explique les rotations des poutres élevées puisque la géométrie du contreventement s'en trouve considérablement modifiée. Le comportement rigide-plastique considéré pour l'étude des CCE n'est plus adéquat par la grande déformation axiale des diagonales.

7.4.3 Réponse des éléments liens et du comportement global du CCE

La Figure 7.4 présente la sur-résistance des liens pour les quatre approches de dimensionnement ainsi que pour la structure VCR8 originale étudiée au chapitre 6. On remarque que pour les cas A et B les valeurs sont pratiquement identiques à la structure VCR8. Par contre, pour les cas C et D les valeurs de sur-résistance sont légèrement inférieures aux étages inférieurs. Ceci peut s'expliquer par le haut niveau

de plastification des membrures hors lien à cet endroit, ce qui réduit le rôle des liens dans la dissipation d'énergie dans le système.

On indique à la Figure 7.5 les rotations inélastiques des liens médianes et du 84^e pourcentile. On remarque que valeurs médianes sont très similaires pour les quatre structures modifiées. Par contre, les valeurs du 84^e pourcentile diffèrent pour les cas C et D, particulièrement aux niveaux inférieurs pour le cas D. Ceci est dû par le niveau de plastification et de déplacement très élevés des diagonales pour quelques séismes, qui a comme conséquence d'augmenter considérablement les déplacements des liens. Ces séismes problématiques ne sont cependant pas suffisamment nombreux pour affecter les valeurs médianes du total des vingt-quatre analyses. On remarque que les rotations inélastiques sont systématiquement supérieures pour la structure VCR8 originale. Ceci est normal puisque la longueur de lien est de 600 mm au lieu de 800 mm pour les autres cas. Puisque les rotations sont directement liées au rapport e/L (voir équation 2.16), on peut s'attendre à des rotations d'environ 33 % (800/600) supérieures pour la structure VCR8. En multipliant les rotations inélastiques médianes des cas A à D par ce facteur, on retrouve effectivement des valeurs semblables à celles de la structure VCR8.

Finalement, les valeurs des déplacements inter-étages sont présentées à la Figure 7.6. Encore cette fois, les valeurs pour les cas A et B sont identiques et elles sont similaires à celles obtenues pour la structure VCR8. Pour les cas C et D, les déplacements sont légèrement supérieurs tout en étant près des valeurs de la structure VCR8 en ce qui concerne les valeurs médianes. Par contre, pour les valeurs du 84^e pourcentile, le cas D présente des déplacements inter-étages très importants aux deux premiers niveaux, atteignant jusqu'à $3.88 \% h_s$. Cette différence est principalement due à la plastification soutenue et à la déformation axiale importante des diagonales qui se sont développées sous quelques séismes. Comme ces valeurs élevées n'ont été observées que dans un nombre limité de séismes, elles n'affectent pas la valeur médiane. Par contre, pour tous ces séismes plus critiques, des dommages structuraux

importants sont à prévoir. Puisque ces valeurs extrêmes ne sont présentes qu'aux deux premiers niveaux, il est fort probable qu'un d'étage faible se forme à cet endroit.

En considérant l'effondrement par instabilité dynamique à un déplacement inter-étage de $5.0 \% h_s$, tel que proposé par Tremblay et Robert (2001) pour des contreventements concentriques, quatre analyses pour le dimensionnement du cas D dépassent cette limite, soit avec les accélérogrammes W65301, W65302, W72301 et W72703. Ces séismes ont aussi donné lieu aux cas les plus critiques pour l'évaluation des critères rupture pour les poutres et les diagonales. Afin de prévenir une rupture potentielle des poutres et des diagonales et d'obtenir un comportement non souhaité de la structure, il n'est pas recommandé d'abaisser le facteur de sur-résistance des liens de 1.3 à 1.0, tel que proposé par le cas de dimensionnement D.

7.4.4 Relation entre γ maximum et Δ maximum

De façon similaire à la section 6.4.3, la rotation inélastique maximale des liens ainsi que le déplacement inter-étage maximal ont été récoltés à chaque étage pour tous les dimensionnements afin d'évaluer si, encore une fois, il existait une corrélation entre les deux paramètres. La Figure 7.7 montre la relation entre ces deux paramètres. On remarque qu'effectivement une corrélation forte est encore une fois présente entre ces deux paramètres et peut être traduite par l'équation suivante :

$$\Delta / h_s = 0.119\gamma + 0.0026 \cong \gamma(e/L) + 0.0026 \quad (7.11)$$

La valeur à l'origine est identique à ce qui a été observé pour les structures étudiées au chapitre 6 (voir équation 6.5). Puisque dans ce cas, $e = 800$ mm, il est intéressant d'évaluer la variable multipliant γ puisque il a été avancé au chapitre 6 (avec des structures composées d'un lien de 600 mm) que celle-ci est environ égale à e/L . La valeur de 0.119 reflète relativement bien ce phénomène pour $e = 800$ mm et $L = 8000$ mm, et est plus élevée que la valeur de 0.083 pour les structures du chapitre 6. Ceci est normal puisque le rapport e/L est plus grand. Cette nouvelle série de

structures permet donc de renforcer la présence d'une forte corrélation entre γ et Δ . De plus, l'hypothèse que la variable γ est directement fonction du rapport e/L a été validée pour une deuxième géométrie distincte.

7.5 Résumé

Ce chapitre traitait plus en détails du comportement inélastique des poutres hors lien et des diagonales. Cette étude a été réalisée afin d'évaluer la possibilité de rupture de ces membrures, ce qui ne pouvait être fait directement avec le modèle OpenSees. On a aussi examiné l'impact de ce comportement des membrures sur le comportement global de la structure. Les critères de rupture étudiés ont été la rotation inélastique de la poutre hors lien, pouvant causer le voilement local et le déversement de la poutre ainsi que la rotation subie par les diagonales lorsqu'elles flambent, rotation qui peut entraîner la fracture des diagonales. Afin d'augmenter les moments fléchissant dans les membrures, la structure VCR8 a été modifiée en modifiant la longueur de lien à 800 mm. Les poutres et colonnes ont été inchangées, mais quatre dimensionnements de diagonales ont été réalisés :

A) Les diagonales ont été conçues de façon à assurer un comportement élastique des poutres hors lien.

B) Les diagonales ont été conçues de façon à résister à l'excédant du moment que ne peut reprendre la poutre hors lien lorsqu'elle atteint la plastification.

C) Les diagonales ont été conçues en assumant une connexion rotulée entre la poutre et la diagonale. Par contre, le modèle OpenSees n'a pas été modifié en conséquence, de sorte qu'une connexion rigide demeure présente lors des analyses et a comme effet d'obtenir une diagonale sous-dimensionnée.

D) Les diagonales ont été conçues de façon identique au cas A, mais en supposant un facteur de sur-résistance des liens de 1.0 au lieu de 1.3 lors du dimensionnement des poutres hors lien et des diagonales.

