INFORMATION TO USERS

This manuscript has been reproduced from the microfilm master. UMI films the text directly from the original or copy submitted. Thus, some thesis and dissertation copies are in typewriter face, while others may be from any type of computer printer.

The quality of this reproduction is dependent upon the quality of the copy submitted. Broken or indistinct print, colored or poor quality illustrations and photographs, print bleedthrough, substandard margins, and improper alignment can adversely affect reproduction.

In the unlikely event that the author did not send UMI a complete manuscript and there are missing pages, these will be noted. Also, if unauthorized copyright material had to be removed, a note will indicate the deletion.

Oversize materials (e.g., maps, drawings, charts) are reproduced by sectioning the original, beginning at the upper left-hand corner and continuing from left to right in equal sections with small overlaps.

Photographs included in the original manuscript have been reproduced xerographically in this copy. Higher quality 6" x 9" black and white photographic prints are available for any photographs or illustrations appearing in this copy for an additional charge. Contact UMI directly to order.

Bell & Howell Information and Learning
300 North Zeeb Road, Ann Arbor, MI 48106-1346 USA

UMI®
800-521-0600

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COMPORTEMENT SISMIQUE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES À DIAGONALES ÉLANCÉES ET EN CHEVRON

NATHALIE ROBERT
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 1998

©Nathalie Robert, 1998

National Library of Canada
Acquisitions and Bibliographic Services
395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale du Canada
Acquisitions et services bibliographiques
395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

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

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

0-612-42924-5

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

COMPORTEMENT SISMIQUE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES À DIAGONALES ÉLANCÉES ET EN CHEVRON

présenté par : ROBERT Nathalie

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

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

M. TINAWI René, Ph.D., ing., président

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

M. ROUX Richard, M.Sc.A., ing., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier M. Robert Tremblay, mon directeur de recherche, pour le support et la collaboration qu'il m'a apportés tout au long de ce projet. À travers son intérêt pour la matière, son expertise et sa très grande rigueur, il m'a communiqué l'énergie et la détermination nécessaires à l'accomplissement de ce travail de recherche.

Je veux aussi exprimer à tous mes collègues du laboratoire, mon appréciation pour la sympathie et l'entraide qu'ils m'ont témoignées durant ces trois dernières années. Cette ambiance chaleureuse m'a permis de concilier le dur labeur et le plaisir de la camaraderie.

RÉSUMÉ

Ce mémoire porte sur le comportement sismique des contreventements en treillis pour les bâtiments en acier. Deux configurations sont étudiées : des contreventements en acier avec barres diagonales élancées et des contreventements en chevron. L'objectif est de déterminer les forces maximales qui se développent dans les membrures des treillis. Ces forces maximales seront utilisées afin d'établir une limite pour le dimensionnement des assemblages, des poutres et des poteaux et afin d'éviter une rupture prématurée de ces éléments lors d'un séisme.

Les efforts ont été obtenus à l'aide d'analyses dynamiques non-linéaires réalisées sur des bâtiments multi-étagés typiques. L'influence de plusieurs paramètres a été considérée dont :

- L'aire des sections de diagonales
- 2 sites : Vancouver et Montréal
- 2 dimensions en plan : 23.3m x 38.5m (900 m^2) et 38.5m x 38.5m (1500 m^2)
- Hauteurs de bâtiments : 2, 4, 6, 8 et 12 étages

Dans les analyses, on a utilisé un ensemble de dix accélérogrammes représentatifs pour chacun des deux sites. Pour un même bâtiment, on compare des sections de diagonales qui respectent la résistance prescrite par le code national du bâtiment du Canada ainsi que des sections sur-dimensionnées. Les efforts maximaux obtenus des analyses sont normalisés par des efforts maximaux anticipés, pouvant être prédits au moyen d'analyses statiques simples.

Les résultats obtenus démontrent que pour les contreventements travaillant en tension seulement, on s'attend à ce que les diagonales plastifient en tension lorsqu'elles ne sont pas en mesure de reprendre 2.5 à 3 fois les forces sismiques développées dans

les diagonales typiques (R=2.0) conçues selon le code. Les diagonales élancées sont sensibles aux concentrations de déformations inélastiques et ne devraient pas être utilisées pour des bâtiments de plus de deux étages.

Pour les contreventements en chevron, les diagonales ne sont pas en mesure d'atteindre leur résistance ultime en tension à cause de la plastification prématurée de la poutre qui survient suite au flambement des diagonales. On constate une faiblesse au niveau du comportement inélastique des diagonales ainsi qu'une concentration à certains niveaux. On ne devrait pas utiliser ce type de contreventement pour des bâtiments de plus de quatre étages.

Il est possible d'assurer une meilleure résistance, ainsi que des déplacements inter-étages et des niveaux de ductilité en compression plus petits, en renforçant les poutres des contreventements en chevron pour qu'elles puissent reprendre la force débalancée verticale sans déformation permanente au niveau des planchers. Cela permettrait éventuellement de classifier les chevrons comme un système plus ductile avec un coefficient de R=3.0.

ABSTRACT

The objective of this research is to provide guidelines for the maximum brace forces to be used in the seismic design of the brace connections, beams and columns of braced frames. Two bracing configuration were used : tension-only braced frames made of slender bars as well as chevron braced frames.

The maximum brace force has been obtained from non-linear dynamic analyses performed on multi-storey buildings. The influence of four parameters is examined :

- The level of brace oversize
- Two sites : Vancouver and Montreal
- The size of the buildings : 23.3m x 38.5m (900 m^2) and 38.5m x 38.5m (1500 m^2)
- The building height : 2, 4, 6, 8 and 12 storeys

Each building of the two sites, was subjected to an ensemble of ten seismic ground motions. Different level of brace oversize was used to investigate the behaviour of frames with oversized braces compared to typical braces as prescribed by the NBCC. The maximum forces obtained from the dynamic analyses were normalised to the maximum expected forces likely to develop from simple static analyses.

For tension-only braced frames, the results show that member forces equal to 2.5 to 3 times the forces due to the seismic loads computed with an R factor of 2.0 can develop under design level earthquakes in buildings with oversized bracing members. Tension yielding of bracing members is expected in structures in which the bracing members are not designed to sustain these forces. Tension-only braced frames are

sensitive to concentration of inelastic demand. Therefore they should not be used in buildings of more than two storeys.

In chevron braced frames, the tensile capacity of the braces cannot be developed, under seismic loading. This behavior is due to the fact that the beams are not designed to sustain the unbalanced vertical force that develop after buckling of the braces. The inelastic behaviour of the bracings will deteriorate and there is a concentration of inelastic demand at specific levels. Therefore, they should not be used in buildings of more than four storeys.

The use of stronger beams able to sustain the unbalanced vertical force without vertical deformations of the beams, improves the resistance of the system and helps limitate the inter strory drift and ductility demand in the compression braces. The possibility of classifying chevron brace with stronger beams in the ductile brace frame category (R=3.0) is investigated.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....iv
RÉSUMÉ.....v
ABSTRACT.....vii
TABLE DES MATIÈRES.....ix
LISTE DES TABLEAUX.....xiv
LISTE DES FIGURES.....xvii
LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES.....xxii
LISTE DES ANNEXES.....xxix

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION

1.1 Problématique.....1
1.2 Objectifs et portée du projet.....4
1.3 Contenu du mémoire.....5

CHAPITRE 2 – REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction.....2
2.2 Code national du bâtiment du Canada.....7
2.2.1 Charges sismiques.....7
2.2.2 Effets de torsion.....13
2.2.3 Calcul des déformations.....14
2.2.3 Effets P-Δ.....16
2.3 Comportement inélastique des diagonales.....17
2.4 Norme CSA S16.1-M89.....20
2.4.1 Contreventements concentriques ductiles (R=3.0).....20
2.4.2 Contreventements concentriques avec ductilité nominale (R=2.0).....20

2.5 Norme CSA S16.1-94.....27
2.5.1 Contreventements concentriques ductiles (R=3.0).....27
2.5.2 Contreventements concentriques avec ductilité nominale (R=2.0).....28
2.6 Efforts cumulés dans les colonnes.....30
2.7 Validation des limites supérieures proposées dans la norme CSA/S16.1-89.....32
2.8 Besoin d'une nouvelle limite supérieure. 39
2.9 Taux de déformation.....41
2.10 Comportement des contreventements en chevron.....44
2.11 Comparaisons avec différents pays.....48
2.11.1 Limites élastiques de l'acier des diagonales.....48
2.11.2 Catégories de contreventements et restrictions imposées au niveau de la configuration et de la hauteur maximale.....51
2.11.3 Contreventements en chevron.....58
2.11.4 Limites d'élancement des diagonales travaillant en tension-compression.....60
2.11.5 Voilement des diagonales.....63
2.11.6 Répartition de l'effort tranchant.....66
2.11.7 Résistance en compression réduite.....66
2.11.8 Assemblages des diagonales.....67
2.11.9 Efforts de calculs pour les poutres et les colonnes.....70

CHAPITRE 3 – CONCEPTION ET MODÉLISATION DES BÂTIMENTS MULTI-ÉTAGÉS

3.1 Dimensionnement des bâtiments.....72
3.1.1 Charges de gravité.....73
3.1.2 Charges sismiques.....74
3.1.3 Calcul des effets P-Δ 76

3.1.4 Dimensionnement des contreventements.....78
3.1.5 Dimensionnement des poteaux de gravité.....79
3.2 Sélection des séismes.....79
3.2.1 Choix des séismes.....79
3.2.2 Normalisation des séismes.....81
3.3 Analyses dynamiques non-linéaires 84
3.3.1 Colonnes.....85
3.3.2 Contreventements.....87

CHAPITRE 4 – COMPORTEMENT DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN X AVEC DIAGONALES ÉLANCÉES TRAVAILLANT EN TENSION SEULEMENT

4.1 Comportement anticipé.....89
4.2 Systèmes à un seul degré de liberté.....91
4.2.1 Modèles et analyses.....91
4.2.2 Sélection des séismes de calcul.....93
4.2.3 Résultats.....97
4.2.4 Conclusions 102
4.3 Bâtiments multi-étagés.....103
4.3.1 Description et conception.....103
4.3.2 Sélection des séismes.....105
4.3.3 Résultats 106
4.3.4 Conclusions pour les bâtiments multi-étagés.....108

CHAPITRE 5 - INFLUENCE DU SURDIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES DANS LES CONTREVENTEMENTS TRAVAILLANT EN TENSION SEULEMENT

5.1 Introduction.....109
5.2 Description des bâtiments multi-étagés.....109

5.3 Résultats.....111
5.3.1 Influence de la dimension en plan du bâtiment.....113
5.3.2 Influence du surdimensionnement des diagonales et de la hauteur des bâtiments.....114
5.3.3 Influence du site : Vancouver et Montréal.....118
5.4 Limites supérieures pour les efforts de calcul.....121
5.5 Recommandations.....123

CHAPITRE 6 – CONTREVENTEMENTS EN CHEVRON
6.1 Comportement.....124
6.2 Description des bâtiments.....125
6.3 Dimensionnement.....127
6.3.1 Calcul de l'effort en tension maximal dans les diagonales : T_{max}.....129
6.3.2 Calcul de l'effort de compression maximal dans les poteaux : C_{max}.....132
6.3.3 Soulèvement dans les poteaux.....133
6.4 Résultats.....134
6.4.1 Résultats des bâtiments situés à Vancouver (1500 m^2).....136
6.4.2 Influence de la dimension en plan.....141
6.4.3 Influence du site.....145
6.5 Résistance réduite en compression.....150
6.6 Poutres fortes.....155
6.6.1 Résultats.....157
6.7 Conclusions.....160
6.7.1 Efforts maximums perçus.....160
6.7.2 Comportement des conteventements en chevron.....162

CHAPITRE 7 – CONCLUSIONS

7.1 Rétrospective.....163

7.2 Conclusions.....165

7.2.1 Contreventements travaillant en tension seulement 166

7.2.2 Efforts maximums dans les contreventements travaillant en tension seulement.....166

7.2.3 Efforts maximums dans les contreventements en chevron.....167

7.3 Recommandations.....168

7.4 Études futures.....169

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....171

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Coefficient de modification de la force latérale (R).....8

Tableau 2.2 Facteur de réponse sismique (S).....10

Tableau 2.3 Limite sur le ratio largeur / épaisseur (CSA, 1989).....22

Tableau 2.4 Limite sur le ratio largeur / épaisseur (CSA, 1994).....28

Tableau 2.5 Amplifications dynamiques (adapté de Tremblay et Filiatrault, 1996)...43

Tableau 2.6 Description des trois approches utilisées lors du calcul de la poutre.....45

Tableau 2.7 Facteurs de réduction pour la résistance après-flambement (NZS, 1997).....46

Tableau 2.8 Facteurs de sur-résistance pour les contreventements travaillant en tension seulement (adapté de Feeney et Clifton, 1995).....49

Tableau 2.9 Facteurs de sur-résistance pour les contreventements en chevron (adapté de Feeney et Clifton, 1995).....49

Tableau 2.10 Limites de hauteur pour zones sismiques actives.....52

Tableau 2.11 Catégories de contreventements (Feeney et Clifton, 1995).....52

Tableau 2.12 Coefficient Cs (adapté de NZS 1997).....53

Tableau 2.13 Coefficient Cs pour l'élancement ≥120 (adapté de NZS 1997).....54

Tableau 2.14 Limites de hauteur pour CBF (adapté de NZS 1997).....54

Tableau 2.15 Coefficient q.....56

Tableau 2.16 Niveau de ductilité D_s.....57

Tableau 2.17 Dimensionnement des bâtiments en acier selon Building Standard law of Japan 1981.....57

Tableau 2.18 Coefficients d'élancement des diagonales.....62

Tableau 2.19 Comparaison des limites d'élancement pour CBF ductiles.....62

Tableau 2.20 Restrictions du ratio largeur / épaisseur pour OCBF et SCBF.....63

Tableau 2.21 Restrictions au niveau du ratio largeur / épaisseur.....64

Tableau 2.22 Ratio largeur / épaisseur 64

Tableau 2.23 Limites des ratios largeur / épaisseur pour cadre rigide de type FA.. 65

Tableau 2.24 Ratios $(b/t)_{max}$ pour divers pays.....65

Tableau 3.1 Charges de calcul considérées.....74

Tableau 3.2 Paramètres attribuables aux différents sites étudiés.....74

Tableau 3.3 Périodes fondamentales et coefficient S selon le code CNBC 95.....75

Tableau 3.4 Exemple de calcul de la surface.....76

Tableau 3.5 Exemple de calcul du poids sismique.....76

Tableau 3.6 Exemple de calcul des effets P-Δ pour Vancouver.....77

Tableau 3.7 Exemple de calcul des effets P-Δ pour Montréal.....77

Tableau 3.8 Accélérogrammes sélectionnés pour Vancouver.....80

Tableau 3.9 Accélérogrammes sélectionnés pour Montréal.....81

Tableau 3.10 Accélération et vitesse horizontales maximales selon le site.....82

Tableau 3.11 Équations d'interaction considérées pour les efforts dans les colonnes.....86

Tableau 4.1 Ratios $\frac{PHA}{PHV}$ pour les trois groupes de séismes.....93

Tableau 4.2 Accélérogrammes sélectionnés pour le groupe de séismes HAV (ratio d'accélération sur la vitesse horizontale maximale élevé : $\frac{PHA}{PHV} \geq 1.2$).....94

Tableau 4.3 Accélérogrammes sélectionnés pour IAV (ratio d'accélération sur la vitesse horizontale maximale moyen : $0.8 \leq \frac{PHA}{PHV} \leq 1.2$).....95

Tableau 4.4 Accélérogrammes sélectionnés pour LAV (ratio d'accélération sur la vitesse horizontale maximale faible : $\frac{PHA}{PHV} \leq 0.8$).....96

Tableau 4.5 Facteur d'amplification maximal et moyen selon les périodes.....102

Tableau 4.6 Période fondamentale (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements travaillant en tension seulement.....104
Tableau 4.7 Description des séismes sélectionnés lors des analyses dynamiques....105
Tableau 5.1 Périodes fondamentales proposées par l'équation du CNBC 110
Tableau 5.2 Périodes fondamentales (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements travaillant en tension seulement.....111
Tableau 6.1 Périodes fondamentales (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements en chevron.....126
Tableau 6.2 Efforts de soulèvement dans les fondations 140
Tableau 6.3 Efforts maximums perçus dans les contreventements en chevron.....161

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Configurations des contreventements étudiés.....2

Figure 2.1 Facteur de réponse sismique prescrit par le CNBC 1995.....10

Figure 2.2 Illustration du principe des déplacements égaux.....15

Figure 2.3 Illustration du principe d'énergie de déformation égale.....15

Figure 2.4 Boucle d'hystérésis typique d'une diagonale (tiré de Feeney et Clifton, 1995).....18

Figure 2.5 Boucle d'hystérésis typique d'un contreventement en chevron (adapté de ECCS, 1991).....19

Figure 2.6 Restrictions s'appliquant aux contreventements concentriques ductiles selon la norme d'acier (adapté de Redwood et Channagiri, 1991).....21

Figure 2.7 Efforts limites dans les diagonales et les poteaux.....24

Figure 2.8 Forces de compression maximales dans les poteaux.....30

Figure 2.9 Illustration de la combinaison RCSC sur un bâtiment de 4 étages.....31

Figure 2.10 Exemple de calcul de V_u.....33

Figure 2.11 Résistance à l'effort tranchant dans des contreventements typiques (adapté de Tremblay et *al.* 1991b).....34

Figure 2.12 Résistance supérieure disponible dans les contreventements (adapté de Tremblay *et al.* 1991b).....34

Figure 2.13 Augmentation des efforts de 18% lors du chargement dynamique (adapté de Suita et al. 1992).....42

Figure 2.14 Comparaison entre une poutre faible et une poutre forte.....47

Figure 2.15 Efforts s'exerçant sur une poutre d'un contreventement en chevron (AISC, 1997).....59

Figure 2.16 Force débalancée verticale dans la poutre (Feeney et Clifton, 1995).....59

Figure 3.1 Vue en plan des bâtiments étudiés.....73

Figure 3.2 Spectre moyen pour Vancouver.....83
Figure 3.3 Spectre moyen pour Montréal.....83
Figure 3.4 Modèle analytique typique pour un bâtiment de 4 étages avec contreventements en X à diagonales élancées.....84
Figure 3.5 Diagrammes d'interaction pour différentes sections (selon x).....86
Figure 3.6 Diagonales tension et compression.....87
Figure 3.7 Diagonales élancées.....87
Figure 3.8 Boucles d'hystérésis pour un contreventement en chevron.....88
Figure 4.1 Comportement des diagonales élancées.....90
Figure 4.2 Modélisation des boucles d'hystérésis pour les systèmes a) travaillant en tension seulement et b) élasto-plastique.....91
Figure 4.3 a) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.4Ve.....97
Figure 4.3 b) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.3Ve.....97
Figure 43 c) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.2Ve.....98
Figure 4.3 d) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.15Ve.....98
Figure 4.4 Ratio des niveaux de ductilité pour tous les bâtiments (séismes HAV).....100
Figure 4.5 Ratio des niveaux de ductilité pour tous les bâtiments (séismes IAV).....100
Figure 4.6 Ratio des niveaux de ductilité pour tous les bâtiments (séismes LAV).....101
Figure 4.7 Niveaux de ductilité moyens pour tous les bâtiments.....101
Figure 4.8 Accélérations spectrales des séismes normalisés.....105
Figure 4.9 Contreventement typique étudié.....106
Figure 4.10 Niveaux de ductilité pour les bâtiments multi-étagés.....107

Figure 5.1 Interprétation des résultats.....112
Figure 5.2 Ductilité dans les diagonales (bâtiment de 4 étages Vancouver).....113
Figure 5.3 Ductilité dans les diagonales (bâtiment de 8 étages Vancouver).....113
Figure 5.4 Ductilité diagonales.....114
Figure 5.5 Efforts normalisés dans le poteaux.....114
Figure 5.6 Ductilité diagonales.....115
Figure 5.7 Efforts normalisés dans le poteaux.....115
Figure 5.8 Ductilité diagonales.....115
Figure 5.9 Efforts normalisés dans le poteaux.....115
Figure 5.10 Ductilité diagonales.....116
Figure 5.11 Efforts normalisés dans le poteaux.....116
Figure 5.12 Ductilité diagonales.....118
Figure 5.13 Efforts normalisés dans le poteaux.....118
Figure 5.14 Ductilité diagonales.....118
Figure 5.15 Efforts normalisés dans le poteaux.....118
Figure 5.16 Ductilité diagonales.....119
Figure 5.17 Efforts normalisés dans le poteaux.....119
Figure 5.18 Comparaison du spectre CNBC 1995 et du spectre CNBC 2000 proposé pour Montréal.....120
Figure 5.19 Limites acceptables pour le dimensionnement des bâtiments en tenant compte des diagonales surdimensionnées.....122
Figure 6.1 Diagramme des efforts au niveau de la poutre.....127
Figure 6.2 Mécanisme de rupture.....129
Figure 6.3 Efforts dans le système de contreventements en chevron.....129
Figure 6.4 Calcul de T_{max} à l'étage supérieur.....131
Figure 6.5 Effort de compression maximal dans les poteaux.....132
Figure 6.6 Effort de traction maximal dans les poteaux.....133
Figure 6.7 Ductilité en tension dans les diagonales (bâtiments de 2 et 4 étages)...136
Figure 6.8 Ductilité en tension dans les diagonales (bâtiments de 8 et 12 étages).136

Figure 6.9 Taux d'utilisation des diagonales (bâtiments de 2 et 4 étages).....138
Figure 6.10 Taux d'utilisation des diagonales (bâtiments de 8 et 12 étages).....138
Figure 6.11 Taux d'utilisation des poteaux (bâtiments de 2 et 4 étages).....139
Figure 6.12 Taux d'utilisation des poteaux (bâtiments de 8 et 12 étages).....139
Figure 6.13 Ductilité en compression (bâtiments de 2 et 4 étages).....140
Figure 6.14 Ductilité en compression (bâtiments de 8 et 12 étages).....141
Figure 6.15 Ductilité en tension dans les diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0)....141
Figure 6.16 Ductilité en tension dans les diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0)....142
Figure 6.17 Taux d'utilisation des diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0).....142
Figure 6.18 Taux d'utilisation des diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0).....142
Figure 6.19 Taux d'utilisation des poteaux (2 étages, R=2.0 et R=1.0).....143
Figure 6.20 Taux d'utilisation des poteaux (8 étages, R=2.0 et R=1.0).....143
Figure 6.21 Ductilité en compression dans les diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0).....144
Figure 6.22 Ductilité en compression dans les diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0).....144
Figure 6.23 Ductilité en tension dans les diagonales (2 étages).....145
Figure 6.24 Ductilité en tension dans les diagonales (4 étages).....145
Figure 6.25 Ductilité en tension dans les diagonales (8 étages).....146
Figure 6.26 Taux d'utilisation des diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0).....146
Figure 6.27 Taux d'utilisation des diagonales (4 étages, R=2.0 et R=1.0).....146
Figure 6.28 Taux d'utilisation des diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0).....147
Figure 6.29 Taux d'utilisation des poteaux (2 étages, R=2.0 et R=1.0).....147
Figure 6.30 Taux d'utilisation des poteaux (4 étages, R=2.0 et R=1.0).....147
Figure 6.31 Taux d'utilisation des poteaux (8 étages, R=2.0 et R=1.0).....148
Figure 6.32 Ductilité en compression dans les diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0).....149
Figure 6.33 Ductilité en compression dans les diagonales (4 étages, R=2.0 et R=1.0).....149

Figure 6.34 Ductilité en compression dans les diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0).....149
Figure 6.35 Ductilité en tension dans les diagonales ($C_r^{'}$ et $0.3C_u$).....151
Figure 6.36 Taux d'utilisation des diagonales ($C_r^{'}$ et $0.3C_u$).....151
Figure 6.37 Taux d'utilisation des poteaux ($C_r^{'}$ et $0.3C_u$).....151
Figure 6.38 V/Vbase.....153
Figure 6.39 Ductilité maximale en compression 153
Figure 6.40 V/Vbase.....153
Figure 6.41 Ductilité maximale en compression 153
Figure 6.42 V/Vbase.....154
Figure 6.43 Déplacements inter-étages max (%Hs) 154
Figure 6.44 V/Vbase.....154
Figure 6.45 Déplacements inter-étages max (%Hs) 154
Figure 6.46 Influence de la poutre dans le comportement inélastique des chevrons155
Figure 6.47 Modèle de contreventement concentrique ductile 156
Figure 6.48 Ductilité en tension dans les diagonales : comparaison poutres fortes et faibles.....157
Figure 6.49 Taux d'utilisation des sections de diagonales : comparaison poutres fortes et faibles.....158
Figure 6.50 Taux d'utilisation des poteaux : comparaison poutres fortes et faibles.....158
Figure 6.51 Comparaison de la ductilité en compression.....159
Figure 6.52 Comparaison des déplacements inter-étages.....159

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

a	Accélération au sol maximale
A	Superficie
A_g	Aire brute de la section
b	Largeur de la section
C	Force de compression dans la membrure
C_a	Accumulation de neige
C_b	Composante verticale des efforts dans les diagonales induites dans les colonnes
C_b	Pourcentage de neige au sol
CBF	Contreventement concentrique
C_{dyn}	Effort de compression maximum dans les poteaux provenant des analyses
C_f	Force axiale en compression pondérée dans la membrure
C_{grav}	Effort axial dû aux charges de gravité
C_{i+1}	Effort axial dans les colonnes à l'étage au-dessus du niveau étudié (combinaison SRSS)
C_{imax}	Effort axial maximum dans les colonnes (combinaison SRSS)
C_{max}	Effort de compression maximal dans les poteaux
C_{poteau}	Effort de compression dans le poteau
C_{poutre}	Force axiale dans la poutre
C_r	Résistance pondérée en compression
C_r'	Résistance en compression réduite
C_s	Coefficient adapté de NZS 1997
C_s	Pente au toit (neige)
C_u	Résistance ultime en compression
C'_u	Résistance ultime en compression réduite
C_w	Bâtiment à l'abri (neige)

C_w	Effort dû aux charges de gravité
C_y	Capacité axiale en compression de la membrure
C'_y	Capacité axiale en compression réduite de la membrure
D	Charge permanente
D_{nx}	Dimension en plan du bâtiment perpendiculaire à la direction des forces sismiques
D_s	Longueur de l'ossature contreventée
D_s	Niveau de ductilité au Japon
e	excentricité mesurée entre le centre de masse et le centre de rigidité
E	Charge sismique
E	Module élastique de l'acier (200 000 Mpa)
F	Coefficient de fondation
F_i	Effort tranchant à un niveau donné
FR	Facteur de réduction pour la charge vive d'occupation
F_t	Force au sommet pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs sur la distribution du cisaillement de calcul
Fu	Résistance ultime de l'acier
Fu_d	Résistance ultime de l'acier sous chargement dynamique
Fu_s	Résistance ultime de l'acier sous un taux de chargement statique
F_x	Répartition du cisaillement à la base à chacun des étages
F_y	Force correspondant au début de l'écoulement de l'acier (Mpa)
Fy_d	Limite élastique de l'acier sous chargement dynamique ($Fy_{dynamique}$)
Fy_{max}	Résistance réelle de l'acier
Fy_s	Limite élastique de l'acier observée sous un taux de chargement statique ($Fy_{statique}$)
g	Accélération gravitationnelle
Grav	Charges de gravité
h	Hauteur du bâtiment
h_n	Hauteur totale du bâtiment étudié

h_s	Hauteur de l'étage
h_x	Hauteur du niveau considéré par rapport au sol
I	Coefficient de priorité de l'ouvrage
k	Coefficient de longueur effective
l	Longueur de la membrure
L	Charge vive
M	Magnitude des séismes
M	Moment maximum au centre de la poutre
M_{poutre}	Moment de flexion dans la poutre
M_f	Moment de renversement pondéré prescrit par le CNBC 1995
$M_{gravité}$	Moment dans les poutres provenant des charges de gravité
M_p	Capacité flexionnelle de la poutre = ZFy
M_y	Moment correspondant au début de l'écoulement = SF_y
M_y	Capacité flexionnelle de la poutre
n	nombre d'étages de la structure
N_c	Résistance en compression des diagonales
N_t	Résistance en tension des diagonales
$N_{brace,Emax}$	Force dans la diagonale tendue calculée pour un cas de chargement élastique (μ = 1.0)
$N_{forces,externes}$	Forces provenant du calcul de l'effort tranchant maximal anticipé
N^{oc}_{brace}	Résistance ultime en compression des diagonales
N^{ot}_{brace}	Résistance ultime en tension des diagonales
N^{pb}_{brace}	Capacité post-flambement des diagonales
N_r	Résistance ultime des assemblages
$N_r(j)$	Résistance disponible dans une diagonale à un certain niveau
$N_j(.)$	Force présente dans une diagonale
P-Δ	Effet de la charge axiale sur la structure déformée

PHA	Accélération horizontale maximale au sol provenant de l'accélérogramme
PHV	Vitesse horizontale maximale au sol provenant de l'accélérogramme
P_n	Résistance nominale en compression
q	Coefficient de modification des charges (Europe)
Q_e	Forces sismiques horizontales causées par le cisaillement à la base de calcul
r	Rayon de giration
R	Coefficient de modification de la force latérale
R_w	Coefficient de modification de la force latérale (États-Unis)
R_y	Coefficient qui représente le ratio de la limite élastique réelle sur la résistance nominale de l'acier
S	Facteur de réponse sismique
S	Charge de neige
S_a	Accélération absolue
S_d	Déplacement relatif maximum
S_{dyn}	Effort de traction maximum dans les poteaux à la base provenant des analyses
S_{max}	Effort de traction dans les poteaux prédit par le mécanisme
S_s, S_r	Coefficients provenant des données statistiques du CNBC sur les précipitations annuelles
t	Épaisseur de l'aile
T	Période fondamentale de vibration de la structure
T	Force de tension qui se développent dans les colonnes
T_{dyn}	Effort de traction dans les diagonales provenant des analyses
T_{max}	Effort de traction dans les diagonales prédit par le mécanisme
T_r	Résistance pondérée en tension ($\phi AgFy$)
T_u	Résistance ultime en tension (AgFy)
T_x	Couple de torsion à considérer pour chacun des planchers

T_y	Capacité axiale en tension
U	Facteur de calibration équivalent à 0.6
v	Vitesse horizontale maximale au sol (m/s)
V	Cisaillement à la base prescrit par le CNBC 1995
V_e	Force sismique latérale équivalente pour une réponse élastique
V_f	Effort tranchant à la base
V_f	Effort tranchant anticipé lors d'analyse dynamique élastique
V_m	Effort tranchant maximal anticipé lors d'un séisme
V_r	Résistance réelle disponible dans les sections de diagonales
V_u	Résistance ultime à l'effort tranchant
W	Poids de la structure
W_D	Charge morte
$W_{D+0.5L}$	Charges de gravité
W_L	Charge vive
W_x	Poids sismique du niveau considéré
x_i	Niveau étudié (combinaison SRSS)
Z_a	Zone sismique d'accélération prescrite par le CNBC 1995
Z_v	Zone sismique de vitesse prescrite par le CNBC 1995
α, β	Coefficients d'amortissement utilisés dans les analyses dynamiques
α	Facteur de sécurité du code européen
α	Facteur qui tient compte de la proportion des forces horizontales transmisent à la poutre
α_D	Facteur de charge pour les charges permanentes
α_E	Facteur de charge pour les séismes
α_L	Facteur de charge pour les charges vives
α_u	Facteur pour multiplier les charges sismiques prescrites pour provoquer l'effondrement de la structure
α_1	Charges latérales causant la 1ère plastification dans le système

α_c'	Facteur de réduction qui tient compte de la diminution de la capacité en compression après le flambement des diagonales
$\alpha_{+,\,max}$	Ratio de la force maximale obtenue dans les diagonales divisée par la capacité en tension des diagonales (AgFy)
β_u	Proportion de l'effort tranchant à chaque étage repris par les diagonales
δ_{max}	Déformation inélastique maximale
δ_y	Déformation limite élastique pour obtenir la 1ère plastification
Δ	Déplacement inter-étage
$\Delta_{élastique}$	Déplacement inter-étage calculé sous la charge sismique V_f
Δ_m	Déformation inélastique maximale atteinte
Δ_{mx}	Déformation inélastique maximale atteinte à un niveau donné
Δ_y	Déformation requise pour obtenir la 1ère plastification de la structure
δ	Décrément logarithmique pour le calcul de la fraction d'amortissement critique
ξ	Fraction d'amortissement critique
ε_y	Déformation élastique
$\dot{\varepsilon}$	Taux de déformation
$\dot{\varepsilon}_o$	Taux de chargement statique ($\dot{\varepsilon}_o = 50e^{-6}$ / sec)
w	Fréquence
γ_p	Facteur qui représente le ratio de $\frac{Fu}{Fy} = 1.2$
γ_y	Facteur qui représente le ratio de $\frac{Fy_{max}}{Fy}$
λ	Coefficient d'élancement pour la compression des membrures d'acier
λ_n	Coefficient d'élancement
μ	Niveau de ductilité
μ_s	Demande en ductilité maximale du système

Ω_o	Facteur de sur-résistance pour les charges sismiques horizontales
ϕ_{om}	Facteur de sur-résistance tenant compte des matériaux
ϕ_{oms}	Facteur de sur-résistance global
ϕ_{os}	Facteur de sur-résistance tenant compte du durcissement de l'acier
ϕ	Facteur de résistance (CSA, 1994)
θ	Facteur de stabilité

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A

Modification des dispositions de la norme proposée CSA 1994.....178

ANNEXE B

Bâtiments et sections choisies 181

ANNEXE C

Séïsmes de calcul.....197

ANNEXE D

Contreventements en chevron.....218

ANNEXE E

Modes de vibration.....226

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 PROBLÉMATIQUE

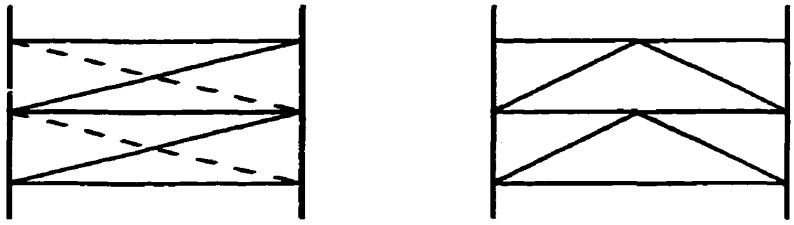
Les bâtiments situés dans les zones sismiques actives doivent être en mesure de reprendre les forces latérales causées par les séismes, mais il s'avère économiquement impossible de faire le dimensionnement de telle sorte que leur structure demeure élastique.

L'objectif premier du code national du bâtiment du Canada est donc d'assurer un comportement ductile de la structure lors d'un séisme de manière à éviter un effondrement et permettre l'évacuation des occupants sans perte de vie humaine. La philosophie de conception parasismique consiste donc à forcer les déformations inélastiques en des endroits stratégiques de la structure du bâtiment.

Ce projet porte sur l'étude du comportement sismique des bâtiments multi-étagés en acier avec contreventements en treillis concentriques. Ces contreventements sont des treillis verticaux qui ne comportent pas d'excentricité. Sous les charges latérales, les membrures horizontales (poutres), verticales (poteaux) de même que les diagonales sont principalement sollicitées par des efforts axiaux.

Les contreventements concentriques sont très efficaces au point de vue rigidité et résistance aux charges latérales. En plus d'être économique, ce système de contreventement est simple à concevoir, à fabriquer et à ériger.

Il existe plusieurs configurations de contreventements pour les bâtiments multi-étagés. Dans ce projet, les configurations de treillis étudiées (figure 1.1) sont les contreventements en X avec diagonales élancées travaillant en tension seulement ainsi que les contreventements en chevron.



Diagonales élancées (Tension seulement) Chevrons

Figure 1.1 Configurations des contreventements étudiés

Dans les normes modernes de conception parasismique des contreventements, on vise à limiter les déformations inélastiques dans les diagonales tout en assurant un comportement élastique des poutres et des poteaux lors d'un séisme. Le comportement inélastique des diagonales se traduit par la plastification en traction et par le flambement en compression des diagonales.

Dans les contreventements en treillis, les diagonales à chaque niveau du bâtiment sont dimensionnées pour reprendre l'effort tranchant horizontal dû aux charges sismiques prescrites par le CNBC. Les poutres doivent aussi reprendre l'effort tranchant. Les poteaux reprennent le moment de renversement et les assemblages assurent le transfert des efforts entre les pièces.

De façon implicite, les diagonales sont conçues pour survivre, lors d'un séisme, à plusieurs cycles d'allongement au-delà du domaine élastique et de flambement. Dans les zones sismiques actives, les poutres, les poteaux et les assemblages sont conçus pour reprendre les efforts maximums qui se développent dans les diagonales lorsqu'elles atteignent leur limite élastique (AgFy).

Le comportement sismique des contreventements varie selon leur configuration. Les contreventements avec diagonales travaillant en tension seulement et les contreventements en chevron, malgré leur popularité, s'avèrent moins efficaces à ce niveau.

Les contreventements avec diagonales travaillant en tension seulement sont parfois mal vus par certains ingénieurs, dû au fait que les diagonales élancées présentent des boucles d'hystérésis pincées. Ils offrent une capacité réduite de dissipation d'énergie (Medhekar et Kennedy, 1998), et un phénomène d'impact peut se développer dans les diagonales (Tremblay et Filiatrault, 1997).

Le comportement sismique des contreventements en chevron est très bien documenté. Dans ce genre de contreventements, la poutre doit reprendre les efforts de flexion après le flambement des diagonales, ce qui cause des déformations importantes au niveau des planchers et réduit la rigidité, la résistance ainsi que la capacité des contreventements à dissiper l'énergie. On croit qu'il est possible de remédier à ce problème en utilisant des poutres fortes. Malgré ces désavantages, ces deux types de contreventements demeurent très populaires à cause de leur simplicité.

En pratique, pour plusieurs raisons, la section des diagonales dans un contreventement peut être plus grosse que ce qui est requis pour résister aux charges sismiques : les charges de vent sont plus importantes que celles dues aux séismes, les critères de flèches latérales gouvernent le calcul ou lorsque le choix de la section est limité par des critères d'élancement $(b/t)_{max}$. Il se peut aussi que l'on désire uniformiser la taille des diagonales sur une partie ou sur l'ensemble de la structure, ce qui se traduit par une augmentation de la section des plus petites diagonales d'un même groupe.

Le problème vient du fait que l'on doit assurer le transfert des efforts dans les assemblages aux extrémités des diagonales, dans les poutres et dans les poteaux lorsque les diagonales plastifient. On se questionne sur le fait que ce soit trop conservateur de dimensionner tous ces éléments pour la résistance ultime de diagonales qui sont sur-dimensionnées.

Les normes couramment utilisées aux États-Unis (AISC, 1992, 1997 ; ICBO, 1994) proposent une limite quant aux efforts maximums qui se développent dans les diagonales des contreventements. Actuellement, aucune limite n'est imposée dans la norme canadienne pour les régions de forte sismicité.

Le fait de ne pas avoir de limite a un impact économique important, étant donné qu'avec des diagonales sur-dimensionnées, il est fort probable que les efforts développés à un étage donné soient plus faibles que la force de plastification des diagonales (AgFy). De plus, dans les bâtiments multi-étagés, la probabilité que toutes les diagonales atteignent la plastification en même temps à tous les étages diminue vraisemblablement avec le nombre d'étage, ce qui réduit les efforts dans les poteaux.

1.2 OBJECTIF ET PORTÉE DU PROJET

L'objectif de cette recherche consiste à définir des limites supérieures aux forces qui se développent dans les assemblages des diagonales, les poutres et les colonnes des systèmes de contreventements concentriques en X avec diagonales élancées et en chevron.

Des analyses dynamiques non-linéaires ont été effectuées sur des bâtiments de différentes hauteurs (2, 4, 6, 8, et 12 étages) et ayant deux dimensions en plan (23.3mx

38.5m et 38.5m x 38.5m). Tous les bâtiments ont été analysés pour deux zones sismiques du Canada, soit : Vancouver ($Z_a/Z_v = 1$) et Montréal ($Z_a/Z_v > 1$). Pour chacune des deux zones, un ensemble de dix accélérogrammes représentatifs ont été sélectionnés.

Ces efforts maximaux ont été exprimés en fonction d'une limite supérieure qui correspond aux efforts calculés qui s'exercent dans les contreventements lorsque ceux-ci forment un mécanisme complet de rupture sous les charges statiques horizontales.

Ce projet a aussi permis d'observer le comportement des contreventements travaillant en tension seulement ainsi que celui des contreventements en chevron sous des sollicitations sismiques. À partir de ces observations, on propose des limites d'application au niveau du nombre d'étages, ainsi que des mesures visant à améliorer leur conception.

1.3 CONTENU DU MÉMOIRE

Ce mémoire comporte sept chapitres et quelques annexes. Le deuxième chapitre porte sur la revue de littérature. Ce chapitre présente les normes de conception canadienne quant au calcul sismique des bâtiments et des contreventements concentriques. Il fait aussi référence aux travaux de recherche antérieurs sur les efforts cumulés dans les poteaux, la validation des limites supérieures proposées par la norme CSA/S16.1-89, et sur le besoin de développer une nouvelle limite supérieure. Ce chapitre traite aussi du taux de déformation élevé qui se développe dans l'acier lors de sollicitations sismiques ainsi que du comportement des contreventements en chevron. Finalement, une revue des normes de conception des contreventements de plusieurs pays est effectuée : Canada, Etats-Unis, Nouvelle-Zélande, Europe ainsi qu'au Japon.

Le troisième chapitre porte sur la conception et la modélisation des bâtiments multi-étagés. Il traite également du choix séismes et de la normalisation des accélérogrammes pour chacun des deux sites. Une description des hypothèses adoptées lors des analyses dynamiques non-linéaires fait partie intégrante de ce chapitre.