À la suite des analyses, il a été observé que les cas de dimensionnement A et B ont sensiblement le même comportement et tous les critères de rupture sont respectés. Sur cette base, on juge acceptable une approche de dimensionnement où les poutres sont choisies pour les efforts agissant dans le lien et que les diagonales sont conçues pour reprendre l'effort axial associé à la sur-résistance des liens combiné au moment de flexion que ne peuvent reprendre les poutres hors liens lorsque soumises à l'effort axial et au moment de flexion correspondant à la sur-résistance des liens. Comme on suppose que le moment excédentaire sera transmis aux diagonales sans égard à leur rigidité, contrairement au cas A où la diagonale doit être suffisamment rigide pour que la poutre n'atteigne pas la plastification, cette approche permet de diminuer légèrement la section des diagonales par rapport au cas A. Pour le cas D, on a observé un flambement important des diagonales et les critères de rupture ont été dépassés à quelques reprises de façon significative, particulièrement aux deux premiers niveaux. De plus, pour quatre des analyses, les déplacements inter-étages ont été supérieurs à $5.0 \% h_s$. Ces indices de mauvaises performances et, possiblement, d'effondrement sont suffisants pour conclure que cette philosophie de dimensionnement n'est pas souhaitable et ne peut être recommandée. Le cas C présente des critères de plastification et de comportement global adéquats. Cependant, le poids des diagonales est très près du cas D et, un choix de section légèrement différent aurait pu mener à des rotations inélastiques beaucoup plus importantes, peut être comparables à celles du cas D. Pour cette raison et compte tenu du nombre limité de bâtiments étudiés, il ne semble pas approprié pour le moment de recommander cette approche. Des études supplémentaires pourraient cependant infirmer cette conclusion.

Au niveau des caractéristiques globales des CCE, les valeurs médianes des sur-résistances et rotations inélastiques des liens ainsi que des déplacements inter-étages obtenus pour les quatre dimensionnements étaient semblables et aux valeurs obtenues pour le contreventement VCR8 original. Finalement, une forte corrélation a encore une fois été observée entre Δ et γ , selon la même relation établie au chapitre 6.

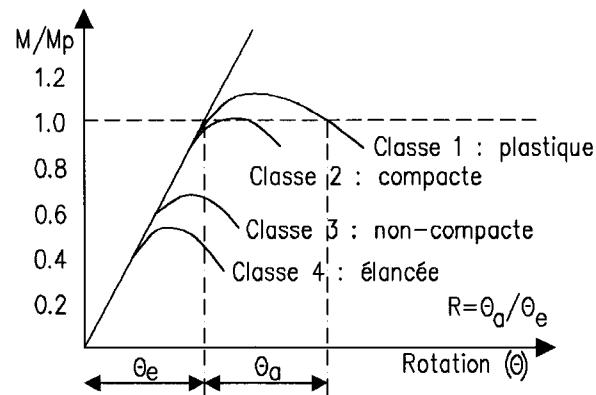


Figure 7.1 Définition de la capacité de rotation en fonction des classes de section

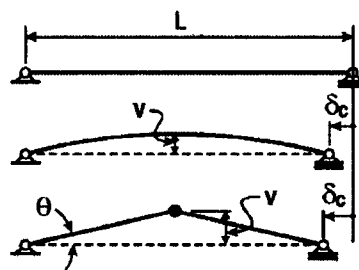


Figure 7.2 Déformée simplifiée pour la prédiction de la déformation hors plan (Tremblay et al. 2003)

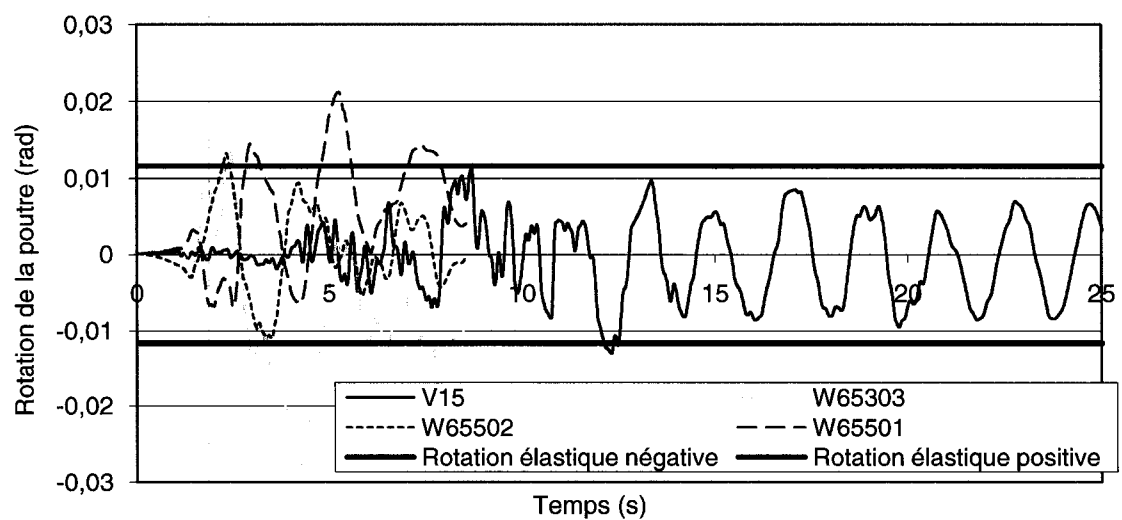


Figure 7.3 Rotation de la poutre du deuxième niveau pour le cas de dimensionnement D

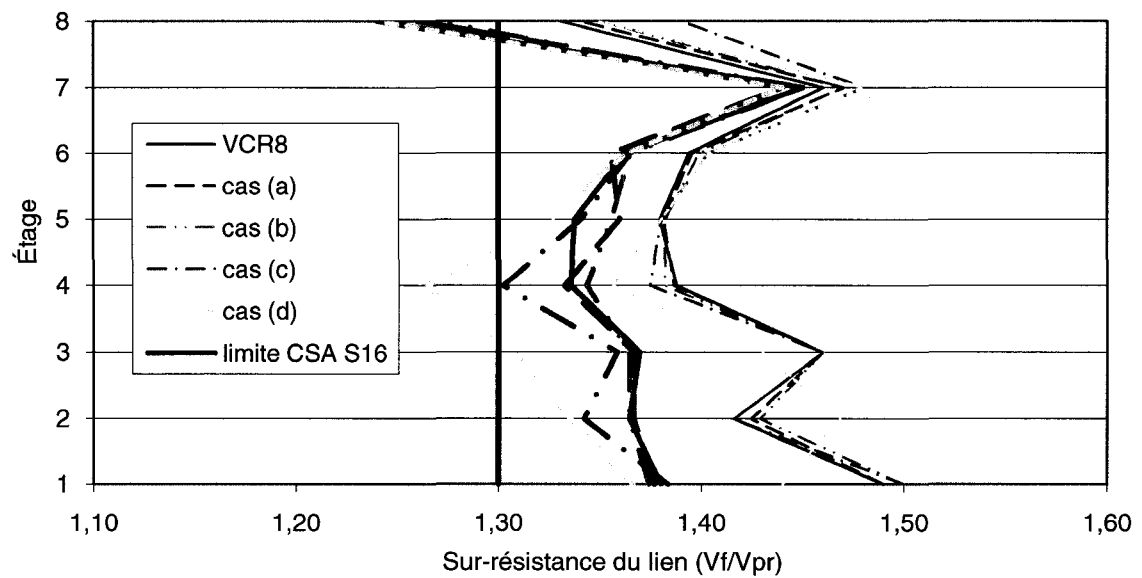


Figure 7.4 Structures VCR8 et modifiées: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) de la sur-résistance des liens

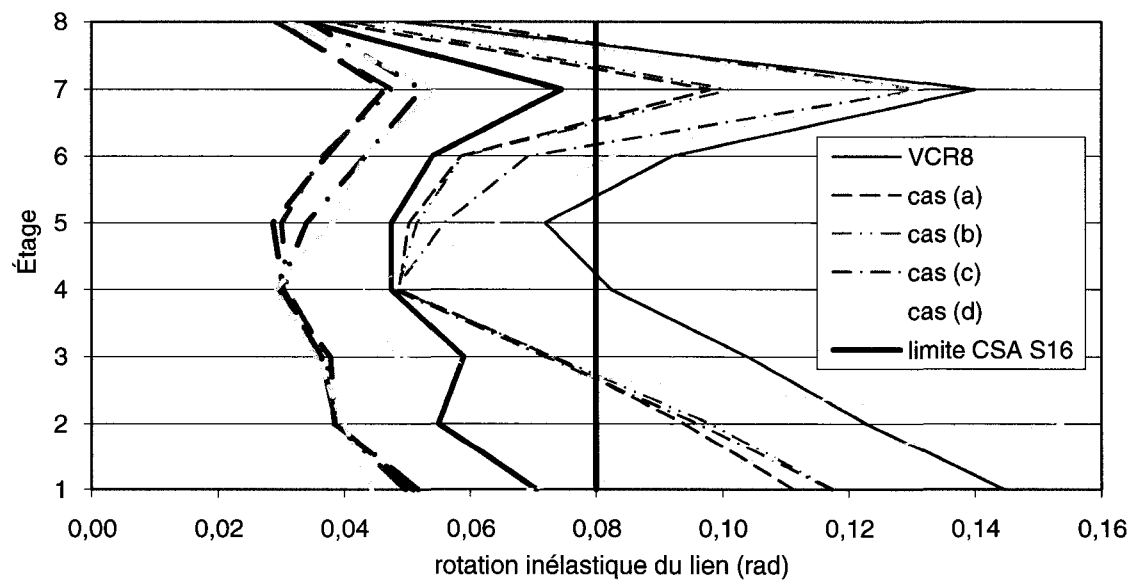


Figure 7.5 Structures VCR8 et modifiées: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) de la rotation inélastique des liens

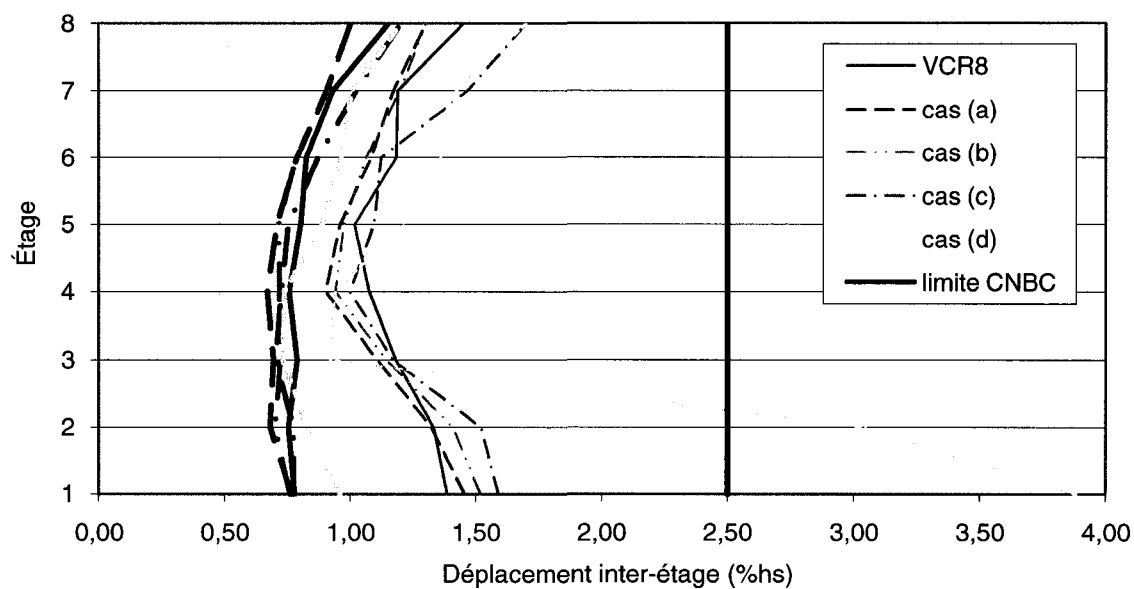


Figure 7.6 Structures VCR8 et modifiées: médiane (traits gras) et 84^e pourcentile (traits minces) du déplacement inter-étage

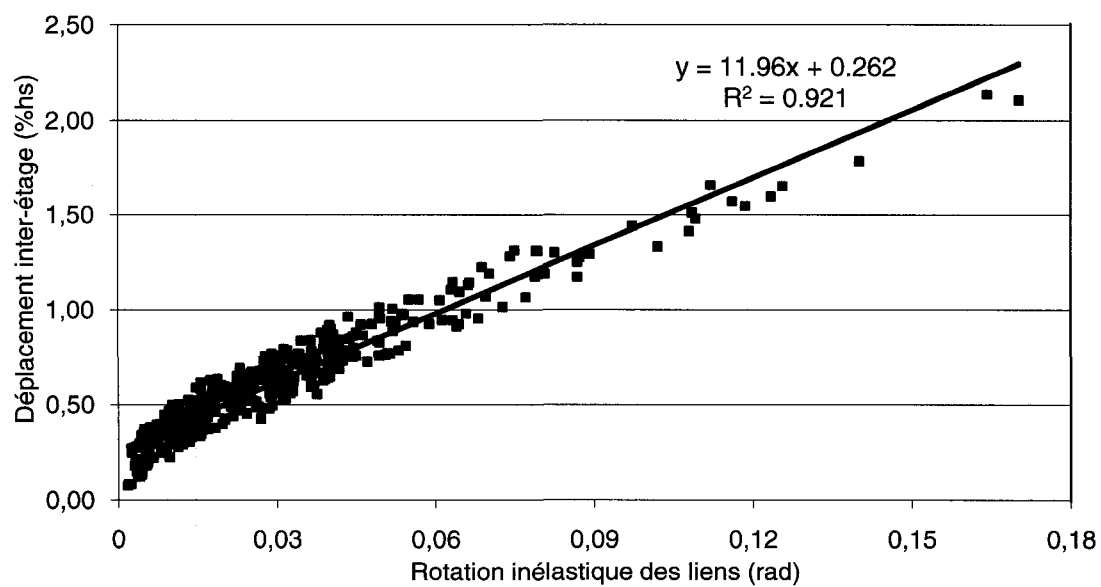


Figure 7.7 Structures VCR8 modifiées: relation entre la rotation inélastique des liens et le déplacement inter-étage