Le chapitre quatre présente les résultats obtenus pour les contreventements concentriques en X avec diagonales élancées travaillant en tension seulement. Afin d'obtenir une base de comparaison, le comportement des contreventements à diagonales élancées fut comparé à celui d'un système bilinéaire. On a étudié des systèmes à un seul degré de liberté puis des bâtiments multi-étagés.

Dans le cinquième chapitre, on évalue l'influence du surdimensionnement des sections de diagonales dans les contreventements à diagonales élancées sur les forces maximales susceptibles de se développer dans les assemblages des diagonales, les poutres et les poteaux. Au sixième chapitre, on reprend les mêmes calculs pour déterminer les forces maximales qui se développent dans les contreventements en chevron. Dans ce chapitre, on examine aussi le comportement de ce système et les effets d'utiliser des poutres fortes.

Finalement, le septième chapitre présente les conclusions tirées de ce projet et les recommandations visant à améliorer le comportement des contreventements à diagonales élancées et en chevron. Ce mémoire comprend également des annexes qui présentent : une description des historiques et des spectres d'accélération absolus des accélérogrammes utilisés pour les bâtiments multi-étagés, les sections choisies pour les structures étudiées dans ce projet et quelques valeurs numériques permettant de compléter les graphiques présentés dans le mémoire.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 INTRODUCTION

Durant les 25 dernières années, on a effectué des recherches intensives sur le comportement des contreventements concentriques. Les résultats de ces recherches sont maintenant intégrés aux pratiques de conception parasismique. Dans ce chapitre, on effectue une revue des normes de conception canadienne et on étudie le comportement des contreventements concentriques. On fait aussi référence aux travaux de recherche antérieurs effectués sur le comportement. Finalement, on étudie les normes de conception des contreventements de plusieurs pays : États-Unis, Nouvelle-Zélande, Europe et Japon.

2.2 CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA

2.2.1 Charges sismiques

Au Canada, le CNBC permet d'utiliser une méthode statique de calcul pour les structures régulières. Le système de résistance aux charges latérales des bâtiments est dimensionné pour un effort tranchant à la base V_f donné par l'équation 2.1.

$$V_f = \left(\frac{V_e U}{R}\right) \tag{2.1}$$

Dans cette équation, V_e représente la force sismique latérale équivalente pour une réponse élastique de la structure. Le facteur U est égal à 0.6. Il s'agit d'un facteur de calibration utilisé afin que les forces sismiques calculées avec l'édition du code de 1995 soient comparables à celles calculées avec les éditions antérieures du code.

Pour des raisons économiques, la force sismique équivalente est divisée par R, le coefficient de modification de la force latérale, puisqu'on effectue la conception avec des charges réduites. Le coefficient R est fonction de la capacité du système à subir des déformations inélastiques et à dissiper l'énergie sismique. Il est aussi fonction de la redondance dans le système de résistance aux charges latérales.

Le facteur R varie de 1.0 à 4.0, ce qui correspond respectivement à des structures en maçonneries non-armées et à des structures très ductiles. Il existe deux catégories de contreventements concentriques en acier : les ossatures contreventées ductiles et les ossatures contreventées avec ductilité nominale. Dans le tableau 2.1, on compare le facteur R de ces deux catégories à celui d'autres systèmes structuraux.

Tableau 2.1 Coefficient de modification de la force latérale (R)

Type de système résistant aux forces latérales	R
Maçonnerie non-armée	1.0
Charpentes d'acier autres que ci-dessous	1.5
Ossature contreventée avec ductilité nominale	2.0
Ossature contreventée ductile	3.0
Ossature ductile résistant aux moments	4.0

Dans le code national du bâtiment du Canada, on spécifie que les bâtiments de plus de 3 étages (4.1.9.3) situés dans les zones sismiques de vitesse ou d'accélération de 2 et plus, doivent posséder un système de résistance aux charges latérales qui se qualifie pour un coefficient de réduction des charges au moins égal à 2, ce qui correspond à un système de contreventement avec ductilité nominale.

La force latérale V_e représente une approximation de la réponse élastique d'une structure. Elle est égale à :

$$V_e = vSIFW \tag{2.2}$$

Dans cette équation, v représente la vitesse horizontale maximale au sol exprimée par rapport à l'unité (1 m/s) et établie pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans. La vitesse horizontale maximale est donnée par les cartes de zonage sismique ainsi que dans les données climatiques en annexe au CNBC 1995.

Le facteur de réponse sismique, S, représente la réponse élastique idéalisée de systèmes à plusieurs degrés de liberté ayant un amortissement de 5%. Ce facteur est établi pour des valeurs unitaires du rapport de vitesse de la zone (v) et du poids (W). Tel que montré à la figure 2.1 et au tableau 2.2, il dépend de la période fondamentale de la structure, T, et des zones sismiques de vitesse et d'accélération, Z_a et Z_v, particulières à l'emplacement géographique du bâtiment.

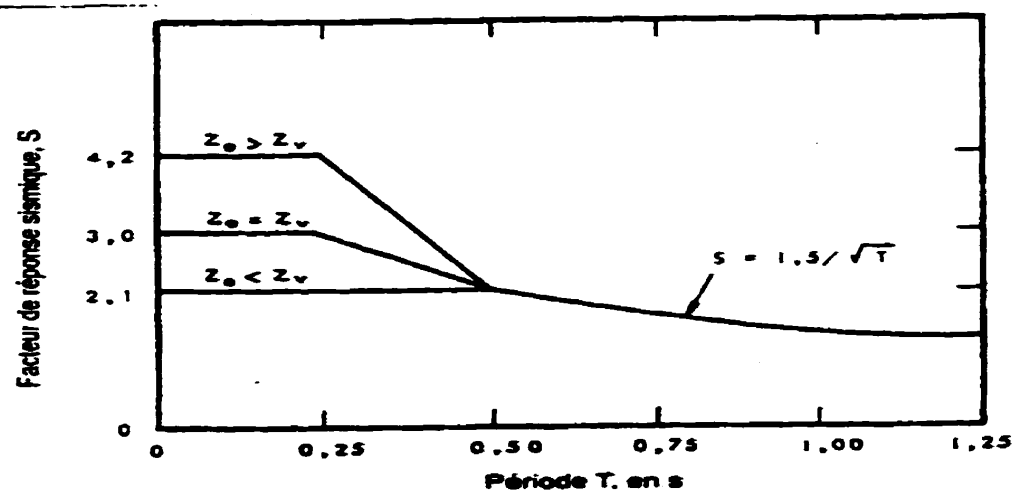


Figure 2.1 Facteur de réponse sismique prescrit par le CNBC 1995

Tableau 2.2 Facteur de réponse sismique (S)

T	Za/Zv	S
	> 1.0	4.2
≤ 0.25	1.0	3.0
	< 1.0	2.1
	> 1.0	4.2-8.4 (T-0.25)
> 0.25 mais < 0.5	1.0	3.0-3.6 (T-0.25)
	< 1.0	2.1
≥ 0.50	tous	$1.5/\sqrt{T}$

Pour les contreventements en treillis, on suggère dans le CNBC l'équation suivante pour le calcul de la période fondamentale :

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_s}} \tag{2.3}$$

Dans l'équation 2.3, h_n correspond à la hauteur totale du bâtiment étudié. Le terme D_s est la longueur de l'ossature contreventée qui constitue le principal système de résistance aux forces latérales dans une direction parallèle aux forces exercées.

Si la période fondamentale réelle du bâtiment, obtenue d'analyses en vibrations libres, excède celle obtenue avec l'équation du code, on peut réduire le coefficient S jusqu'à 80% de la valeur obtenue avec la période calculée avec l'équation 2.3.

Dans l'équation 2.2, le coefficient de priorité de l'ouvrage, I, correspond à 1.5 pour les bâtiments de protection civile. Ces bâtiments sont conçus en vue d'assurer des services essentiels (hôpitaux, casernes de pompiers, postes et tours de radios, centrales électriques, etc.) et doivent donc demeurer fonctionnels immédiatement après un séisme. Le coefficient de priorité correspond à 1.3 pour les écoles et à 1.0 pour tous les autres types de bâtiment.

Le coefficient de fondation, F, permet de tenir compte de l'influence du sol sur les mouvements sismiques et les spectres de réponse. Le sol peut parfois amplifier les mouvements sismiques qui se propagent du roc à la surface, dans les plages de fréquences voisines des fréquences propres de la couche de sol superficielle. Ce coefficient varie de 1.0, pour le roc et un sol très dense, à 2.0 pour des sols mous.

Le poids de la structure, W, correspond au poids mort total de l'ouvrage, plus 25% de la charge de neige au toit pour la région étudiée. On doit cumuler le poids de chacun des niveaux du bâtiment (équation 2.4).

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \tag{2.4}$$

La répartition du cisaillement à la base à chacun des étages et le calcul des efforts correspondants peuvent être effectués à l'aide d'une analyse dynamique élastique. Alternativement, pour les bâtiments uniformes, la répartition du cisaillement à la base (V_f) à chacun des étages se fait en appliquant à chaque niveau une force latérale F_x obtenue de l'équation 2.5. Cette dernière répartition suppose une oscillation du bâtiment qui est essentiellement selon son premier mode de vibration.

$$F_x = \frac{(V_f - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^{n}(W_i h_i)} \tag{2.5}$$

Dans cette équation, W_x est le poids du niveau considéré et h_x est la hauteur de ce niveau par rapport au sol. Pour les structures uniformes, cette répartition du cisaillement, prend la forme d'un triangle inversé dont le sommet se trouve à la base du bâtiment.

Lorsque la période fondamentale des bâtiments excède 0.7 sec, on doit ajouter une force F_t au sommet pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs sur la distribution du cisaillement de calcul provenant de l'équation 2.5. Cette force concentrée au sommet est donnée par :

$$F_t = 0.07\, T\, V_f \leq 0.25\, V_f \tag{2.6}$$

2.2.2 Effets de torsion

Lors d'un séisme, les forces d'inertie à chaque étage agissent au centre de masse de ce niveau. En présence d'une excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité de la structure, des moments de torsion horizontaux sont induits dans la structure.

Lorsque l'on utilise l'équation 2.5 pour obtenir la distribution des forces sismiques dans la structure (approche statique), on exige, dans le CNBC 1995, d'augmenter ou de diminuer de 50% la torsion calculée, selon ce qui est le plus défavorable et de tenir compte de la torsion accidentelle :

$$T_x = F_x\,(1.5\,e +/- 0.1\,D_{nx}) \tag{2.7}$$

ou

$$T_x = F_x\,(0.5\,e +/- 0.1\,D_{nx}) \tag{2.8}$$

Dans ces équations, T_x et F_x représentent respectivement le couple de torsion à considérer et la force latérale calculée par la méthode statique pour un plancher au niveau x. Dans ces deux équations, D_{nx} est la dimension en plan du bâtiment dans la direction perpendiculaire à la direction de la force sismique au niveau x tandis que e représente la distance mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique entre le centre de masse et le centre de rigidité à un niveau quelconque.

2.2.3 Calcul des déformations

Dans le code du bâtiment, on spécifie que l'on doit amplifier les déplacements inter-étages $\Delta_{élastique}$, calculés sous la charge sismique V_f, par le coefficient de modification des forces afin d'obtenir les déformations inélastiques qui pourraient survenir lors de la plastification des éléments ; Δ_m.

$$\Delta_m = R\,\Delta_{élastique} \leq 0.02\ h_s \tag{2.9}$$

Tel qu'indiqué à l'équation 2.9, Δ_m ne doit pas excéder 2% de la hauteur de l'étage. Cette limite de flèche a été établie pour prévenir des dommages trop importants dans les éléments non structuraux. Pour les bâtiments de protection civile qui doivent demeurer opérationnel suite à un séisme, la limite est fixée à 1% de la hauteur d'un étage.

Le calcul Δ_m est basé sur le concept de ductilité ainsi que sur le concept de déplacements égaux. Le niveau de ductilité atteint par une structure, est égal au rapport de la déformation maximale atteinte, Δ_m, à la déformation requise pour obtenir la première plastification dans la structure, Δ_y :

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \tag{2.10}$$

Ce principe de déplacements égaux fut observé par Newmark et Veletsos (1960) : les déplacements latéraux maximums d'une structure sont indépendants du niveau de résistance latérale (figure 2.2).

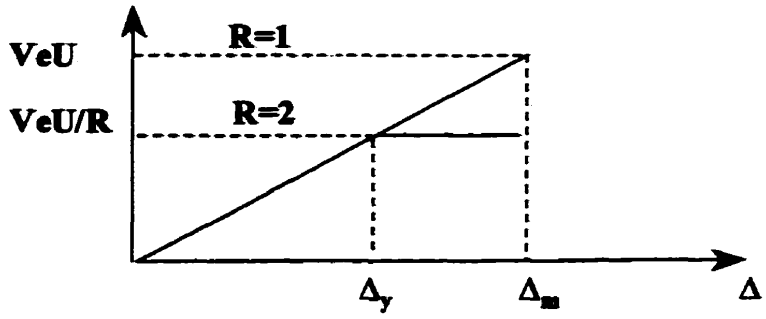


Figure 2.2 Illustration du principe des déplacements égaux

Ce principe de déplacements égaux représente une bonne approximation dans le cas des bâtiments possédant une période fondamentale assez longue. Par contre, pour les bâtiments plus rigides dont la période naturelle s'éloigne de la période prédominante des mouvements du sol, on risque d'avoir des déformations plus importantes et on utilise plutôt le concept d'énergie égale.

En effet, pour les bâtiments rigides, les systèmes inélastiques vont se déformer plus que les systèmes élastiques puisque, avec l'endommagement du bâtiment, la période fondamentale de la structure s'allonge et tend vers la période dominante des mouvements du sol, ce qui donne lieu à une amplification dynamique plus importante. Les énergies de déformation des systèmes élastiques et inélastiques sont égales; elles correspondent à l'aire sous les courbes dans la figure 2.3 :

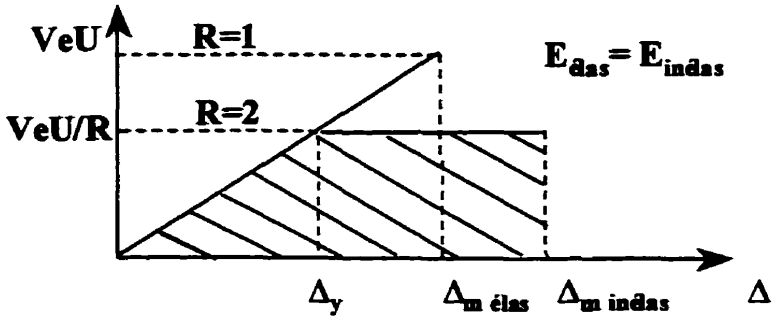


Figure 2.3 Illustration du principe d'énergie de déformation égale

2.2.4 Effets P-Δ

Les effets P-Δ causent une amplification des efforts et des déformations dans un bâtiment qui se déplace latéralement. Dans le CNBC 1995, les forces, les efforts tranchants et les moments de renversement à chacun des étages sont multipliés par le facteur d'amplification ($1 + \theta_x$) pour tenir compte de ces effets, où θ_x est donné par :

$$\theta_x = \frac{\sum_{i=x}^{n} W_i \Delta_{mx}}{\sum_{i=x}^{n} F_i h_s} \tag{2.11}$$

Dans cette équation, $\sum_{i=x}^{n} F_i$ est l'effort tranchant à un niveau donné. Il correspond à la somme des forces latérales qui agissent au niveau étudié et au-dessus de ce niveau, $\sum_{i=x}^{n} W_i$ correspond aux charges mortes et vives (D+0.5L) situées au-dessus du niveau étudié et h_s est la hauteur du niveau considéré.

Selon le code du bâtiment, si le facteur θ obtenu de l'équation 2.11 est inférieur à 0.1, les effets P-Δ peuvent être ignorés. Par contre, lorsqu'il est supérieur à 0.4, le bâtiment doit être re-dimensionné, car il risque de devenir instable lors d'un séisme.

2.3 COMPORTEMENT INÉLASTIQUE DES DIAGONALES

Dans cette section, on décrit le comportement inélastique des diagonales. Selon l'approche adoptée par le Code national du bâtiment du Canada, seules les diagonales se déforment dans le domaine inélastique afin de dissiper l'énergie. De façon générale, la dissipation d'énergie s'effectue en tension par la plastification des diagonales tendues (AgFy) et en compression par le flambement inélastique des diagonales comprimées avec la formation de rotules plastiques en flexion.

Après le premier cycle d'oscillation dans le domaine inélastique, on assiste à une dégradation de la résistance en compression dans les diagonales (figure 2.4). Cette dégradation provient de l'allongement résiduel des diagonales qui s'accumule à chaque élongation inélastique et de l'effet de Baushinger qui contribue à diminuer le module d'élasticité tangent à chacun des cycles.

De plus, après le premier cycle, les diagonales accusent un cassé vis-à-vis des rotules plastiques, ce qui contribue aussi à réduire leur résistance en compression. Lorsque l'amplitude des déformations par cycle est augmentée, les déformations inélastiques dans les rotules plastiques augmentent et la diagonale se brise éventuellement vis-à-vis des rotules. On observe ce phénomène dans les contreventements concentriques en X dont les sections de diagonales sont en mesure de travailler en tension et en compression ainsi que dans les contreventements en chevron.

Deux facteurs influencent le comportement inélastique des contreventements :

L'élancement effectif de la diagonale, $\frac{kL}{r}$ influence la forme des boucles d'hystérésis. Lorsqu'on dispose de section de diagonale très élancée la résistance en compression est moindre et l'énergie dissipée par cycle diminue. Par contre, lorsqu'on

utilise des diagonales élancées, on augmente la longévité du système puisque le flambement demeure élastique, sans la formation de rotules plastiques.

Le deuxième facteur déterminant est l'élancement des parois de la section des diagonales qui est exprimé par le ratio de la largeur sur l'épaisseur, $\left(\frac{b}{t}\right)_{max}$ des parois. Lorsque ce ratio diminue, on obtient une meilleure résistance au voilement local des sections de diagonales et ainsi une résistance en compression qui se dégrade moins rapidement et une meilleure résistance à la fracture.

Lorsqu'on utilise des diagonales très élancées, on assiste à un pincement des boucles d'hystérésis très marqué ainsi qu'à une détérioration avec le nombre de cycles (figure 2.4). Ce phénomène est principalement causé par l'augmentation des déformations et l'allongement progressif des diagonales qui sont plus présents dans ce type de contreventement. En effet, la contribution de la diagonale comprimée est négligée et seule la diagonale tendue peut dissiper l'énergie.

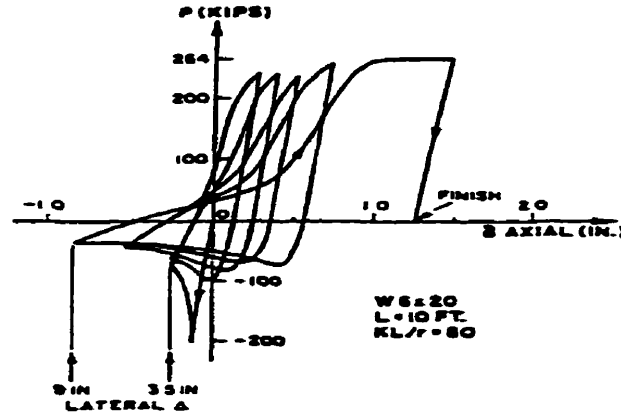


Figure 2.4 Boucle d'hystérésis typique d'une diagonale (tiré de Feeney et Clifton, 1995)

Dans les contreventements en chevron, les forces axiales dans les diagonales tendues et comprimées sont en équilibre jusqu'à ce qu'une diagonale flambe. La poutre doit reprendre en flexion la composante verticale suite au flambement d'une des diagonales (figure 2.5). Il y a formation d'une rotule plastique dans la poutre sans même que les diagonales développent leur pleine capacité en tension.

Lorsque le chargement est inversé, la diagonale comprimée n'est plus en mesure de se redresser parfaitement, à cause des déformations permanentes du plancher causées par la force débalancée verticale. Si la diagonale opposée flambe à son tour, la résistance du système diminue grandement et est régit par la résistance en compression après le flambement des deux diagonales. La figure 2.5 illustre une boucle d'hystérésis typique d'un contreventement en chevron.

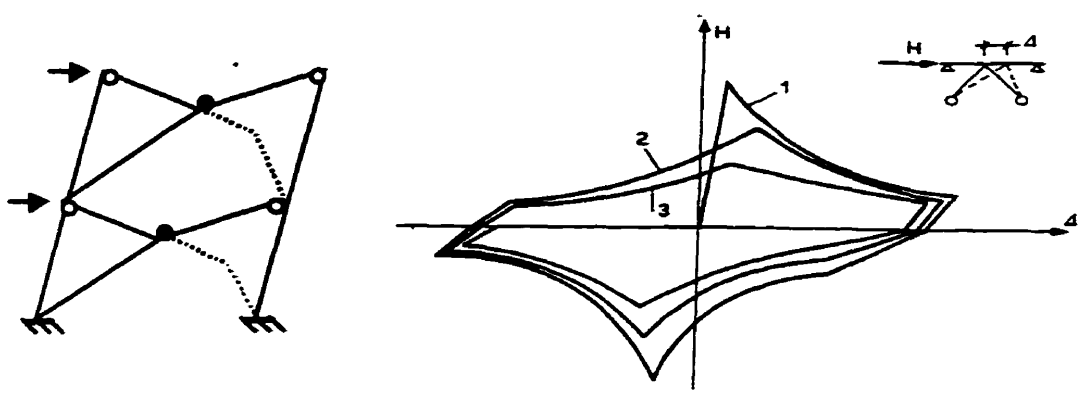


Figure 2.5 Boucle d'hystérésis typique d'un contreventement en chevron (adapté de ECCS, 1991)

2.4 NORME CSA-S16.1-M89

C'est en 1989 que sont apparues les premières règles de calculs parasismiques dans la norme canadienne sur l'acier CSA-S16.1. Dans cette norme, certaines restrictions permettent de créer des mécanismes de dissipation d'énergie en des endroits stratégiques du bâtiment et d'assurer son intégrité structurale lors d'un séisme important. Cette section traite des règles de calculs imposées pour les deux catégories de contreventements concentriques spécifiés par le code national du bâtiment du Canada :

- Ossatures contreventées ductiles : R=3.0 (DBF)
- Ossatures contreventées avec ductilité nominale : R=2.0 (NDBF)

2.4.1 Contreventements concentriques ductiles (R=3.0)

Ces contreventements concentriques ont la capacité d'absorber l'énergie par la plastification des diagonales en traction et par le flambement inélastique des diagonales en compression. Pour un tel système, on attribue un coefficient de modification des charges sismiques R = 3 puisqu'on s'attend à développer des déformations inélastiques élevées lors d'un séisme.

Configuration :

Pour chaque niveau, la proportion de l'effort tranchant reprise par la diagonale tendue et la diagonale comprimée ne doit pas excéder 70% (figure 2.6). Cette disposition élimine ainsi les configurations où on n'a qu'une seule diagonale pour résister aux efforts tranchants. On peut aussi toujours compter sur une diagonale travaillant en tension pour reprendre les efforts, ce qui évite l'accumulation des déformations inélastiques dans une direction seulement.

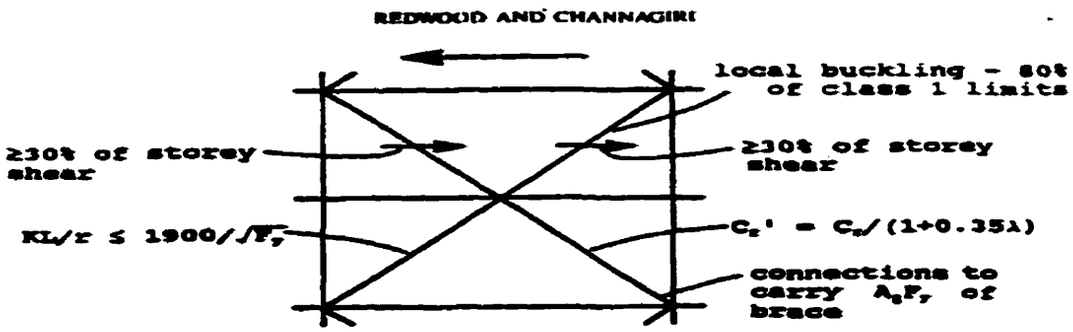


Figure 2.6 Restrictions s'appliquant aux contreventements concentriques ductiles selon la norme d'acier (adapté de Redwood et Channagiri, 1991)

On exige cette répartition de l'effort entre les diagonales tendues et comprimées le long de chacun des axes de la structure afin d'éviter la dégradation rapide de la rigidité et de la résistance en torsion de la structure que provoquerait le flambement des diagonales le long d'un axe où on aurait des diagonales inclinées dans une direction seulement.

Puisque les diagonales tendues reprennent une grande partie de l'effort tranchant, les diagonales comprimées peuvent flamber sans engendrer une perte catastrophique de la capacité à reprendre l'effort tranchant.

L'utilisation des contreventements avec diagonales travaillant en tension seulement ainsi que les contreventements en chevron sont exclus de cette catégorie de contreventements ductiles pour les raisons suivantes : les premiers possèdent une capacité d'absorber l'énergie limitée et n'offre que peu de redondance dans le système, tandis que pour les contreventements en chevron, on n'est pas certain de pouvoir développer la résistance en traction des diagonales.

Diagonales :

L'équation 2.12 indique le critère d'élancement à respecter. Étant donné que l'énergie absorbée diminue lorsque l'on augmente l'élancement, on veut s'assurer d'être en mesure de pouvoir dissiper un minimum d'énergie.

$$\frac{L}{r} \leq \frac{1900}{\sqrt{Fy}} \tag{2.12}$$

Les restrictions quant au rapport de la largeur sur l'épaisseur permettent d'éviter le voilement local des diagonales qui peut entraîner une perte de résistance et une rupture prématurée (tableau 2.3).

Tableau 2.3 Limite sur le ratio largeur / épaisseur (CSA, 1989)

Profilés	Z_a et $Z_v < 2$
W (ailes) symétrique	$\frac{b}{t} = \frac{139}{\sqrt{Fy}}$
HSS carré	$\frac{b}{t} = \frac{291}{\sqrt{Fy}}$

Afin de tenir compte de la dégradation de la résistance en compression sous des chargements cycliques, on diminue la résistance en compression des diagonales en lui appliquant un facteur de réduction :

$$C_r' = \frac{C_r}{(1 + 0.35\lambda)} \tag{2.13}$$

Dans cette équation, C_r' correspond à la résistance pondérée en compression réduite pour les diagonales. La résistance en compression des diagonales est donnée par C_r (équation 2.14) et λ correspond au coefficient d'élancement (équation 2.15). On considère une valeur de n=1.34 pour les profilés W ou les profilés HSS de catégorie C (sans relaxation de contraintes résiduelles).

Dans l'équation 2.15 qui permet d'obtenir le coefficient d'élancement, L représente la longueur de la diagonale, r, le rayon de giration, F_y la nuance d'acier et E correspond au module élastique de l'acier fixé à 200 000 MPa.

$$C_r = \phi A_g F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \tag{2.14}$$

$$\lambda = \frac{L}{r}\sqrt{\frac{Fy}{\pi^2 E}} \tag{2.15}$$

Si les diagonales en tension possèdent une réserve de résistance suffisante pour compenser la différence entre C_r et C_r', on n'a pas besoin d'appliquer ce facteur et on considère la résistance C_r non-réduite dans les calculs.

Assemblages des diagonales :

Pour toutes les zones sismiques, les assemblages des diagonales doivent pouvoir reprendre un effort correspondant à la plus petite des deux valeurs suivantes : la résistance ultime en tension des diagonales (AgFy) ou l'effort axial imposé par deux fois les charges séismiques pondérées plus les charges de gravité (2 E + Grav).

Les efforts dus aux charges de gravité proviennent de la plus critique des combinaisons : D ou D + 0.5L. La valeur de deux fois les charges séismiques correspond aux charges latérales d'un bâtiment dimensionné avec un coefficient de modification des charges R=1.5.

Poutres et poteaux :

Les poutres et les poteaux, de même que leurs assemblages, doivent être conçus pour reprendre les charges de gravité en plus des efforts qui sont induits lorsque les efforts dans les diagonales atteignent la résistance non pondérée des diagonales ; c'est-à-dire $\frac{T_r}{\phi}$ ou $\frac{C_r}{\phi}$. Dans ce calcul, les efforts dans les diagonales peuvent être limités à Grav + 2 E (Figure 2.7).

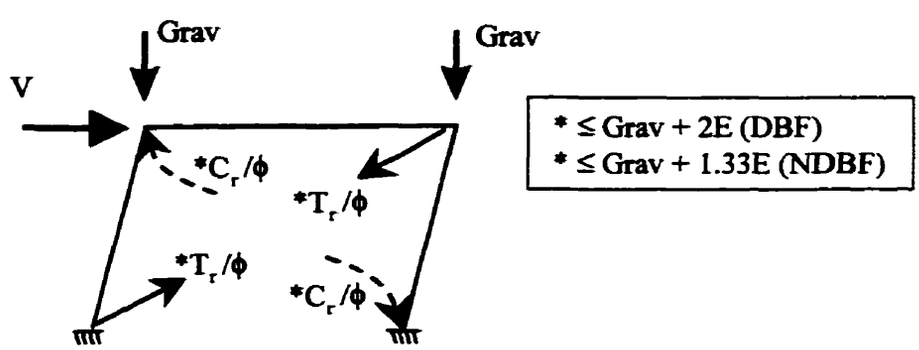


Figure 2.7 Efforts limites dans les diagonales et les poteaux

2.4.2 Contreventements concentriques avec ductilité nominale (R=2.0)

Ces contreventements ont la capacité d'absorber une quantité limitée d'énergie par des déformations inélastiques en flexion dans les diagonales ou tout simplement par l'allongement inélastique des diagonales. On leur attribue un coefficient de modification des charges sismiques égal à 2.0.

Les exigences de la norme sont semblables à celles pour les contreventements ductiles sauf qu'on permet d'autres configurations et que les restrictions sont moins sévères au niveau des diagonales.

Configuration :

Les contreventements en chevron et les contreventements avec barres élancées ne travaillant qu'en traction peuvent être considérés comme des contreventements concentriques avec ductilité nominale, à condition de respecter certaines dispositions particulières.

Pour les contreventements en chevron, la poutre où se joignent les diagonales doit être une section de classe 1 et doit posséder une résistance suffisante pour reprendre les charges de gravité non pondérées sans le support des contreventements.

Diagonales :

Les sections de diagonales qui travaillent en compression doivent être de classe 2 et il n'existe pas de restriction particulière quant à la limite d'élancement des

diagonales. Si on utilise des diagonales élancées ne travaillant qu'en tension, il n'existe plus de restriction pour la classe des sections et l'élancement.

Assemblages des diagonales :

Pour ce type de contreventements, les assemblages des diagonales doivent posséder une résistance égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : la résistance ultime en traction des diagonales : AgFy ou 1.33 fois les charges séismiques pondérées plus les charges de gravité (1.33E + Grav). Cette valeur de 1.33 fois les charges séismiques correspond aux charges latérales d'un bâtiment dimensionné sans détails pour obtenir un comportement ductile (R=1.5).

Pour les diagonales travaillant en tension seulement, un facteur additionnel de 1.1 doit être ajouté pour tenir compte des forces d'impact qui peuvent se produire dans les connections lorsqu'une diagonale flambe et se tend soudainement lors d'un séisme. Ce phénomène est expliqué plus en détails à la section 2.9 de cette revue de littérature.

Poutres et poteaux :

Les poutres et les poteaux sont conçus pour reprendre les charges de gravité en plus des efforts induits par des forces dans les diagonales correspondant à la résistance non-pondérée des diagonales ($\frac{T_r}{\phi}$ ou $\frac{C_r}{\phi}$). Dans ce calcul, les forces dans les diagonales peuvent être limitées à Grav + 1.33 E, voir figure 2.7.

2.5 NORME CSA S16.1-94

L'édition 1994 de la norme S16.1 est celle qui est présentement en vigueur au Canada. La principale différence par rapport à l'édition 1989, réside dans le fait que les efforts pour le calcul des assemblages et autres pièces de la structure varient selon les zones d'accélération et de vitesse. Ces différences sont décrites dans ce qui suit.

2.5.1 Contreventements concentriques ductiles (R=3.0)

Pour les contreventements concentriques ductiles (R=3) situés dans une zone d'accélération (Z_a) ou de vitesse (Z_v) supérieure ou égale à 3, les assemblages des diagonales doivent être en mesure de développer la résistance ultime en traction des diagonales qui se plastifient (AgFy) à moins que l'ingénieur démontre qu'une résistance plus faible soit adéquate. Dans cette édition de la norme, on a donc éliminé la limite supérieure (Grav + 2 E) pour les régions sismiques actives, mais on laisse à l'ingénieur la possibilité d'évaluer et d'utiliser l'effort maximal qu'il croit susceptible de se développer dans les diagonales lors d'un séisme.

Dans les zones d'accélération et de vitesse 1 et 2, les connections doivent résister au plus grand des efforts suivants : l'effet des charges pondérées ou la résistance ultime en compression des diagonales, sans toutefois excéder la limite prescrite imposée dans la norme 1989, c'est-à-dire : deux fois les charges séismiques pondérées plus les charges de gravité (2E + Grav).

On constate que pour les zones sismiques peu actives, la limite supérieure s'applique toujours. Cependant, dans les commentaires de la norme, on recommande d'utiliser quand même un effort correspondant à AgFy pour les étages supérieurs des bâtiments.

Les poutres et les poteaux doivent être conçus pour les charges de gravité plus les efforts produits par les forces dans les diagonales qui ont été utilisées pour le calcul des assemblages. Contrairement aux assemblages des diagonales, on doit considérer la résistance réduite en compression des diagonales, $C_r^{'}$ si cela crée une combinaison plus critique. Les restrictions quant au rapport de la largeur sur l'épaisseur permettant de contrôler le voilement local des diagonales varient aussi selon la zone sismique :

Tableau 2.4 Limite sur le ratio largeur / épaisseur (CSA, 1994)

Profilés	Z_a et $Z_v < 2$	Z_a et $Z_v \geq 2$
W (ailes)	$\frac{b}{t} \leq \frac{170}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{145}{\sqrt{Fy}}$
HSS carré	$\frac{b}{t} \leq \frac{420}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{330}{\sqrt{Fy}}$

2.5.2 Contreventements concentriques avec ductilité nominale (R=2.0)

Les diagonales des contreventements en chevron situés dans les zones de vitesse égale ou supérieure à 4, doivent respecter les critères d'élancement et le ratio maximum de la largeur sur l'épaisseur prescrit pour les contreventements ductiles étant donné la possibilité d'une forte demande en ductilité.

Pour les bâtiments munis de contreventements à ductilité nominale situés dans les zones d'accélération ou de vitesse de 2 et plus, on doit dimensionner les assemblages des diagonales pour la résistance ultime en traction (AgFy) des diagonales à moins de prouver que ce ne soit pas nécessaire.

Dans la zone 1, les connections doivent résister au plus grand des efforts suivants : l'effet des charges pondérées ou la résistance nominale en compression des diagonales mais les efforts ne doivent pas excéder 1.33 fois les charges séismiques pondérées plus les charges de gravité (1.33E + Grav), soit la limite prescrite par la norme 1989.

Comme dans la norme de 1989, on doit considérer un facteur d'amplification de 1.1 pour les diagonales travaillant en tension seulement pour tenir compte des forces d'impact dans les connections.

Les poutres et les poteaux et leurs assemblages, doivent résister aux charges de gravité plus les efforts produits par les forces dans les diagonales qui ont été utilisées pour le calcul des assemblages. Pour les zones sismiques élevées, la force maximale susceptible de se développer dans les colonnes est donnée à l'équation 2.16. On applique la combinaison RCSC décrite à la section 2.6 de ce chapitre.

$$(C_{max})_x = (C_{D+0.5L})_x + (A_g F_y)_x \sin\theta_x + \sum\sqrt{((A_g F_y + C_u)_i \sin\theta_i)^2} \qquad (2.16)$$

Dans les contreventements en chevron, la force maximale de compression dans les poteaux (figure 2.8) survient lorsque la diagonale flambe pour la première fois (C_u) en plus des charges de gravité provenant de la combinaison la plus critique.

$$(C_{max})_x = (C_{D+0.5L})_x + (C_u)_{i+1} \sin\theta_{x+1} + \sum\sqrt{((C_u)_i \sin\theta_i)^2} \qquad (2.17)$$

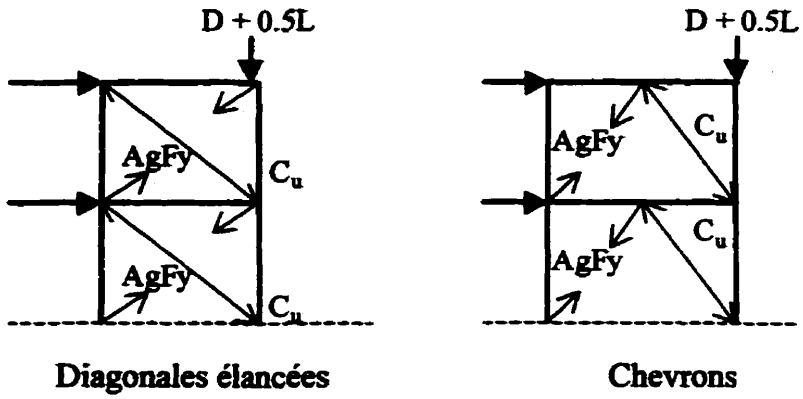


Figure 2.8 Forces de compression maximales dans les poteaux

2.6 EFFORTS CUMULÉS DANS LES COLONNES

Pour le calcul des poteaux dans les bâtiments multi-étagés, Redwood et Channagri (1991) ainsi que Redwood et Lu (1991) ont constaté qu'il s'avère trop conservateur de cumuler les efforts de toutes les diagonales atteignant leur résistance ultime simultanément. Il est en effet peu probable que cette situation se produise, surtout lorsque le nombre d'étages est grand.

Ils ont démontré qu'on peut réduire les efforts cumulés dans les colonnes en considérant la résistance ultime des diagonales pour l'étage étudié, puisque cet effort affecte directement le poteau étudié, et la racine carrée de la somme des carrés (RCSC) des composantes verticales des efforts agissant dans les diagonales des étages au-dessus :

$$\left(C_f\right)_i = \left(C_{grav}\right)_i + \left(C_b\right)_i + \sqrt{\sum_{i+1}^{n}\left(C_b\right)_j} \qquad (2.18)$$

Dans cette équation, C_{grav} correspond à l'effort axial dû aux charges de gravité et C_b est la composante verticale des efforts dans les diagonales qui sont induites dans les colonnes.

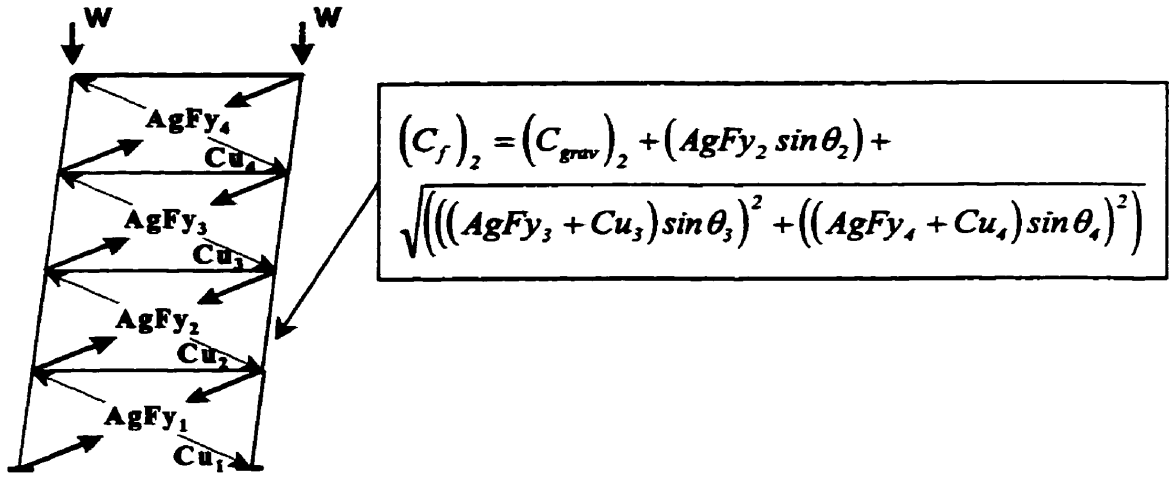


Figure 2.9 Illustration de la combinaison RCSC sur un bâtiment de 4 étages

D'après les résultats de ces études, l'utilisation de la résistance ultime des diagonales jumelée à la combinaison RCSC est appropriée pour les étages du haut mais semble trop conservatrice pour les étages du bas. Les auteurs suggèrent donc de développer une combinaison qui permettrait une atténuation plus rapide des efforts induits dans les colonnes sans toutefois proposer de modèles.

2.7 VALIDATION DES LIMITES SUPÉRIEURES PROPOSÉES DANS LA NORME CSA/S16.1-89

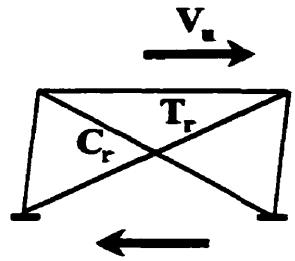
Plusieurs recherches ont été effectuées pour valider les limites supérieures de la norme CSA/S16.1-89 sur les efforts de calcul dans les assemblages des diagonales et dans les poteaux. Ces recherches ont conduit à l'élimination de ces limites supérieures pour les zones sismiques actives dans la norme actuelle (CSA, 1994).

Tremblay et Stiemer (1991a, 1991b) ont traité du surplus de résistance à l'effort tranchant causé par un sur-dimensionnement possible des diagonales, pour des contreventements concentriques en treillis ductiles travaillant en tension et en compression,

Dans ces deux études, ils ont comparé les résultats obtenus d'analyses dynamiques aux dispositions de la norme canadienne (CSA, 1989) et de la norme américaine (UBC, 1988). Cette comparaison s'est faite au niveau de l'effort tranchant aux étages. Pour ces deux normes, les valeurs maximales imposées sont :

- $V_m < V_u$ mais limité à 2E (CSA, 1989)
- $V_m < 1.25V_u$ pour tenir compte du durcissement de l'acier mais limité à $\left(\frac{3R_w}{8}\right)E = 3V$ (UBC, 1988)

Les valeurs de V_m représentent l'effort tranchant maximal anticipé lors d'un séisme, tel que suggéré par la norme, et V_u correspond à la résistance ultime à l'effort tranchant. Un exemple de calcul de Vu est donné à la figure 2.10. Dans cette figure, C_r et T_r représentent respectivement la résistance en compression et en traction des diagonales.



$$V_u = \frac{T_r \cos\theta}{\phi} + \frac{C_r \cos\theta}{\phi}$$

Figure 2.10 Exemple de calcul de V_u

En pratique, la résistance disponible dans les diagonales est supérieure à celle requise pour reprendre les charges sismiques spécifiées par le CNBC. Ce surplus apparaît surtout lorsque le choix des diagonales est gouverné par les limites d'élancement, critères de flèches, disponibilité de sections limitée ou lorsque les diagonales sont uniformisées.

D'autres facteurs contribuent à sous-estimer la résistance à l'effort tranchant dans un bâtiment :

- L'utilisation de K=1.0 pour la longueur effective des diagonales, ce qui est conservateur.
- Une résistance réelle de l'acier souvent supérieure à la valeur nominale spécifiée.
- La contribution des autres éléments structuraux à la résistance aux charges latérales.

Ce surplus de résistance est d'autant plus marqué lorsque la demande à l'effort tranchant V_f est faible; c'est-à-dire pour les bâtiments de plus petite dimension et de faible hauteur ou encore dans les étages supérieurs des bâtiments élevés (figure 2.11).

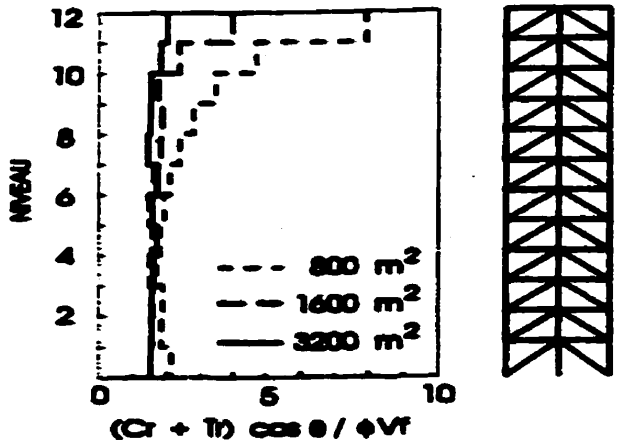


Figure 2.11 Résistance à l'effort tranchant dans des contreventements typiques (adapté de Tremblay et *al.* 1991b).

Dans les étages du haut, l'effort tranchant est plus faible et les sections de diagonales sont de plus petite dimension, elles sont donc plus élancées et la résistance disponible est plus importante, tel qu'illustré aux figures 2.11 et 2.12.

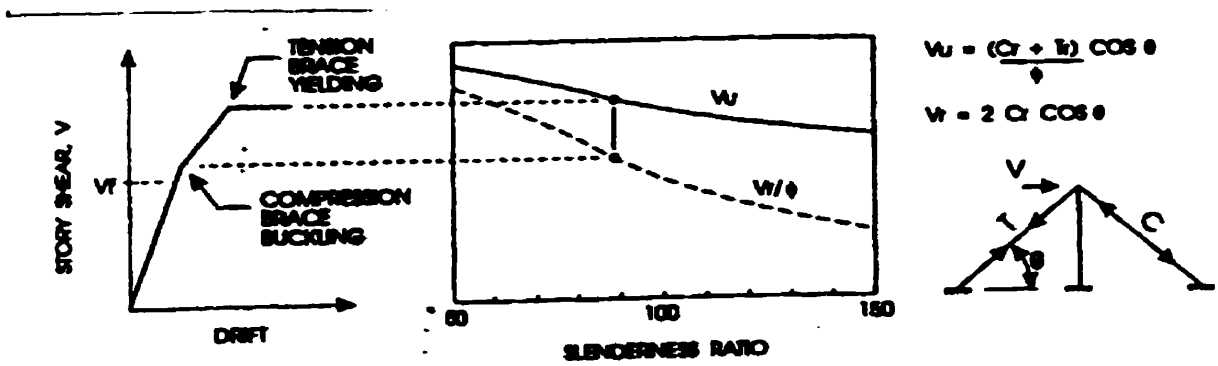


Figure 2.12 Résistance supérieure disponible dans les contreventements (adapté de Tremblay *et al.* 1991b)

Les auteurs ont fait des analyses dynamiques non-linéaires sur des bâtiments de différentes hauteurs : 2, 4, 8 et 12 étages situés dans la région de Vancouver. On constate que le surplus de résistance engendre parfois des efforts plus importants que les limites supérieures permises par les deux normes, surtout dans les bâtiments de faible hauteur et dans les étages supérieurs des multi-étagés. Ces limites imposées sont donc inadéquates pour prévenir une rupture fragile lors d'un séisme majeur.

Redwood et Channagiri (1991) ont effectué des analyses dynamiques non-linéaires sur des bâtiments de 8 étages situés dans la région de Victoria. L'étude a porté sur le comportement de deux types de contreventements concentriques avec une configuration en X sur deux niveaux :

- Contreventements concentriques ductiles (R=3)
- Contreventements concentriques avec ductilité nominale (R=2)

Ces résultats étaient comparés à ceux d'un système sans considération spéciale pour obtenir un comportement ductile (R=1.5), même si un tel système n'est pas permis dans une zone sismique comme Victoria.

Les assemblages des diagonales des structures étudiées ont été calculés pour la résistance ultime des diagonales en tension (AgFy) sans tenir compte des limites supérieures de la norme S16.1-89. Les colonnes ont été calculées pour reprendre les charges de gravité en plus de la composante verticale de la résistance ultime des diagonales, en se basant sur l'approche RCSC.

Dans les analyses, on a aussi observé une concentration de déformations inélastiques au niveau des étages supérieurs. En effet, les diagonales plastifient et les efforts qu'elles induisent dans les colonnes excèdent ceux prescrits par la norme S16.1-

89. Par contre, dans les bâtiments, les colonnes sont demeurées élastiques même si les efforts aux niveaux supérieurs excédaient parfois les valeurs de calcul, puisque les colonnes avaient été dimensionnées pour reprendre la résistance ultime des diagonales.

Les auteurs ont donc démontré que les limites proposées par la norme S16.1 de : 2E + Grav et 1.33E + Grav, utilisées respectivement pour les contreventements ductiles et avec ductilité nominale ne sont pas adéquates dans les zones sismiques à risques. Ils proposent, pour Victoria, d'assurer des connections pouvant reprendre la résistance ultime des diagonales qui plastifient (AgFy) dans les étages supérieurs du bâtiment. Les colonnes doivent aussi reprendre la composante des diagonales qui plastifient en considérant la combinaison RCSC.

Le choix des diagonales influence directement les autres éléments structuraux ; on recommande de sélectionner une résistance le plus près possible des charges sismiques anticipées, de façon à obtenir une gradation des sections sur toute la hauteur du bâtiment.

Deux études réalisées par Redwood et Lu (1991) et Redwood et Channagiri (1991) ont aussi permis d'étudier les limites supérieures proposées par la norme (CSA, 1989). L'étude porte sur des bâtiments de 8 étages à Victoria et des bâtiments de 8 et 20 étages situés à Montréal. Les bâtiments sont composés de contreventements à configuration en X sur deux étages et sont conçus selon le CNBC 1990 et la norme CSA 1989.

Tel que mentionné précédemment, les résultats obtenus pour les bâtiments dimensionnés de façon à reprendre la résistance ultime en tension des diagonales qui plastifient (AgFy) à Victoria, confirment que les forces latérales sismiques excèdent les

charges de calcul, surtout dans les étages supérieurs, ce qui contribue à la plastification des diagonales. Les efforts induits par ces diagonales surchargent donc les poutres et les colonnes. Par contre, les efforts obtenus pour les bâtiments situés à Montréal respectaient la limite supérieure mentionnée dans la norme S16.1-89.

En conclusion, les limites imposées dans l'édition 1989 de la norme S16.1 sont adéquates pour Montréal mais ne devraient pas être utilisées pour une région sismique active telle que Victoria.

Khoja (1994) a étudié le comportement de bâtiments munis de contreventements concentriques en X répartis sur deux niveaux. La conception était basée sur une ébauche préliminaire de la norme 1994. Les principales modifications suggérées par les auteurs se retrouvent en annexe A.

Les bâtiments étudiés consistent en des bâtiments de 16 et 24 étages, dimensionnés pour les zones sismiques 2 (v=0.10 m/s), 3 (v=0.15 m/s), 4 (v=0.20 m/s) et 5 (v=0.3 m/s) munis de contreventements ductiles (R=3.0) ou de contreventements avec ductilité nominale (R=2.0).

Pour les contreventements ductiles situés dans une zone inférieure à 4, l'ébauche de la norme spécifiait que l'on devait choisir le plus petit effort parmi : AgFy, C_u ou Gravité + 2E, pour le dimensionnement des assemblages et des poteaux. Pour les contreventements avec ductilité nominale situés dans une zone inférieure ou égale à 4, on devait choisir le plus petit effort entre : AgFy, C_u ou Gravité + 1.33E. La limite de C_u, permet de s'assurer que les diagonales peuvent au moins développer leur résistance en compression.

Les résultats démontrent que les efforts dans les diagonales sont supérieurs à la limite imposée par l'ébauche de la norme et que les forces utilisées pour dimensionner les colonnes sont trop faibles comparées aux forces induites dans les colonnes lors d'un séisme.

D'après les résultats obtenus de cette étude, utiliser des efforts moindres que la résistance ultime des diagonales qui plastifient, tel que permis par la norme, pour les zones sismiques inférieures à 4 s'avère inadéquat. Les connections devraient être dimensionnées pour la résistance ultime des diagonales AgFy pour les contreventements ductiles, peu importe la zone sismique.

Medhekar et Kennedy (1998), ont étudié le comportement de bâtiments d'un seul étage conçus avec un coefficient R=1.5, et localisés dans une zone sismique active. Selon le CNBC, on peut utiliser un coefficient de modification des forces de 1.5 pour des bâtiments de 3 étages et moins ou pour des bâtiments localisés dans des zones sismiques de vitesse et d'accélération de 1 ou moins.

Les résultats de leurs analyses démontrent que les efforts dans les diagonales peuvent atteindre la résistance ultime des diagonales, même si les diagonales sont plus résistantes que ce qui est requis pour reprendre les charges sismiques de calcul. Par conséquent, ils recommandent des règles de calcul et des restrictions plus sévères comme celles pour les contreventements ductiles et à ductilité nominale.

2.8 BESOIN D'UNE NOUVELLE LIMITE SUPÉRIEURE

D'après les conclusions de la section précédente, les assemblages des diagonales ainsi que les poteaux devraient être dimensionnés en considérant la résistance ultime en tension des diagonales. Cette affirmation pourrait cependant s'avérer trop conservatrice puisque les résultats de nombreuses recherches démontrent qu'il existe vraisemblablement une limite où la plastification cesse avec l'augmentation de la section des diagonales. La norme CSA 1994 donne probablement lieu à des sections de poutres et de poteaux trop sécuritaires dans le cas des diagonales fortement sur-dimensionnées. De plus, ceci contribue à augmenter la rigidité du bâtiment et, par conséquent, les efforts induits dans les divers éléments structuraux.

Caron (1997) a étudié l'effet du sur-dimensionnement des diagonales sur les forces induites dans les connections et les éléments adjacents, en modifiant les sections de diagonales de façon à ce qu'elles soient plus rigides.

Les bâtiments étudiés sont de 8 étages. Ils sont situés dans la région de Victoria en Colombie-Britannique et conçus selon la norme d'acier CSA 1994 et le CNBC 1995. Ils possèdent des contreventements avec configuration en X portant sur deux étages. Les analyses ont été effectuées pour quatre jeux de diagonales conçues pour des charges sismiques calculées avec R=3.0, 1.5, 0.75 et 0.5.

Les poutres et les colonnes du système de résistance aux charges latérales correspondent aux sections obtenues lors du dimensionnement initial pour des diagonales développant, C_r en compression. Par la suite, seules les sections des diagonales ont été modifiées ; en sélectionnant de nouvelles diagonales dont la résistance en compression se rapproche le plus de $2C_r$, $4C_r$ et $6C_r$.

Les résultats obtenus démontrent une augmentation de la plastification des colonnes à mesure que la capacité des diagonales augmente. En réalité, les diagonales sur-dimensionnées reprennent plus d'efforts lors d'un séisme et on devrait prendre en compte des efforts induits plus importants lors de la conception des colonnes et des connections.

Le niveau de résistance au-delà duquel les diagonales cessent de flamber et de plastifier, se situe entre $2C_r$ et $4C_r$. La limite choisie de $3C_r$ correspond à dimensionner pour des forces sismiques basées sur un coefficient R=1.0. Pour cette limite de 3Cr on obtient des forces maximales 2.1 fois plus importantes que celles développées dans les sections de diagonales typiques. On propose donc d'utiliser ce coefficient (R=1.0) lors du dimensionnement des colonnes pour contrôler la plastification indésirable.

Medhekar et Kennedy (1998) ont réalisé une étude qui porte sur des bâtiments d'un seul étage munis de contreventements concentriques en X situés à Vancouver. L'influence du sur-dimensionnement des sections de diagonales est examinée en comparant la réponse d'un bâtiment typique, dimensionné avec un coefficient R=1.5, avec celle d'un bâtiment sur-dimensionné dont les sections des diagonales sont 4 fois plus grosses (R=0.375).

Les résultats démontrent que les efforts maximums atteints dans les diagonales sur-dimensionnées sont égaux à 52% de leur limite élastique, ce qui correspond à des efforts produits par des charges sismiques obtenues avec un facteur R approximativement égal à 0.7.

2.9 TAUX DE DÉFORMATION

Pour les contreventements concentriques avec ductilité nominale, dont les sections de diagonales sont élancées, la norme canadienne sur l'acier recommande d'amplifier par 1.1 les efforts dans les assemblages, pour tenir compte d'un phénomène d'impact qui survient, lorsqu'une diagonale flambe et se tend soudainement lors d'un séisme.

On croit maintenant que ce phénomène d'impact est, en réalité, une augmentation de la résistance de l'acier qui provient du taux de déformation élevé qui se développe lors de séismes. En effet, l'augmentation des propriétés mécaniques de l'acier dont, principalement, la limite élastique, donne lieu à des efforts axiaux plus élevés dans les diagonales qui se plastifient, induisant ainsi des efforts plus importants dans les assemblages et les colonnes.

Il existe peu d'information sur le comportement des pièces soumises à des sollicitations sismiques dynamiques, pour lesquelles les taux de déformations peuvent atteindre jusqu'à 10^{-1}/sec. Les études de ce phénomène sous des sollicitations dynamiques de type sismique originent principalement du Japon.

Les résultats de tests comparatifs entre la résistance sous chargement dynamique et statique sur des tiges d'acier réalisés par Wakabayashi *et al.* (1984) ont permis de définir l'équation 2.19 qui décrit bien l'augmentation linéaire de la limite élastique de l'acier de 10 à 15%, avec l'augmentation logarithmique du taux de déformation.

$$\frac{Fy_{dynamique}}{Fy_{statique}} = 1 + 0.0473 \log\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right) \tag{2.19}$$

Dans cette équation $Fy_{dynamique}$ correspond à la limite élastique de l'acier sous chargement dynamique dont le taux de déformation est $\dot{\varepsilon}$ tandis que $Fy_{statique}$ est la limite élastique observée sous un taux de chargement statique, $\dot{\varepsilon}_o = 50e^{-6}$ / sec

Selon Wakabayashi *et al.* (1984), le niveau maximum du taux de déformation anticipé dans une structure lors d'un chargement dynamique dépend de la période fondamentale de la structure et de la demande en ductilité anticipée. Les bâtiments plus ductiles semblent plus affectés.

Des observations expérimentales réalisées par Suita *et al.* (1992) ont permis de démontrer une augmentation de la limite élastique et par le fait même des contraintes sur les éprouvettes d'acier lorsque le taux de déformation passe de 10^{-5} /sec à 10^{-2}/ sec.

Les propriétés des structures d'acier sollicitées de façon dynamique vont varier de celles obtenues lors d'essais statiques par l'influence du taux de déformation tel que le démontre la figure 2.13. On constate une augmentation des efforts de 18% lors du chargement dynamique pour ce cadre rigide contreventé.

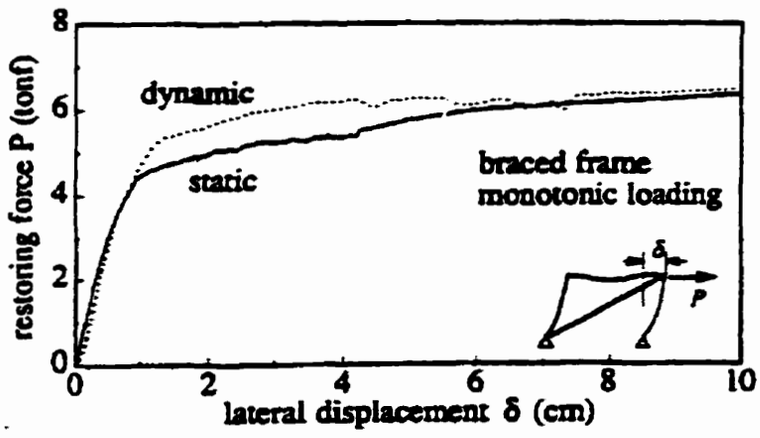


Figure 2.13 Augmentation des efforts de 18% lors du chargement dynamique (adapté de Suita et Al. 1992)

Des études expérimentales récentes (Tremblay et Filiatrault, 1996), effectuées sur des modèles de 2 étages avec diagonales élancées, ont permis d'obtenir une bonne corrélation avec les valeurs obtenues de l'équation 2.19 développée par Wakabayashi *et al. (1984)*. La résistance ultime en tension est moins affectée que la limite élastique en présence de taux de déformation similaires (tableau 2.5).

Tableau 2.5 Amplifications dynamiques (adapté de Tremblay et Filiatrault, 1996)

Amplification	Valeur moyenne	Valeur maximale
$\frac{F_{ud}}{F_{us}}$	4 %	7 %
$\frac{F_{yd}}{F_{ys}}$	12 %	14 %

En conception, on devrait appliquer un facteur d'amplification dynamique à la résistance ultime des diagonales. L'équation proposée par Wakabayashi permet d'obtenir une amplification d'environ 1.15 pour des taux de déformations de l'ordre de $\dot{\varepsilon} = 0.1 / \text{sec}$, cette amplification constitue une valeur conservatrice.

2.10 COMPORTEMENT DES CONTREVENTEMENTS EN CHEVRON

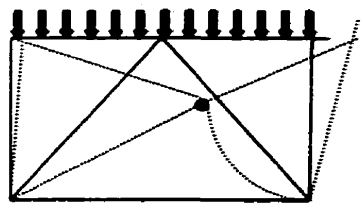
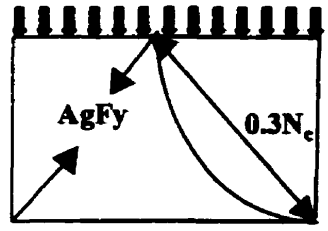
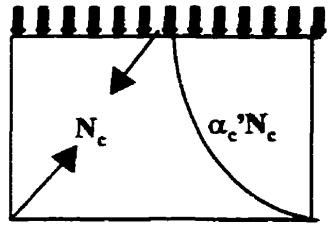
Khatib (1988) a étudié en profondeur le comportement inélastique sismique des contreventements en chevron. Cette étude a permis d'observer qu'une redistribution considérable des efforts survient suite au flambement des diagonales et que la rigidité de la poutre et l'élancement des diagonales constituent des facteurs importants.

L'auteur a entre autre, évalué l'effet d'utiliser des poutres fortes (capable de reprendre la force verticale débalancée maximale en plus des charges de gravité et il y a plastification de la diagonale tendue avant la formation de rotule plastique dans la poutre) vs des poutres faibles. Les poutres fortes permettent d'augmenter la résistance à un étage donné suite au flambement des diagonales, tandis qu'avec des poutres faibles, la résistance diminue après le premier flambement. Les poutres fortes engendrent des forces de compression plus importantes dans les colonnes.

De façon générale, les diagonales tendues des contreventements en chevron, ne sont pas en mesure d'atteindre leur pleine capacité car les poutres sont très flexibles, la force dans les diagonales tendues demeure quasi constante. De plus, on observe des concentrations de déformations inélastiques à certains niveaux ce qui contribue à la formation d'étages souples.

Remennikov et Walpole (1998) ont étudié les efforts maximaux susceptibles de se développer dans les éléments de contreventements à chevron conçus pour une ductilité de μ=3. Des analyses dynamiques ont été effectuées sur des bâtiments de deux étages, localisés dans une zone active comparable à la zone 4 des États-Unis. Lors de ce projet, trois différentes approches pour le dimensionnement de la poutre ont été étudiées. Celles-ci sont résumées au tableau 2.6.

Tableau 2.6 Description des trois approches utilisées lors du calcul de la poutre

	1) La poutre doit reprendre les charges de gravité seule sans l'appui offert par les diagonales.
	2) La poutre doit reprendre les charges de gravité ainsi que la force débalancée qui provient de la différence entre la diagonale tendue plastifiée et la diagonale comprimée. On pose la résistance réduite en compression égale à 30% de la résistance initiale, N_c ($0.3N_c$).
	3) Même approche que 2) mais on considère que tout de suite après le flambement de la diagonale comprimée, la force dans la diagonale tendue est égale à N_c. Dans la diagonale comprimée, elle est égale à $\alpha_c' N_c$ où α_c' est un facteur de réduction qui tient compte de la diminution de la capacité en compression après le flambement des diagonales.

Ce facteur de réduction α_c' varie de 0.2 à 1 et est directement proportionnel à l'élancement de la diagonale et dépend de la catégorie de contreventements utilisée, tel que le démontre le tableau 2.7. On considère qu'il n'y a pas de réduction de la résistance en compression pour ces sections lorsque l'élancement est inférieur à 30, étant donné que les boucles d'hystérésis sont généralement stables.

Tableau 2.7 Facteur de réduction pour la résistance après-flambement (NZS, 1997)

α_c'	Élancement (λ)
1.0	$0 \leq \lambda_n \leq 30$
$42.15 / \lambda_n^{1.1}$	$30 \leq \lambda_n \leq 120$ Diagonales de catégorie 1 et 2
$7.7 / \lambda_n^{0.6}$	$30 \leq \lambda_n \leq 120$ Diagonales de catégorie 3

Dans les approches 1) et 3), on s'attend à des déformations inélastiques dans la poutre, puisqu'elle n'est pas dimensionnée pour la force débalancée maximale possible. On s'attend donc à ce que les forces de traction dans les diagonales n'atteignent pas AgFy et que la dissipation d'énergie s'effectue par rotation plastique de la poutre et flambement inélastique des diagonales.

D'après les résultats obtenus, l'endommagement structural des bâtiments dimensionnés selon l'approche 1) est le plus grand. Les approches 2) et 3) pour lesquelles on considère une force débalancée verticale additionnelle dans le calcul de la poutre, donnent des indices d'endommagement réduits au niveau des poutres ainsi que des déplacements inter-étages plus faibles.

Les conclusions sont que l'approche 1) génère un système incapable de résister à une sollicitation sismique importante, l'approche 2) est un peu trop conservatrice et, finalement, que l'approche 3) requiert un système en mesure de développer une grande ductilité.

Une série d'analyses supplémentaires a aussi été effectuée pour différents niveaux de rigidité et de résistance des poutres. Dans ces analyses, $\alpha_{+,\,max}$ représente le ratio de la force maximale obtenue dans les diagonales divisée par la capacité en tension des diagonales (AgFy).

On constate que pour des valeurs de $\alpha_{+,\,max} \geq 0.35$, les déplacements inter-étages imposés de 2.5% (NZS 4203, 1992) sont respectés. Par contre, on recommande d'utiliser un coefficient $\alpha_{+,\,max} \geq 0.8$, pour limiter le niveau de ductilité du système à μ_s=6. Cette recommandation résulte en des poutres plus fortes capables de redresser les diagonales comprimées lors d'un changement de chargement. La figure 2.14 et le tableau 2.6 présentent la comparaison entre le dimensionnement des poutres faibles et des poutres fortes. L'équation proposée pour le calcul des poutres fortes est :

$$M_{poutre} = \left(\alpha_{+,max} AgFy - \alpha_c' N_c\right) sin\theta \frac{L}{4} + M_{gravité} \qquad (2.20)$$

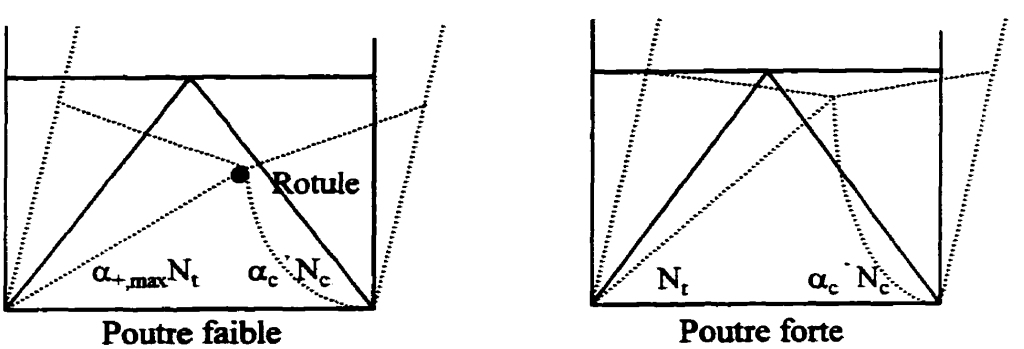


Figure 2.14 Comparaison entre une poutre faible et une poutre forte

2.11 COMPARAISONS AVEC LES NORMES DE DIFFÉRENTS PAYS

De façon générale, la philosophie adoptée par les différents codes à travers le monde est semblable : l'énergie doit être dissipée par les diagonales alors que les autres éléments doivent demeurer essentiellement élastiques. Règle générale, on y utilise l'approche de calcul par capacité afin d'évaluer les efforts de calcul dans les éléments devant demeurer élastiques. Cette section compare certaines dispositions ayant trait à la conception des contreventements concentriques pour différents pays.

2.11.1 Limites élastiques de l'acier des diagonales

Canada :

Dans la norme S16.1 actuelle, aucun coefficient n'est utilisé pour tenir compte des propriétés réelles des matériaux utilisées dans les diagonales. Il est donc important pour le concepteur de vérifier la nuance d'acier réellement utilisée dans la fabrication des diagonales pour s'assurer de ne pas surcharger les éléments non-ductiles et ainsi conserver le comportement ductile de la structure.

États-Unis :

La norme AISC (1997), utilise un coefficient R_y, qui tient compte de la différence entre la valeur réelle et nominale de la limite élastique de l'acier. Ce coefficient correspond à 1.5 lorsque l'acier utilisé est de type ASTM-A36 (F_y=250 MPa) et à 1.1 lorsque la nuance est de ASTM-A52, nuance 50 (F_y= 350 MPa).

Nouvelle-Zélande :

En Nouvelle-Zélande, la résistance nominale de l'acier est amplifiée par le facteur ϕ_{oms} (Feeney et Clifton, 1995) qui varie de 1.1 à 1.3 :

$$\phi_{oms} = 0.9\phi_{om}\,\phi_{os} \tag{2.21}$$

Dans l'équation 2.21, le facteur de sur-résistance ϕ_{oms} permet de prédire les forces maximales qui seront transmises aux autres éléments suites aux déformations inélastiques, en tenant compte des grosseurs réelles des sections de diagonales. Il dépend des facteurs ϕ_{om} et ϕ_{os} qui varient selon le type d'acier ainsi que le niveau de ductilité anticipé dans le système :

- ϕ_{om} : Résistance de l'acier (F_y) toujours supérieure à celle spécifiée par le manufacturier
- ϕ_{os} : Phénomène d'écrouissage de l'acier à des niveaux de déformation élevés qui augmentent la résistance

Tel que montré dans les tableaux 2.8 à 2.9, ϕ_{om} varie entre 1.1 et 1.3. Dans ces tableaux, les différentes catégories dépendent de la ductilité permise (tableau 2.11).

Tableau 2.8 Facteurs de sur-résistance pour les contreventements travaillant en tension seulement (adapté de Feeney et Clifton, 1995).

	Catégorie 1		Catégorie 2			Catégorie 3A		
Fy (MPa)	250	300	250	300	430	250	300	430
Durcissement : ϕ_{os}	1.10	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Matériaux : ϕ_{om}	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Sur-résistance :ϕ_{oms}	1.20	1.25	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10

Tableau 2.9 Facteurs de sur-résistance pour les contreventements en chevron (adapté de Feeney et Clifton, 1995)

	Catégorie 1	Catégorie 2		Catégorie 3A		
Fy (MPa)	300	300	350	300	350	450
Durcissement : ϕ_{os}	1.15	1.05	1.10	1.00	1.00	1.10
Matériaux : ϕ_{om}	1.20	1.20	1.30	1.20	1.30	1.30
Sur-résistance : ϕ_{oms}	1.25	1.15	1.30	1.10	1.15	1.25

Europe :

La norme (ECCS, 1991) considère une limite élastique de l'acier supérieure à la valeur nominale prescrite par les manufacturiers. L'équation 2.22 décrit cette augmentation de la résistance, dans laquelle Fy_{max} correspond à la limite élastique probable, qui est fixée ou définie par le concepteur.

$$\gamma_y = \frac{Fy_{max}}{Fy} \tag{2.22}$$

2.11.2 Catégories de contreventements et restrictions imposées au niveau de la configuration et de la hauteur maximale

Canada :

Au Canada, il n'existe pas de limite relative à la hauteur des bâtiments contreventés par des treillis concentriques, mais on doit toutefois éviter les changements brusques de section qui causent des concentrations de déformations et la formation d'étages souples.

Les bâtiments de plus de 3 étages situés dans des zones d'accélération ou de vitesse supérieures à 2 doivent être conçus avec un coefficient de modification des charges latérales d'au moins 2.0. Dans le cas des bâtiments de plus de 60m de hauteur situés dans une zone sismique active ($Z_v \geq 4$), et dont le coefficient R=2.0; le cisaillement à la base doit être majoré de 50%.

États-Unis :

Aux États-Unis (AISC, 1997), on dispose de deux catégories de contreventement concentrique : le SCBF (special CBF, R=6) et le type OCBF (ordinary CBF, R=5).

La hauteur maximale (UBC, 1997) pour les bâtiments situés dans les zones sismiques très actives (zones 3 et 4), sont présentés au tableau 2.10. On impose ces limitations à cause des faiblesses dans le comportement inélastique des diagonales (dégradation de la résistance en compression, pincement des boucles d'hystérésis, etc.) qui limitent la capacité de dissiper l'énergie sismique. Il est permis de dépasser ces limitations de hauteur lorsqu'on combine les treillis à des cadres rigides.

Tableau 2.10 Limites de hauteur pour zones sismiques actives

Type de treillis	Hauteur limite	Nombre d'étage limite
OCBF	49 m	12 étages
SCBF	73 m	18 étages

Pour les contreventements OCBF, lorsqu'on utilise les combinaisons qui se basent sur les forces sismiques amplifiées d'un facteur de sur-résistance Ω_0 qui est égal à 2 pour les contreventements, la norme permet d'ignorer les restrictions spéciales imposées pour les diagonales (élancement, voilement local, assemblages des diagonales...) pour les bâtiments de 2 étages et moins.

Nouvelle-Zélande :

Selon la norme (NZS 1997), les forces limites à considérer lors de la conception correspondent aux efforts obtenus d'un système élastique : $\mu = 1$. Il existe quatre catégories de contreventements concentriques basées sur la demande en ductilité :

Tableau 2.11 Catégories de contreventements (Feeney et Clifton, 1995)

Types	Ductilité (μ)	Type	Calcul par capacité Requis ?
Catégorie 1	$3 < \mu \leq 6$	Ductile	Oui
Catégorie 2	$1.25 < \mu \leq 3$	Ductile limitée	Oui
Catégorie 3	$\mu = 1.25$	Élastique nominale	Oui
Catégorie 4	$\mu = 1$	Élastique	Non

On amplifie les charges sismiques de calcul par un coefficient C_s qui est fonction de la ductilité anticipée dans le système, de l'élancement des diagonales ($\frac{kL}{r}$) et du nombre d'étages. Les valeurs de C_s sont données aux tableaux 2.12 et 2.13. Ce coefficient augmente avec l'élancement des diagonales et le nombre d'étages. On attribue un même coefficient pour les contreventements concentriques en X et en chevron.

Tableau 2.12 Coefficient Cs (adapté de NZS 1997)

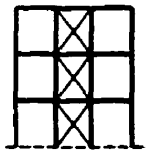
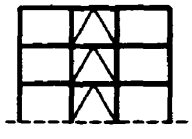
Élancement des diagonales	**≤ 30**	**≤ 80**	**≤ 120**
Catégorie 1			
1 étage	1.0	1.3	1.6
2-3 étages	1.1	1.45	1.75
4-5 étages	1.2	1.55	1.9
6-8 étages	1.3	1.7	2.1
Catégorie 2			
1 étage	1.0	1.2	1.45
2-4 étages	1.1	1.3	1.55
5-8 étages	1.15	1.4	1.7
9-12 étages	1.25	1.5	1.8
Catégorie 3			
1 étage	1.0	1.05	1.1
2-8 étages	1.0	1.1	1.15
9-16 étages	1.05	1.1	1.15
17-24 étages	1.1	1.15	1.2
Catégorie 4			
1-16 étages	1.0	1.0	1.0
17-32 étages	1.0	1.05	1.1

Tableau 2.13 Coefficient Cs pour l'élancement >120 (adapté de NZS 1997)

Catégorie 1	Catégorie 2	Catégorie 3	Catégorie 4
Étages / Valeur C_s	Étages / Valeur C_s	Étages / Valeur C_s	Étages / Valeur C_s
1 : Cs = 1.7	1 : Cs = 1.5	1-2 : Cs = 1.1	1-3 : Cs = 1.0
2 : Cs = 1.85	2 : Cs = 1.65	3-4 : Cs = 1.2	4-6 : Cs = 1.1
	4 : Cs = 1.80	5-8 : Cs = 1.25	7-12 : Cs = 1.2

En Nouvelle-Zélande, on impose une limitation sur la hauteur qui est basée sur la ductilité permise, sur l'élancement des diagonales et le type de contreventements. Cette limite est donnée au tableau 2.14 dans le cas de contreventements concentriques qui reprennent 100% de la charge sismique. Les contreventements en chevron de catégorie 1 dont l'élancement des diagonales est supérieur à 80 ne sont pas permis pour les bâtiments de plus de deux étages. Lorsque l'élancement est supérieur à 120, ils ne peuvent être utilisés.

Tableau 2.14 Limites de hauteur pour CBF (adapté de NZS 1997)

Types de contreventements	Élancement des diagonales	≤ 30	≤ 80	≤ 120	≥ 120
	Catégorie 1	8 étages	4 étages	2 étages	2 étages
	Catégorie 2	12 étages	8 étages	4 étages	4 étages
	Catégorie 3	24 étages	16 étages	8 étages	8 étages
	Catégorie 4	32 étages	24 étages	16 étages	12 étages
	Catégorie 1	4 étages	2 étages	-	-
	Catégorie 2	8 étages	4 étages	2 étages	-
	Catégorie 3	12 étages	8 étages	4 étages	-
	Catégorie 4	16 étages	12 étages	8 étages	-

On peut ajouter 1 étage (4.5 m) aux spécifications du tableau 2.14 si le poids du toit et des murs du dernier étage est inférieur à 150 kg/m^2. Il est possible de dépasser les hauteurs imposées à condition de combiner les contreventements à un autre système.

Europe :

Dans l'édition 1994 de la norme européenne (ECCS, 1994), l'utilisation des contreventements concentriques dans les zones sismiques à très haut risque est critiquée, à moins qu'ils soient utilisés avec des cadres rigides ou autres systèmes de dissipation d'énergie.

En Europe, le coefficient q qui correspond au coefficient de modification des charges R au Canada, est fonction du ratio $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$. Le terme, α_u représente le facteur par lequel on doit multiplier les charges sismiques prescrites pour provoquer l'effondrement de la structure. Le terme α_1 est similaire sauf qu'il permet d'obtenir les charges latérales causant la première plastification dans le système.

Le tableau 2.15 donne la valeur de q pour les deux configurations de contreventements. On remarque que pour un même rapport $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, le facteur q est deux fois moindre pour les chevrons. Évidemment, les termes α_u et α_1 ne peuvent être calculés qu'une fois la structure dimensionnée. Pour amorcer le calcul, on suggère d'utiliser $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}=1$.

Tableau 2.15 Coefficient q (ECCS 1991)

Types de contreventements	Coefficient q
Configuration X	$\frac{4\alpha_u}{\alpha_1}$
Chevrons	$\frac{2\alpha_u}{\alpha_1}$

Japon :

Depuis 1981, il existe deux niveaux de conception pour les structures. Le premier assure un comportement élastique sous de faibles séismes et le deuxième un comportement inélastique sous des séismes importants. Pour le deuxième niveau, on peut réduire les charges sismiques en multipliant les charges élastiques par un facteur D_s qui varie de 0.25 à 0.5 selon le système structural.

Au Japon, les contreventements concentriques (chevrons) et les cadres rigides sont très utilisés, le plus souvent les deux systèmes sont combinés. Par contre les contreventements travaillant en tension seulement ne sont pas permis sauf pour les bâtiments d'un seul étage (tableau 2.17).

Le facteur de ductilité, D_s dépend de la proportion de l'effort tranchant, β_u, à chaque étage repris par les contreventements ainsi que de l'élancement de ces diagonales, tel que décrit au tableau 2.16. Dans ce tableau, le type de contreventements (BA, BB ou BC) est défini par l'élancement maximal permis des diagonales (tableau 2.18). Le type de cadre rigide (FA ou FD) est basé sur le rapport $(b/t)_{max}$ permis pour les parois des sections des poutres et poteaux, un cadre de type FA étant fait de sections très compactes.

Tableau 2.16 Niveau de ductilité D_s

Type de contreventements							
cadre	BA ou	BB			BC		
rigide	$\beta_u = 0$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$
FA	0.25	0.25	0.30	0.35	0.30	0.35	0.40
FB	0.30	0.30	0.30	0.35	0.30	0.35	0.40
FC	0.35	0.35	0.35	0.40	0.35	0.40	0.45
FD	0.40	0.40	0.45	0.50	0.40	0.45	0.50

On remarque que des valeurs plus faibles du facteur D_s sont attribuées aux diagonales compactes (contreventements de type BA tableau 2.23) et lorsque la proportion de l'effort tranchant repris par les diagonales diminue (β_u). Le tableau 2.17 présente les bâtiments pour lesquels le 2e niveau de conception peut être évité. On doit toutefois amplifier les forces de calcul et appliquer des détails spéciaux de conception.

Tableau 2.17 Dimensionnement des bâtiments en acier selon Building Standard Law of Japan 1981.

Description	Restrictions
1 étage ($A < 200$ m^2)	Aucune restriction spéciale
1, 2 ou 3 étages ($A < 500$ m^2) $h < 13$ m	1er niveau de conception amplifier effort tranchant à la base par 1.5 sinon : vérifier flèche < 0.5%h
≤ 8 étages $h < 31$ m	On peut éviter le 2e niveau de conception si $\beta_u < 0.4$ Amplifier effort tranchant par 1.5 ou $(1 + 0.7\ \beta_u)$ Sinon on doit appliquer le 2e niveau de conception

Au Japon, on doit obligatoirement procéder à une analyse dynamique non-linéaire pour les bâtiments de plus de 60m de hauteur (conception selon le 2e niveau). De plus, ces bâtiments doivent être approuvés par le "high rise building structure review committee of the building centre of Japan."

2.11.3 Contreventements en chevron

États-Unis :

Certains codes déconseillent l'utilisation de contreventement à chevron (SEAOC, 1996 et UBC, 1997) puisque leur comportement inélastique peut s'avérer indésirable. Selon la norme AISC, 1997, les chevrons sont acceptés comme système de contreventements ductiles (SCBF) à condition de respecter les clauses suivantes :

- La poutre qui est interceptée par les diagonales doit être continue.
- La poutre doit supporter les charges de gravité seules sans le support des diagonales.
- Les poutres doivent être en mesure de reprendre les charges de gravité et la composante verticale qui se développe entre la diagonale tendue qui plastifie (AgFy) et la diagonale comprimée qui flambe ($0.3\phi P_n$), où P_n est la résistance nominale en compression et ϕ est égal à 0.85 (figure 2.15). Ceci permet d'éviter la formation d'une rotule plastique au niveau de la poutre.

Dans la norme, on explique que la valeur de $0.3\phi P_n$ correspond à un estimé plus réaliste de la résistance en compression post-flambement des diagonales.

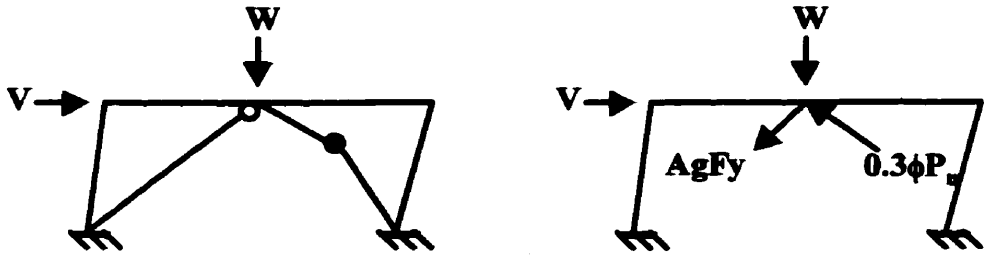


Figure 2.15 Efforts s'exerçant sur une poutre d'un contreventement en chevron (AISC 1997)

Selon la norme (AISC, 1997) les contreventements de type OCBF, doivent respecter les restrictions suivantes :

- La résistance requise des diagonales doit être majorée de 50 %, ce qui revient à augmenter les charges de calcul pour ce genre de contreventement.
- La poutre qui est interceptée par les diagonales doit être continue.
- La poutre doit supporter les charges de gravité seules sans le support des diagonales.