Tableau 7.1 Limite d'élancement de la semelle et de l'aile d'une section W pour le voilement local selon la norme CSA-S16

Élément de classification	Classification de la section		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Limite de l'élancement b_f/t de la semelle	$145/\sqrt{F_y}$	$170/\sqrt{F_y}$	$200/\sqrt{F_y}$
Limite de l'élancement h_c/w de l'âme en compression	$\frac{1100}{\sqrt{F_y}}(1-0.39\frac{C_f}{\phi C_e})$	$\frac{1700}{\sqrt{F_y}}(1-0.61\frac{C_f}{\phi C_e})$	$\frac{1900}{\sqrt{F_y}}(1-0.65\frac{C_f}{\phi C_e})$

Tableau 7.2 Section des diagonales et caractéristiques des poutres hors lien pour les quatre dimensionnement de la structure VCR8 modifiée avec $e = 800$ mm

Étage	Cas A		Cas B		Cas C		Cas D	
	Diagonale*	D/C	Diagonale	D/C	Diagonale	D/C	Diagonale	D/C
8	203x203x6.4	0.97	178x178x8.0	1.00	152x152x6.4	1.56	178x178x6.4	0.85
7	254x254x6.4	0.93	203x203x9.5	1.00	178x178x6.4	1.40	203x203x6.4	0.87
6	254x254x8.0	0.98	203x203x13	1.00	178x178x9.5	1.23	203x203x8.0	0.85
5	254x254x9.5	0.97	203x203x13	1.00	203x203x8.0	1.15	203x203x8.0	0.83
4	254x254x13	0.97	254x254x9.5	1.00	203x203x9.5	1.17	203x203x9.5	0.84
3	254x254x13	0.97	254x254x9.5	1.00	254x254x8.0	1.17	203x203x9.5	0.84
2	305x305x13	0.97	305x305x13	1.00	254x254x8.0	1.25	254x254x8.0	0.87
1	254x254x13	0.92	254x254x13	1.00	254x254x9.5	1.04	254x254x8.0	0.84
Poids [‡] (kg)	6187		5803		4121		4052	
T_a (sec)	1.66		1.70		1.82		1.84	

† D/C = ratio demande/capacité de la poutre à ce niveau

‡ poids des diagonales uniquement

* profilé HSS

Tableau 7.3 Capacité en rotation des poutres selon Kemp (1996) pour la structure VCR8

Étage	(1) Poutre	(2) α	(3) K_f	(4) K_w	(5) $(L_i/r_{yc})\gamma_f$	(6) λ_e	(7) λ_e^*	(8) R	(9) R*	(10) Δ_e (mm)	(11) θ_e (rad)
8	W200x27	1.24	1.09	0.70	147.6	86.4	83.2	1.41	1.85	89.9	0.0250
7	W250x39	1.44	0.90	0.70	136.9	66.4	62.2	1.80	2.86	71.0	0.0197
6	W360x51	1.48	1.02	0.70	124.4	67.8	62.4	1.70	2.84	52.7	0.0146
5	W410x60	1.57	0.96	0.70	123.2	63.3	57.3	1.77	3.23	46.2	0.0128
3-4	W410x67	1.63	0.86	0.70	123.9	57.0	51.0	2.00	3.85	46.0	0.0128
2	W460x68	1.71	0.70	0.71	157.8	59.4	50.8	1.79	3.86	41.9	0.0116
1	W460x89	1.52	0.75	0.70	114.0	45.7	41.6	2.98	5.22	40.9	0.0114

* sans la présence de l'effort axial

Tableau 7.4 Rotation totale permise des poutres selon Okazaki pour la structure VCR8

Étage	(1) Poutre	(2) θ^* (rad)	(3) θ (rad)	(4) $(\theta - \theta_e) / \theta_e$
8	W200x27	0.051	0.041	0.64
7	W250x39	0.057	0.040	1.03
6	W360x51	0.033	0.022	0.51
5	W410x60	0.031	0.020	0.56
3-4	W410x67	0.043	0.026	1.03
2	W460x68	0.040	0.024	1.07
1	W460x89	0.055	0.036	2.16

* sans la présence de l'effort axial

Tableau 7.5 Rotation à la fracture des diagonales des quatre cas de dimensionnement de la structure VCR8 modifiée

Section	KL/r	θ_f (rad)	δ_c (mm)*
HSS 152x152x6.4	76.3	0.177	70.8
HSS 178x178x6.4	64.9	0.164	60.8
HSS 178x178x8.0	65.7	0.172	66.8
HSS 178x178x9.5	66.5	0.178	71.6
HSS 203x203x6.4	56.6	0.153	52.9
HSS 203x203x8.0	57.1	0.160	57.8
HSS 203x203x9.5	57.6	0.166	62.3
HSS 203x203x13	45.6	0.165	61.5
HSS 254x254x6.4	44.7	0.136	41.8
HSS 254x254x8.0	45.2	0.143	46.2
HSS 254x254x8.0	48.5	0.146	51.6
HSS 254x254x9.5	45.6	0.148	49.5
HSS 254x254x9.5	48.9	0.151	55.2
HSS 254x254x13	46.3	0.159	57.1
HSS 254x254x13	49.6	0.162	63.5
HSS 305x305x13	38.3	0.145	47.5

* valeur de δ_c nécessaire pour obtenir $\theta_i = \theta_f$ (équation 7.7)

Tableau 7.6 Demande en rotation inélastique des poutres pour les quatre cas de dimensionnement de la structure VCR8 modifiée

Étage	Cas A			Cas B			Cas C			Cas D		
	50°	84°	max	50°	84°	Max	50°	84°	max	50°	84°	max
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.22	0.44	0.65	0.00	0.09	0.19
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.34	0.48	0.58	0.12	0.20	0.24
6	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.13	0.20	0.39	0.07	0.15	0.26
5	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.10	0.24	0.01	0.10	0.21
4	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.05	0.09	0.17	0.05	0.09	0.69
3	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.06	0.26	0.02	0.12	0.31
2	0.01	0.02	0.26	0.04	0.10	0.51	0.18	0.65	2.63	0.15	2.73	11.7
1	0.01	0.02	0.06	0.01	0.02	0.06	0.02	0.05	0.57	0.06	4.08	13.1

Tableau 7.7 Rotation des diagonales pour les quatre cas de dimensionnement de la structure VCR8 modifiée (radians)

Étage	Cas A			Cas B			Cas C			Cas D		
	50°	84°	max	50°	84°	Max	50°	84°	max	50°	84°	Max
8	0.032	0.033	0.035	0.031	0.033	0.034	0.038	0.041	0.044	0.034	0.036	0.042
7	0.036	0.038	0.038	0.034	0.034	0.035	0.046	0.047	0.049	0.042	0.042	0.044
6	0.039	0.040	0.040	0.036	0.036	0.037	0.044	0.045	0.046	0.045	0.046	0.046
5	0.040	0.040	0.041	0.040	0.040	0.041	0.050	0.052	0.054	0.050	0.052	0.053
4	0.038	0.038	0.039	0.043	0.044	0.044	0.049	0.051	0.052	0.049	0.051	0.054
3	0.042	0.045	0.047	0.053	0.061	0.064	0.062	0.071	0.079	0.063	0.072	0.085
2	0.037	0.037	0.039	0.041	0.042	0.044	0.053	0.058	0.078	0.054	0.150	0.445
1	0.043	0.044	0.045	0.043	0.044	0.046	0.050	0.051	0.060	0.093	0.279	0.493

CHAPITRE 8 - CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre résume les études réalisées et récapitule les principaux résultats. Des recommandations pour des recherches futures sont également énoncées.

8.1 Résumé

La réponse sismique souhaitée des CCE peut être caractérisée par un comportement élastique des colonnes, diagonales et poutres hors lien, confinant ainsi l'inélasticité dans l'élément lien. Peu d'études effectuées sur ce système ont examiné le comportement de tous les éléments du cadre sous les charges sismiques. L'impact éventuel sur la réponse globale de ce système d'un comportement non-anticipé des membrures hors lien dans la conception est peu connu. L'objectif principal de ce projet était donc d'étudier le comportement global de CCE, incluant la plastification possible des membrures hors lien, d'un CCE de plusieurs étages conçu selon l'édition 2005 des normes CNBC et CSA-S16. L'atteinte de cet objectif a également permis de réaliser les travaux suivants :

- Développer un modèle structural de CCE où toutes les membrures sont modélisées inélastiquement.
- Valider les modèles structuraux de CCE généralement utilisés, dans lesquels les membrures hors lien sont modélisées élastiquement.
- Valider les normes de conception du CNBC 2005 et du CSA-S16-05.
- Évaluer et comparer le comportement structural de plusieurs CCE conçus avec des hypothèses différentes du CSA-S16.

La première étape de cette étude a été de réaliser une recherche bibliographique exhaustive sur le dimensionnement des CCE, les travaux expérimentaux et analytiques effectués précédemment ainsi que le type de modélisation couramment utilisé. Cette revue a permis entre autre de déterminer qu'afin d'éviter d'importants moments

fléchissant dans les colonnes, il est souhaitable de situer le lien ductile au centre de la poutre (cadre symétrique) plutôt que contre les colonnes. Les expérimentations ont démontré que les liens développent une sur-résistance importante lors de la plastification, en raison de la limite élastique réelle de l'acier et de l'écroutissage. Cette sur-résistance peut atteindre jusqu'à 100 % pour des liens pouvant subir de grandes déformations inélastiques. Pour étudier analytiquement le comportement inélastique du lien, on utilise fréquemment un modèle constitué d'un élément poutre élastique fixé à chaque extrémité par trois ressorts bilinéaires de longueur nulle. Ces ressorts travaillent en parallèle en cisaillement afin de modéliser l'écroutissage en cisaillement. Lorsque les ressorts sont calibrés adéquatement, ce modèle d'élément lien permet de bien représenter la résistance en cisaillement du lien lors de la plastification. Cet élément a été utilisé lors de cette étude.

Le dimensionnement canadien des CCE est basé sur le principe du dimensionnement par capacité. Ceci implique que les liens sont conçus pour les charges sismiques anticipées, tout en soutenant des déformations inélastiques importantes. Ces déformations du lien sont limitées à une rotation de 0.08 radians dans le cas de liens courts ($e < 1.6M_p/V_p$). Une fois les liens choisis, toutes les autres membrures doivent être conçues pour résister élastiquement aux efforts associés à la résistance anticipée des liens, incluant la sur-résistance causée par la plastification et l'écroutissage. Ces efforts sont égaux à $1.30R_y$ fois la résistance nominale des liens pour la conception des poutres, des diagonales et des poteaux des deux derniers étages et $1.15R_y$ fois la résistance nominale des liens pour les colonnes des autres étages. Lorsqu'une connexion rigide est employée entre la poutre et la diagonale, ces dernières membrures doivent être dimensionnées comme un poteau/poutre afin de tenir compte du moment transféré.

Une étude paramétrique a été effectuée afin de déterminer la géométrie optimale du CCE à analyser. Un lien court symétrique a été choisi afin d'obtenir une plastification en cisaillement. Ce comportement est à privilégier car l'effort de

cisaillement est constant sur la longueur du lien, assurant un comportement inélastique plus stable. Cette stabilité permet d'obtenir des déformations inélastiques de liens importantes sans avoir des contraintes locales élevées. Une connexion rigide a été employée entre la poutre et la diagonale afin de réduire les moments fléchissant de la poutre à l'extérieur du lien. Ceci permet d'obtenir un dimensionnement régi par les charges sismiques.

Un dimensionnement final a ensuite été réalisé selon le principe décrit à la page précédente pour des structures de trois et huit étages localisées à Montréal et Vancouver. Une attention particulière a été apportée afin de choisir des liens avec un ratio de la capacité sur la demande similaire sur la hauteur du CCE. Lors du dimensionnement, les effets $P-\Delta$ ont été pris en compte en amplifiant les efforts latéraux par le facteur U_2 du CSA-S16. Aucune excentricité accidentelle n'a été considérée afin d'être cohérent avec le modèle numérique bidimensionnel.