Nouvelle-Zélande :

Selon Feeney et Clifton, 1995, la force débalancée verticale maximale provient de la différence entre la résistance en compression initiale et la résistance en compression post-flambement. Ainsi, on considère un effort égal à N_c dans la diagonale tendue puisqu'on fait l'hypothèse que les efforts sont en équilibre dans les diagonales juste avant le flambement d'une des diagonales.

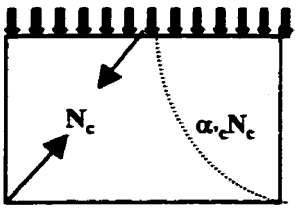


Figure 2.16 Force débalancée dans la poutre (Feeney et Clifton, 1995)

Selon la norme (NZS, 1997) la poutre des contreventements en chevron doit être continue de même catégorie que les sections de diagonales. La poutre doit pouvoir reprendre les charges de gravité en plus des charges sismiques sans le support offert par les diagonales (cette clause ne s'applique pas au toit et aux bâtiments d'un seul étage).

Japon et Europe :

Il n'existe pas de disposition spéciale pour les contreventements en chevron.

2.11.4 Limites d'élancement des diagonales travaillant en compression

On limite l'élancement des diagonales afin d'assurer une certaine dissipation d'énergie et de limiter les déformations de la structure.

États-Unis :

Aux États-Unis, (AISC, 1997) la limite d'élancement adoptée pour les contreventements OCBF est basée sur le travail de Guannat (1980) qui démontre que les diagonales sont très efficaces lorsque l'élancement ne dépasse pas 100 et qu'elles possèdent une résistance en compression au moins égale à 50% de la capacité en traction.

$$\frac{L}{r} = \frac{1890}{\sqrt{Fy}} \tag{2.23}$$

La limite d'élancement est plus élevée pour les contreventements ductiles (SCBF), afin de permettre l'utilisation de diagonales plus élancées possédant une longévité supérieure :

$$\frac{L}{r} = \frac{2624}{\sqrt{Fy}} \tag{2.24}$$

Nouvelle-Zélande :

Tel que décrit en 2.11.2, en Nouvelle Zélande, les charges sismiques sont fonction de l'élancement des diagonales (coefficient C_s tableau 2.12). Les contreventements à diagonales élancées, doivent posséder un élancement supérieur à l'équation 2.25, sinon leur capacité en compression est non négligeable.

$$\frac{kL}{r} = \frac{1900}{\sqrt{Fy}} \tag{2.25}$$

Europe :

On n'utilise pas de diagonales élancées travaillant en tension seulement. Lorsque le ratio d'élancement se situe entre 60 et 80, les diagonales possèdent une bonne résistance en compression, on limite donc l'élancement des diagonales à :

$$\lambda = \frac{2107}{\sqrt{Fy}} \tag{2.26}$$

Japon :

Au Japon, les limitations au niveau de l'élancement sont semblables à celles de la Nouvelle-Zélande. Le tableau 2.18 présente les trois types de contreventements utilisés au Japon :

Tableau 2.18 Coefficients d'élancement des diagonales

Type de contreventements	Coefficient d'élancement
BA	$\frac{kL}{r} = \frac{495}{\sqrt{Fy}}$
BB	$\frac{495}{\sqrt{Fy}} \leq \frac{kL}{r} \leq \frac{890}{\sqrt{Fy}}$
BC	$\frac{890}{\sqrt{Fy}} \leq \frac{kL}{r} \leq \frac{1980}{\sqrt{Fy}}$

La limite d'élancement pour un contreventement concentrique ductile au Canada correspond à celle du système le moins ductile (BC) au Japon. Ce qui revient à dire que la limite d'élancement d'un contreventement ductile de type BA, au Japon ($R \cong 4.0$) est 3 fois plus sévère que celle du Canada ($R=3.0$).

Les valeurs limites d'un système concentrique ductile ($Fy=350$ MPa) pour différents pays sont résumées au tableau 2.19 :

Tableau 2.19 Comparaison des limites d'élancement pour CBF ductiles

Pays	Limite	Élancement (λ)
Canada	$\frac{L}{r} \leq \frac{1900}{\sqrt{Fy}}$	1.35
États-Unis (OCBF)	$\frac{L}{r} = \frac{1890}{\sqrt{Fy}}$	1.35
(SCBF)	$\frac{L}{r} = \frac{2624}{\sqrt{Fy}}$	1.87
Nouvelle-Zélande	$\frac{kL}{r} = \frac{1900}{\sqrt{Fy}}$	1.35
Japon	$\frac{kL}{r} \leq \frac{1980}{\sqrt{Fy}}$	1.40

2.11.5 Voilement local des diagonales

<u>États-Unis :</u>

Le tableau 2.20, présente les restrictions imposées au niveau du ratio largeur/épaisseur, pour les contreventements ductiles de type OCBF et SCBF.

Tableau 2.20 Restrictions du ratio largeur/épaisseur pour OCBF et SCBF

Type de profilé	Ratio largeur/épaisseur
I (ailes)	$\frac{b}{t} = \frac{139}{\sqrt{Fy}}$
HSS carré	$\frac{b}{t} = \frac{291}{\sqrt{Fy}}$

Nouvelle-Zélande :

Le tableau 2.21 présente les ratios largeur/épaisseur à respecter pour les contreventements selon la norme 1989.

Tableau 2.21 Restrictions au niveau du ratio largeur / épaisseur

Type de profilé	Catégorie 1	Catégorie 2
I (ailes)	$\frac{b}{t} \leq \frac{136}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{136}{\sqrt{Fy}}$
HSS	$\frac{b}{t} \leq \frac{350}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{420}{\sqrt{Fy}}$

Europe :

Le tableau 2.27 présente les restrictions imposées en Europe (ECCS, 1991) pour le voilement local des sections de diagonale. Dans ce tableau, ε est donné par :

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{F_y} \tag{2.27}$$

Tableau 2.22 Ratio largeur / épaisseur

Acier	Profilé en I (ailes)	(âme)	HSS
Fy=235 MPa	20	33	33
Fy=275 MPa	18.4	30.36	30.36
Fy=355 MPa	16.2	26.73	26.73

Japon :

Au Japon, il n'existe pas de restriction imposée pour le ratio $(b/t)_{max}$ des contreventements, mais il est de pratique courante d'utiliser les limites imposées pour les cadres rigides de type FA :

Tableau 2.23 Limites des ratios largeur/épaisseur pour cadre rigide de type FA

Acier	H-shaped (ailes)	(âme)	HSS carrés	HSS ronds
Fy=235 MPa	9.5	43	33	50
Fy=325 MPa	8	37	27	36

Le tableau 2.24 permet de comparer les restrictions imposées par différents pays pour le voilement local (ratio b/t) des sections de diagonales classe 1 (acier 350 Mpa).

Tableau 2.24 Ratios $(b/t)_{max}$ pour divers pays

Profilé	Canada CSA, 1994	États-Unis AISC, 1997	Nouvelle–Zélande NZS, 1989	Europe	Japon
W (ailes)	7.75	7.41	7.3	16.2	8
W (âme)	35.8	35.8	27.4	26.7	37
HSS carré	17.6	15.6	18.8	26.7	27

2.11.6 Répartition de l'effort tranchant

Canada et États-Unis :

Aux États-Unis (UBC, 1997), le critère pour la distribution de l'effort tranchant entre les diagonales tendues et comprimées est le même qu'au Canada (CSA, 1994).

Nouvelle-Zélande :

En Nouvelle-Zélande (NZS ; 1997 et Feeney et Clifton, 1995), la restriction est plus sévère car la différence entre les efforts repris par les diagonales tendues et comprimées ne doit pas excéder 20%. De plus, pour les contreventements à chevrons (NZS ; 1989) la composante entre les diagonales ne doit pas différer de plus de 20%, ce qui contraint de fixer l'assemblage au centre de la poutre. La résistance des contreventements dans les deux directions de chargement ne doit pas différer de plus de 10% (NZS, 1997).

2.11.7 Résistance en compression réduite des diagonales

États-Unis :

En 1997, on ne tient plus compte du facteur de réduction pour la catégorie SCBF. Pour la catégorie OCBF, on réduit la résistance en compression de 20% quel que soit l'élancement.

Nouvelle-Zélande :

On doit diminuer la résistance en compression des diagonales en la multipliant par le facteur de réduction $\alpha_c^{'}$ (NZS 1997) décrit au tableau 2.7 de la section 2.10.

2.11.8 Assemblages des diagonales

Canada :

Tel que décrit à la section 2.5, la résistance pondérée des connections doit excéder la résistance ultime des diagonales qui plastifient en tension (AgFy) dans les zones sismiques élevées, sauf si le concepteur peut démontrer qu'un effort plus faible est adéquat. Une limite supérieure correspondant à des forces sismiques calculées avec R=1.5 est proposée pour les zones sismiques plus faibles. On doit aussi appliquer un facteur d'impact de 1.1 dans le cas des diagonales travaillant en tension seulement.

États-Unis :

Pour la catégorie SCBF, on adopte la même approche que la norme S16.1-94 : on ne spécifie plus de limites supérieures et on laisse le concepteur estimer les efforts maximums susceptibles de se développer dans la structure, on doit choisir le plus petit effort parmi :

1) R_y (AgFy)
2) La force maximale obtenue d'analyse qui peut être transmise aux diagonales.

Pour les contreventements concentriques ordinaires (OCBF), on utilise le même effort que celui pour la catégorie SCBF sauf qu'une limite supérieure (gravité + 2 E) est imposée :

$$1.2D + 0.5L + 0.2S + \Omega oQe \qquad (2.28)$$

$$0.9D - \Omega oQe \qquad (2.29)$$

Dans les équations précédentes, D et L correspondent respectivement aux charges mortes et vives et S représente la charge de neige. Le terme ΩoQe correspond aux forces sismiques horizontales causées par le cisaillement à la base de calcul amplifiées d'un facteur de sur-résistance (Ωo=2).

Nouvelle-Zélande :

Selon la norme (Feeney et Clifton, 1995), les connections des diagonales élancées doivent être en mesure de développer la sur-résistance en tension des diagonales, N^{ot}_{brace}, qui correspond à la résistance ultime en tension des diagonales qui plastifient (AgFy), majorée par le facteur de sur-résistance, ϕ_{oms},. Cet effort ne doit toutefois pas excéder $N_{brace,Emax}$, qui correspond à la force dans la diagonale tendue calculée pour un cas de chargement élastique ($\mu = 1.0$) en plus des charges de gravité :

$$N^{ot}_{brace} = \phi_{oms} AgFy \leq N_{brace,Emax} \tag{2.30}$$

Pour les contreventements en chevron, on suppose que la force maximale en traction et compression dans les diagonales ne dépassera pas la résistance nominale en compression des diagonales, N_c.

$$N^{oc}_{brace} = 0.9\phi_{om} N_c \leq N_{brace,Emax} \tag{2.31}$$

Dans le cas des contreventements travaillant en tension et en compression la résistance maximale en compression des diagonales n'est pas affectée par l'écrouissage, on considère seulement, ϕ_{om}, qui tient compte de la variation des matériaux.

Europe :

Selon la norme européenne (ECCS, 1991), la résistance ultime des connections, N_r, doit être supérieure à la force de plastification en tension des diagonales ou bien aux forces provenant du calcul de l'effort tranchant maximal anticipé, $N_{forces\ externes}$:

$$Nr \geq (\gamma_p)\,(\gamma_y)\,(AgFy_{diagonales}) \leq 1.2\,(\gamma_p)\,(\gamma_y)\,(\alpha)(N_{forces\ externes}) \qquad (2.32)$$

Dans ces équations, γ_p est fixé à 1.2 et γ_y est décrit à la section 2.11.1. Par cette équation, on s'assure que la plastification en tension des diagonales survient avant que les connections atteignent leur résistance ultime.

Le terme $\alpha N_{forces\ externes}$ dans l'équation correspond à la force maximale anticipée dans la diagonale. Le facteur α correspond au plus petit des ratios entre la résistance disponible dans une diagonale à un certain niveau $N_r(j)$ sur la force présente dans cette diagonale $N_j(.)$ parmi tous les étages.

$$\alpha = \min\left[\frac{N_r(j)}{N_j(.)}\right] \qquad (2.33)$$

La norme (ECCS, 1994) reconnaît que dans ces configurations de treillis, l'augmentation rapide des efforts peut causer une force d'impact et peut provoquer une rupture fragile des connections. Par contre, il n'existe pas de disposition particulière dans la norme pour tenir compte de ce phénomène lors de la conception des connections.

Japon :

Au Japon, on exige que la résistance ultime des connections excède 1.2AgFy des diagonales.

2.11.9 Efforts de calcul pour les poutres et les colonnes

États-Unis :

Les colonnes du système de résistance aux charges latérales doivent respecter les critères ci-dessous (AISC, 1997) sans appliquer la combinaison RCSC :

1) La résistance en compression des colonnes est prescrite par la combinaison de chargement suivante : $1.2D + 0.5L + 0.2S + \Omega oQe$ où $\Omega o=2$
2) La résistance en traction des colonnes est prescrite par la combinaison de chargement suivante : $0.9D - \Omega oQe$ où $\Omega o=2$
3) Les résistances provenant de 1) et 2) ne doivent toutefois pas excéder une des valeurs suivantes :

- L'effort maximum transféré aux colonnes en considérant $1.1R_y$ fois la résistance nominale provenant de la poutre ou de la diagonale.
- La limite imposée par la résistance de la fondation au soulèvement.

Nouvelle-Zélande :

Les poutres et les colonnes doivent être en mesure de transférer les efforts axiaux correspondant à la résistance des diagonales en tenant compte du facteur de sur-résistance (ϕ_{oms}). Pour les multi-étagés, on inclut le facteur de sur-résistance seulement à l'étage étudié et on considère la force nominale pour les étages au-dessus. La limite supérieure demeure toujours les efforts obtenus d'une analyse élastique ($\mu = 1.0$) en plus des charges de gravité : $N_{brace,\ Emax}$

Il n'existe pas encore de facteur de réduction pour les charges axiales développées dans les colonnes, telle que la combinaison RCSC, proposée par Redwood et ce phénomène engendre des efforts beaucoup trop conservateurs dans le cas de bâtiments très élevés. On recommande donc de faire une analyse plus poussée (analyse inélastique) de manière à obtenir des valeurs plus réalistes pour les efforts axiaux.

Pour les contreventements en chevron, la force en compression dans les colonnes correspond aux charges de gravité, plus la composante des charges de gravité transmisent par les diagonales, et la composante provenant des diagonales comprimées. Cette dernière composante correspond à la résistance en compression non-réduite ou bien à la résistance en compression réduite (facteur $\alpha_c^{'}$). Dans l'éventualité où les diagonales flamberont ou non, deux hypothèses sont possibles :

- Hypothèse que les diagonales flambent : $N_{brace}^{pb} = \alpha_c^{'} N_{brace}^{oc}$ à l'étage étudié et à la résistance nominale pour les étages au-dessus $\alpha_c^{'} \phi N_c$.
- Hypothèse que les diagonales ne flambe pas : N_{brace}^{oc}=0.9$\phi_{om}N_c$ à l'étage étudié et à la résistance nominale pour les étages au-dessus ϕN_c.

Europe :

En Europe, selon la norme (ECCS, 1991) les poutres et les colonnes doivent posséder une résistance, N_r qui doit être supérieure à l'effort maximum anticipé par l'équation 2.34.

$$Nr > (\gamma_p)\,(\alpha)\,(\gamma_y)\,(N_{forces\ externes}) \qquad (2.34)$$

CHAPITRE 3

CONCEPTION ET MODÉLISATION DES BÂTIMENTS MULTI-ÉTAGÉS

Ce chapitre traite de la conception des bâtiments et fournit des informations sur le choix des sections, sur les charges de calcul utilisées ainsi que sur la sélection des séismes et de leur normalisation. Finalement, les hypothèses retenues lors de la modélisation des bâtiments multi-étagés dans les analyses dynamiques non-linéaires sont présentées.

3.1 DIMENSIONNEMENT DES BÂTIMENTS

Les analyses portent sur des bâtiments réguliers, de forme rectangulaire, dimensionnés pour deux zones sismiques : Vancouver ($Z_a = Z_v$) et Montréal ($Z_a > Z_v$). Ils sont tous conçus selon le code national du bâtiment du Canada, édition 1995, et selon la norme d'acier CAN/CSA S16.1-94.

Deux dimensions de bâtiment sont considérées (figure 3.1) : 23.3m x 38.5m et 38.5m x 38.5m, respectivement pour les bâtiments de petite et de grande dimensions en plan. Ces deux dimensions en plan correspondent à des aires de planchers d'environ 900 m^2 et 1500 m^2.

Les contreventements étudiés sont situés sur la face externe du bâtiment et sont conçus pour reprendre les charges sismiques dans la direction Est-Ouest. Dans ce projet, on a effectué le dimensionnement des contreventements à l'étude ainsi que de tous les poteaux de la structure.

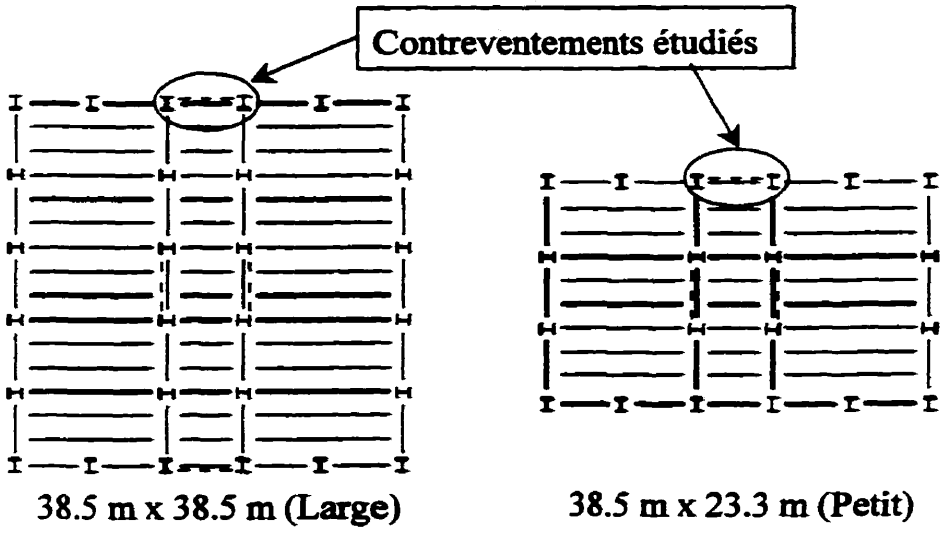


Figure 3.1 Vue en plan des bâtiments étudiés

3.1.1 Charges de gravité

Les charges de gravité considérées dans les analyses sont décrites au tableau 3.1. La charge de neige est calculée à l'aide des équations 3.1 et 3.2, dont les coefficients S_s et S_r correspondent aux données statistiques fournies par le code national du bâtiment sur les précipitations annuelles. On fait l'hypothèse que : $C_b = 0.8$ (80% de la neige au sol), $C_w = 1.0$ (bâtiment à l'abri du vent), $C_s = 1.0$ (pente nulle) et $C_a = 1.0$ (pas d'accumulation).

$$S = K\,S_s + S_r \tag{3.1}$$

$$K = C_b\,C_w\,C_s\,C_a \tag{3.2}$$

Pour la région de Vancouver, la charge de neige correspond à 1.48 kPa (S_s=1.6 kPa et S_r=0.2 kPa), tandis que pour Montréal, elle est de 2.32 kPa (S_s=2.4 kPa et S_r=0.4 kPa).

Tableau 3.1 Charges de calcul considérées

Charges	Vancouver	Montréal
Charge morte au toit	1.2 kPa	1.2 kPa
Poids de la neige au toit	1.48 kPa	2.32 kPa
Poids des planchers	3.7 kPa	3.7 kPa
Charge vive d'occupation	2.4 kPa	2.4 kPa
Poids des murs extérieurs	1.2 kPa	1.2 kPa

Un facteur de réduction pour la charge vive d'occupation, FR, s'applique lorsque l'aire tributaire est supérieure à 20 m^2. Dans l'équation 3.3, B représente l'aire tributaire en mètres carrés :

$$FR = 0.3 + \sqrt{\frac{9.8}{B}} \tag{3.3}$$

3.1.2 Charges sismiques

Le calcul des charges sismiques varie selon le type de bâtiment, la région étudiée (tableau 3.2) et selon le coefficient R utilisé. Les structures analysées sont des édifices à bureaux et le coefficient d'importance, I, est posé égal à 1.0. Le coefficient de fondation est aussi posé égal à F=1.0 car on fait l'hypothèse que les structures reposent sur le roc. Les paramètres attribuables aux différents sites sont :

Tableau 3.2 Paramètres attribuables aux différents sites étudiés

Région	v	Z_A	Z_V
Vancouver	0.21 m/s	4	4
Montréal	0.097 m/s	4	2

Le tableau 3.3 présente les périodes fondamentales ainsi que les facteurs de réponse sismique évalués selon le CNBC 1995 (tableau 2.2 et équation 2.3). On a supposé que la période réelle des bâtiments serait supérieure à la valeur suggérée par le CNBC et on a retenu 80% du coefficient S pour les calculs des charges sismiques lorsque cette hypothèse s'appliquait.

Tableau 3.3 Périodes fondamentales et coefficient S selon le code CNBC 95

Bâtiments	Tcode	Vancouver (80%S)	Montréal (80% S)
2 étages	0.25 sec	2.4	3.36
4 étages	0.49 sec	1.71	1.75
6 étages	0.73 sec	1.40	1.40
8 étages	0.98 sec	1.21	1.21
12 étages	1.47 secs	0.99	0.99

Les tableaux 3.4 et 3.5 donnent un exemple de calcul de la surface et du poids sismique pour un bâtiment de 2 étages, situé à Vancouver. L'effort tranchant total à la base est distribué verticalement selon l'équation 3.4. Dans les analyses, le poids sismique typique est donné au tableau ci-dessous et on considère 25% de la charge de neige. Pour un bâtiment dimensionné avec un coefficient de modification des charges latérales équivalent à R=2.0, cet effort tranchant correspond à :

$$V = vSIFW\left(\frac{U}{R}\right) = (0.21)(2.4)(1)(1)(8865)\left(\frac{0.6}{2}\right) = 1340\text{kN} \qquad (3.4)$$

Pour tenir compte de l'excentricité accidentelle lors de la conception, on a fait l'hypothèse que chaque contreventement reprend 60% de l'effort tranchant calculé. Pour l'exemple, soit : 804 kN.

Tableau 3.4 Exemple de calcul de la surface

Description	Surface
Aire tributaire (toit et plancher) :	38.5m x 38.5m = 1482.25 m^2
Aire tributaire (murs au toit) :	$2(38.5m + 38.5m)\left(\frac{3.8m}{2}\right) = 292.60\ m^2$
Aire tributaire (murs à l'étage) :	$2(38.5m + 38.5m)(3.8m) = 585.20\ m^2$

Tableau 3.5 Exemple de calcul du poids sismique

Description	Chargement
W_D Toit :	1.2 kPa x 1482.25 m^2 = 1778.70 kN
W_D Murs (toit) :	1.2 kPa x 292.60 m^2 = 351.12 kN
W_L Neige :	1.48 kPa x 25%(1482.25 m^2) = 548.43 kN
W Total (toit) :	**2678.35 kN**
W_D Plancher :	3.7 kPa x 1482.25 m^2 = 5484.33 kN
W_D Murs (étage) :	1.2 kPa x 585.20 m^2 = 702.44 kN
W Total (étage) :	**6186.77 kN**
W Total (bâtiment) :	**8865 kN**

3.1.3 Calcul des effets P-Δ

Le facteur de stabilité, θ , calculé selon l'équation 2.11, est plus important pour Montréal que pour Vancouver, puisque les charges sismiques sont plus faibles à Montréal et que les structures y sont plus flexibles. Pour la région de Montréal, le coefficient θ excède parfois la limite proposée par le code de 0.1 au-delà de laquelle les effets P-Δ doivent être considérés. Par contre, afin d'effectuer une comparaison adéquate des résultats pour les deux régions, les effets P-Δ ont été négligés pour tous les

bâtiments des deux sites. Ils ont par contre été pris en compte lors des analyses. D'après la configuration du contreventement utilisé pour cet exemple, Δ_x est égal à 28.5 mm et h_s vaut 3800 mm (section 4.3.3). Les tableaux 3.6 et 3.7 présentent un exemple de calcul des effets P-Δ pour un bâtiment flexible de 8 étages situé à Vancouver et à Montréal (diagonales élancées, R=2.0) :

Tableau 3.6 Exemple de calcul des effets P-Δ pour Vancouver

Étages	W_i	$\sum W_i$	F_x	θ_x
Toit	845	845	225	0.03
7	1941	2786	496	0.03
6	1941	4727	729	0.04
5	1941	6668	923	0.05
4	1941	8609	1078	0.05
3	1941	10550	1193	0.06
2	1941	12491	1270	0.07
1	1941	14432	1309	0.07

Tableau 3.7 Exemple de calcul des effets P-Δ pour Montréal

Étages	W_i	$\sum W_i$	F_x	θ_x
Toit	940	940	110	0.06
7	1941	2881	234	0.08
6	1941	4822	341	0.1
5	1941	6763	430	0.11
4	1941	8704	501	0.12
3	1941	10645	555	0.13
2	1941	12586	590	0.14
1	1941	14527	608	0.16

3.1.4 Dimensionnement des contreventements

On fait l'hypothèse que les charges sismiques contrôlent et on ne tient pas compte des charges de vent pour le choix des diagonales. Le choix de la section dépend du type de contreventements et sera discuté aux chapitres 5 et 6. Les deux combinaisons de chargements retenues pour le système de résistance aux charges latérales sont présentées aux équations 3.5 et 3.6.

$$1.0\,D + 1.0\,E \tag{3.5}$$

$$1.0\,D + 0.5\,L + 1.0\,E \tag{3.6}$$

Dans ces deux combinaisons, E, représente les forces latérales dues aux charges sismiques (V_f). Pour les poutres et poteaux des contreventements, E représente les efforts correspondant à la résistance des diagonales.

Les poteaux des contreventements, ont du être assujettis à la combinaison de chargement la plus critique soit : 1.0 D + 0.5 L + 1.0 E. Pour ces membrures, E correspond à la composante verticale des efforts dans les diagonales (C_u ou AgFy), sans toutefois atténuer ces efforts à l'aide de la combinaison RCSC décrite au chapitre 2.

Les poteaux et les poutres des contreventements ont aussi été vérifiés pour la combinaison 1.25 D + 1.5 L. Les sections choisies sont présentées en annexe B.

Les flèches n'ont pas contrôler le dimensionnement des bâtiments. Les déformations dans les contreventements respectaient le limite de 2% de la hauteur de l'étage, ceci permet d'éviter des effets du deuxième ordre trop importants.

3.1.5 Dimensionnement des poteaux de gravité

Les poteaux qui ne font pas partie du système de résistance aux charges latérales, doivent être en mesure de reprendre les charges de gravité pondérées (1.25D+1.5L). Les bâtiments possèdent six types de poteaux différents selon l'aire tributaire qu'ils supportent. Pour ces poteaux, on a choisi des sections WWF et W qui ont été sélectionnées selon le critère de poids minimum.

Tous les poteaux sont continus sur deux étages et reprennent uniquement la charge axiale et les limites d'élancement des parois minces doivent être respectées. Les poteaux sélectionnés pour tous les bâtiments sont présentés en annexe B.

3.2 SÉLECTION DES SÉISMES

3.2.1 Choix des séismes

Les tableaux 3.8 et 3.9 présentent respectivement pour Vancouver et Montréal les accélérogrammes sélectionnés, leurs composantes, les valeurs d'accélération et de vitesse maximale ainsi que le facteur d'amplification utilisé pour la calibration des séismes.

Pour chacune des zones sismiques considérées, un ensemble de 10 accélérogrammes a été sélectionné. Pour Vancouver, neuf accélérogrammes ont été choisis parmi des séismes historiques survenus sur la cote ouest de l'Amérique du nord. Le dixième accélérogramme provient d'un séisme artificiel de magnitude 7.2, situé à une distance de 70 km de l'hypocentre (Atkinson and Beresnev, 1998). Ce scénario domine le risque sismique pour la région de Vancouver.

Pour Montréal, l'ensemble comprend 6 accélérogrammes historiques ainsi que 4 séismes générés artificiellement. Deux des accélérogrammes historiques provenant de l'ouest des États-Unis (El Centro et Whittier) ont été sélectionnés puisque leur accélération et leur vitesse maximales correspondaient aux valeurs anticipées pour la région de Montréal (PHA = 0.18g, PHV = 0.097 m/s). Les autres accélérogrammes historiques proviennent de séismes récents survenus dans l'est de l'Amérique du nord. Les quatre séismes artificiels ont été conçus à partir d'un séisme modéré (Mw=5.5 et R=30 km) et d'un séisme plus important assez éloigné (Mw=7.0 et R=150 km). Ces deux scénarios dominent le risque sismique pour la région de Montréal (Atkinson and Beresnev, 1998).

Tableau 3.8 Accélérogrammes sélectionnés pour Vancouver

Événement	Station	Comp.	M	PHA (g)	PHV (m/s)	Calib.
1940 Imperial Valley,Ca	El Centro	S00E	6.6	0.35	0.33	0.628
1949 Western Wash.	Olympia,Highway,Test Lab	N04W	7.1	0.16	0.21	0.102
1971 San Fernando, Ca	Hollywood Storage, L.A.	S00W	6.4	0.11	0.17	0.1248
1971 San Fernando, Ca	Hollywood Storage, L.A.	N90E	6.4	0.21	0.21	0.994
1971 San Fernando, Ca	2500 Wilshire Blvd, L.A.	N61W	6.4	0.10	0.19	1.08
1973 East coast of Honshu,Jp.	Kushiro Central Wharf	N00E	7.4	0.20	0.28	0.764
1983 Coalinga (a.s) , Ca	Oil Fields Fire Station	N270	6.0	0.22	0.16	1.313
1984 Morgan Hill, Ca	57382 - Gilroy #4	N270	6.4	0.22	0.19	1.105
1987 Whittier, Ca	Inglewood, UnionOil Yard	90°	6.1	0.22	0.16	1.313
Artificiel	R = 70 km	-	7.2	0.11	0.19	1.105

Tableau 3.9 Accélérogrammes sélectionnés pour Montréal

Événement	Station	M	Comp.	PHA (g)	PHV (m/s)	Calib.
1979 ImperialValley (a.s), Ca	El Centro,Anderson Rd	7.0	N230	0.17	0.095	1.021
1985 Nahanni (a.s), NWT	Battlement Creek	6.2	N270	0.19	0.063	0.968
1987 Whittier, Ca	HollywoodStorage,L.A	6.1	0°	0.20	0.091	1.066
1988 Saguenay, Qc	Chicoutimi N. (Site16)	5.7	N124	0.13	0.025	1.376
1988 Saguenay, Qc	Éboulements (Site20)	5.7	N0	0.13	0.044	1.440
1988 Saguenay, Qc	La Malbaie (Site 8)	5.7	N063	0.12	0.046	1.452
Artificiel	R=30 km	5.5	-	0.18	0.048	1.011
Artificiel	R=30 km	5.5	-	0.19	0.045	0.928
Artificiel	R=150 km	7.0	-	0.13	0.079	1.223
Artificiel	R=150 km	7.0	-	0.13	0.086	1.125

3.2.2 Normalisation des accélérogrammes

La calibration s'effectue en amplifiant ou en atténuant les accélérogrammes sélectionnés de façon à se rapprocher des valeurs d'accélération ou de vitesse horizontale maximale définies pour une probabilité annuelle de dépassement de 0.0021 (période de retour de 475 ans), pour chaque site (tableau 3.10).

La calibration s'impose afin d'utiliser des séismes qui respectent les valeurs d'accélération et de vitesse horizontale maximale au sol provenant des données statistiques basées sur une probabilité au dépassement de 10% en 50 ans.

Tableau 3.10 Accélération et vitesse horizontales maximales selon le site

Région	PHA	PHV
Vancouver	0.21 g	0.21 m/s
Montréal	0.18 g	0.097 m/s

Pour Vancouver, les accélérogrammes ont été normalisés selon la vitesse maximale. Pour Montréal, les séismes provenant d'événements historiques dans l'est du Canada ainsi que les séismes artificiels de faible magnitude (Mw 5.5) ont la majorité de leur énergie concentrée dans les zones de hautes fréquences. Ils ont donc été normalisés par rapport à l'accélération maximale observée au site, soit PHA=0.18g. Tous les autres séismes utilisés pour Montréal ont été normalisés selon la vitesse maximale.

L'annexe C, contient les vingt accélérogrammes calibrés et leur spectre d'accélération absolue pour 5% d'amortissement critique. Ces spectres y sont aussi comparés au spectre spécifié par le CNBC 1995, pour chacun des deux sites.

Dans les figures 3.2 et 3.3, on retrouve la moyenne et la moyenne plus un écart type des spectres des 10 accélérogrammes à chacun des deux sites. Ces spectres d'accélération en fonction des périodes, sont comparés au spectre spécifié par le code national du bâtiment du Canada 1995, pour chacun des deux sites étudiés. Ces derniers correspondent au produit de : $v \times S_a$.

Les spectres moyens pour Vancouver coïncident bien avec ceux spécifiés par le code. On constate que le spectre de 1995 semble très conservateur pour les bâtiments situés à Montréal et possédant une période fondamentale supérieure à 0.5 sec.

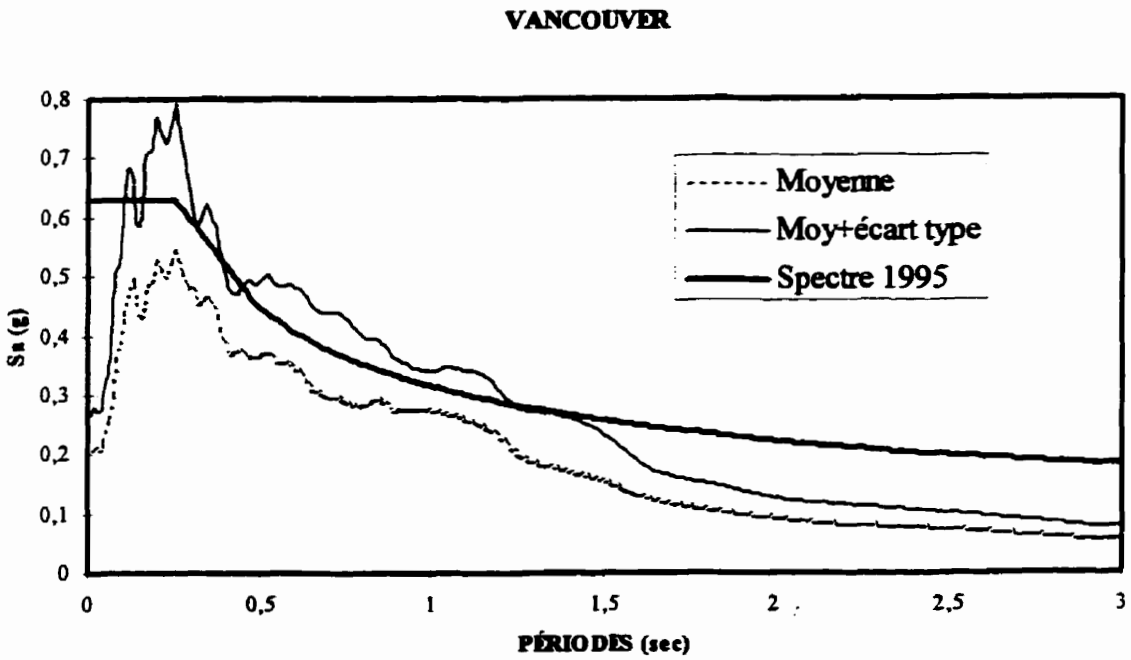


Figure 3.2 Spectre moyen pour Vancouver

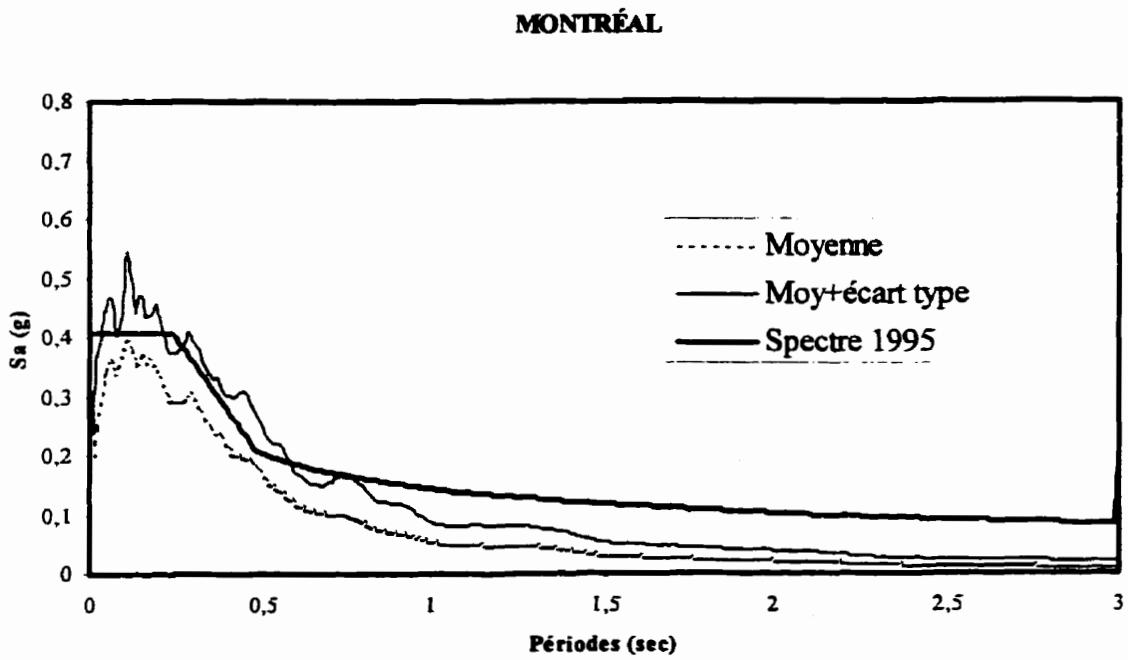


Figure 3.3 Spectre moyen pour Montréal

3.3 ANALYSES DYNAMIQUES NON-LINÉAIRES

Le comportement séismique des bâtiments est obtenu au moyen d'analyses dynamiques non-linéaires réalisées à l'aide de deux versions du logiciel : DRAIN-2Dx (Allahabadi et Powell, 1988) pour les système travaillant en tension seulement et bilinéaire, ainsi que la version DRAIN 2D (Powell et Kanaan, 1973 avec l'élément de Jain et Goel, 1978) pour les contreventements avec diagonales travaillant en tension-compression. La réponse dynamique est obtenue grâce à une intégration pas-à-pas dans le temps, qui suppose une accélération constante entre chacun des pas de temps, fixés à 0.001 sec.

Comme les bâtiments sont symétriques, seule la moitié du bâtiment a été considérée dans la direction E-O avec la moitié du poids sismique, W, en négligeant les effets de l'excentricité. Le modèle comprend donc un contreventement plus la moitié des poteaux de gravité. Le modèle analytique utilisé est en deux dimensions, il est illustré à la figure 3.4 pour un bâtiment de 4 étages munis de contreventements en X.

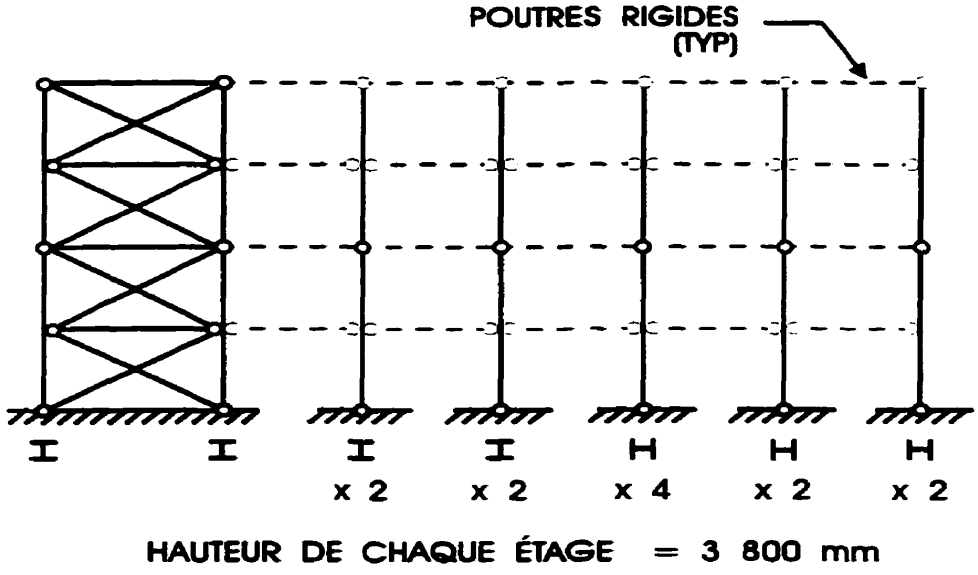


Figure 3.4 Modèle analytique typique pour un bâtiment de 4 étages avec contreventements en X à diagonales élancées

Dans le modèle, on fait l'hypothèse que les masses sont concentrées aux nœuds, et que les planchers sont rigides, donc toute la masse horizontale est associée au degré de liberté horizontal de chacun des niveaux. Les effets P-Delta ont été inclus avec 100% de la charge morte et 50% de la charge vive, provenant de la moitié de la superficie totale du bâtiment.