Trois modèles structuraux ont été développés pour l'étude temporelle non linéaire des CCE. Ces modèles ont été réalisés avec les logiciels Drain-2DX et ANSR-1, traditionnellement utilisés pour ce genre d'étude, et finalement avec le logiciel OpenSees. Les modélisations sur ANSR-1 et Drain-2DX sont très similaires et proposent un comportement linéaire des colonnes et diagonales. Les poutres sont modélisées inélastiquement en fonction d'une courbe d'interaction moment/effort axial, ne tenant pas compte du flambement et du déversement. Le comportement inélastique est représenté par une bilinéarité du matériel. Une modélisation plus raffinée a été développée avec le logiciel OpenSees. Dans ce cas, toutes les membrures sont modélisées pour un comportement inélastique, avec possibilité de flambement. Cet élément non linéaire est divisé en sections, découpées en seize fibres, représentées par un comportement d'acier suivant le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto (matériau Steel02). Un modèle tridimensionnel a été effectué afin de tenir compte de la déformée initiale hors plan des diagonales et le flambement hors plan des plaques de gousset.

Une nouvelle calibration de l'élément lien a été effectuée à partir de résultats expérimentaux d'Okazaki et al. (2005), et comparée aux valeurs des études antérieures. Les trois plateaux de plastification obtenus sont de 1.0, 1.20 et 1.35 V_{pr} , semblables à ceux employés dans les autres études. Un second modèle de lien réalisé avec OpenSees a également été calibré et comparé au modèle couramment utilisé. Ce modèle OpenSees était formé d'un seul ressort auquel on avait assigné le matériau Steel02.

Une attention particulière a été apportée au choix et à la calibration des accélérogrammes. Un total de 14 accélérogrammes artificiels ont été sélectionnés pour l'est du Canada (Montréal) et 24, dont 10 historiques et 14 artificiels, pour l'ouest du Canada (Vancouver). Ceux-ci ont été choisis pour des scénarios de magnitude et de distance hypocentrale qui contribuent de façon significative à l'aléa sismique de chacune des villes. Quatre méthodes d'étalonnage, basées sur la compatibilité des spectres d'accélération, ont été étudiées. Les méthodes suivantes ont été analysées : méthode subjective (inspection visuelle), intensité des aires du spectre d'accélération, la méthode Schiff et hybride. La méthode hybride, qui représente une combinaison de la méthode subjective et de la méthode des aires du spectre d'accélération, a été développée et retenue pour cette étude.

Une série d'analyses temporelles non linéaires a ensuite été effectuée sur les quatre structures. Un amortissement de Rayleigh non proportionnel (où la matrice de rigidité initiale ne comprend pas les éléments liens) avec un amortissement égal à 3% de l'amortissement critique selon le premier et troisième modes de vibration a été considéré. Le comportement a été observé en fonction des paramètres suivants :

- comportement du lien (sur-résistance, rotation inélastique)
- amplitude de l'effort axial et du moment fléchissant (incluant la redistribution du moment) dans les membrures hors lien

- fréquence et localisation des périodes de plastification des membrures hors lien
- déplacement inter-étage, en incluant la relation avec la rotation inélastique du lien.

Finalement, une étude détaillée sur le comportement des membrures hors lien a été réalisée afin d'évaluer les critères de rupture ne pouvant être considérés dans le modèle OpenSees. Les critères de rupture étudiés ont été la rotation inélastique de la poutre hors du lien, pouvant causer le voilement local et le déversement, et la rotation inélastique de la diagonale, pouvant causer le flambement. L'étude a été effectuée pour la structure VCR8, avec une longueur de lien modifiée afin de générer des moments fléchissant supplémentaires dans le lien. Quatre dimensionnements différents ont été considérés:

A) diagonales conçues de façon à assurer un comportement élastique des poutres hors lien.

B) diagonales conçues de façon à résister à l'excédant du moment de flexion que ne peut reprendre la poutre hors lien lorsqu'elle atteint la plastification.

C) diagonales conçues en assumant une connexion rotulée entre la poutre et la diagonale, mais considérée rigide dans le modèle OpenSees de sorte à obtenir une diagonale sous dimensionnée.

D) diagonales conçues de façon identique au cas A mais en supposant un facteur de sur-résistance des liens de 1.0 au lieu de 1.3 pour le dimensionnement des poutres hors lien et des diagonales.

8.2 Conclusions

L'étude effectuée a permis de formuler les conclusions suivantes. Celles-ci sont regroupées en fonction des thèmes suivants : conception, modélisation et étude du comportement.

Conception

- Une connexion rigide entre la poutre et la diagonale permet d'obtenir un CCE plus léger. Ce gain augmente davantage lorsque le lien est long. Pour obtenir un CCE le plus léger possible, il est préférable de dimensionner la poutre optimalement pour l'effort sismique dans le lien, c'est-à-dire obtenir $V_d / \phi V_c$ le plus près possible de 1.0. Ceci permet alors de transférer le minimum d'efforts dans les membrures hors lien. Lorsque la capacité de la poutre hors du lien est inadéquate, il est donc préférable de grossir la section de diagonale. De cette façon, on augmente le transfert élastique de moment fléchissant vers cette membrure et réduit par le fait même la demande dans la poutre hors lien.

Modélisation

- Le modèle de lien développé avec OpenSees avec le matériau Steel02 permet de reproduire plus fidèlement le comportement inélastique des liens, tel qu'observé dans les expérimentations, mais le comportement de la structure est similaire à celui obtenu avec des modèles de lien traditionnels formés de ressorts bilinéaires travaillant en parallèle. La transition plus fluide entre les valeurs extrêmes de cisaillement que permet le modèle Steel02 a peu d'impact sur la réponse dû au fait que la différence entre les efforts de cisaillement intermédiaires obtenus par cette modélisation est faible par rapport à la capacité en cisaillement des liens.

- Lorsque l'on considère un comportement élastique pour les membrures hors lien, la réponse des structures obtenue des logiciels Drain-2DX, ANSR-1 et OpenSees est très similaire.
- Une étude plus approfondie à l'aide de la modélisation OpenSees a permis de déterminer que la plastification des membrures hors lien peut modifier les critères de déplacement jusqu'à 40 % pour les signaux sollicitant le plus la structure. Cet écart est cependant négligeable au niveau des efforts et pour les signaux ayant une sollicitation médiane ou du 84^e pourcentile de la structure. En ce sens, la réponse des structures sur l'ensemble des analyses est semblable entre les modèles OpenSees, Drain-2DX et ANSR-1.
- La méthode de calibration des accélérogrammes peut avoir un effet significatif sur la réponse de la structure au niveau de la déformation de la structure (rotation des liens et déplacements inter-étages). Cette différence est toutefois minime au niveau des efforts.

Étude du comportement

- La réponse pour les structures de Vancouver est plus sévère que pour les structures de Montréal. Pour les structures de Montréal, les restrictions des normes ont toujours été respectées et le niveau de plastification des membrures hors lien est demeuré très faible.
- Tous les liens des structures de Vancouver, à l'exception du toit, ont présenté des sur-résistances médianes jusqu'à 15 % supérieures à la valeur spécifiée dans la norme CSA-S16 ($1.30V_{pr}$). Par contre, peu de dépassement a eu lieu au niveau des rotations inélastiques des liens, avec des valeurs médianes variant de 0.047 à 0.096 radians selon les niveaux des différentes structures. La limite de 0.08 radians prescrite par la norme n'a été dépassée que pour les

niveaux un et sept de la structure VCR8. De plus, les déplacements inter-étages ont été largement inférieurs à limite prescrite du CNBC 2005.

- Pour les structures de Vancouver, les efforts obtenus dans les membrures hors lien sont légèrement plus élevés que ceux prévus lors du dimensionnement. L'inverse a été observé pour les structures de Montréal. Ceci est principalement dû aux valeurs de sur-résistances des liens obtenus qui sont différents de $1.30V_{pr}$. En ce sens, les moments d'extrémités dans les colonnes sont supérieurs aux spécifications de la norme S16 pour les structures de Vancouver, avec des valeurs avoisinant $0.2M_p^{col}$ pour les sections de colonnes inférieures et $0.45M_p^{col}$ pour la section de colonne au toit. Par contre, pour toutes les structures, une excellente corrélation entre le dimensionnement et les analyses non linéaires est présente en ce qui concerne le cisaillement à la base, les charges axiales dans les colonnes et la répartition du moment entre les poutres et les diagonales.
- Pour les structures de Vancouver, plusieurs périodes de plastification ont eu lieu dans les membrures hors lien, particulièrement dans les diagonales où la sur-résistance des liens est élevée. Cette plastification peut modifier considérablement la réponse globale du CCE au niveau des déformations. Cependant, comme expliqué précédemment, cet écart est perceptible pour seulement quelques analyses et n'affecte pas les résultats pour les signaux ayant une sollicitation médiane ou du 84^e pourcentile de la structure. Pour les structures de Montréal, pratiquement aucune plastification des membrures hors lien n'a été observée.
- Une corrélation très forte est présente entre la rotation inélastique des liens (γ) et la déformation inter-étage inélastique (Δ). Elle peut être décrite par l'équation suivante : $\gamma = (\Delta/h_s - 0.0026)/(e/L)$. Pour déterminer γ , il faut cependant connaître au préalable Δ , ce qui ne semble pas être possible en

utilisant l'équation préconisée par la norme S16 qui suppose que $\Delta = 3\Delta_c$. La relation entre la rotation inélastique des liens et la déformation inter-étage permet toutefois de déterminer des limites de déplacements pour certaines valeurs de γ critiques (par exemple 0.00rad et 0.08rad) et pourrait ainsi servir pour des dimensionnements par performance.

Aucune rupture des poutres hors lien et des diagonales n'a été observée pour un dimensionnement respectant les cas A et B. De plus, le comportement global des deux structures est très similaire. Ces résultats indiquent qu'il est possible de dimensionner les poutres pour les critères applicables aux liens et les diagonales pour un moment de flexion correspondant au moment que ne peut reprendre la poutre hors lien lorsque soumise à l'effort axial et au moment générés par le lien. Cette approche permet de diminuer légèrement la section des diagonales par rapport à la pratique courante (cas A). Pour le cas D, les critères de rupture ont été dépassés à quelques reprises et de façon significative, particulièrement aux deux premiers étages de la structure. De plus, pour quatre analyses, les déplacements inter-étages ont été supérieurs à $5.0\%h_s$. Ces indices de mauvaise performance et, possiblement, d'effondrement suffisent de ne pas recommander cette philosophie de dimensionnement. Le cas C présente un comportement global adéquat, sans rupture des poutres hors liens ou des diagonales. Cependant, les sections de diagonales pour ce cas sont très près de celles du cas D, ce qui suggère qu'un choix de section légèrement différent aurait pu conduire à un comportement similaire à celui observé pour le cas D. Dans ce contexte, et en raison du nombre limité de structures examinées dans cette étude, l'approche de dimensionnement C n'est pas recommandée. Des études supplémentaires seraient requises avant de permettre cette approche de conception.

8.3 Réflexions et recommandations pour des travaux futurs

- Dans cette étude, l'essentiel de l'examen du comportement inélastique des membrures hors lien a été réalisé sur les poutres et les diagonales. Il faudrait étudier plus en détail le comportement inélastique des colonnes
- Les études expérimentales passées ont démontré qu'un lien long se plastifiant en flexion a une sur-résistance plus faible qu'un lien court plastifiant en cisaillement. Il serait pertinent d'évaluer la possibilité de modifier le facteur de sur-résistance des liens spécifié dans la norme S16 en fonction de la longueur des liens afin de réaliser un dimensionnement plus optimal.
- On suggère d'évaluer la possibilité de modifier le facteur de ductilité, R_d , des CCE situés dans les zones sismiques moins sévères (est du Canada), ceci afin d'obtenir un niveau de déformation inélastique semblable à celui observé pour l'ouest du Canada.
- On suggère de réaliser des études expérimentales afin de valider le comportement global qui a été obtenu dans cette étude analytique. En ce sens, un projet expérimental est en développement à l'École Polytechnique de Montréal afin de réaliser des essais pseudo dynamiques à échelle 2:3 de plusieurs CCE conçus selon les normes CNBC 2005 et CSA-S16-05. Dans ces essais, une attention particulière devrait être portée sur le comportement des poteaux et des assemblages entre les diagonales et les poutres.

RÉFÉRENCES

AGUERO, A., IZVERNARI, C., TREMBLAY, R. (2006). Modelling of the Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames using the OpenSees Analysis Environment, Int. J. of Advanced Steel Construction, 2, 3, 242-274

AISC (2005) Seismic provisions for structural steel buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

CISC (2006). Séminaire – Conception parasismique des charpentes d'acier 2006, Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, ON.

CISC (2007). Handbook of steel construction, ninth edition, Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, ON.

CSA (2001). CAN/CSA-S16-01, Limit states design of steel structures, Canadian Standard Association, Toronto, ON.

CSA (2005). S16S1-05 Supplement No.1 to CAN/CSA-S16-01, Limit states design of steel structures, Canadian Standard Association, Rexdale, ON.

ENGELHARDT, M.D., POPOV, E.P. (1989). Behaviour of long links in eccentrically braced frames. Report No. UCB/EERC-89/01, University of California, Berkeley, Calif.

ENGELHARDT, M.D., POPOV, E.P. (1992). Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. J. Struct. Eng., ASCE, 118(11): 3067-3088

FEMA-350 (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, Washington, DC.

FOUTCH, D.A., GOEL, S.C., ROEDER, C.W. (1986). Preliminary report on seismic testing of a full-size six-story building. SRS No.527, Dept. of Civ. Engrg., Univ of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.

FOUTCH, D.A (1989). Seismic behaviour of eccentrically braced steel building. J. Struct. Eng., ASCE, 115(8):1857-1876

HALCHUK, S., ADAMS, J. (2004). Deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 2470

HALCHUK, S., ADAMS, J., ANGLIN, F. (2007). Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities, 9th Canadian conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 1188

HAN, X., REDWOOD, R.G., KASAI, K. (1997). Design of chevron type eccentrically braced frames according to CAN/CSA S16.1-94, Structural Engineering Series no. 97-14, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Qc.