Un amortissement de Rayleigh de 5% est fixé pour les deux premiers modes de vibration. L'analyse modale permet d'obtenir les périodes fondamentales de chacun des bâtiments et d'établir, α, qui correspond au facteur d'amortissement proportionnel à la masse dans l'amortissement de Rayleigh et, ß, qui correspond au facteur d'amortissement proportionnel à la rigidité du système.

3.3.1 Colonnes

Les colonnes sont modélisées comme des éléments poteau-poutre (élément de type 1). On doit considérer l'interaction flexion-cisaillement lors de la plastification puisque cet élément possède une rigidité axiale et flexionnelle. La plastification des membrures est concentrée dans les rotules plastiques qui se développent aux extrémités des éléments lorsque les efforts excèdent les limites imposées par la surface d'interaction (figure 3.5).

Tel que montré à la figure 3.4, les poteaux sont rotulés aux joints de chevauchement localisés à chaque deux étages. Les équations d'interaction utilisées pour les efforts en traction et en compression sont données au tableau 3.11 :

Tableau 3.11 Équations d'interaction considérées pour les efforts dans les colonnes

	Interaction traction	**Interaction Compression**
Classe 1 et 2 (Flexion selon x)	$\frac{T}{T_y}+0.85\frac{M}{M_y}=1.0$	$\frac{C}{C_y}+0.85\frac{M}{M_y}=1.0$
Classe 1 et 2 (Flexion selon y)	$\frac{T}{T_y}+0.6\frac{M}{M_y}=1.0$	$\frac{C}{C_y}+0.6\frac{M}{M_y}=1.0$
Classe 3 (Flexion selon x ou y)	$\frac{T}{T_y}+\frac{M}{M_y}=1.0$	$\frac{C}{C_y}+\frac{M}{M_y}=1.0$

Dans ces équations, T_y et C_y correspondent respectivement à la capacité axiale de la section : AgFy. Le terme M_y représente la capacité flexionnelle qui correspond à ZFy pour une section de classe 1 ou 2 et à SFy pour une section de classe 3. Les forces en tension et en compression qui se développent dans les colonnes correspondent à T et C.

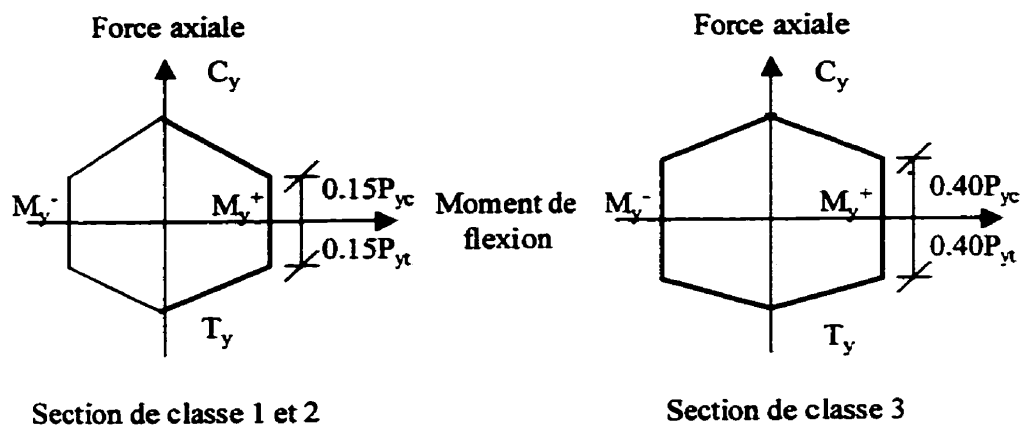


Figure 3.5 Diagrammes d'interaction pour différentes section (selon x)

3.3.2 Contreventements

Les contreventements concentriques en X sont modélisés à l'aide d'un élément de barre (type 2) qui se plastifie en tension et qui se plastifie (figure 3.6) ou flambe de façon élastique en compression (figure 3.7). Cette deuxième boucle d'hystérésis a été utilisée aux chapitres 4 et 5 pour les contreventements avec diagonales élancées.

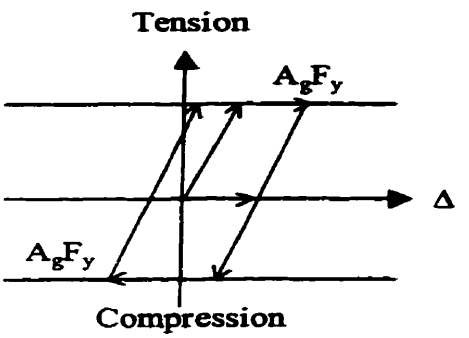


Figure 3.6 Diagonales tension et compression

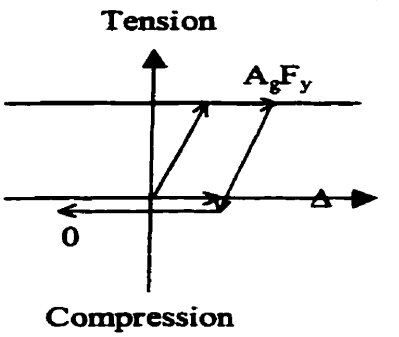


Figure 3.7 Diagonales élancées

Pour modéliser les diagonales des contreventements en chevron, on utilise une version antérieure de DRAIN-2D qui comprend un élément développé par Jain et Goel, 1978. Cet élément (type 9) comprend une boucle d'hystérésis multi-linéaire (figure 3.8), qui reproduit bien la dégradation de la capacité en compression avec le nombre de cycles ainsi que l'allongement résiduel dans les sections de diagonale.

Tel que montré à la figure 3.8, la force de traction dans la membrure augmente jusqu'à atteindre la capacité en tension (T_y = AgFy). Elle subit alors une déformation inélastique sous une charge constante jusqu'à ce que le chargement soit inversé.

En compression, la force axiale dans le 1er cycle augmente jusqu'à atteindre la charge de flambement ($C_y = C_u = \frac{C_r}{\phi}$). Cette capacité diminue ensuite jusqu'à C'_y qui correspond à C'_r provenant de la norme S16.1 ou $0.3C_u$ tel que définit dans le chapitre 6. Dans les cycles suivants, la résistance en compression est limitée à C'_y.

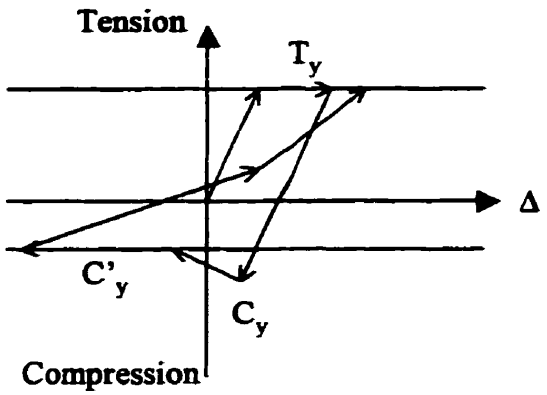


Figure 3.8 Boucle d'hystérésis pour un contreventement en chevron

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN X AVEC DIAGONALES ÉLANCÉES TRAVAILLANT EN TENSION SEULEMENT

Dans ce chapitre, on examine le comportement sismique des bâtiments dont le système de résistance aux charges latérales est composé de contreventements avec diagonales élancées. Les principaux défauts que l'on attribue à ce système sont la faible capacité de dissiper l'énergie et la rigidité nulle qui survient après la plastification des diagonales. Les conséquences probables sont une ductilité et des déplacements inter-étages plus importants. Afin de quantifier l'importance de ces phénomènes, on compare le comportement des contreventements travaillant en tension seulement à celui de contreventements travaillant en tension-compression.

Des systèmes à un seul degré de liberté sont d'abord étudiés à la section 4.2. Par la suite, des bâtiments multi-étagés sont traités à la section 4.3 du chapitre.

4.1 COMPORTEMENT ANTICIPÉ

La résistance en compression des diagonales diminue lorsque l'élancement augmente. On fait donc l'hypothèse, dans les contreventements à diagonales élancées, que toutes les charges latérales à un étage donné doivent être reprises par les diagonales tendues et on néglige la contribution des diagonales comprimées. Des diagonales dans les deux directions sont donc requises.

La figure 4.1 illustre le comportement sismique d'un contreventement où l'effort tranchant à un étage donné est repris entièrement par une paire de diagonales élancées opposées. Lorsque le bâtiment se déplace dans une direction durant un séisme, la diagonale comprimée (B) flambe tandis que la diagonale tendue (A) s'étire au-delà du domaine élastique (figure 4.1a). Lorsque le mouvement est inversé, la diagonale (A) se relâche, puis flambe avant que l'autre diagonale (B) ne se tende puisqu'elle est plus longue qu'au départ à cause de l'allongement permanent qu'elle a subi. Le cadre n'offre alors aucune rigidité puisque les deux diagonales ont flambé (figure 4.1b).

Par la suite, lorsque le chargement est inversé à nouveau, la diagonale (B) se tend soudainement pour reprendre et redonner à la structure rigidité et résistance (figure 4.1c). L'allongement permanent des diagonales devient de plus en plus important avec le nombre de cycles, ce qui cause une dégradation importante des boucles d'hystérésis et de la rigidité du système (figure 4.2a).

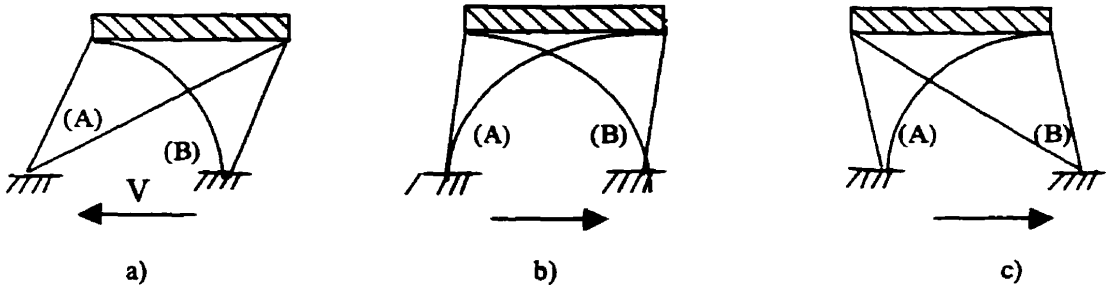


Figure 4.1 Comportement des diagonales élancées

On modélise le comportement des diagonales élancées, communément appelées TOCBF, en assumant une plastification en tension, ainsi qu'un flambement élastique des diagonales sous une charge de compression nulle ($C_r = 0$). Le second modèle (figure 4.2b) est un système élasto-plastique dans lequel les diagonales peuvent développer la même résistance en tension et en compression (AgFy). Ce modèle représente un système idéal au niveau de la dissipation d'énergie et sert de comparaison

pour les systèmes travaillant en tension seulement. Puisque l'énergie hystérétique dissipée par des diagonales élancées est plus faible pour un même déplacement, on prévoit une ductilité plus élevée et des déplacements inter-étages plus importants pour les contreventements en tension seulement. Les analyses faites aux sections 4.2 et 4.3 permettront de quantifier ce phénomène.

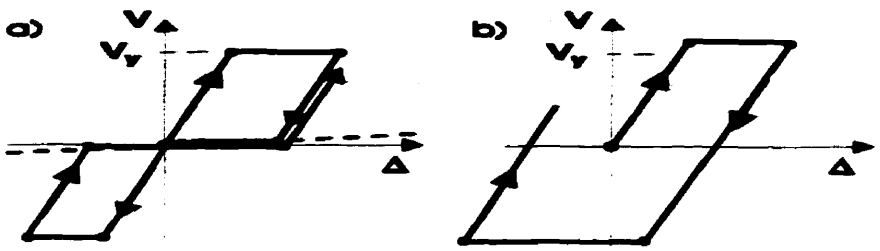


Figure 4.2 Modélisation des boucles d'hystérésis pour les systèmes a) travaillant en tension seulement et b) élasto-plastique

4.2 SYSTÈMES À 1 DDL

4.2.1 Modèles et analyses

Le comportement des bâtiments est obtenu au moyen d'analyses dynamiques non-linéaires effectuées à l'aide des logiciels TO_CBF et BI_LIN. Ces logiciels ont été conçus par M. Robert Tremblay Ph.D. Ing., de l'École Polytechnique de Montréal. Le logiciel TO_CBF, permet d'analyser des systèmes à un seul degré de liberté représentatifs d'un contreventement concentrique travaillant en tension seulement (figure 4.2a). Le logiciel BI_LIN permet d'analyser des systèmes bilinéaires (figure 4.2b).

Ces logiciels utilisés permettent d'effectuer plusieurs analyses automatiquement pour plusieurs périodes différentes, plusieurs séismes et divers niveaux de résistance. C'est pour cette raison que l'on a choisi de retenir un plus grand nombre de séismes afin d'obtenir des résultats robustes. Ce système à un seul degré de liberté représente bien le

comportement des bâtiments d'un seul étage et peut aussi donner une bonne approximation pour des bâtiments de plusieurs étages. Dans ces analyses, le pas de temps est fixé à 0.001 sec, les effets P-Δ sont pris en compte et on considère 5% d'amortissement critique. Une rigidité additionnelle de 2% est introduite, pour tenir compte de la contribution des autres éléments structuraux, dans la résistance aux charges latérales. Pour ces bâtiments, l'influence de plusieurs paramètres fut examinée :

- La période varie de 0.2 à 3 s, par incréments de 0.1 sec.
- Quatre niveaux de résistance latérale ont été considérés afin de simuler le comportement de différents systèmes de résistance aux charges latérales : 0.15, 0.2, 0.3 et 0.4 fois la force latérale calculée pour chaque séisme et chacune des périodes, pour un système parfaitement élastique.
- Trois groupes de 15 accélérogrammes qui sont décrits à la section 4.2.2 : (HAV, IAV et LAV).

Le comportement des bâtiments dimensionnés pour les différentes charges séismiques a été analysé pour chacune des périodes fondamentales et pour chaque accélérogramme. Les résultats sont exprimés en fonction du niveau maximale de ductilité observé dans les diagonales. La ductilité maximale est égale au rapport de la déformation inélastique totale (Δ_m) sur la déformation élastique (Δ_y).

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \tag{4.1}$$

Un niveau de ductilité supérieur ou égal à 1.0 indique que les diagonales ont plastifié et que les connections et les poutres subissent des efforts équivalents à un effort égal à AgFy dans les diagonales. Par contre, si la ductilité est inférieure à 1, cela correspond à un effort de traction maximum dans les diagonales égal à μ x AgFy.

4.2.2 Sélection des séismes de calcul

Les structures ont été analysées pour trois groupes de 15 séismes, provenant d'une banque d'accélérogrammes développés par Naumoski et *al.* (1988). Ces données proviennent d'enregistrements au roc ou sur des sols durs.

Ces groupes de séismes s'identifient par HAV, IAV et LAV et sont représentatifs des trois zones sismiques spécifiées par le CNBC : $Z_a > Z_v$, $Z_a = Z_v$ et $Z_a < Z_v$. Le tableau 4.1 décrit ces trois groupes de séismes qui correspondent respectivement à un ratio de l'accélération (PHA) sur la vitesse horizontale maximale (PHV), élevé, moyen et faible.

Tableau 4.1 Ratios $\frac{PHA}{PHV}$ pour les trois groupes de séismes

Séismes	Ratios PHA/PHV
HAV	≤ 0.8
IAV	$0.8 \leq \frac{PHA}{PHV} \leq 1.2$
LAV	≥ 1.2

Les tableaux 4.2 à 4.4 présentent une description des séismes utilisés, ainsi que les valeurs des accélérations et vitesses horizontales maximales pour les trois groupes de séismes : HAV, IAV et LAV.

Tableau 4.2 Accélérogrammes sélectionnés pour le groupe de séismes HAV (ratio d'accélération sur la vitesse horizontale maximale élevé : $\frac{PHA}{PHV} \geq 1.2$)

Événement	Station	Comp.	PHA (g)	PHV (m/s)	M
1966, Parkfield, Ca.	Temblor No. 2	N65W	0.269	0.145	5.6
1966, Parkfield, Ca.	Cholame Shandon No. 5	N85E	0.434	0.255	5.5
1957, San Francisco, Ca.	Golden Gate Park	S80E	0.105	0.046	5.25
1957, San Francisco, Ca.	State Building San Francisco	S09E	0.085	0.051	5.25
1935, Helena Montana	Caroll College	N00E	0.146	0.072	6.0
1970, Lyttle Creek, Ca.	Wrightwood, California	S25W	0.198	0.096	5.4
1975, Oroville, Ca.	Seism. Station, Oroville	N53W	0.084	0.044	5.7
1971, San Fernando Ca.	Pacoima Dam	S74W	1.075	0.577	6.4
1971, San Fernando, Ca.	Lake Hughes, Station 4	S21W	0.146	0.085	6.4
1985, Nahanni, N.W.T.	Site 1, Iverson, Canada	Long.	1.101	0.462	6.9
1971, Central Honshu	Yoneyama Bridge, Japan	Trans.	0.151	0.059	5.5
1972, Near E. Coast Honshu	Kushiro Central Wharf, Japan	N00E	0.146	0.060	5.8
1966, Honshu	Hoshina-A, Japan	N00E	0.270	0.111	5.4
1979, Monte Negro	Albatros Hotel, Yugoslavia	N00E	0.042	0.016	5.4
1981, Banja Luka	Seism. Station, Banja Luka, Yugoslavia	N90W	0.074	0.032	6.1

Tableau 4.3 Accélérogrammes sélectionnés pour IAV (ratio d'accélération sur la vitesse horizontale maximale moyen : $0.8 \leq \frac{PHA}{PHV} \leq 1.2$)

Événement	Station	Comp.	PHA (g)	PHV (m/s)	M
1940, Imperial Valley	El Centro	S00E	0.348	0.334	6.6
1952, Kern County, Ca.	Taft Lincoln School Tunnel	S69E	0.179	0.177	7.6
1952, Kern County, Ca.	Taft Lincoln School Tunnel	N21E	0.156	0.157	7.6
1968, Borrego Mtn., Ca.	San Onofre SCE, Power Plant	N57W	0.046	0.042	6.5
1968, Borrego Mtn., Ca.	San Onofre SCE, Power Plant	N33E	0.041	0.037	6.5
1971, San Fernando, Ca.	3838 Lankershim Blvd., L.A.	S90W	0.150	0.149	6.4
1971, San Fernando, Ca.	Hollywood storage, P.E., L.A.	N90E	0.211	0.211	6.4
1971, San Fernando, Ca.	3407 6th Street, L.A.	N90E	0.165	0.166	6.4
1971, San Fernando, Ca.	Griffith Park Observatory, L.A.	S00W	0.180	0.205	6.4
1971, San Fernando, Ca.	234 Figueroa St., L.A.	N37E	0.199	0.167	6.4
1974, Near E. Coast Honshu	Kashima Harbour Works	N00E	0.070	0.072	6.1
1971, Near E. Coast Honshu	Kushiro Central Wharf	N90E	0.078	0.068	7.0
1979, Monte Negro	El Suchil Guerrero Array, Yugoslavia	N00E	0.171	0.194	7.0
1985, Mexico	La Villita Guerrero Array	S00E	0.105	0.116	8.1
1985, Mexico	La Villita Guerrero Array	N90E	0.123	0.105	8.1

Tableau 4.4 Accélérogrammes sélectionnés pour LAV (ratio d'accélération sur la vitesse horizontale maximale faible : $\frac{PHA}{PHV} \leq 0.8$)

Événement	Station	Comp.	PHA (g)	PHV (m/s)	M
1933, Long Beach Valley	Subway Terminal L.A.	N51W	0.097	0.237	6.3
1933, Long Beach Valley	Subway Terminal L.A.	N39E	0.064	0.173	6.3
1934, Lower California	El Centro	S00W	0.160	0.209	6.5
1971, San Fernando Ca	2500 Wilshire Blvd., L.A.	N61W	0.101	0.193	6.4
1971, San Fernando Ca	3550 Wilshire Blvd., L.A.	West	0.132	0.216	6.4
1971, San Fernando Ca	222 Figueroa St. L.A.	S37W	0.129	0.186	6.4
1971, San Fernando Ca	3470 Wilshire Blvd, L.A.	S90W	0.114	0.186	6.4
1971, San Fernando Ca	4680 Wilshire Blvd, L.A.	N15E	0.117	0.215	6.4
1971, San Fernando Ca	445 Figueroa St., L.A.	S38W	0.119	0.173	6.4
1971, San Fernando Ca	Hollywood Storage L.A.	S00W	0.106	0.170	6.4
1968, near E. Coast Honshu	Muroran Harbour, Japan	N00E	0.226	0.334	7.9
1973, near E. Coast Honshu	Kushiro Central Wharf, Japan	N00E	0.205	0.275	7.4
1985, Mexico	Zihuatenejo, Guerrero Array	S00E	0.103	0.159	8.1
1985, Mexico	Teacalco, Guerrero Array	N00E	0.052	0.074	8.1
1985, Mexico	Mesa Vibradora, C.U., Mexico City	N90W	0.040	0.110	8.1

4.2.3 RÉSULTATS

Pour comparer le comportement des systèmes TOCBF et bilinéaires, on présente la moyenne plus l'écart type des niveaux de ductilité pour chaque période fondamentale et pour chacun des groupes de 15 séismes. Puisque Δ_y est identique pour les deux systèmes, la comparaison des niveaux de ductilité peut être étendue aux déformations. La figure 4.3 présente les résultats pour les quatre niveaux de résistance :

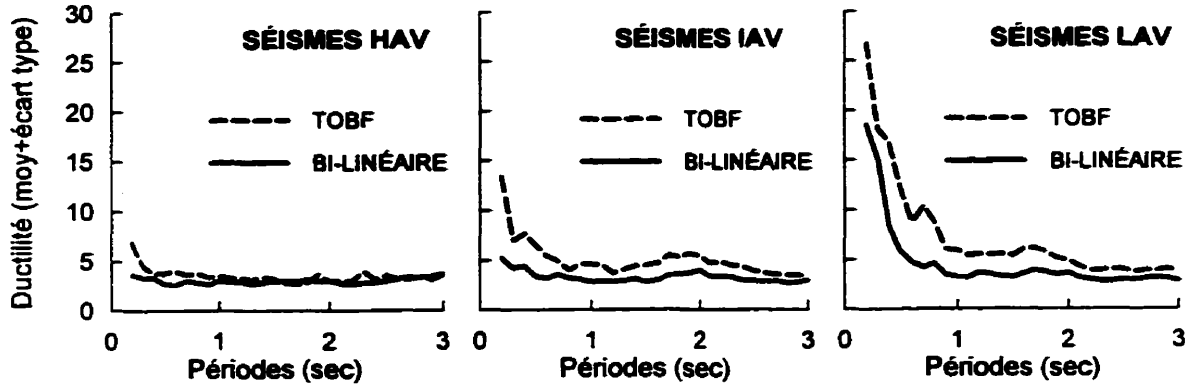


Figure 4.3 a) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.4Ve

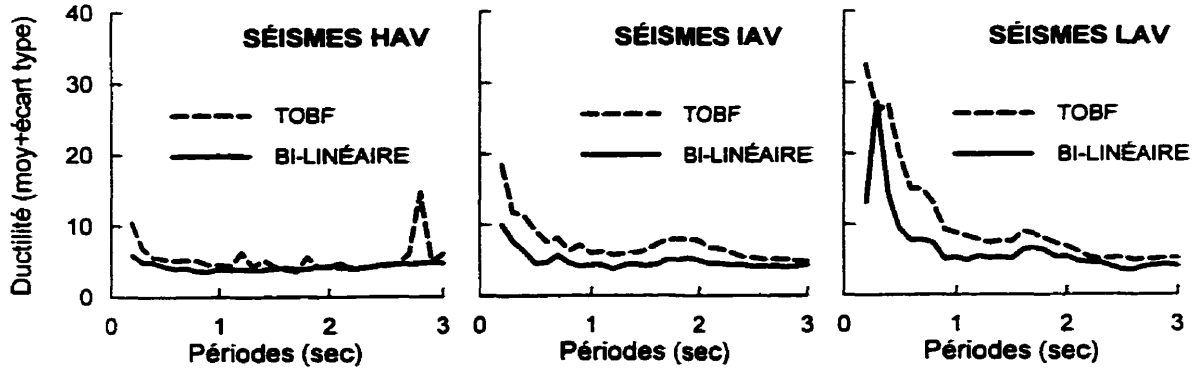


Figure 4.3 b) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.3Ve.

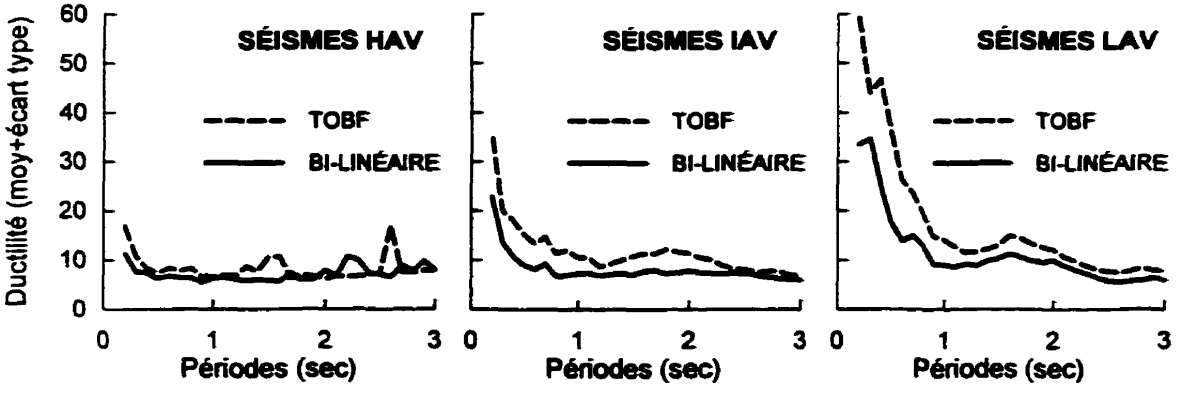


Figure 4.3 c) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.2Ve

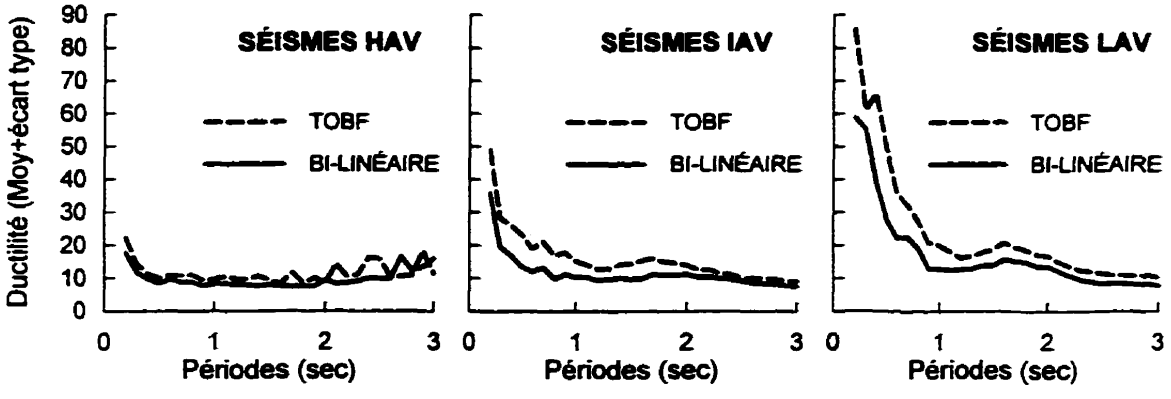


Figure 4.3 d) Niveau de ductilité maximum pour un bâtiment dimensionné avec 0.15Ve

Dans l'ensemble, le niveau de ductilité augmente lorsque la période fondamentale des bâtiments diminue. Cette augmentation est d'autant plus marquée pour les séismes dont l'énergie est concentrée dans les basses fréquences. Ces séismes à basses fréquences possèdent, en général, un PHA inférieur et un PHV supérieur aux valeurs que l'on retrouve pour le groupe de séismes HAV.

Si on se base sur l'hypothèse que l'accélération absolue (Sa) est reliée au déplacement relatif maximal (Sd) par la relation suivante :

$$Sa = \omega^2 Sd \tag{4.2}$$

On obtient que l'accélération maximale du groupe de séismes HAV est supérieure à celle du groupe LAV, ce qui implique des déplacements élastiques (S_d) supérieurs pour le groupe HAV. Ainsi pour une même déformation inélastique, la ductilité sera moins importante pour les séismes HAV, tel qu'on l'observe dans la figure 4.3.

Le ratio de la ductilité maximale des systèmes à diagonales élancées par rapport aux systèmes bilinéaires est présenté aux figures 4.4 à 4.6, pour chacun des trois groupes de séismes. De façon générale, la ductilité maximale des systèmes TOCBF est supérieure à celle des systèmes bilinéaires. On observe également que ce niveau de ductilité est légèrement supérieur pour les bâtiments rigides et qu'il ne semble pas affecté par la résistance du système.

Étant donné que le niveau de ductilité est peu affecté par la résistance attribuée à la structure, on peut donc se fier aux valeurs moyennes (figure 4.7) de toutes les résistances pour représenter l'augmentation du niveau de ductilité pour un groupe de séismes donné.

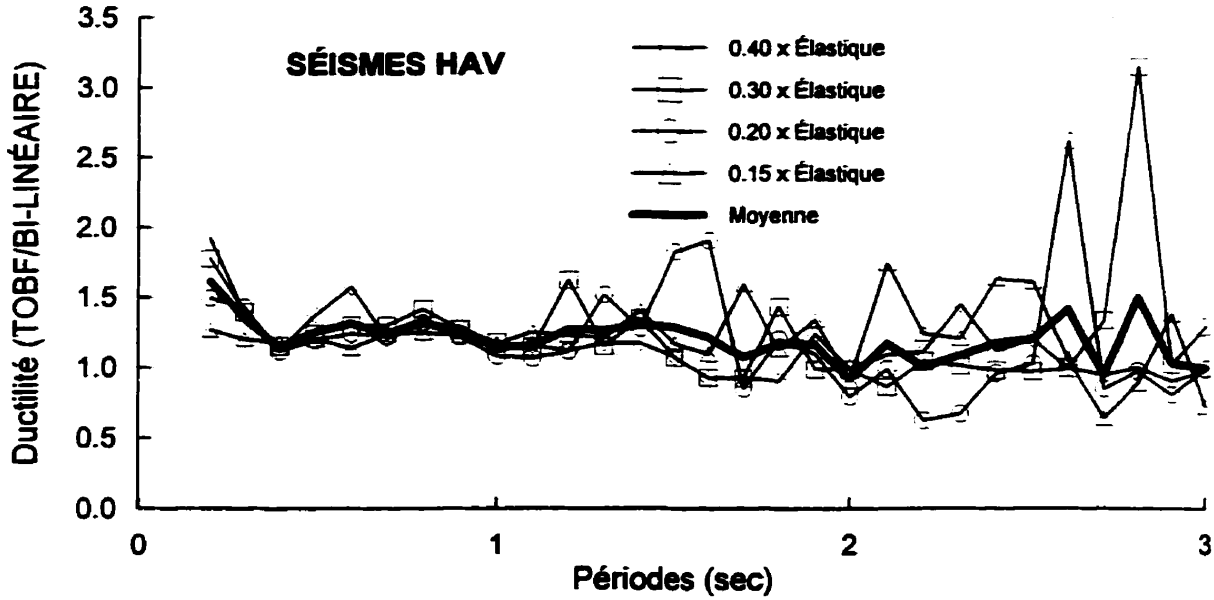


Figure 4.4 Ratio des niveaux de ductilité pour tous les bâtiments (séismes HAV)

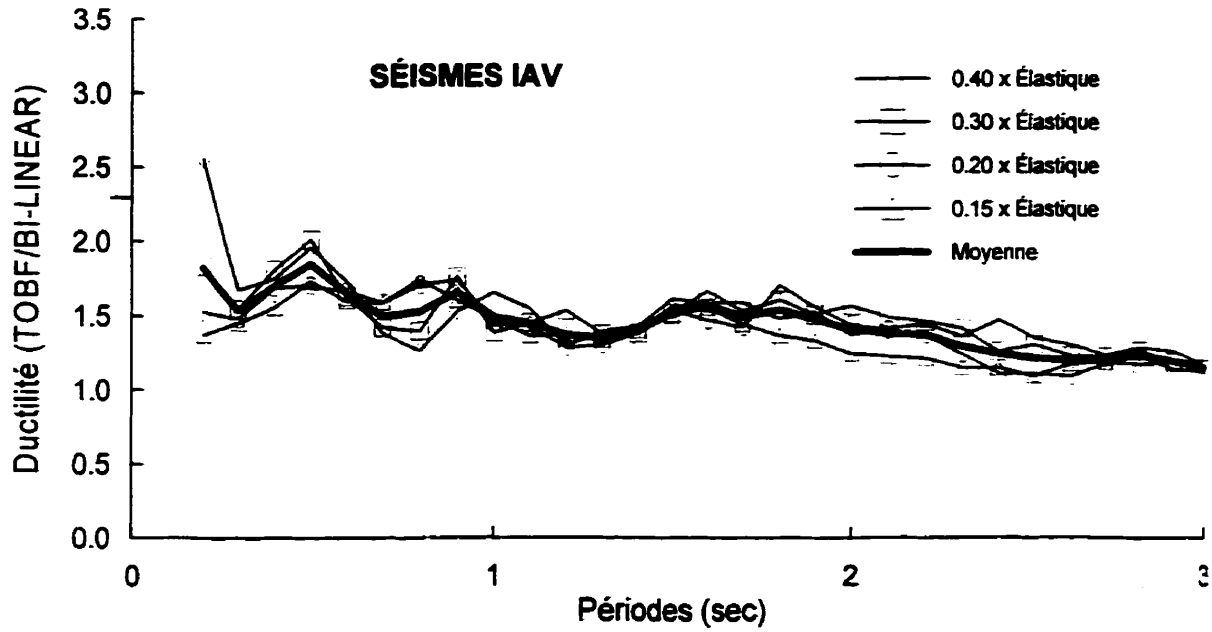


Figure 4.5 Ratio des niveaux de ductilité pour tous les bâtiments (séismes IAV)

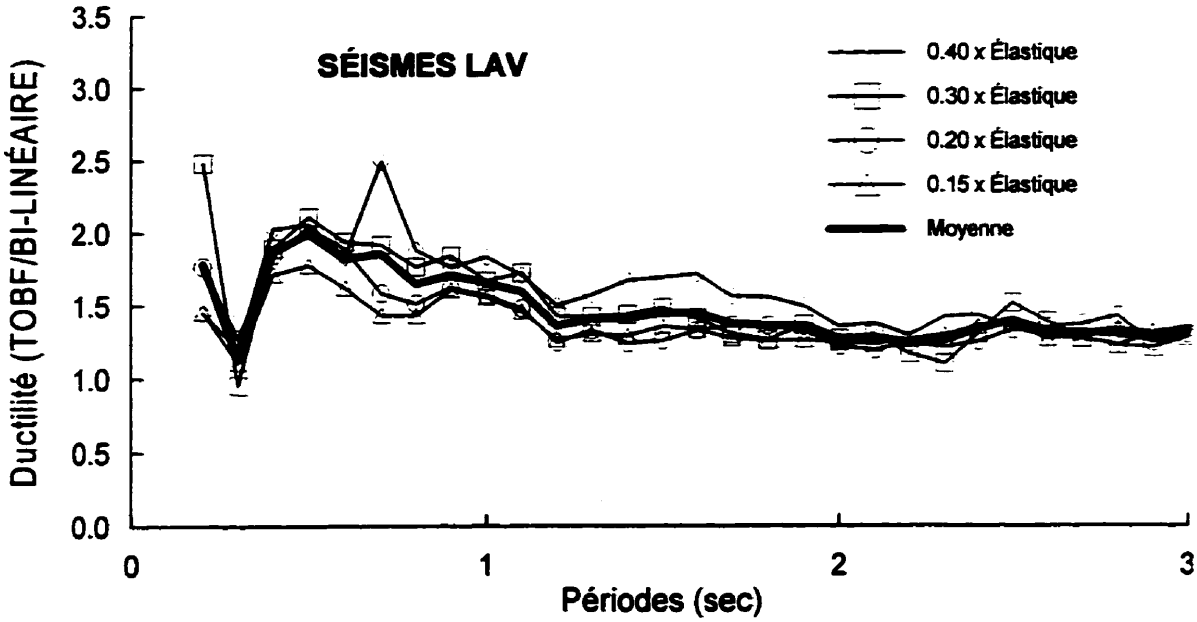


Figure 4.6 Ratio des niveaux de ductilité pour tous les bâtiments (séismes LAV)

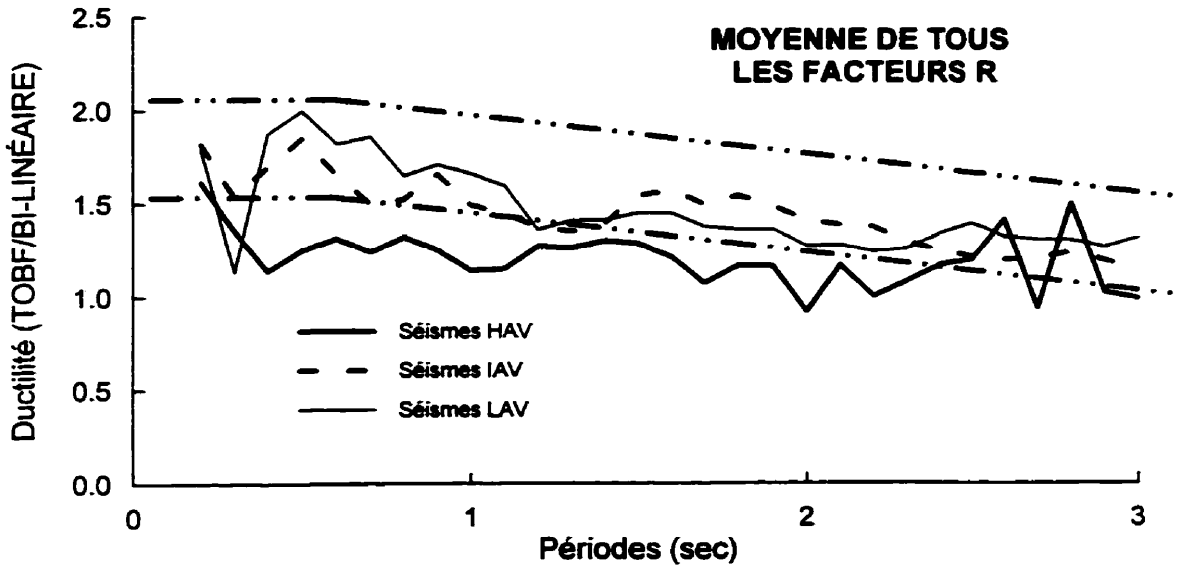


Figure 4.7 Niveaux de ductilité moyens pour tous les bâtiments.

4.2.4 Conclusions

On constate que le ratio des niveaux de ductilité et, par le fait même, des déplacements des systèmes TOCBF sur ceux des systèmes bilinéaires, sont toujours supérieurs à 1. Ce ratio ne dépend pas de la résistance du système.

Les résultats de la figure 4.7, donnent les valeurs moyennes du ratio de la ductilité anticipée dans les systèmes TOCBF sur celui des systèmes bilinéaires. Ces valeurs sont semblables pour les trois groupes de séismes, sauf pour les séismes HAV, et pour les bâtiments à faibles périodes.

D'après cette figure, il est possible d'établir des valeurs moyennes et maximales. Ces valeurs indiquent que la ductilité des diagonales travaillant en tension seulement est 1.5 à 2 fois supérieure à celle obtenue d'un système bilinéaire équivalent, quel que soit le niveau de résistance du système. Pour les bâtiments dont les périodes se situent entre 0.5 sec et 3 sec, on peut appliquer l'interpolation linéaire tel qu'indiqué dans le tableau 4.5 :

Tableau 4.5 Facteur d'amplification maximal et moyen selon les périodes

Périodes	maximal	moyen
$T < 0.5$ sec	2	1.5
0.5 sec $< T <$ 3 sec	$0.2(T-3) + 1.5$	$0.2(T-3) + 1.25$
$T = 3$ sec	1.5	1.25

4.3 BÂTIMENTS MULTI-ÉTAGÉS

4.3.1 Description et conception

La deuxième partie des analyses porte sur des bâtiments multi-étagés de 2, 4, 6 et 8 étages dont les principales caractéristiques sont détaillées au chapitre 3. Pour cette étude du comportement des contreventements travaillant en tension seulement, on a retenu seulement les bâtiments localisés à Vancouver en Colombie-Britannique (Z_a=Z_v=4) ainsi que quatre des dix séismes représentatifs de la côte ouest du Canada.

Le CNBC classifie les contreventements avec diagonales travaillant en tension seulement comme un système avec ductilité nominale et leur attribue un coefficient de modification des charges sismiques, R, égal à R=2.0. Dans cette étude, on utilise trois valeurs de R, soit : R=2.0, 3.0 et 4.0, afin d'évaluer aussi l'influence de la résistance sur le comportement de ce type de contreventement.

Le calcul par capacité s'impose, afin de forcer les déformations inélastiques dans les diagonales tendues seulement. Le choix des sections de diagonales se fait en évaluant l'aire nécessaire ($Ag = \frac{T_f}{\phi Fy}$) pour résister à la traction imposée, à chacun des niveaux. Les sections de diagonales sont constituées de plaques d'acier de type 300W.

Tout comme pour les systèmes à un seul degré de liberté, le comportement des bâtiments multi-étagés munis de diagonales élancées travaillant en tension seulement est comparé à celui d'un système bilinéaire. Dans ces systèmes bilinéaires, on ne considère que la moitié de l'aire requise pour les sections de diagonales des TOCBF, de façon à développer la même rigidité et la même résistance au niveau considéré.