HJELMTSAD, K.D., POPOV, E.P., (1983). Seismic behaviour of active beam links in eccentrically braced frames, UCB/EERC-83/15, University of Berkeley, Calif.

IZVERNARI, C., (2007). The seismic design of steel braces with large sections, M.Sc.A thesis, Department of Civil, Geologic and Mines, École Polytechnique of Montreal, Montreal, Qc.

KASAI, K., POPOV, E.P. (1986a). Cyclic web buckling control for shear link beams, J. Struct. Eng., ASCE, 112(3): 505-523

KASAI, K., HAN, X. (1997). New EBF design method and application: redesign and analysis of US-Japan EBF. Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas: STESSA '97, Edizioni, Salerno, Italy, pp 242-249

KEMP, A.R. (1996). Inelastic local and lateral buckling in design codes, J. Struct. Eng., ASCE, 122(4): 374-382

KOBOEVIC, S., REDWOOD, R.G., (1997). Design and seismic response of shear critical eccentrically braced frames, Can. J. Civ. Eng. 24: 761-771

KOBOEVIC, S. (2000). An approach to seismic design of eccentrically braced frames, Ph.D Thesis. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Qc.

LAMARCHE, C.-P., TREMBLAY, R. (2008). Accounting for Residual Stresses in the Seismic Stability of Nonlinear Beam-Column Elements with Cross-Section Fiber Discretization, Proc. 2008 SSRC Annual Stability Conference, Nashville, TN, 59-78

LÉGER, P. (2006). Notes de cours CIV 6508 – Analyse dynamique des structures, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Qc.

MALEY, J.O, POPOV, E. (1984). Shear link in eccentrically braced frames, J. Struct. Eng., ASCE, 110(9): 2275-95

MAZZONI, M., McKENNA, F., FENVES, G.L. (2007) OpenSees Command Language Manual, <http://opensees.berkeley.edu>

MONDKAR, D.P., POWELL, G.H. (1975). ANSR-1: General purpose program for analysis of nonlinear structural response, Report No. EERC-75/37. University of California, Berkeley, Calif.

NBCC (1995). National building code of Canada 1995, 11th edition, National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

NBCC (2005). National building code of Canada 2005, 12th edition, National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

OKAZAKI, T., ARCE, G., RYU, H.C., ENGELHARDT, M.D. (2005). Experimental study of local buckling, overstrength and fracture of links in eccentrically braced frames, J. Struct. Eng., ASCE, 131(10): 1526-1535

OKAZAKI, T., LIU, D., NAKASHIMA, M., ENGELHARDT, M. (2006). Stability requirements for beams in seismic steel moment frames, J. Struct. Eng., ASCE, 132(9): 1334-1342

PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center Strong Motion Database [en ligne] <http://peer.berkeley.edu>

POPOV, E.P, ENGELHARDT, M.D (1988). Seismic eccentrically braced frames. Journal of Constructional Steel Research, 10: 321-354

POPOV, E.P., ENGELHARDT, M.D., RICLES, J.M., (1989). Eccentrically braced frames: U.S. practice, AISC Engineering Journal, 26(2): 66-80

POPOV, E.P., RICLES, J.M., KASAI, K. (1992). Methodology for optimum EBF link design. Report No. UCB/EERC-92/13. University of California, Berkeley, Calif.

POWELL, G.H. (1993). DRAIN-2DX Element description and user guide for element type 01, type 02, type 04, type 06, type 09 and type 15, version 1.10, Report No. UCB/SEMM-93/18. University of California, Berkeley, Calif.

PRAKASH, V., POWELL, G.H., CAMPBELL, S. (1993). DRAIN-2DX: Base program description and user guide, version 1.10, Report No. UCB/SEMM-93/17. University of California, Berkeley, Calif.

PRIESTLEY, M. J. N. (1998). Displacement-based approaches to rational limit states design of new structures, Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam

RAMADAN, T., GHOBARAH, A. (1995). Analytical model for shear-link behaviour, J. Struct. Eng., ASCE, 121(11): 1574-1580

RICHARDS, P.W., UANG, C.M. (2003). Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames, Report No. SSRP-2003/08. University of California, San Diego, Calif.

RICHARDS, P.W., UANG, C.M. (2006). Capacity design on eccentrically braced frames, Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering, April 18-22 2006, San Francisco, California, USA, Paper No. 1100

RICLES, J.M., POPOV, E.P. (1987a). Experiments on eccentrically braced frames with composite floors, Report No. UCB/EERC-87/06. University of California, Berkeley, Calif.

RICLES, J.M. (1988). User guide to an enhanced version of ANSR-1, University of California, San Diego, Calif.

RICLES, J.M., BOLIN, S. (1991). Energy dissipation in eccentrically braced frames. Proc., 4th U.S. Nat. Conf. on Earth. Eng., Palm Springs, California. Vol 2, May, pp. 309-318.

RICLES, J.M., POPOV, E.P. (1994). Inelastic link element for EBF seismic analysis, J. Struct. Eng., ASCE, 120(2): 441-463

ROEDER, C.W., POPOV, E.P., (1976). Inelastic behaviour of eccentrically braced steel frames under cyclic loading, Report No. UCB/EERC-77/18. University of California, Berkeley, Calif.

ROEDER, C.W., FOUTCH, D.A., GOEL, S.C. (1987). Seismic testing of full-scale steel building – Part II. J. Struct. Eng., ASCE, 113(11):2130-2145

ROSSI, PP., LOMBARDO, A. (2007). Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames, J. of Constr. Steel Research., 63(11): 1529-1545

SCHIFF, S.D. (1988). Seismic design studies of low-rise steel frames. Ph.D. thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Ill.

SEAOC Vision 2000 Committee (1995). Performance-based seismic engineering. Structural Engineers Association of California, Sacramento, Cal.

STAADPro (2005). Structural analysis program, Research Engineers International, Yorba Linda, USA

TREMBLAY, R. ATKINSON, G.M-. (2001). Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western sites. Earthquake Spectra, 17(2): 333-358

TREMBLAY, R., ROBERT, N. (2001). Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames. Can. J. Civ. Eng. 28(4): 699-714

TREMBLAY, R., ARCHAMBAULT, M.-H., FILIATRAULT, A. (2003). Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members. J. Struct. Eng., ASCE, 129(12): 1626-1636.

TREMBLAY, R. (2007). Notes de cours CIV 6510 – Génie sismique, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Qc.

WHITTAKER, A.S., UANG, C.M., BERTERO, V.V. (1987). Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-storey eccentrically braced steel structure. Report No. UCB/EERC-87/02, University of California, Berkeley, Calif.