Comparativement aux systèmes à un seul degré de liberté, l'ajout d'une rigidité additionnelle n'est pas nécessaire, puisque tous les éléments entourant le système de résistance aux charges latérales, ont été inclus dans le modèle.

Le tableau 4.6 présente les périodes fondamentales ainsi que la valeur du cisaillement à la base pour tous les bâtiments étudiés. La force concentrée que l'on applique au dernier étage, afin de prendre en compte la contribution des modes supérieurs, est nulle pour les bâtiments de 2 et 4 étages et correspond respectivement à 5.2% et 6.9% du cisaillement à la base pour les bâtiments de 6 et 8 étages. Dans ce tableau, l'aire de plancher (900 m^2 et 1500 m^2) est utilisée pour distinguer les bâtiments de dimensions différentes.

Tableau 4.6 Période fondamentale (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements travaillant en tension seulement.

Nombre d'étages	Vancouver		
Dimension	R = 2.0	R = 3.0	R = 4.0
2 - (900 m^2)	0.63 / 506	0.76 / 337	0.88 / 253
4 - (900 m^2)	1.04 / 852	1.24 / 568	1.42 / 426
6 - (900 m^2)	1.43 / 1109	1.72 / 740	1.95 / 554
8 - (900 m^2)	1.85 / 1310	2.22 / 873	2.51 / 655
2 - (1500 m^2)	0.64 / 804	0.76 / 536	0.88 / 402
4 - (1500 m^2)	1.05 / 1357	1.26 / 905	1.45 / 678
6 - (1500 m^2)	1.45 / 1766	1.81 / 1177	2.00 / 883
8 - (1500 m^2)	1.92 / 2086	2.26 / 1391	2.58 / 1043

4.3.2 Sélection des séismes

Les bâtiments ont été sollicités par quatre des dix historiques de déplacements décrits dans le tableau 4.7, afin d'obtenir un échantillonnage représentatif quoique restreint. Deux de ces accélérogrammes (Imperial Valley, Ca. et East Coast of Honshu, Jp.) correspondent aux séismes les plus critiques provenant des groupes IAV et LAV qui ont été décrits dans la section 4.2 sur les analyses des systèmes à un seul degré de liberté.

Tableau 4.7 Description des séismes sélectionnés lors des analyses dynamiques

Événement	Station	Comp.	PHA (g)	PHV (m/s)
1940 Imperial Valley, Ca	El Centro, Ca	S00E	0.348	0.334
1971 San Fernando, CA	Hollywood Storage, L.A.	N90E	0.211	0.211
1971 San Fernando, Ca	2500 Wilshire Blvd, L.A.	N61W	0.101	0.193
1973 East coast of Honshu	Kushiro Central Wharf, Jp.	N00E	0.205	0.275

Les accélérations spectrales pour les quatre séismes normalisés (moyenne plus un écart type) ainsi que le spectre recommandé par le CNBC 1995 pour la région de Vancouver sont illustrés à la figure 4.8.

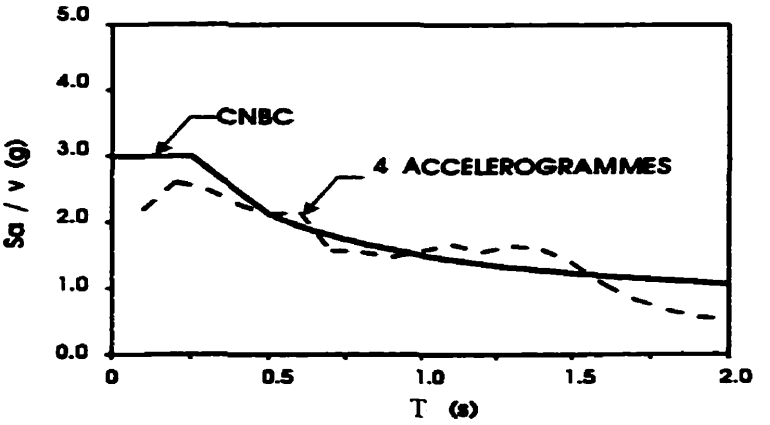


Figure 4.8 Accélérations spectrales des séismes normalisés

4.3.3 Résultats

Les résultats sont exprimés en fonction du niveau de ductilité dans les diagonales où δ_y correspond à l'allongement des diagonales lorsque la limite élastique est atteinte :

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \tag{4.3}$$

Ce niveau de ductilité, permet également d'évaluer les déplacements inter-étages du bâtiment. En effet, à partir de la géométrie du contreventement et de la limite élastique de l'acier, on peut évaluer la déformation (équation 4.4) ainsi que l'allongement maximal élastique des diagonales (équation 4.5) et finalement, le déplacement inter-étage, Δ (équation 4.6). Pour un contreventement concentrique en X, une ductilité unitaire correspond à des déplacements inter-étages de 0.375% de la hauteur de l'étage, tel qu'illustré à la figure 4.9.

$$\varepsilon_y = \frac{Fy}{E} = \frac{300\,MPa}{200000\,MPa} = 0.0015 \tag{4.4}$$

$$\delta_y = \varepsilon_y l_b = 0.0015x8500mm = 12.75 \tag{4.5}$$

$$\Delta = \frac{\delta}{\cos\theta} \text{ donc : } \Delta = \frac{\mu\delta_y}{\cos\theta} = 0.375\mu \tag{4.6}$$

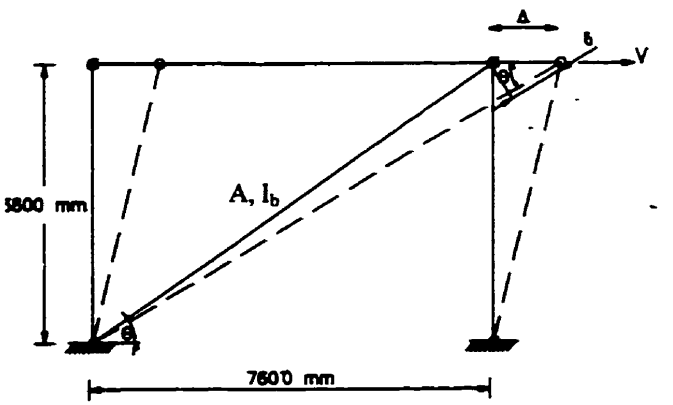


Figure 4.9 Contreventement typique étudié

Les résultats présentés correspondent à la moyenne plus un écart type de la ductilité maximale développée dans les diagonales sous les quatre séismes de calcul. La figure 4.10 présente les résultats pour tous les bâtiments selon les différentes hauteurs, les différents facteurs de modification des charges, les deux dimensions en plan et finalement, pour les deux modèles hystérétiques.

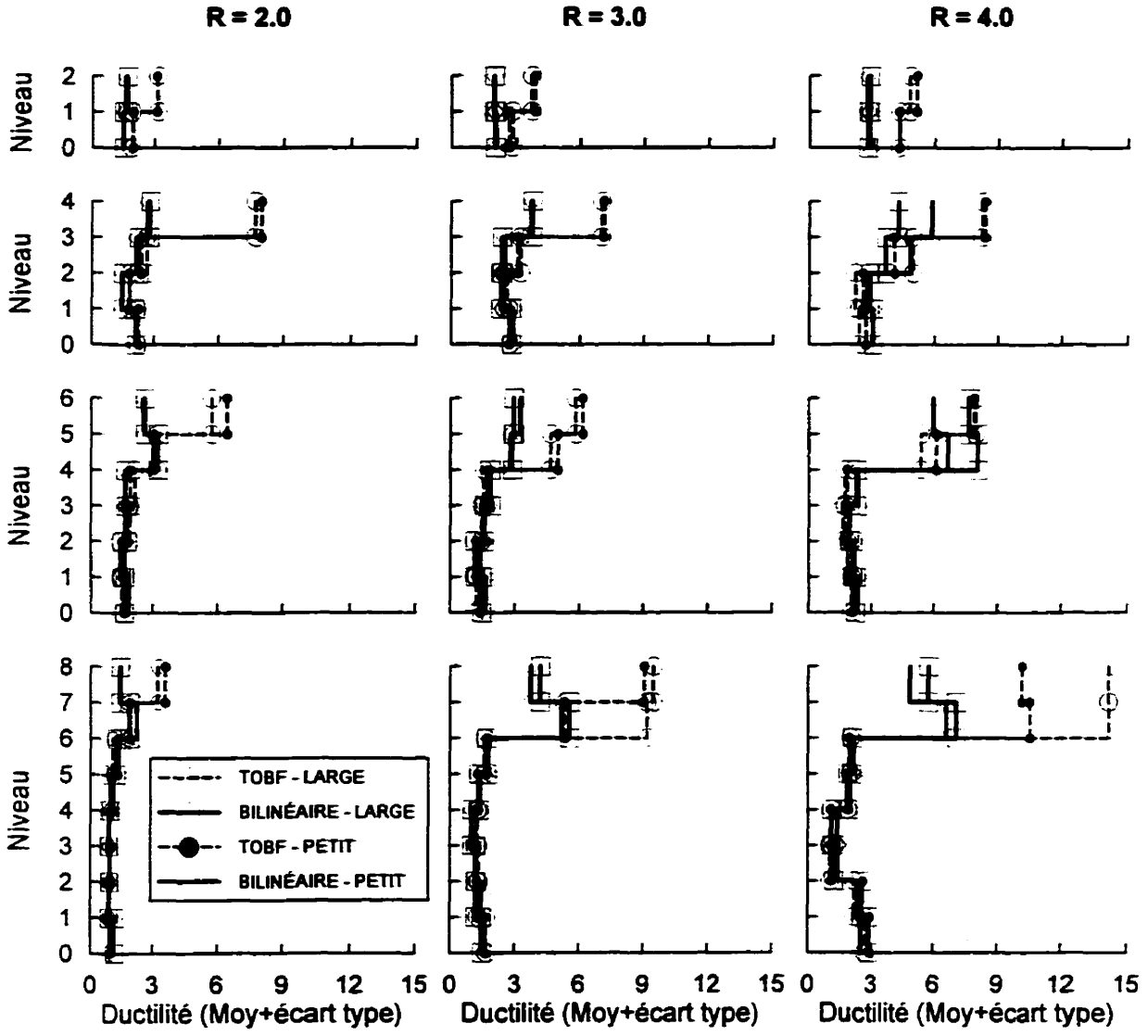


Figure 4.10 Niveaux de ductilité pour les bâtiments multi-étagés

Tout d'abord, on observe que la dimension en plan du bâtiment a peu d'influence sur les résultats. Pour les systèmes à un seul degré de liberté (TOCBF), on observe un niveau de ductilité plus important pour les bâtiments dimensionnés avec des charges sismiques moins importantes.

Dans l'ensemble, les bâtiments multi-étagés développent une ductilité non-uniforme sur la hauteur et la concentration maximale est localisée au dernier étage. Cette concentration aux étages supérieurs provient de l'influence des modes supérieurs de vibration (Annexe E). On observe des déplacements inter-étages excessifs de l'ordre de 3.5% à 5% au niveau des étages supérieurs pour les bâtiments dimensionnés avec un coefficient de réduction des charges de 3.0 et 4.0, ainsi que pour les bâtiments de 4 étages dont R=2.0. Dans certains cas, il y a eu plastification au niveau des colonnes et la formation d'étages souples.

Pour l'ensemble des résultats, la ductilité est plus importante pour les systèmes TOCBF que pour les systèmes bilinéaires surtout dans les étages supérieurs. On observe aux derniers étages des TOCBF, des déformations inélastiques 2.2 fois plus importantes que celles obtenues pour les systèmes bilinéaires.

4.3.4 Conclusions pour les bâtiments multi-étagés

Les résultats obtenus confirment que les TOCBF ne seraient pas appropriés pour les bâtiments de plus de 4 étages même lorsqu'ils sont dimensionnés avec un coefficient de réduction des charges de 2.0.

Les colonnes réparties sur deux niveaux, ne s'avèrent pas assez fortes et assez rigides pour redistribuer verticalement la demande inélastique. Les systèmes TOCBF possèdent donc une faible capacité de distribuer l'énergie sismique dans les bâtiments de plus de 2 étages et devraient être utilisés conjointement avec d'autres systèmes de résistance aux charges latérales afin d'obtenir une meilleure performance.

CHAPITRE 5

INFLUENCE DU SURDIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES DANS LES CONTREVENTEMENTS TRAVAILLANT EN TENSION-SEULEMENT

5.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but de déterminer les efforts maximaux développés lors d'un séisme dans les contreventements, afin de déterminer une limite supérieure pour les efforts de calcul à utiliser pour les assemblages et les poteaux des contreventements avec barres élancées, tout en tenant compte de l'influence du surdimensionnement des sections de diagonales.

L'étude porte sur des bâtiments multi-étagés dont les contreventements sont faits de diagonales élancées. Dans les analyses, on considère quatre niveaux de charges séismiques afin d'évaluer l'influence du surdimensionnement des diagonales. On examine d'abord le comportement de bâtiments dimensionnés selon le CNBC avec un coefficient de R=2.0. Puis on étudie des bâtiments dimensionnés avec R=1.5, R=1.0 et R=0.5, ce qui correspond respectivement à des sections de diagonales 1.33, 2 et 4 fois plus grosses que celles requises par le code.

5.2 DESCRIPTION DES BÂTIMENTS MULTI-ÉTAGÉS

L'influence de quatre paramètres fut examinée lors de la conception, soit :

- Deux dimensions en plan (petit 38.5m x 23.3m et large 38.5m x 38.5m)
- Quatre niveaux de charges séismiques (R=2.0, R=1.5, R=1.0 et R=0.5)
- Quatre hauteurs (2, 4, 6 et 8 étages)
- Deux sites : Vancouver et Montréal

Pour les bâtiments localisés à Vancouver on a considéré plus de paramètres : deux dimensions en plan, quatre hauteurs de bâtiments (2, 4, 6 et 8 étages) et quatre niveaux de charges sismiques (R=2.0, R=1.5, R=1.0 et R=0.5). Ces quatre niveaux de charges sismiques correspondent respectivement à des sections de diagonales de grosseurs : 1.0Ag, 1.33Ag, 2.0Ag et finalement 4.0Ag. L'effet du site n'a été pris en compte que pour certains bâtiments.

Pour les bâtiments localisés à Montréal, seuls les bâtiments de petites dimensions et ayant 2, 4 et 8 étages ont été étudiés. Les bâtiments larges, et ceux localisés à Montréal, ont été dimensionnés avec un coefficient de réduction des charges équivalent à R=2.0 et à R=0.5.

Pour tous les bâtiments, dont la période fondamentale calculée excède celle obtenue de l'équation 2.3, on peut réduire jusqu'à 20% la valeur du coefficient de réponse sismique, lors de la conception. Le tableau 5.1 présente les valeurs des périodes fondamentales obtenues à l'aide de l'équation proposée par le code.

Tableau 5.1 Périodes fondamentales proposées par l'équation du CNBC

Étages	Période T (sec)
2	0.248 sec
4	0.496 sec
6	0.744 sec
8	0.992 sec

Les poteaux des contreventements ont été calculés en supposant que toutes les diagonales plastifient en traction simultanément, peu importe la valeur du coefficient R. Les différentes sections choisies sont données en annexe B.

Le tableau 5.2 présente la période fondamentale calculée ainsi que l'effort tranchant à la base, V, des bâtiments étudiés. Pour les bâtiments de faible hauteur, la contribution des modes supérieurs est négligeable, la force concentrée au sommet (F_t) est nulle. Par contre, pour les bâtiments de 6 et de 8 étages, cette valeur correspond respectivement à 5.2% et 6.9% de la valeur de l'effort tranchant à la base (V).

Tableau 5.2 Périodes fondamentales (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements travaillant en tension seulement.

Bâtiments	Vancouver				Montréal	
Étages	1.0Ag	1.33Ag	2.0Ag	4.0Ag	1.0Ag	4.0Ag
2 -(900 m^2)	0.63 / 506	0.55 / 674	0.45 / 1010	0.30 / 2310	0.7 /338	0.40/1350
4 -(900 m^2)	1.04 / 852	0.90 / 1140	0.74 / 1750	0.50 / 4090	1.47/404	0.77/1620
6 -(900 m^2)	1.43 / 1110	1.25 / 1480	1.03 / 2330	0.60 / 5480	-	-
8 -(900 m^2)	1.85 / 1310	1.65 / 1750	1.33 / 2790	0.89 / 6640	2.60/609	1.41/2560
2 -(1500 m^2)	0.64 / 804	-	-	-	-	-
4 -(1500 m^2)	1.05 / 1360	-	-	0.50 / 6520	-	-
6 -(1500 m^2)	1.45 / 1770	-	-	-	-	-
8 -(1500 m^2)	1.92 / 2090	-	-	0.92/10400	-	-

5.3 RÉSULTATS

L'objectif est de déterminer les forces maximales qui peuvent se développer dans les connections, les poutres et les colonnes des contreventements. Pour ce faire, on examine deux paramètres obtenus des analyses sur les bâtiments : la ductilité maximale dans les diagonales et les forces axiales maximales dans les colonnes.

Comme on le montre à la figure 5.1, les efforts dans les assemblages des diagonales et dans les poutres peuvent être associés à la ductilité dans les diagonales : μ. Celle-ci est égale au rapport des déformations inélastiques maximales, δ_{max} sur la déformation δ_y. Une ductilité égale ou supérieure à 1.0 indique que les diagonales ont plastifié et que les connections et les poutres subissent des efforts équivalents à la force de plastification des diagonales, AgFy. Par contre, si la demande en ductilité est inférieure à 1, l'effort dans les diagonales correspond à une fraction de la résistance ultime des diagonales en tension : μ (AgFy).

Pour les poteaux, on a retenu l'effort maximum de compression enregistré à chaque niveau, $(C_{dyn})_i$ auquel on a soustrait l'effort dû aux charges de gravité, $(C_w)_i$. L'effort net ainsi obtenu correspond à la contribution des diagonales seulement $\sum_{j=1}^{n}(T_j \sin\theta_j)$. Cet effort net a ensuite été normalisé par rapport à l'effort obtenu en supposant que toutes les diagonales plastifient simultanément (figure 5.1). Une valeur de 100% ou de 1 indique que toutes les diagonales situées au-dessus du niveau étudié ont plastifié en même temps lors d'un séisme.

Ductilité :

Diagonales : $T_i = (AgFy)_i$ si $\mu \geq 1$

$= (\mu AgFy)_i$ si $\mu < 1$

Assemblages des diagonales : T_i

Efforts normalisés dans les colonnes :

$$C_i(\%) = \frac{(C_{dyn})_i - (C_w)_i}{\sum_{j=1}^{n}(AgFy \sin\theta)_j} x100$$

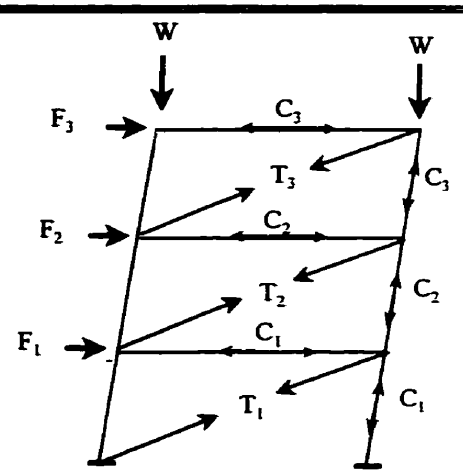


Figure 5.1 Interprétation des résultats

5.3.1 Influence de la dimension en plan du bâtiment

Les figures 5.2 et 5.3 comparent la ductilité développée dans les deux dimensions en plan, pour des diagonales typiques (1.0 Ag) et des diagonales quatre fois plus grosses (4.0 Ag). On constate que les résultats sont très similaires pour les deux dimensions en plan, quelle que soit la hauteur et le niveau de surdimensionnement des diagonales utilisées. On observe également des résultats comparables pour les efforts normalisés dans les poteaux. On peut donc dire que l'effet de la taille du bâtiment est négligeable. Par conséquent, seulement les bâtiments de petite dimension seront analysés dans les sections suivantes étant donné que ce paramètre a peu d'influence.

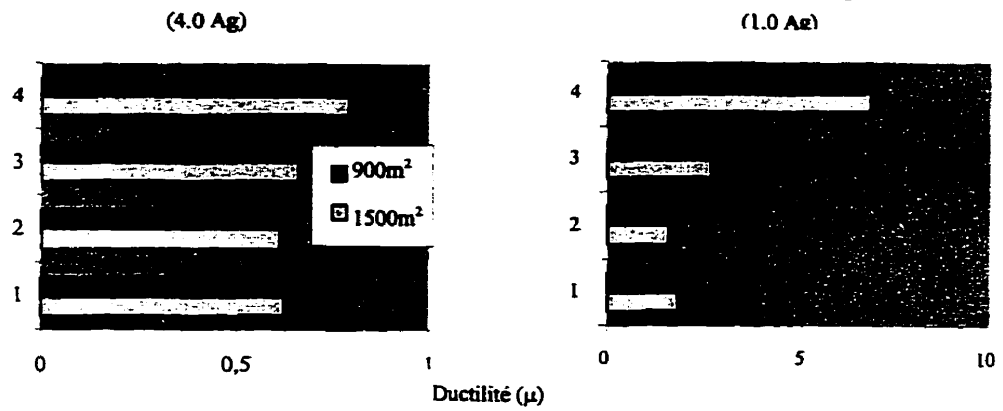


Figure 5.2 Ductilité dans les diagonales (bâtiment 4 étages Vancouver)

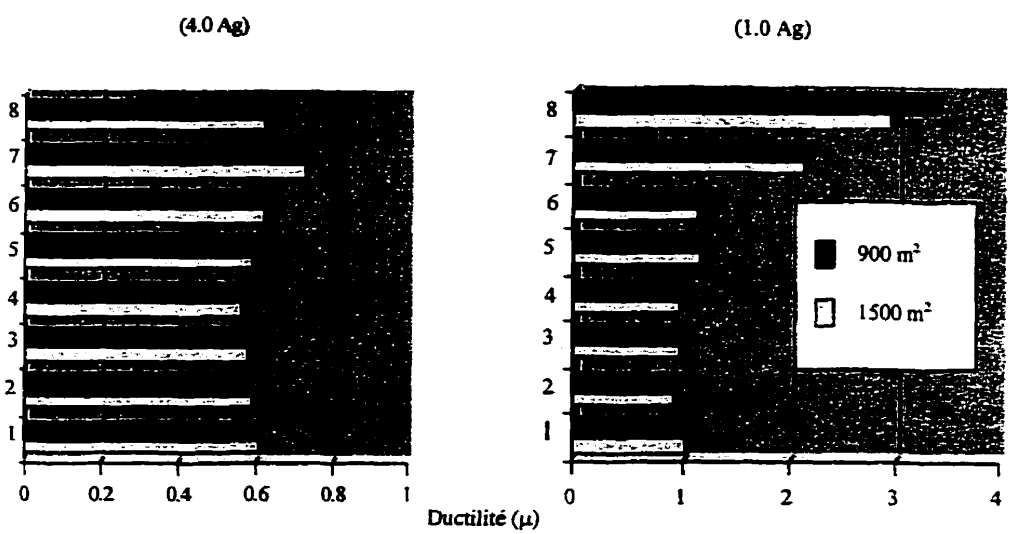


Figure 5.3 Ductilité dans les diagonales (bâtiment 8 étages Vancouver)

5.3.2 Influence du surdimensionnement des diagonales et de la hauteur des bâtiments

Les résultats pour les bâtiments de toutes les hauteurs (2, 4, 6 et 8 étages) et localisés à Vancouver sont présentés dans les figures 5.4 à 5.11. Les graphiques de gauche donnent la ductilité maximale dans les diagonales à chacun des étages, pour les quatre niveaux de surdimensionnement des diagonales. Les graphiques de droite donnent l'effort axial normalisé dans les poteaux, décrits précédemment.

Dans les figures 5.4 et 5.5, la ductilité dans les diagonales des bâtiments de deux étages est supérieure à 1.0 lorsqu'on utilise des sections typiques et deux fois plus grosses : 1.0Ag et 2.0Ag. Par contre pour les sections quatre fois plus grosses (4.0Ag) elles atteignent une ductilité maximale de 0.63.

De même, on constate que les efforts normalisés (valeur maximale de 61%) dans les poteaux des bâtiments de 2 étages, sont inférieurs à l'unité seulement lorsqu'on utilise des sections de diagonales 4 fois plus grosses que celles spécifiées par le code. Les efforts perçus à chacun des étages sont similaires, puisque dans les bâtiments peu élevé, le premier mode de vibration gouverne et la probabilité que les diagonales plastifient simultanément lors d'un séisme augmente lorsqu'il y a moins de diagonales.

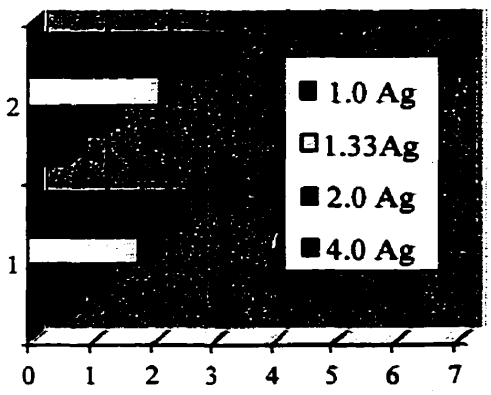


Figure 5.4 Ductilité diagonales

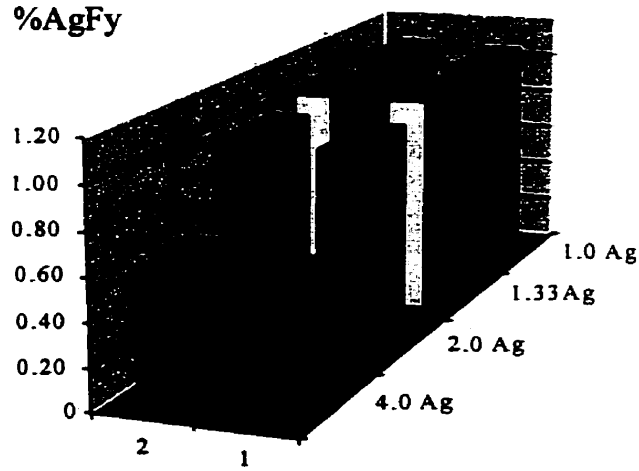


Figure 5.5 Efforts normalisés dans les poteaux

Les figures 5.6 à 5.9 présentent les résultats pour les bâtiments de 4 et de 6 étages. La ductilité est supérieure à 1.0 pour toutes les grosseurs de diagonales utilisées sauf celles quatre fois plus grosses où elle atteint un maximum de 0.77 et 0.78 pour les bâtiments de 4 et 6 étages respectivement. On constate une concentration des déformations inélastiques et des efforts plus élevés dans les poteaux des étages supérieurs du bâtiment. Les efforts normalisés dans les poteaux atteignent des valeurs maximales de 76% et 74% pour les bâtiments de 4 et 6 étages et on observe une faible dégradation des efforts normalisés dans les poteaux à mesure que l'on descend vers les étages du bas.

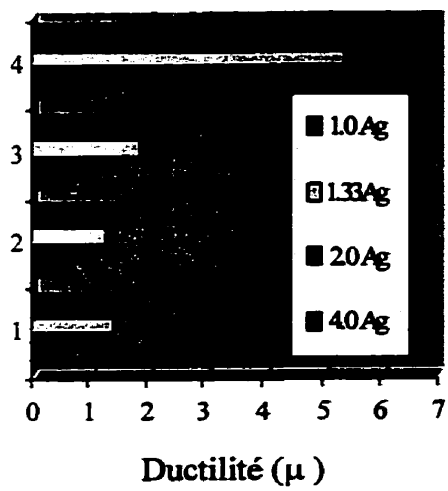


Figure 5.6 Ductilité diagonales

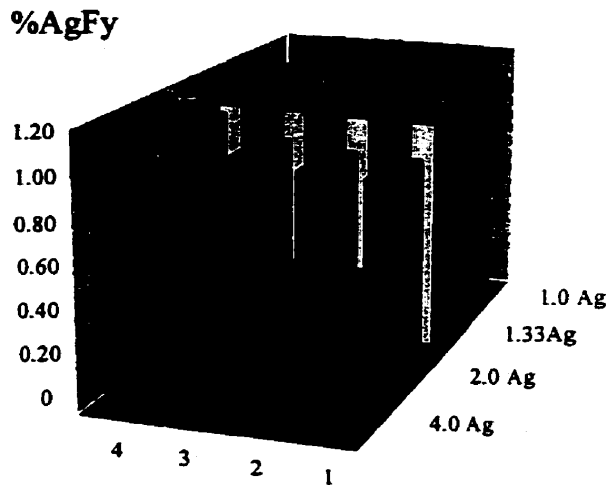


Figure 5.7 Efforts normalisés dans les poteaux

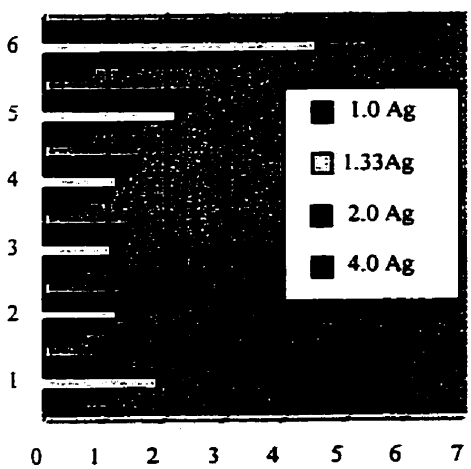


Figure 5.8 Ductilité diagonales

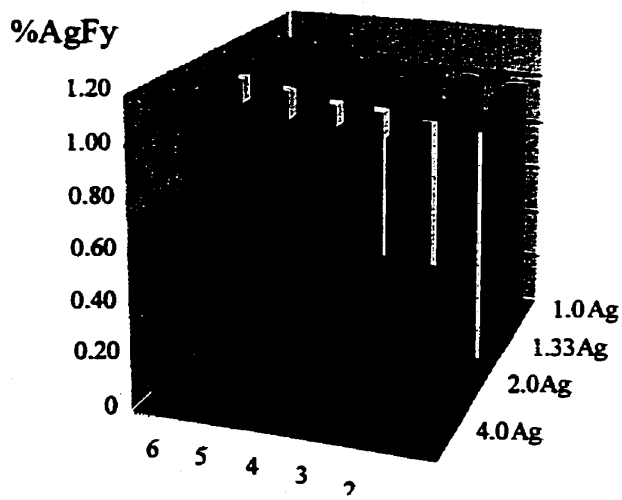
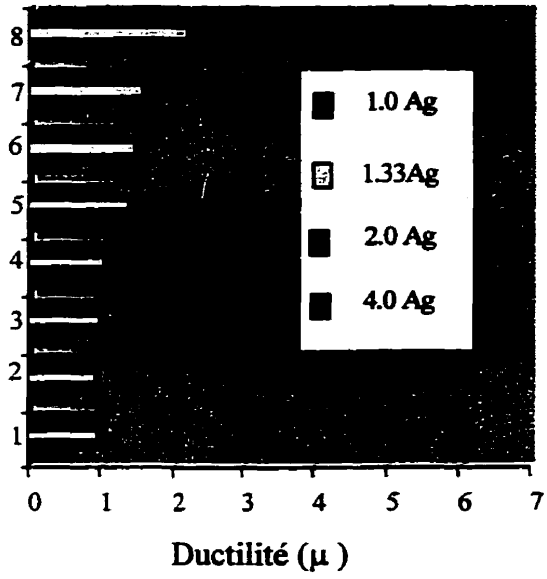


Figure 5.9 Efforts normalisés dans les poteaux

Les figures 5.10 et 5.11 présentent les résultats des bâtiments de 8 étages. Seules les diagonales quatre fois plus grosses développent une ductilité inférieure à 1.0, la valeur maximale est de 0.72.

Les efforts normalisés maximums dans les poteaux sont concentrés aux derniers étages et atteignent une valeur maximale de 64%. La diminution des efforts est beaucoup plus marquée lorsqu'on descend vers les étages du bas. Ce phénomène s'explique par le fait que pour les bâtiments très élevés, la probabilité que toutes les diagonales plastifient simultanément à tous les niveaux, diminue.



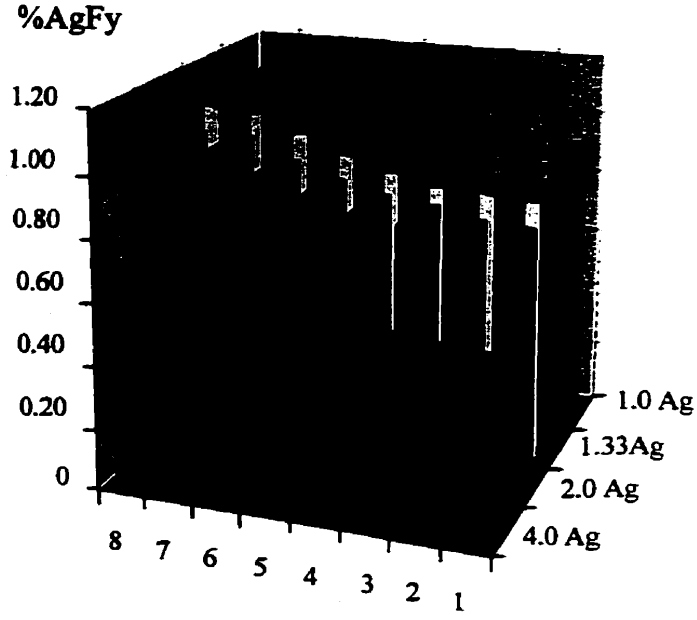


Figure 5.10 Ductilité diagonales **Figure 5.11 Efforts normalisés dans les poteaux**

De façon générale, la ductilité est plus faible lorsque le coefficient de modification des charges, R diminue ce qui correspond à des sections de diagonales surdimensionnées. Cette ductilité est concentrée dans les étages supérieurs pour tous les bâtiments. Les diagonales plastifient à tous les niveaux lorsque les sections de diagonales sont de : 1.0Ag, 1.33Ag et 2.0Ag.

Pour les bâtiments dimensionnés avec des diagonales quatre fois plus grosses que celles spécifiées par le code, la demande en ductilité est inférieure à 1 quelle que soit la hauteur des bâtiments. La valeur maximale observée pour tous les bâtiments larges situés à Vancouver est de 0.78.

De façon générale, les efforts normalisés dans les poteaux sont plus importants lorsque les sections de diagonales utilisées sont plus petites, ce qui correspond à des charges sismiques moindres. Ce résultat était prévisible puisque la demande en ductilité dans les diagonales était beaucoup plus prononcée pour les bâtiments dimensionnés selon les forces sismiques réduites (R=2.0). Ce qui contribue à augmenter la probabilité que toutes les diagonales plastifient en même temps.

Au niveau des efforts normalisés dans les colonnes, d'après les résultats pour des diagonales typiques (R=2.0) ainsi que 1.33 (R=1.5) et 2 fois plus grosses (R=1.0), les efforts normalisés excèdent 80% des efforts cumulés en assumant que toutes les diagonales ont plastifié simultanément lors d'un séisme. Cette limite est de 90% des efforts cumulés lorsqu'on exclut les résultats des quatre étages inférieurs dans le cas du bâtiment de 8 étages.

On constate également des efforts normalisés dans les poteaux plus importants pour les bâtiments de faible hauteur ainsi que dans les étages du haut pour les bâtiments plus élevés.

5.3.3 Influence du site : Vancouver et Montréal

Dans cette section, on compare le comportement des bâtiments pour les deux sites étudiés (Vancouver et Montréal) et pour des diagonales de section 1.0 Ag et 4.0 Ag. Les figures 5.12 à 5.17 présentent la ductilité dans les diagonales et les efforts normalisés dans les poteaux pour les bâtiments de petite dimension de 2, 4 et 8 étages.

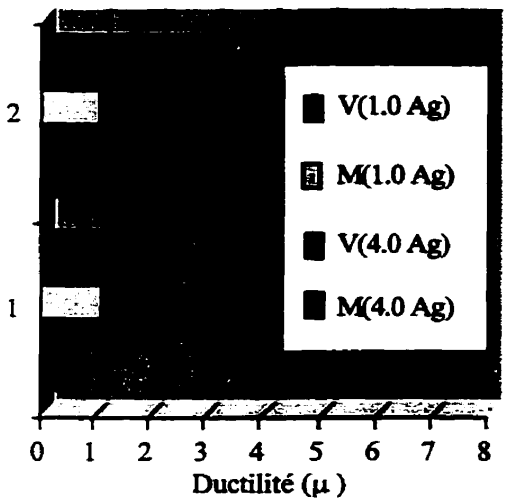


Figure 5.12 Ductilité diagonales

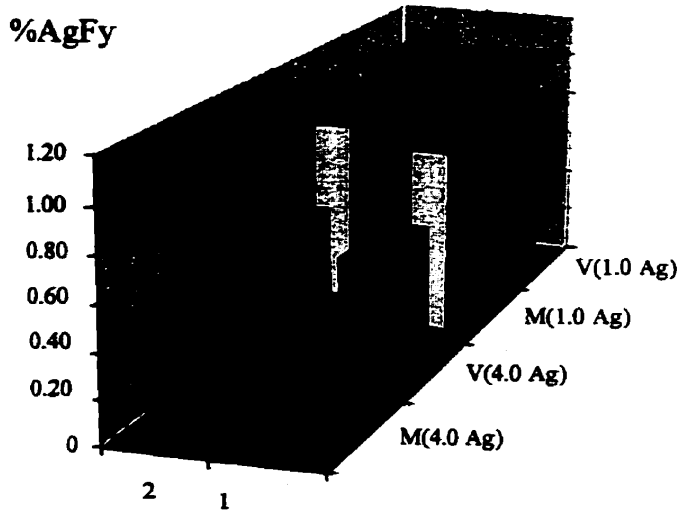


Figure 5.13 Efforts normalisés dans les poteaux

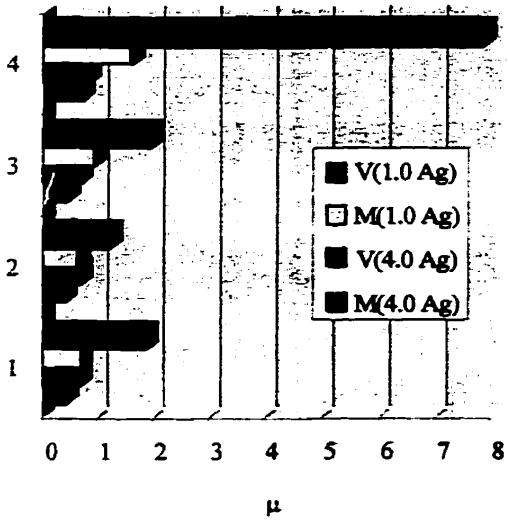


Figure 5.14 Ductilité diagonales

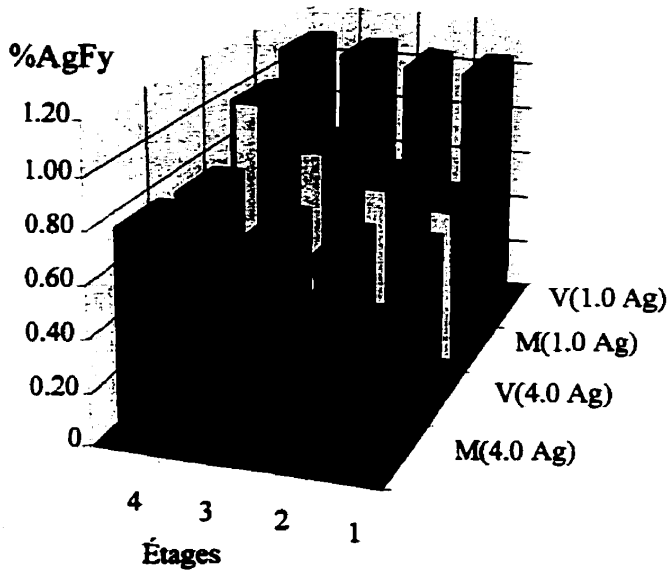
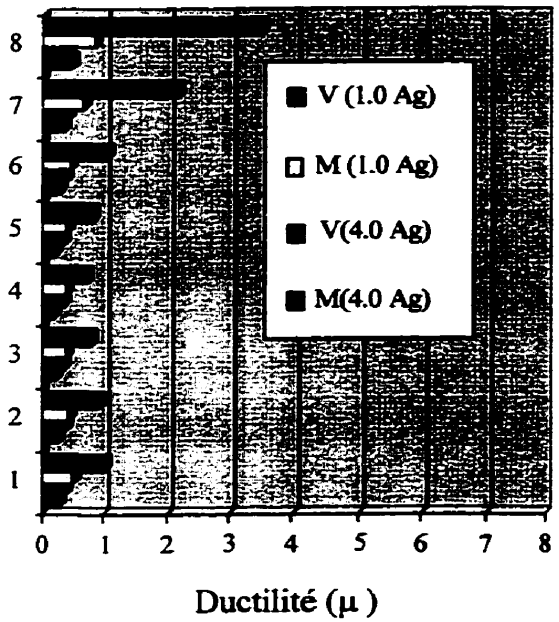


Figure 5.15 Efforts normalisés dans les poteaux



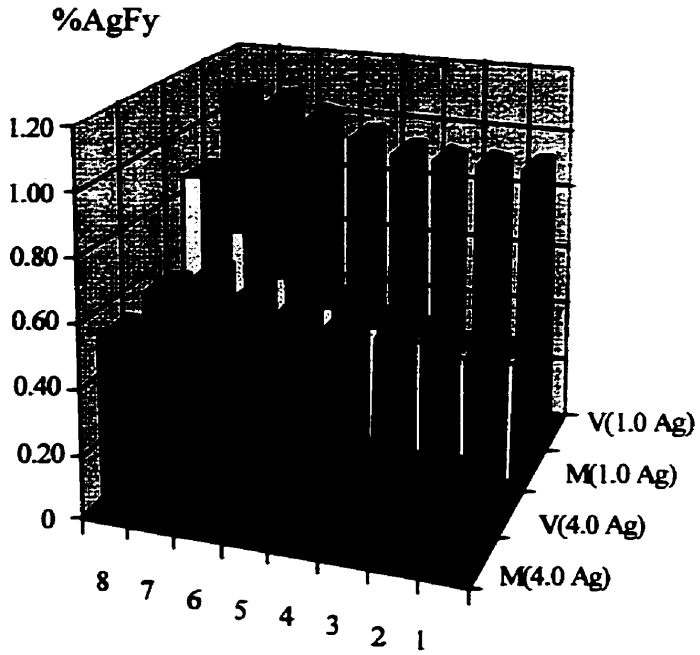


Figure 5.16 Ductilité diagonales **Figure 5.17 Efforts normalisés dans les poteaux**

De façon générale, la ductilité maximale ainsi que les efforts normalisés dans les colonnes sont plus importants pour la région de Vancouver, plus particulièrement pour les bâtiments dont les sections de diagonales sont de 1.0Ag (R=2.0). Pour Montréal, les diagonales plastifient seulement pour les bâtiments de 2 étages et aux étages supérieurs des bâtiments de 4 étages lorsqu'on utilise des diagonales typiques (1.0Ag).

Pour les bâtiments dimensionnés avec des sections de diagonales quatre fois plus grosses (4.0Ag), les résultats obtenus pour Montréal sont encore une fois plus faibles que ceux pour Vancouver mais l'écart entre les deux est beaucoup moins marqué. Pour les bâtiments de 2, 4 et 8 étages la ductilité maximale observée dans les diagonales est de 0.53 (0.63 pour Vancouver), 0.81 (0.78 pour Vancouver) et 0.6 (0.72 pour Vancouver). On obtient des efforts normalisés dans les poteaux de : 52% (61%), 79% (76%) et de 55% (64%) respectivement pour les bâtiments de 2, 4 et 8 étages. Ceci permet de conclure que des forces similaires peuvent se développer aux deux sites lorsque les sections de diagonales sont surdimensionnées.

L'écart marqué entre les efforts perçus à Vancouver et à Montréal provient du fait que les bâtiments situés à Montréal sont plus flexibles. Les charges sismiques du code utilisées lors de la conception sont plus importantes pour Vancouver, les bâtiments sont donc plus rigides et attirent plus d'efforts.

Un autre facteur important vient du fait que le spectre du CNBC 1995 est trop conservateur pour les bâtiments situés à Montréal et dont la période fondamentale est supérieure à 0.5 sec. En effet, ce spectre ne tient pas compte de la différence qui existe entre l'énergie des séismes de l'est et de l'ouest du Canada. Les séismes de l'est ont leur énergie concentrée dans les hautes fréquences et affectent donc plus sévèrement les bâtiments de faible hauteur, tandis que les séismes de l'ouest ont une période dominante plus longue et sont plus sévères pour les bâtiments plus élevés. Le spectre que l'on projette d'utiliser dans la nouvelle version du CNBC 2000 (CANCEE, 1996) tient compte de ces différences :

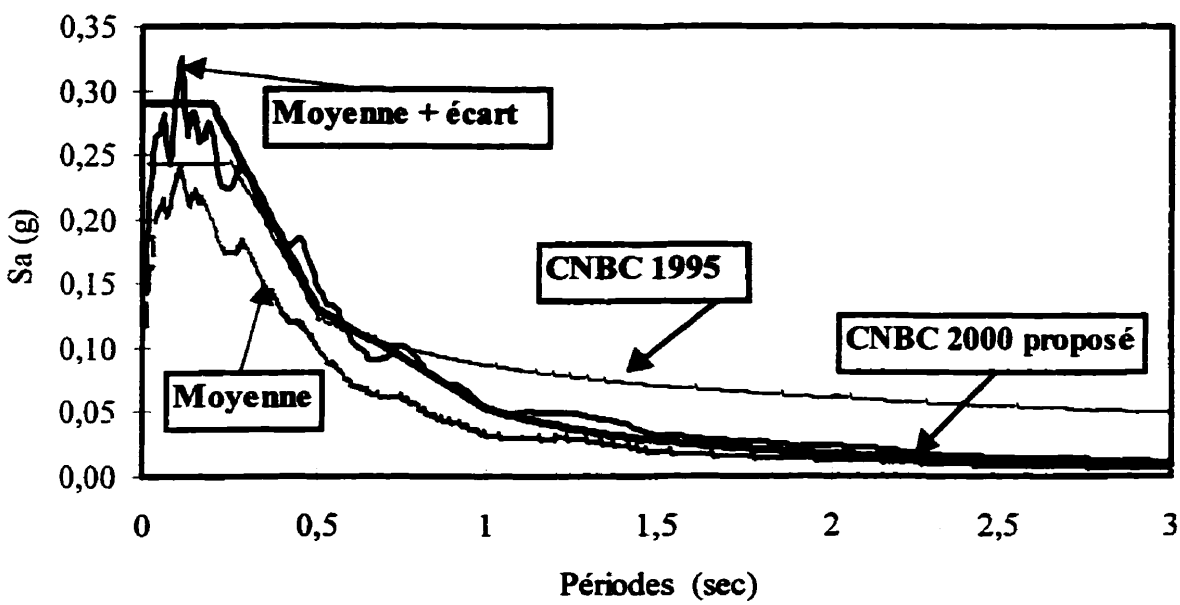


Figure 5.18 Comparaison du spectre CNBC 1995 et du spectre CNBC 2000 proposé pour Montréal

Dans ce spectre proposé pour le CNBC 2000, on y prescrit des charges sismiques beaucoup plus faibles pour les bâtiments flexibles dans l'est du Canada. Le possible changement doit être pris en considération lors de l'interprétation des résultats. On remarque que ce spectre proposé (figure 5.18) épouse plus étroitement les spectres de l'ensemble des séismes retenus pour l'est du Canada. Ce spectre proposé est atténué au niveau des basses fréquences à Montréal et amplifié dans les hautes fréquences.

5.4 LIMITES SUPÉRIEURES POUR LES EFFORTS DE CALCUL

On observe des résultats similaires pour les deux dimensions en plan considérées ; ce paramètre a donc peu d'influence. Les efforts perçus pour la région de Vancouver sont plus importants que ceux observés à Montréal. On doit par contre, tenir compte du fait que ces résultats sont biaisés par le spectre du CNBC 1995, qui est conservateur pour les bâtiments élevés de cette région. On se base donc sur les bâtiments de petites dimensions situés à Vancouver pour établir une limite supérieure pour les efforts de calcul à considérer. Cette limite supérieure, pour le calcul des assemblages des diagonales et pour les poutres, est basée sur la ductilité maximale observée dans les diagonales. Pour les poteaux, elle est basée sur les efforts normalisés.

Les résultats obtenus démontrent que lorsqu'on utilise des sections 4.0Ag, il n'y a plus de plastification dans les diagonales et qu'en considérant les valeurs minimales et maximales obtenues, il est possible d'établir une plage pour la limite. On peut ainsi interpoler entre les diagonales de section 2.0Ag et 4.0Ag afin de trouver le surdimensionnement qui permet aux diagonales de reprendre les efforts tout en demeurant élastiques.

Les valeurs de ductilité minimales et maximales observées correspondent à 0.58 et 0.78 fois les forces développées dans des diagonales 4.0Ag. Ce qui correspond à des

forces 2.3 à 3.1 fois celles obtenues avec des diagonales 1.0Ag. Les efforts normalisés minimums et maximums dans les colonnes des diagonales 4.0Ag sont de 51% à 76%. Ces efforts normalisés correspondent à des efforts 2 à 3 fois plus importants que ceux perçus lorsqu'on utilise des diagonales 1.0Ag.

D'après les conclusions précédentes, des efforts 2 à 3 fois supérieurs à ceux obtenus dans des diagonales 1.0Ag peuvent se produire dans des diagonales surdimensionnées. Cette limite supérieure s'applique lorsque les sections de diagonales utilisées sont supérieures à celles dimensionnées pour un coefficient R=2.0 (1.0Ag).

La zone hachurée sur le spectre du cisaillement à la base (figure 5.19) représente les efforts de calcul à considérer lors du dimensionnement des assemblages des diagonales, des poutres et des poteaux. Le cisaillement à la base pour des diagonales de section typiques (1.0Ag) correspond à 0.3Ve.

$$V_f = \left(\frac{V_e U}{R}\right) = 0.3\text{Ve pour R=2.0} \tag{5.1}$$

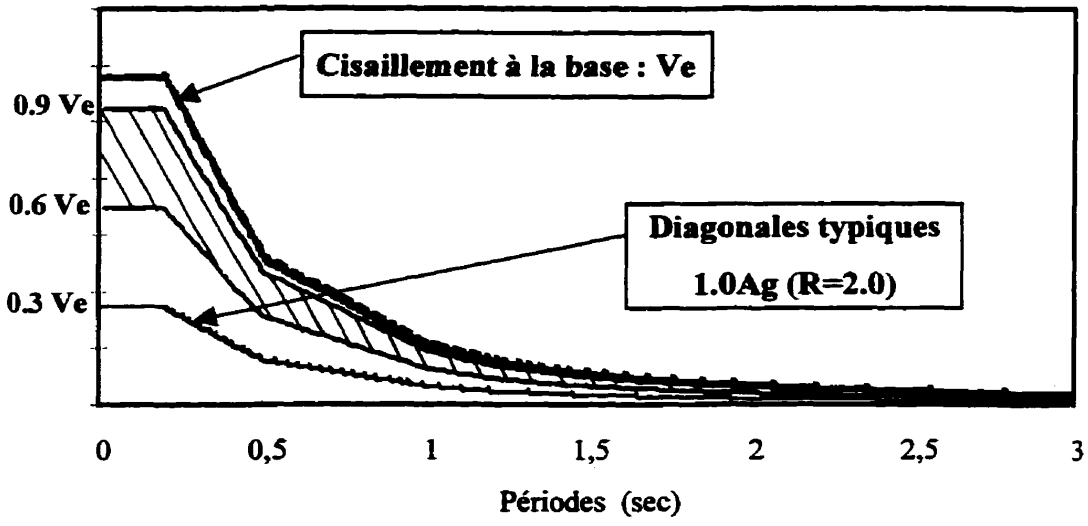


Figure 5.19 Limites acceptables pour le dimensionnement des bâtiments en tenant compte des diagonales surdimensionnées.

5.5 RECOMMANDATIONS

Lors d'un séisme, on s'attend à ce que les diagonales plastifient en tension lorsque les sections de diagonales ne sont pas en mesure de reprendre 2.5 à 3 fois les forces sismiques développées dans des diagonales typiques (R=2.0) conçues selon le code. Dans ce cas, les connections doivent être en mesure de reprendre la résistance ultime des diagonales qui plastifient en tension. Les poutres et les colonnes doivent reprendre les charges de gravité en plus des forces induites par les diagonales, en faisant l'hypothèse qu'elles plastifient simultanément à tous les niveaux lors d'un séisme. Cette hypothèse s'avère très conservatrice au niveau des poteaux des étages inférieurs dans le cas des bâtiments très élevés.

Finalement, on constate que la demande en ductilité pour les bâtiments de 4 et de 6 étages indique clairement une concentration de déformations inélastiques au niveau des étages supérieurs pour les diagonales typiques (R=2.0) et pour les diagonales 1.33 fois plus grosses (R=1.5).

Suite à ces observations, on constate que les diagonales élancées sont sensibles aux concentrations inélastiques, et elles ne devraient pas être utilisées pour des bâtiments de plus de 2 étages. À moins que ces systèmes de résistance aux charges latérales soient combinés avec plus de redondance dans les zones sismiques actives.

CHAPITRE 6

CONTREVENTEMENTS EN CHEVRON

L'objet de ce chapitre est de définir les forces maximales qui se développent dans les contreventements en chevron afin de dimensionner adéquatement les assemblages des diagonales, les poutres et les poteaux de ces contreventements.

Il sera tout d'abord question du comportement des bâtiments multi-étagés dont la résistance aux charges latérales est assurée par des contreventements en chevron. Dans un deuxième temps, une description des bâtiments étudiés et des hypothèses de dimensionnement seront présentés. Par la suite, les efforts maximaux anticipés dans les diagonales et dans les poteaux seront déterminés sur la base d'une analyse statique. Ces efforts maximaux serviront à normaliser les résultats obtenus des analyses dynamiques non-linéaires. Finalement les deux dernières sections de ce chapitre traiteront de l'influence de la résistance réduite en compression et de l'amélioration du comportement en utilisant des poutres fortes.

6.1 COMPORTEMENT

Dans ce système, les forces axiales dans les diagonales tendues et comprimées sont en équilibre jusqu'à ce qu'une des diagonales flambe ; la résistance de la diagonale comprimée chute alors et la poutre doit reprendre, en flexion, la résultante verticale qui se forme entre les diagonales tendues et comprimées. Si la résistance en flexion de la poutre est insuffisante, cette force verticale débalancée cause des déformations permanentes au niveau des planchers, ce qui empêche la diagonale comprimée de se redresser parfaitement lorsque le chargement est inversé. Si la diagonale opposée

flambe à son tour, la résistance du système diminue grandement et est régie par la résistance réduite en compression de deux diagonales.

6.2 DESCRIPTION DES BÂTIMENTS

Les caractéristiques des bâtiments étudiés dans ce chapitre sont détaillées au chapitre 3. Les principaux paramètres étudiés sont :

- Hauteur des bâtiments : 2, 4, 8 et 12 étages
- Deux niveaux de résistance aux charges latérales : R=2.0 et R=1.0
- Deux sites : Vancouver et Montréal
- Deux dimensions en plan : 900 m^2 (petit) et 1500 m^2 (large)

Le tableau 6.1 présente les périodes fondamentales réelles ainsi que les efforts tranchants à la base de tous les bâtiments étudiés. La valeur de la force concentrée au sommet (F_t) est nulle pour les bâtiments de 2 et de 4 étages et correspond respectivement à 6.9 % et 10.4 % de la valeur de l'effort tranchant à la base, pour les bâtiments de 8 et de 12 étages.

Les séismes dans la région de Vancouver sont des séismes à basses fréquences. Dans cette région, les bâtiments élevés sont affectés par les modes supérieurs de vibration, tandis que les bâtiments moins élevés vont répondre principalement selon leur premier mode. Ces raisons justifient l'importance d'analyser différentes hauteurs, pour les bâtiments situés à Vancouver.

Les résultats du chapitre 5 ont démontré que la dimension en plan avait peu d'effet, on utilise seulement deux hauteurs de bâtiments de dimensions différentes pour Vancouver afin de vérifier.

Les bâtiments localisés dans la région de Montréal sont régis par des séismes à hautes fréquences qui affectent plus les bâtiments ayant une courte période fondamentale. Pour Montréal, on a utilisé les bâtiments de petites dimensions (900 m^2) puisque leurs périodes fondamentales sont plus faibles, ils sont donc plus sollicités. De plus, comme on l'a vu au chapitre 5, le spectre du CNBC 1995 pour Montréal est probablement trop conservateur pour les bâtiments plus élevés et les résultats ne seraient pas très révélateurs. Pour cette région, les bâtiments très élevés n'ont donc pas fait l'objet d'analyses.

Tableau 6.1 Périodes fondamentales (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements en chevrons.

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m^2)	0.38 / 533	0.33 / 1133	0.39 / 338	0.39 / 676
4 – (900 m^2)	-	-	0.81 / 404	0.78 / 808
8 – (900 m^2)	1.59 / 1310	1.26 / 2881	1.78 / 609	1.61 / 1218
12– (900 m^2)	-	-	-	-
2 – (1500 m^2)	0.45 / 804	0.39 / 1676	-	-
4 – (1500 m^2)	0.86 / 1357	0.70 / 2891	-	-
8 – (1500 m^2)	1.75 / 2086	1.33 / 4520	-	-
12– (1500 m^2)	2.77 / 2630	1.94 / 5796	-	-

6.3 DIMENSIONNEMENT

Les contreventements en chevron sont dimensionnés selon la norme S16.1-94 avec un coefficient R=2.0 ainsi qu'avec R=1.0 pour évaluer l'influence du surdimensionnement des diagonales. Ces contreventements sont dimensionnés en faisant l'hypothèse que toutes les diagonales atteignent leur résistance ultime en tension (T_u=AgFy) et en compression ($C_u=\frac{C_r}{\phi}$) simultanément. Dans le dimensionnement, différentes hypothèses ont été adoptées lors de la sélection des contreventements, des poutres et des poteaux. La figure 6.1 indiquent les efforts dans la poutre à un niveau donné :

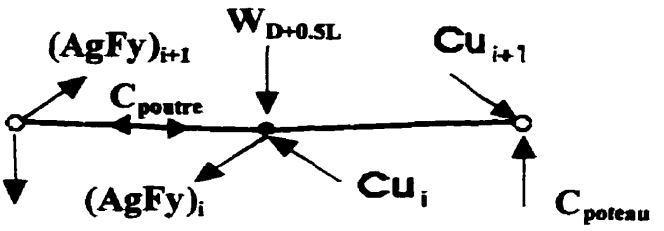


Figure 6.1 Diagramme des efforts au niveau de la poutre

1) Les diagonales doivent respecter les critères d'élancement et du ratio $(b/t)_{max}$ qui régit les contreventements ductiles. Les sections de diagonales sélectionnées sont des profilés tubulaires (HSS classe H) acier 350W, dont le facteur d'élancement effectif est fixé à k=0.8. Les diagonales doivent reprendre l'effort tranchant à chaque étage : $\sum_{x=1}^{n} F_x$

2) La poutre doit reprendre seule les charges de gravité, $W_{D+0.5L}$, sans le support vertical offert par les contreventements.

3) La poutre est conçue pour reprendre une force axiale, C_{poutre}, issue de la composante horizontale de la résistance ultime en tension $(AgFy)_i$ et en compression $(C_u)_i$ disponible dans les sections de diagonales à chacun des niveaux :

$$C_{poutre} = (AgFy + C_u)_i \frac{\cos\theta_i}{2} \tag{6.1}$$

4) Le dimensionnement des poteaux de part et d'autre du système de résistance aux charges latérales dépend de l'effort axial issu des charges de gravité à chacun des niveaux ($C_{D+0.5L}$) et de la sommation des résistances en compression des diagonales, en faisant l'hypothèse que toutes les diagonales flambent simultanément.

$$C_{poteau} = (C_{D+0.5L}) + \sum_{j=1}^{n} (C_u)_{i+1} \sin\theta_i \tag{6.2}$$

La méthode de dimensionnement utilisée pour les contreventements est simpliste et ne correspond probablement pas à la réalité. Par exemple :

- Lors d'un séisme, on se questionne sur la possibilité de développer la résistance ultime des diagonales tendues (AgFy) même si la poutre n'est pas conçue pour reprendre la force débalancée maximale. En effet, suite au flambement des diagonales, il y a plastification prématurée de la poutre. L'utilisation de l'équation 6.1 pour la conception des poutres est vraisemblablement sécuritaire.

- La force dans les poteaux peut-être supérieure à l'équation 6.2 car une force débalancée verticale peut se développer :

$$Débalancée = \left(AgFy - C_u\right)\frac{\sin\theta}{2} \tag{6.3}$$

- On se questionne également sur la possibilité que les efforts dans les diagonales, atteignent AgFy et C_u simultanément, lors d'un séisme.

On peut obtenir un meilleur estimé des forces maximums anticipées dans le contreventement en étudiant un mécanisme de ruine (figure 6.2) lorsque les différentes membrures (poutres, diagonales et poteaux) atteignent leur résistance ultime en supposant un mode de déformation selon le premier mode.

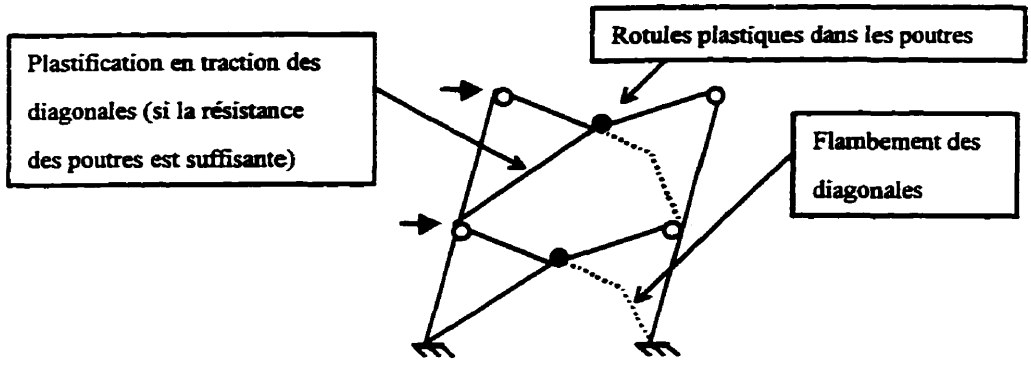


Figure 6.2 Mécanisme de ruine

6.3.1 Calcul de l'effort en tension maximal dans les diagonales : T_{max}

On peut estimer la force maximale susceptible de se produire dans les diagonales tendues lorsqu'un mécanisme de rupture survient. À l'aide d'une analyse statique, il est possible de déterminer les efforts maximums dans les assemblages, les poutres et les poteaux du treillis lorsqu'un mécanisme survient. La figure 6.3 donne un aperçu des efforts considérés à un niveau quelconque du bâtiment.

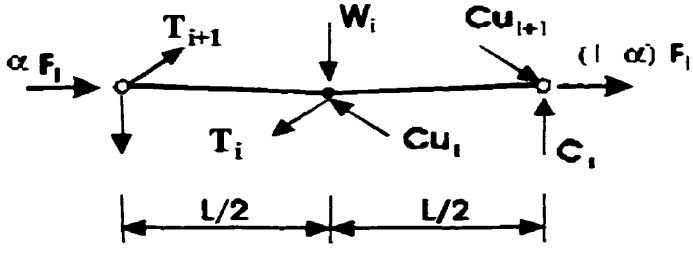


Figure 6.3 Efforts dans le système de contreventement en chevron

Cette force maximale dans les diagonales, T_{max} dépend de la capacité en tension et en compression des diagonales utilisées et de la résistance en flexion de la poutre. La norme S16.1 permet de tenir compte de l'interaction flexion-cisaillement dans la poutre du contreventement, à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{C}{C_u} + \frac{0.85M}{M_p} = 1.0 \tag{6.4}$$

Dans cette équation, C, correspond à l'effort axial, qui provient de la diagonale tendue à l'étage au-dessus du niveau considéré (équation 6.5), et de la différence qui existe entre l'effort tranchant des contreventements situés au niveau étudié et à l'étage au-dessus (équation 6.6).

Le facteur, α, permet de tenir compte de la proportion des forces horizontales transmises à la poutre, selon la disposition du treillis dans la structure. Dans ce projet, on attribue à ce facteur une valeur de 0.5, puisque le système de résistance aux charges latérales est centré dans le bâtiment.

$$C = T_{i+1} \cos\theta_{i+1} + \alpha F_i \tag{6.5}$$

$$F = (T_i + C_{ui}) \cos\theta_i - (T_{i+1} + C_{ui+1}) \cos\theta_{i+1} \tag{6.6}$$

Dans l'équation d'interaction, C_u et M_P, représentent respectivement la capacité axiale (AgFy) et flexionnelle de la poutre (ZFy). Finalement, M, correspond au moment maximum au centre de la poutre, lequel provient des charges de gravité, combinées à la force débalancée verticale. Cette force débalancée verticale provient de la différence entre la force maximale susceptible de se produire dans la diagonale et la résistance en compression lors du premier flambement.

$$M = \{(T_i - C_{ui})\sin\theta_i + W_i\}\frac{L}{4} \tag{6.7}$$

Pour déterminer cette force maximale en tension, T_{max}, qui crée un mécanisme complet de rupture à l'étage étudié, on débute par l'étage supérieur. À cet étage, la valeur de T_{max} constitue la seule force inconnue dans l'hypothèse du mécanisme (figure 6.4). Le calcul de cette force maximale est détaillée à l'équation 6.8. Une fois cette force maximale à l'étage supérieur déterminée, on peut évaluer les forces des étages subséquents.

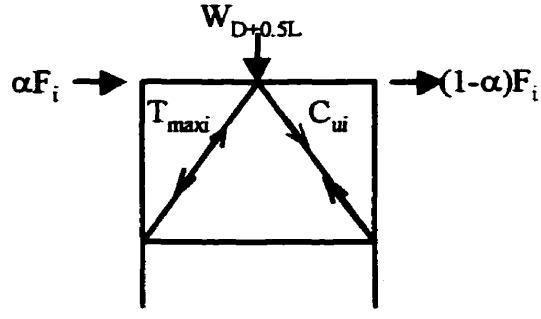


Figure 6.4 Calcul de T_{max} à l'étage supérieur

$$\frac{\alpha(T_{max} + C_u)\cos\theta}{(AgFy)_{poutre}} + \frac{0.85((T_{max} - C_u)\sin\theta + W_{D+0.5L})L/4}{M_p} = 1.0 \tag{6.8}$$

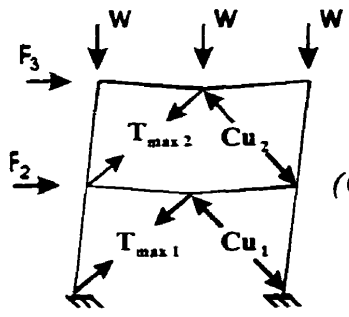
L'effort maximum dans les diagonales, T_{max} ainsi obtenu représente une borne supérieure, car dans le mécanisme on fait l'hypothèse que la résistance en compression de la diagonale est C_u. La norme S16.1 ne mentionne pas de considérer la résistance réduite en compression pour les contreventements à ductilité nominale. En réalité cette résistance en compression diminue lorsque les déformations du cadre augmentent. Lors des analyses, on évaluera la ductilité en compression des diagonales afin de vérifier si la résistance en compression est inférieure à C_u.

Les bâtiments munis de sections de diagonales surdimensionnées (R=1.0) vont être en mesure de développer des efforts plus grands avant que ne surviennent un mécanisme de rupture (T_{max}). Ces efforts maximums, T_{max} correspondent à une proportion plus importante de la capacité disponible (AgFy) pour les diagonales surdimensionnées, surtout dans les étages inférieurs du bâtiment. On retrouve en annexe D les valeurs numériques pour tous les bâtiments analysés.

6.3.2 Calcul de l'effort de compression maximal dans les poteaux : C_{max}

L'effort de compression maximal dans les poteaux comprend les charges de gravité cumulées, et la composante verticale de la capacité en compression (C_{ui+1}) des diagonales situées au-dessus du niveau étudié, en faisant l'hypothèse que toutes les diagonales flambent simultanément.

Cet effort de compression maximal comprend également l'effort tranchant qui se développe dans les poutres et qui correspond à la moitié de la force débalancée verticale. Cette force débalancée provient de la différence entre la force en tension maximale dans les diagonales, T_{max} et la résistance en compression dans les diagonales, C_u.



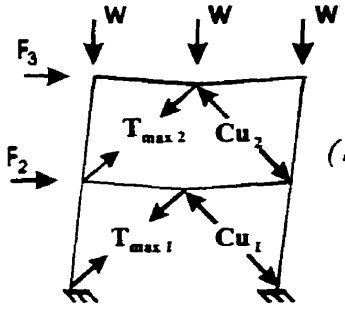
$$(C_{max})_i = Cw_{D+0.5L} + \sum_{x=i+1}^{n} (C_u \sin\theta)_x + \sum_{x=i+1}^{n} \left((T_{max} - C_u)_x \frac{\sin\theta_x}{2} \right) \qquad (6.9)$$

Figure 6.5 Effort de compression maximal dans les poteaux

6.3.3 Soulèvement dans les poteaux

Les efforts de tension maximums susceptibles d'être induits aux colonnes à la base des bâtiments, S_{max}, permettent d'évaluer le soulèvement au niveau des fondations, (équation 6.10).

L'effort de traction maximum dans les poteaux est obtenu en combinant les efforts induits par les diagonales tendues, les charges de gravité provenant de la charge morte seulement (W_D) et la moitié de la force débalancée maximale à chacun des niveaux.



$$(S_{max}) = \sum_{i=1}^{n} (T_{max} \sin\theta)_i - \sum_{i=1}^{n} \left(\left(T_{max} - C_u \right)_n \frac{\sin\theta_i}{2} \right) - \left(Cw_D \right) \quad (6.10)$$

Figure 6.6 Effort de traction maximal dans les poteaux

6.4 RÉSULTATS

Cette section permet d'interpréter les résultats obtenus des analyses dynamiques non-linéaires en les regroupant sous trois catégories. Les résultats sont tout d'abord présentés pour les bâtiments dont la dimension en plan est 1500 m^2, situés à Vancouver. Par la suite, une comparaison est effectuée afin d'étudier l'influence de la dimension en plan. Finalement, la dernière catégorie permet de comparer les deux zones sismiques étudiées soit : Vancouver et Montréal.

Dans chacune des catégories de résultats, les figures présentent le niveau de l'étage en ordonnée et, en abscisse, la moyenne plus un écart type sur l'ensemble des dix séismes, d'une des variables suivantes :

1) La ductilité maximale observée dans les diagonales tendues : $\mu = \dfrac{\delta_{max}}{\delta_y}$

2) Le taux d'utilisation des diagonales : on définit le taux d'utilisation dans les sections de diagonales tendues comme le ratio des efforts moyens, plus un écart type, provenant des analyses, T_{dyn}, divisés par l'effort maximum susceptible de développer un mécanisme de rupture, T_{max}.

$$Taux\ d'utilisation\ = \frac{T_{dyn}}{T_{max}} \tag{6.11}$$

3) Le taux d'utilisation des poteaux : les efforts dans les poteaux obtenus des analyses, sont normalisés par rapport à l'effort maximal en compression susceptible d'être induits aux colonnes en prenant soin de soustraire les charges de gravité. Le taux d'utilisation obtenu à l'étage supérieur des bâtiments ne devraient pas être pris en compte, étant donné les faibles efforts de compression impliqués à ce niveau.

$$\frac{C_{dyn} - C_{D+0.5L}}{C_{max} - C_{D+0.5L}} \tag{6.12}$$

3) La ductilité maximale observée dans les diagonales comprimées : $\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$

4) Le soulèvement possible des fondations se définit comme les efforts moyens de traction à la base, plus un écart type provenant des analyses, S_{dyn} divisés par l'effort maximum susceptible de se développer à la base des poteaux lors d'un mécanisme de ruine, S_{max} :

$$\frac{S_{dyn}}{S_{max}} \tag{6.13}$$

La ductilité en tension nous indique si la capacité ultime de la diagonale a été atteinte. Le taux d'utilisation des diagonales et des poteaux permet de vérifier si la prédiction des efforts maximums avec la méthode décrite en 6.3 est adéquate. La ductilité en compression est un indice d'endommagement des diagonales en flambement car une ductilité en compression très élevée est défavorable. Finalement, le dernier résultat permet de vérifier l'éventualité d'un soulèvement possible des fondations lors d'un séisme.

6.4.1 Résultats des bâtiments situés à Vancouver (1500 m^2)

Les figures 6.7 et 6.8 présentent l'allongement maximum en tension dans les sections de diagonales pour les bâtiments de 2, 4, 8 et 12 étages. On constate que les diagonales n'atteignent pas leur capacité ultime en tension et qu'une ductilité plus importante survient dans les bâtiments de faible hauteur dont les sections de diagonales sont deux fois plus grosses (R=1.0). Les ductilités minimales et maximales observées pour tous les bâtiments sont de 0.34 et 0.79.

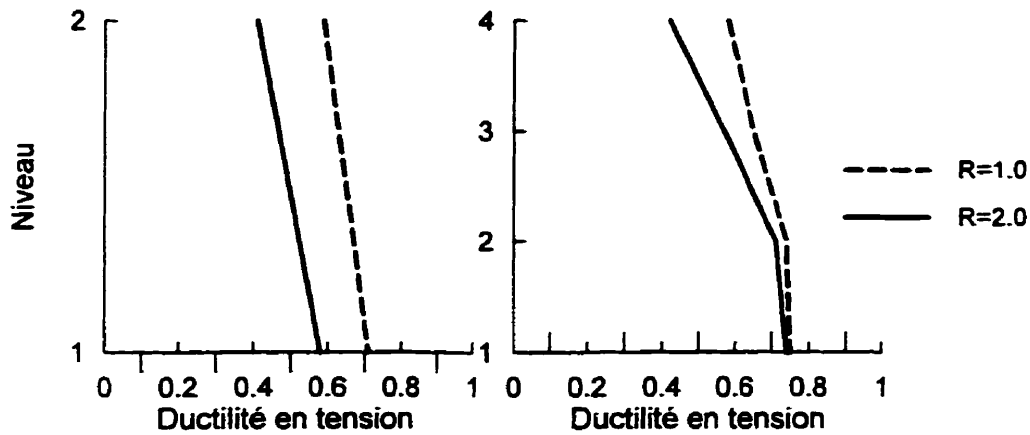


Figure 6.7 Ductilité en tension dans les diagonales (bâtiments de 2 et 4 étages)

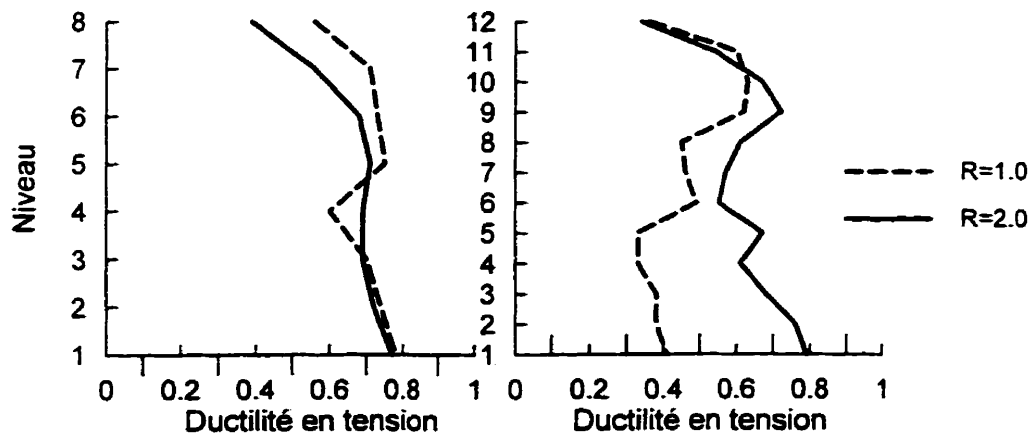


Figure 6.8 Ductilité en tension dans les diagonales (bâtiments de 8 et 12 étages)

Les figures 6.9 à 6.10 présentent le taux d'utilisation observé dans les sections de diagonales tendues. Ce taux d'utilisation est inférieur à l'unité pour tous les bâtiments, ce qui signifie que les diagonales n'atteignent pas l'effort maximal en tension, T_{max}, prévu par le mécanisme de rupture supposé à la section 6.3. Le taux d'utilisation des diagonales est inférieur à 1.0 car on a évalué T_{max} en considérant dans le mécanisme, la résistance en compression non-réduite (C_u) alors que pour la ductilité obtenue, on a sûrement atteint la résistance réduite ($C_u^{'}$) sauf dans les étages inférieurs du bâtiment de 12 étages.

De façon générale, le taux d'utilisation des diagonales typiques (R=2.0) est plus élevé. Les valeurs maximales observées sont de 0.99 (0.95 pour R=1.0), 0.99 (0.92), 0.96 (0.95) et 0.97 (0.75) pour les bâtiments de 2, 4, 8 et 12 étages.

On observe également, que le taux d'utilisation des diagonales dimensionnées avec R=2.0 est à peu près constant et plus près de 1.0 sauf au dernier étage où le modèle s'avère trop sécuritaire. Pour les diagonales surdimensionnées (R=1.0), la méthode est adéquate pour les bâtiments de 2 à 8 étages. Par contre, pour le bâtiment de 12 étages, elle semble sécuritaire surtout dans les étages inférieurs.

Ces résultats démontrent que l'approche de conception adoptée à la section 6.3.1 est adéquate pour prédire les efforts maximums dans les diagonales des contreventements en chevron. Ces résultats sont conservateurs étant donné que l'équation 6.1 sur-estime les poutres : l'effort maximum ainsi calculé (T_{max}) est plus élevé.

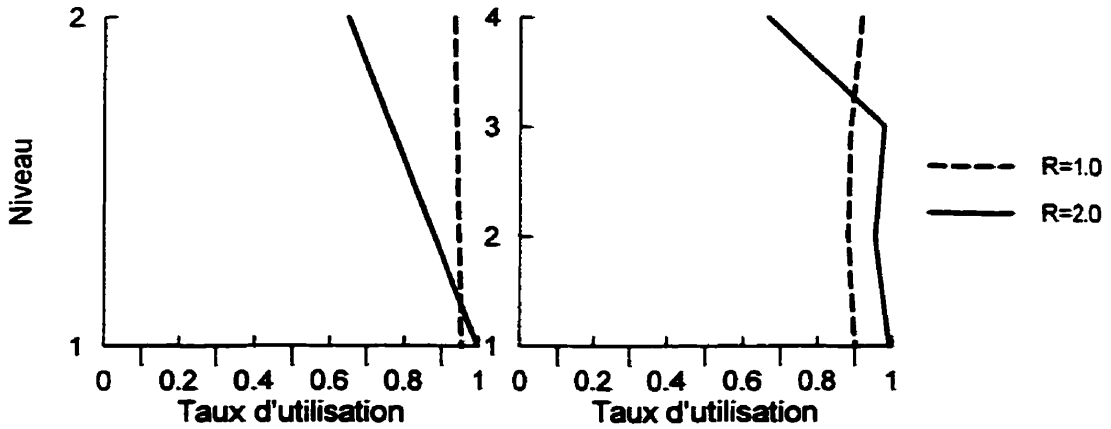


Figure 6.9 Taux d'utilisation des diagonales (bâtiments de 2 et 4 étages)

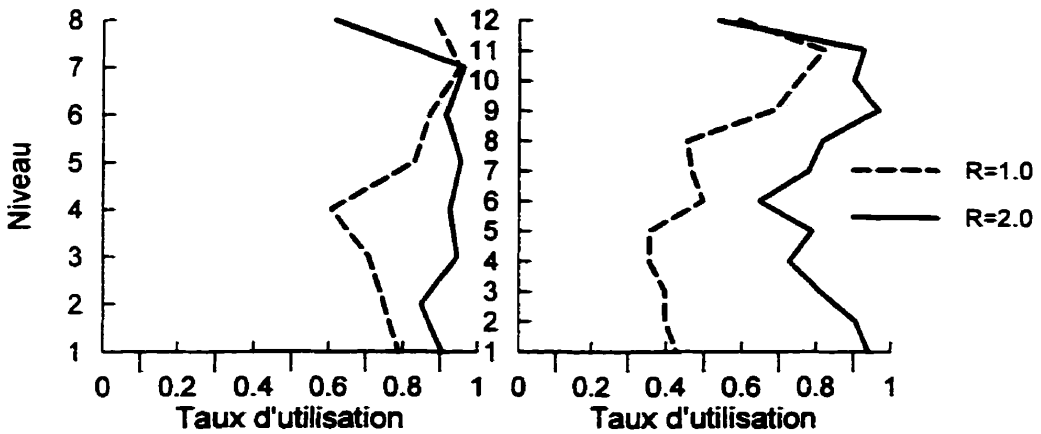


Figure 6.10 Taux d'utilisation des diagonales (bâtiments de 8 et 12 étages)

De façon générale, le taux d'utilisation des poteaux est plus élevé pour les diagonales surdimensionnées (figures 6.11 et 6.12). Les valeurs maximales pour les bâtiments de 2, 4, 8 et 12 étages sont respectivement de 0.63 (0.97 pour R=1.0), 0.86 (0.97), 0.82 (0.92) et de 0.84 (0.74). Les restrictions imposées aux contreventements en chevron situés dans une zone 4, nous contraignent à utiliser les mêmes sections de diagonales sur plusieurs étages ; ces diagonales plus grosses que celles requises par le CNBC, contribuent à donner une valeur plus élevée de C_{max} et à diminuer le taux d'utilisation des poteaux. On observe ce phénomène dans les étages inférieurs des bâtiments de 8 et 12 étages.

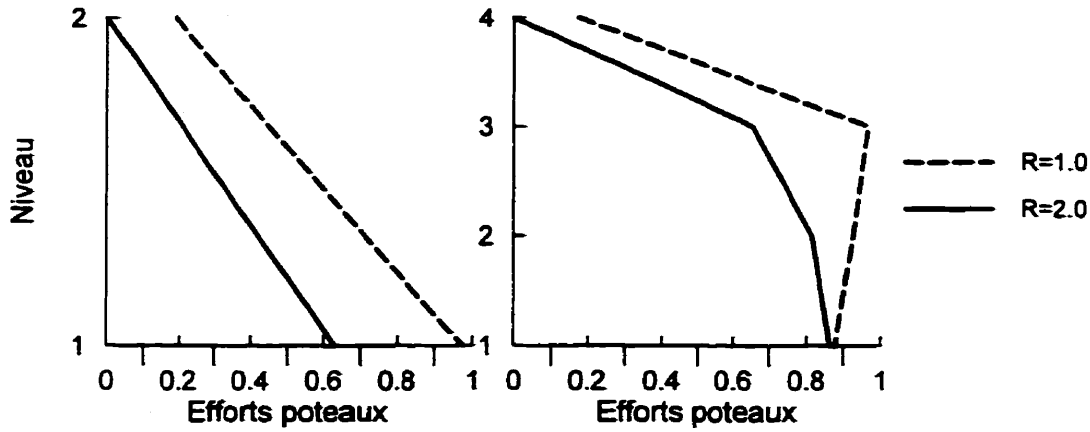


Figure 6.11 Taux d'utilisation des poteaux (bâtiments de 2 et 4 étages)

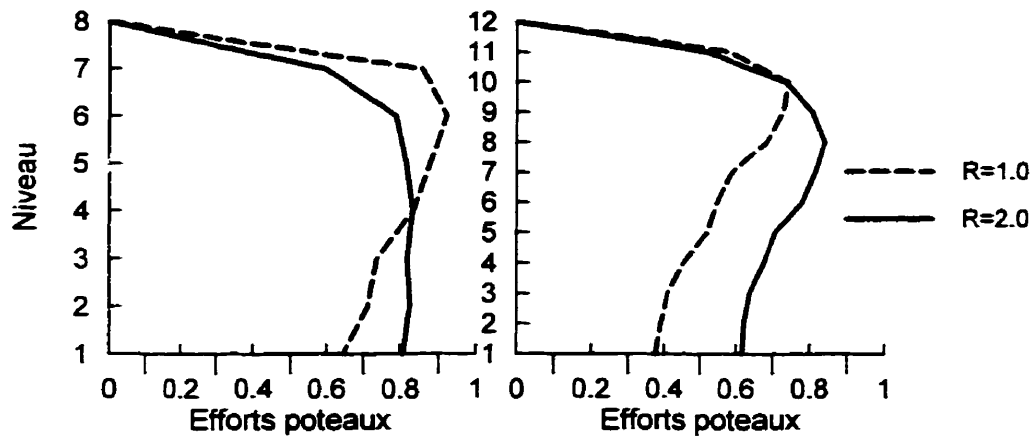


Figure 6.12 Taux d'utilisation des poteaux (bâtiments de 8 et 12 étages)

Le tableau 6.2 donne le ratio : S_{dyn} / S_{max} qui permet d'évaluer le soulèvement possible des fondations lors d'un séisme. D'après les valeurs obtenues, on constate que l'approche de conception adoptée à la section 6.3.1 est adéquate pour prédire les efforts maximums de traction susceptibles de se produire dans les poteaux à la base du bâtiment.

Tableau 6.2 Efforts de soulèvement dans les fondations

Bâtiments	2 étages	4 étages	8 étages	12 étages
R=2.0	0.78	1.0	0.94	0.86
R=1.0	0.61	0.81	0.65	0.41

Les figures 6.13 et 6.14 présentent la ductilité maximale observée dans les diagonales comprimées. Ces résultats permettent d'observer des concentrations de déformations inélastiques dans les bâtiments de plus de 2 étages. Ces valeurs maximales sont localisées au 1er étage (μ = 3.96) pour le bâtiment de 2 étages, au 3e étage (μ = 4.20) pour le bâtiment de 4 étages, au 5e et 7e étage (μ =4.73 et μ =4.62) pour le 8 étages et finalement au 9e (μ =4.11) et 11e (μ =5.12) étage pour le bâtiment de 12 étages.

Pour les bâtiments dimensionnés avec R=1.0, la ductilité en compression est plus faible car les diagonales sélectionnées sont plus grosses. En quantifiant la ductilité en compression, il est possible de valider la valeur de la résistance réduite des diagonales comprimées; la section 6.5 traite de ce sujet.

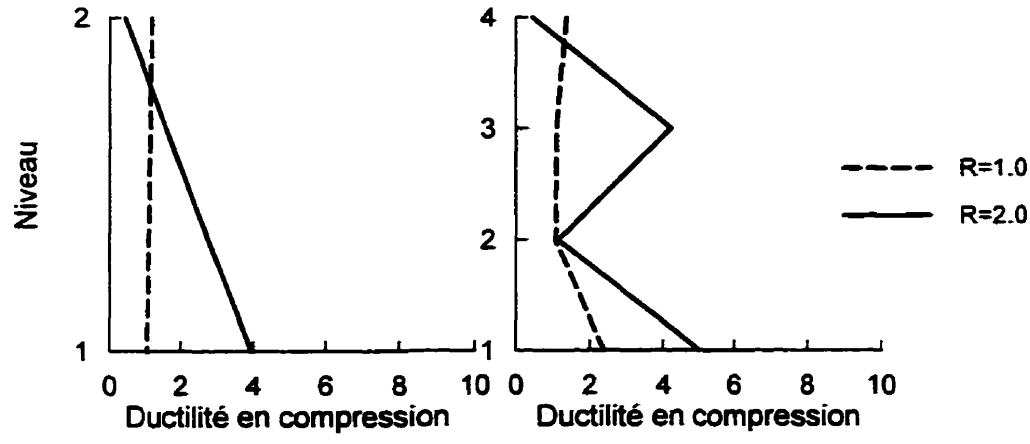


Figure 6.13 Ductilité en compression (bâtiments de 2 et 4 étages)

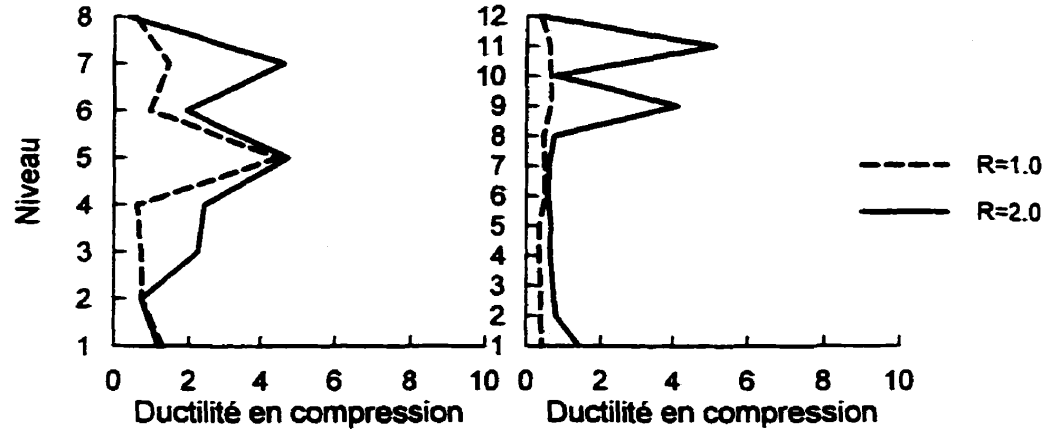


Figure 6.14 Ductilité en compression (bâtiments de 8 et 12 étages)

6.4.2 Influence de la dimension

Cette section permet d'évaluer l'influence de la dimension en plan sur la ductilité dans les diagonales tendues (figures 6.15 et 6.16), sur leur taux d'utilisation (figures 6.17 et 6.18) et finalement sur le taux d'utilisation des poteaux (figures 6.19 et 6.20).

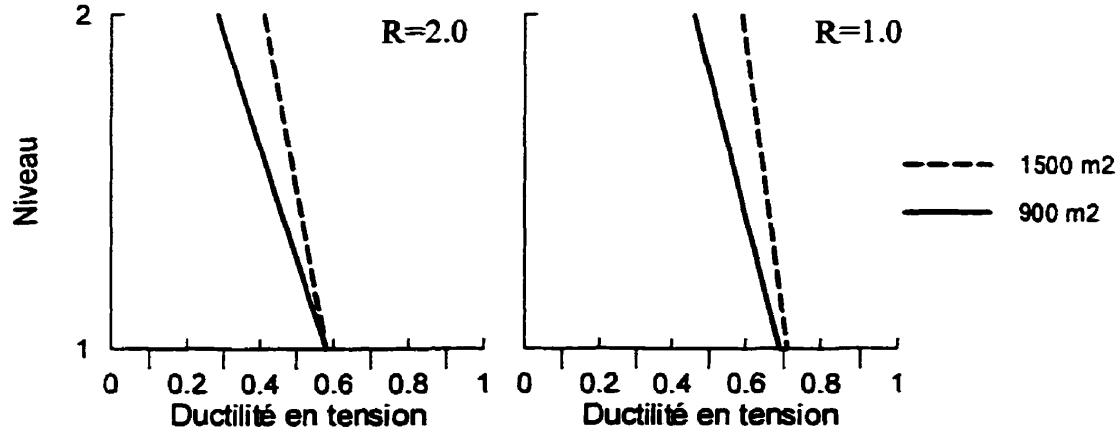


Figure 6.15 Ductilité en tension dans les diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0)

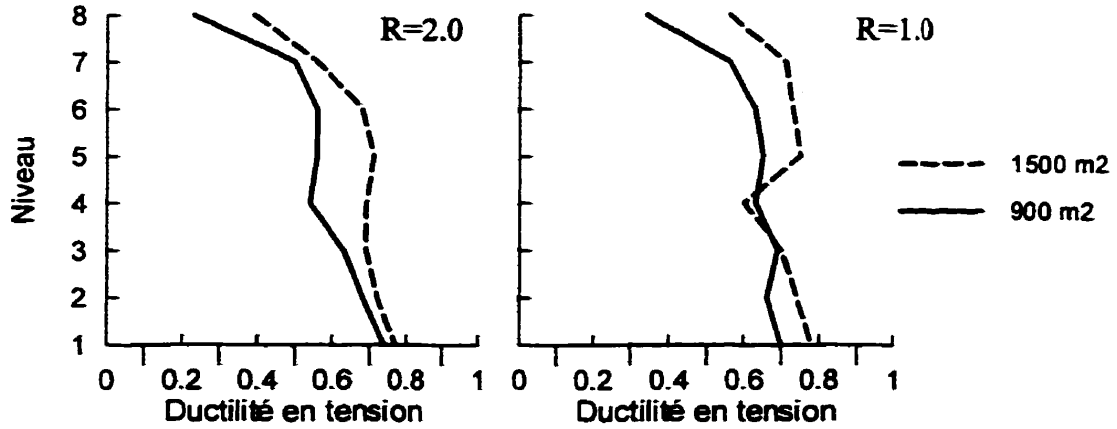


Figure 6.16 Ductilité en tension dans les diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0)

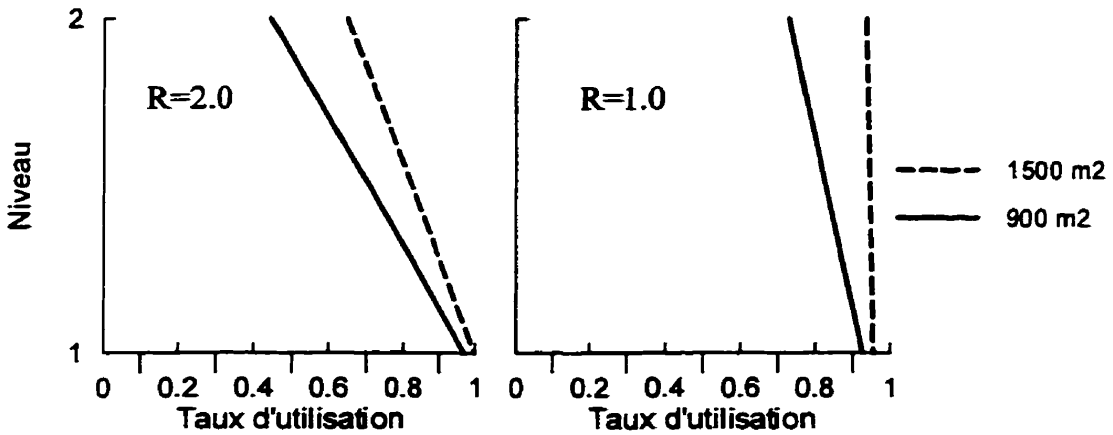


Figure 6.17 Taux d'utilisation des diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0)

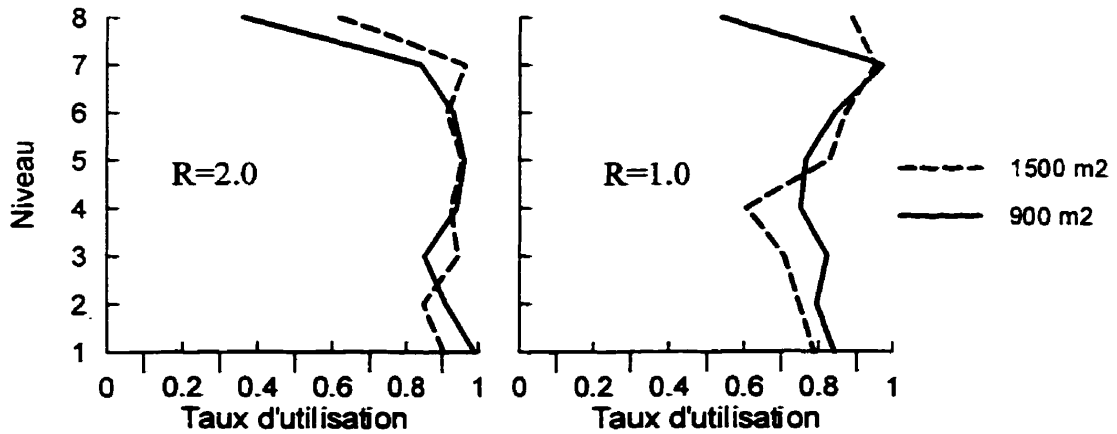


Figure 6.18 Taux d'utilisation des diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0)

Dans l'ensemble, les résultats du taux d'utilisation des poteaux sont similaires mais on remarque que les bâtiments munis de diagonales surdimensionnées, sont plus sollicités en général. Probablement parce que la contribution de la force débalancée est beaucoup plus importante pour les diagonales surdimensionnées (R=1.0) surtout dans les bâtiments de 12 étages.

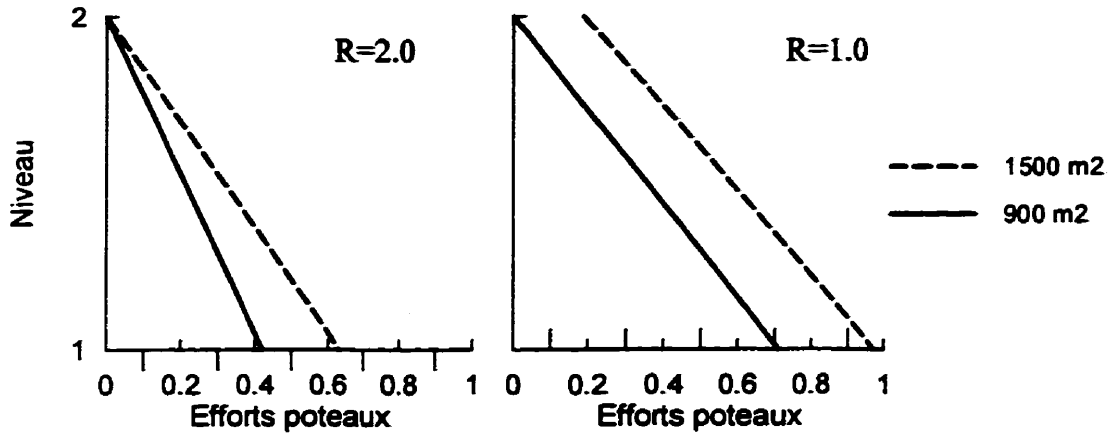


Figure 6.19 Taux d'utilisation des poteaux (2 étages, R=2.0 et R=1.0)

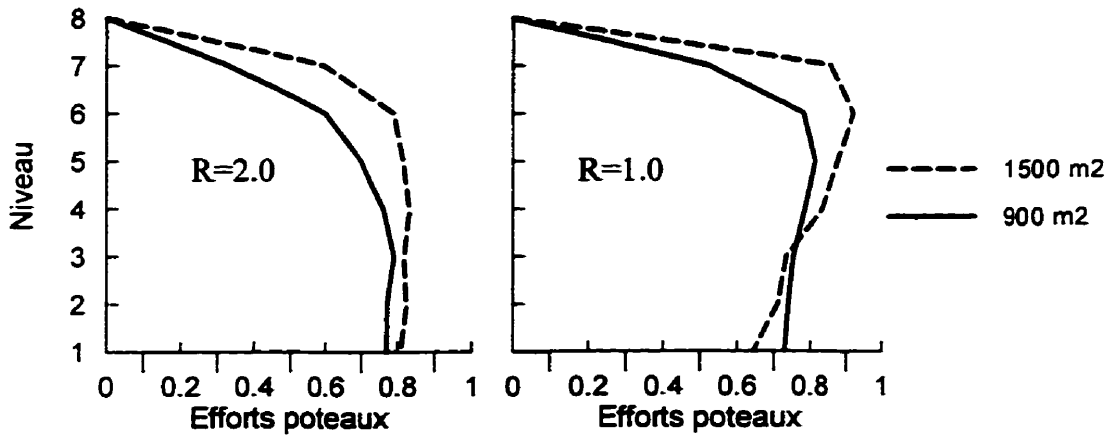


Figure 6.20 Taux d'utilisation des poteaux (8 étages, R=2.0 et R=1.0)

La ductilité maximale en compression observée dans les sections de diagonales, démontre une concentration de déformations inélastiques pour les bâtiments de 8 étages :

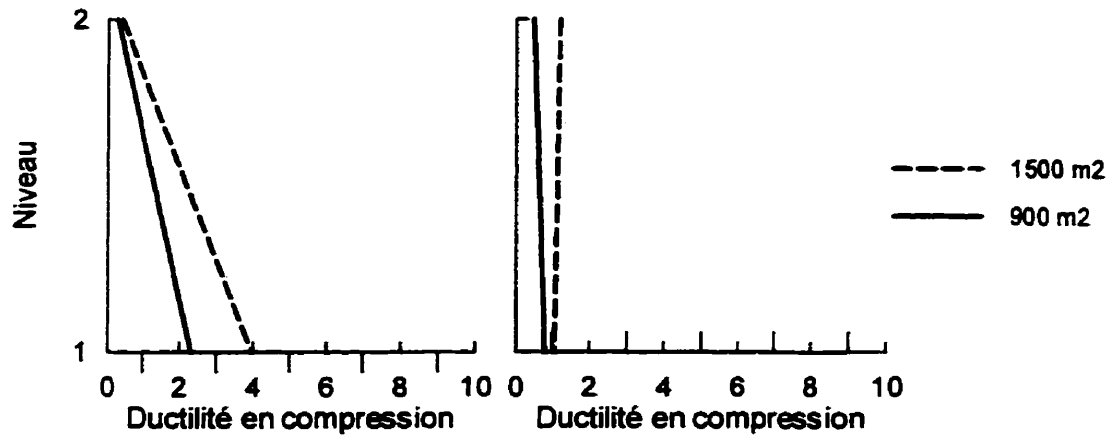


Figure 6.21 Ductilité en compression dans les diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0)

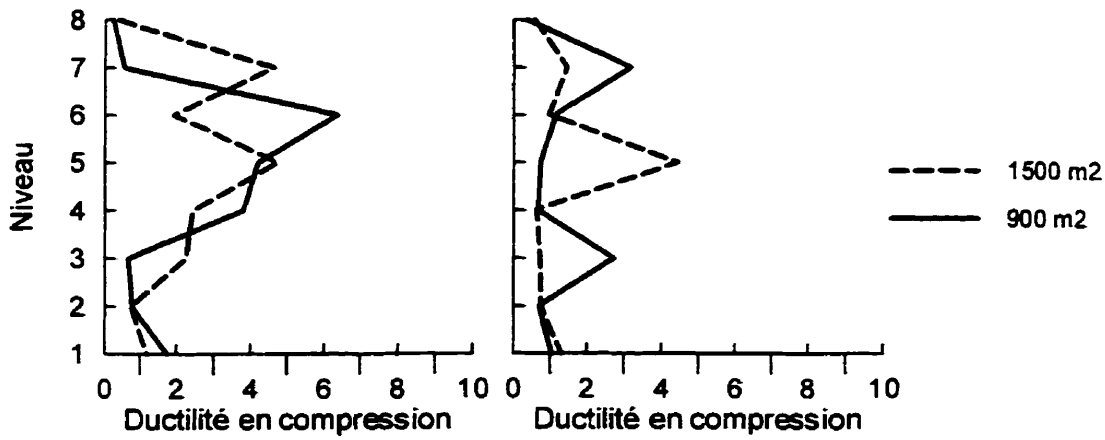


Figure 6.22 Ductilité en compression dans les diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0)

On peut conclure que la dimension en plan semble avoir peu d'influence sur les résultats obtenus, tel qu'observé précédemment au chapitre 5 avec les contreventements travaillant en tension seulement. Les conclusions seront basées sur les bâtiments de grandes dimensions (1500 m^2) puisque les résultats obtenus sont du coté sécuritaire.

6.4.3 Influence du site

Cette section compare les résultats obtenus des bâtiments de 900 m^2 (petit), pour les deux zones sismiques étudiées : Vancouver et Montréal. La comparaison s'effectue pour les bâtiments de 2 et de 8 étages et afin de couvrir un éventail plus large, on compare également un bâtiment de 1500 m^2 situé à Vancouver à un bâtiment de 900 m^2 situé à Montréal. Les figures 6.23 à 6.25 donnent la ductilité en tension dans les diagonales. Les figures 6.26 à 6.28, présentent le taux d'utilisation des sections de diagonales des bâtiments de 2, 4 et de 8 étages et finalement les figures 6.29 à 6.31 indiquent le taux d'utilisation dans les poteaux, selon les deux zones sismiques étudiées.

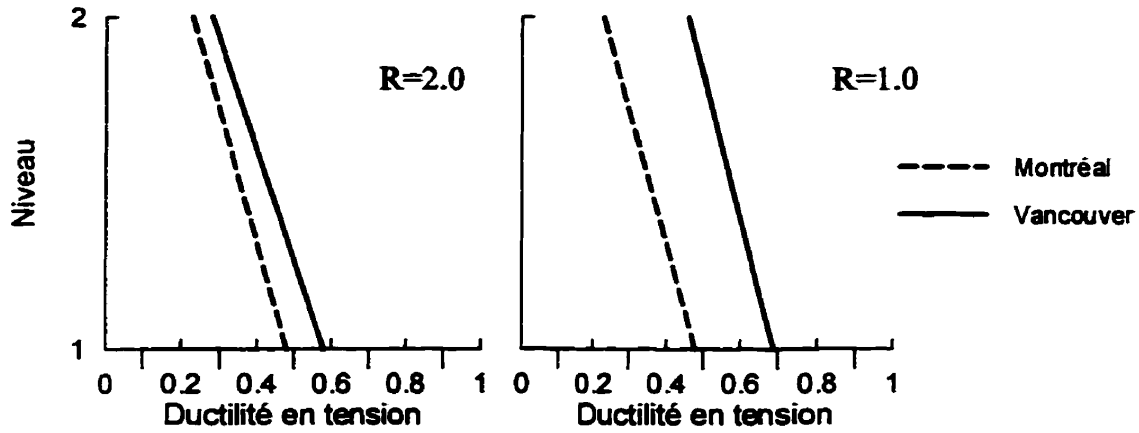


Figure 6.23 Ductilité en tension dans les diagonales (2 étages)

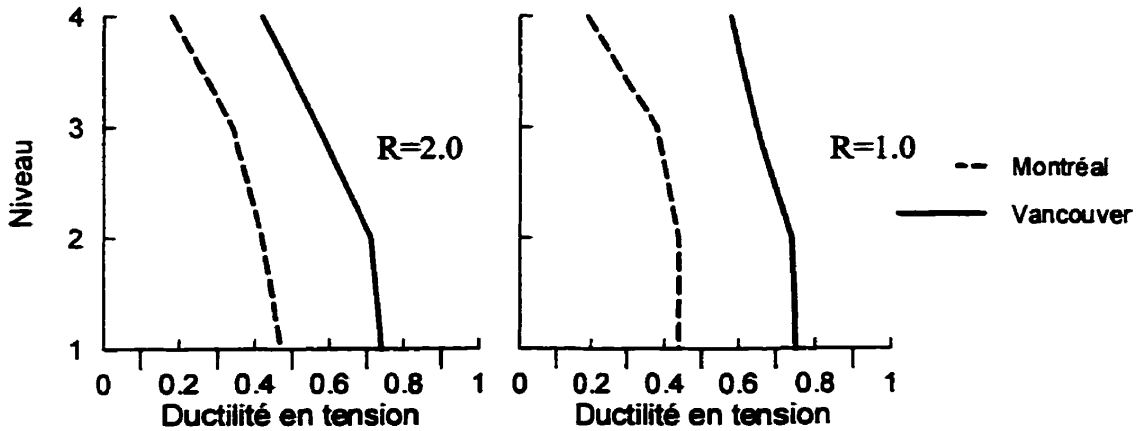


Figure 6.24 Ductilité en tension dans les diagonales (4 étages)

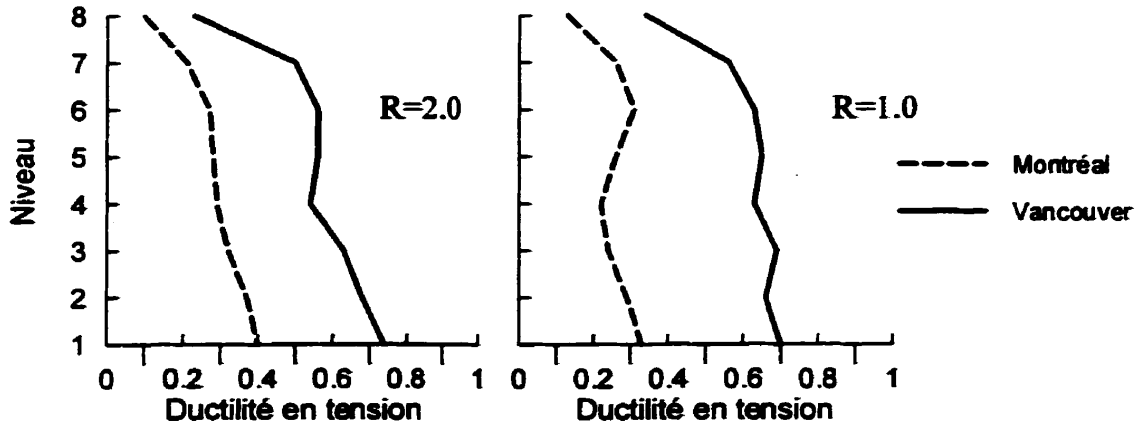


Figure 6.25 Ductilité en tension dans les diagonales (8 étages)

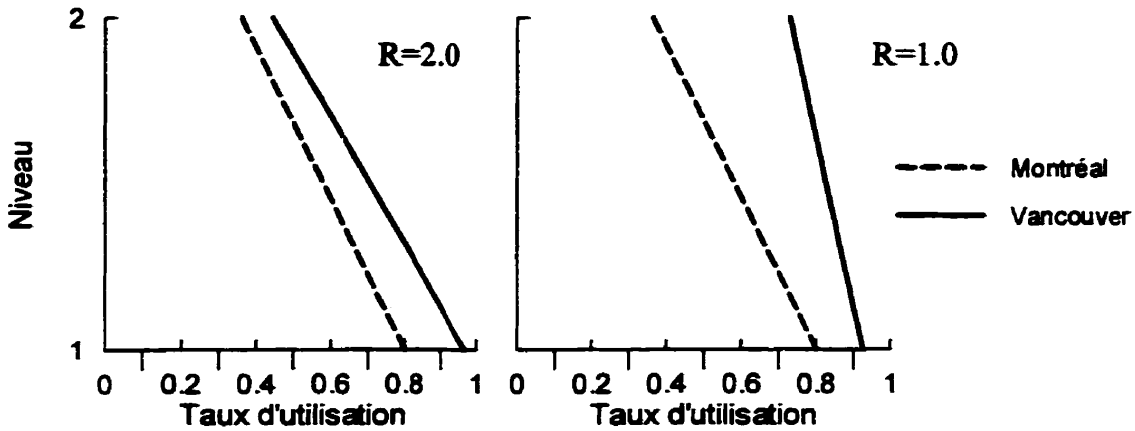


Figure 6.26 Taux d'utilisation des diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0)

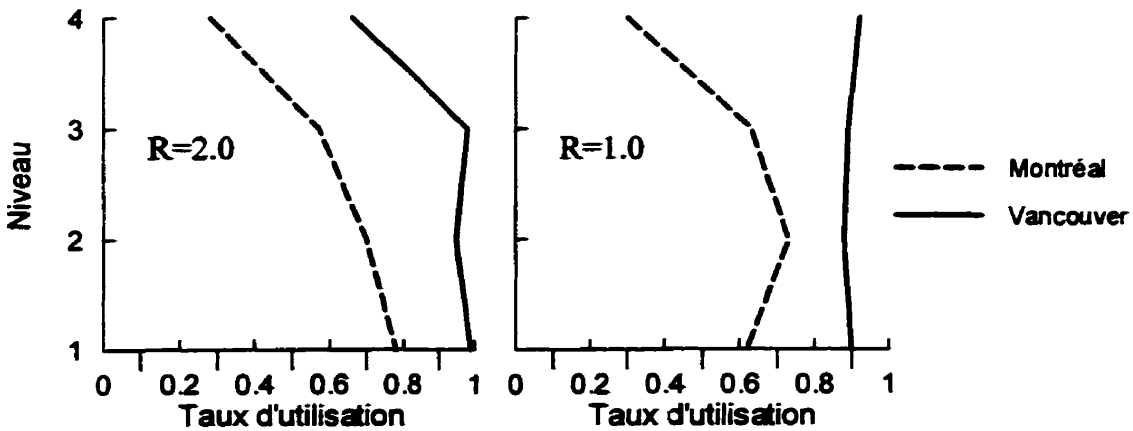


Figure 6.27 Taux d'utilisation des diagonales (4 étages, R=2.0 et R=1.0)

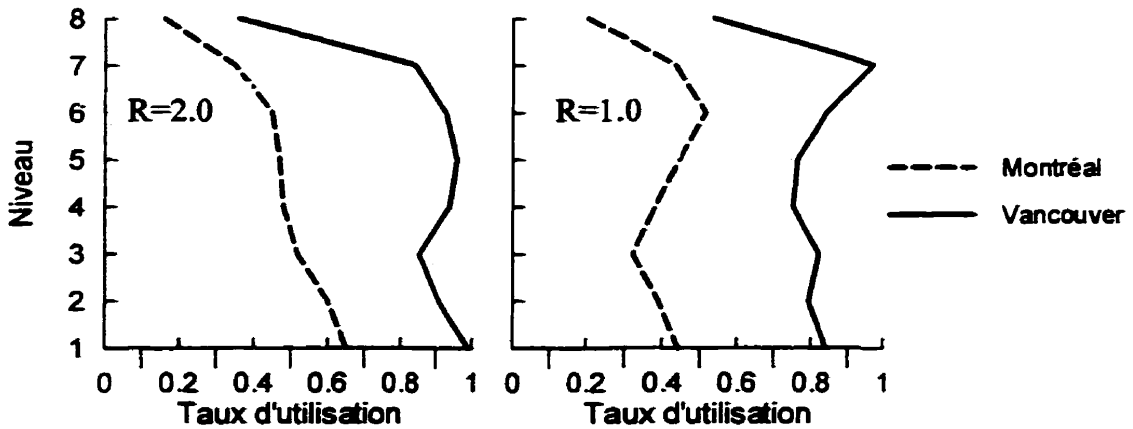


Figure 6.28 Taux d'utilisation des diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0)

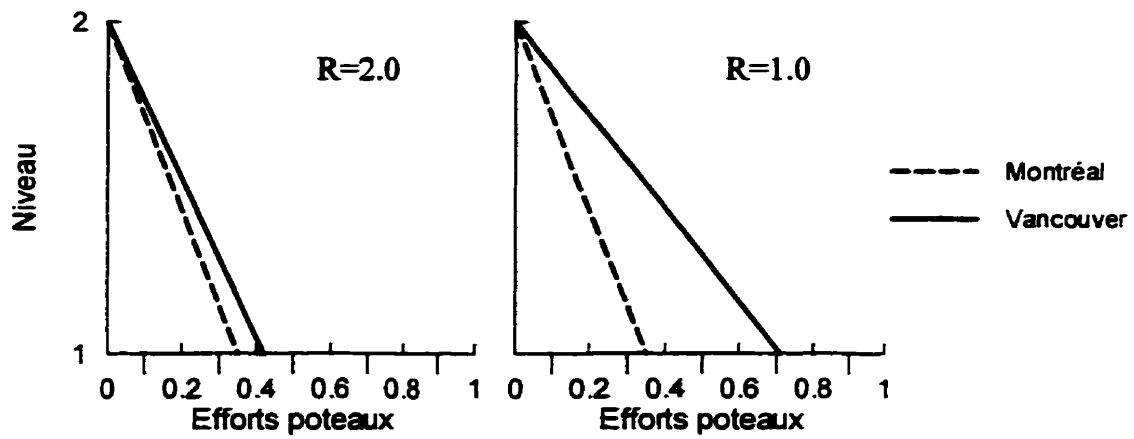


Figure 6.29 Taux d'utilisation des poteaux (2 étages, R=2.0 et R=1.0)

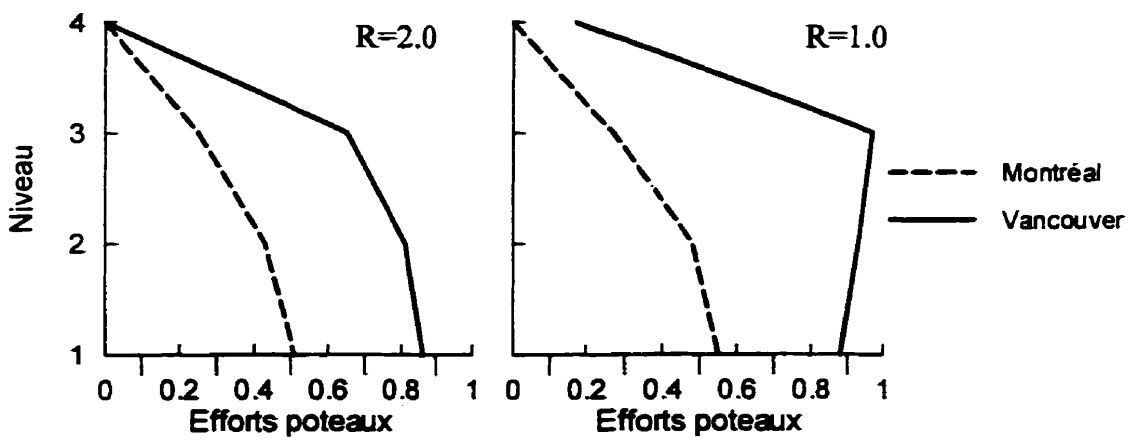


Figure 6.30 Taux d'utilisation des poteaux (4 étages, R=2.0 et R=1.0)

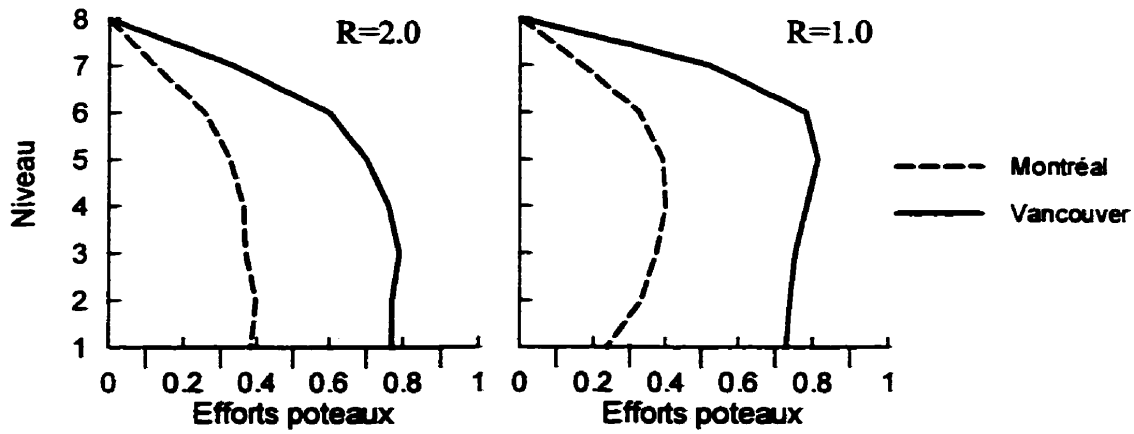


Figure 6.31 Taux d'utilisation des poteaux (8 étages, R=2.0 et R=1.0)

D'après les résultats précédents, on constate que le taux d'utilisation et les efforts de compression normalisés induits dans les poteaux, sont beaucoup plus importants pour les bâtiments localisés dans la région de Vancouver. Ceci s'explique par le fait que les bâtiments sont plus flexibles dans la région de Montréal, puisque le cisaillement à la base de calcul est deux fois moins élevé, et que le code national du bâtiment est très conservateur pour ces bâtiments dont la période fondamentale est élevée. On utilisera donc Vancouver pour établir les efforts maximums de calcul.

Lorsqu'on observe la ductilité maximale en compression dans les sections de diagonales (figure 6.32 à 6.34), on constate que les bâtiments localisés à Montréal ne sont pas sujets à la concentration de déformation inélastique à certains niveaux. La ductilité en compression est inférieure à 1.0 ce qui signifie qu'à Montréal il y a très peu de flambement des diagonales.

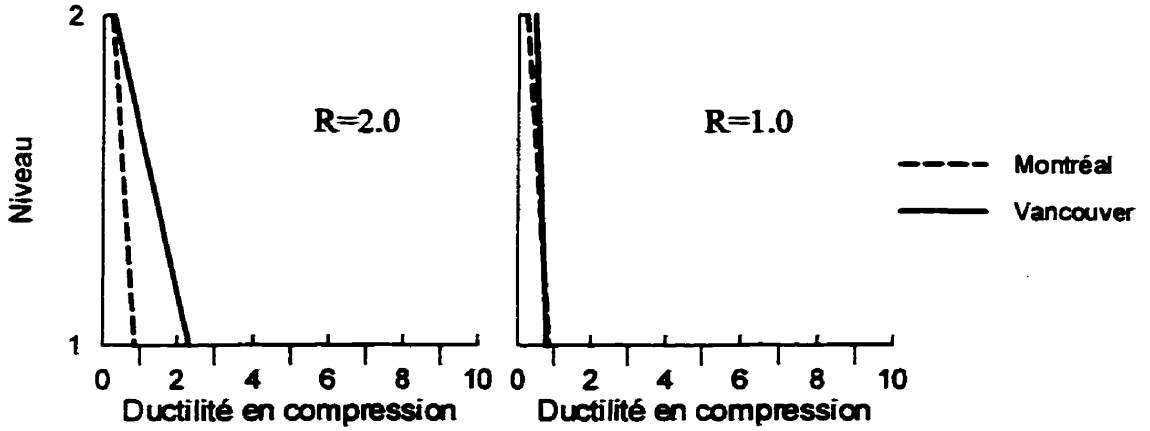


Figure 6.32 Ductilité en compression dans les diagonales (2 étages, R=2.0 et R=1.0)

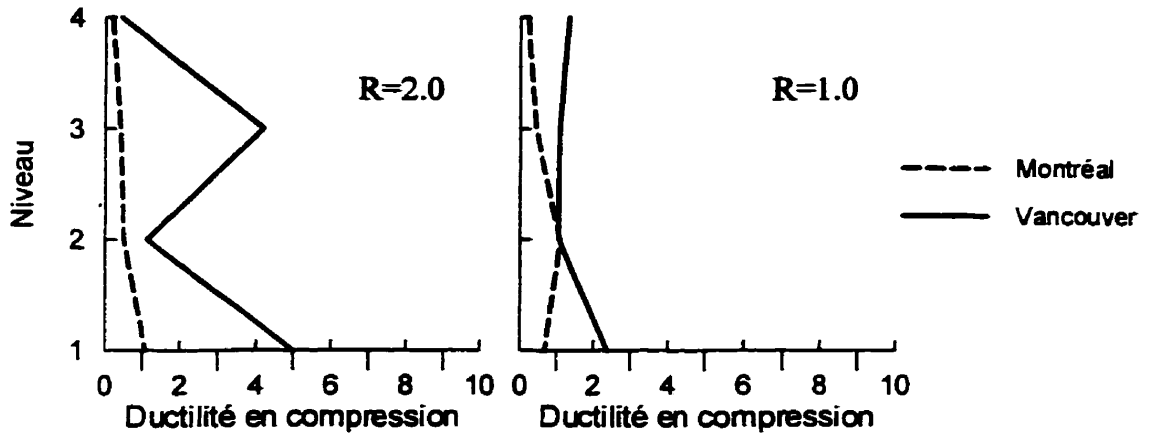


Figure 6.33 Ductilité en compression dans les diagonales (4 étages, R=2.0 et R=1.0)

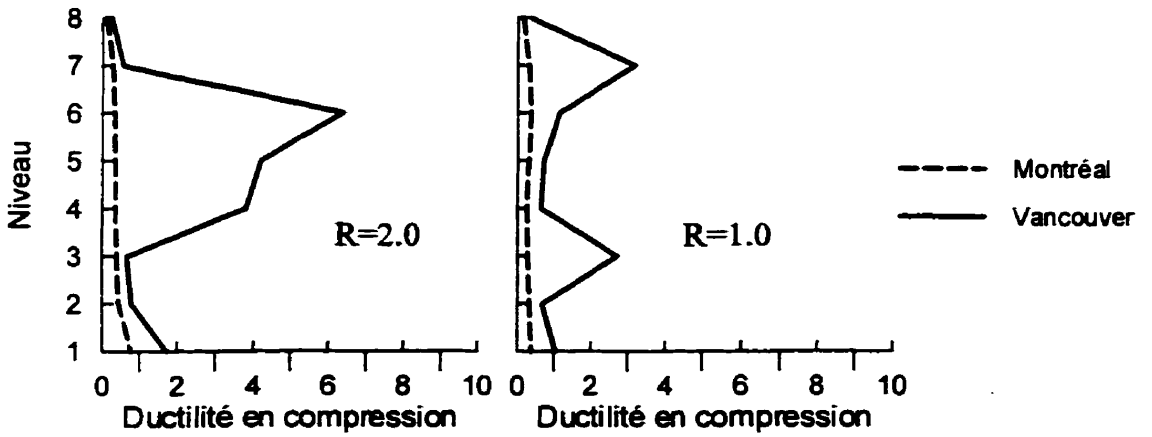


Figure 6.34 Ductilité en compression dans les diagonales (8 étages, R=2.0 et R=1.0)

6.5 RÉSISTANCE RÉDUITE EN COMPRESSION

Les résultats de la section 6.5 indiquent que la ductilité en compression est importante pour les bâtiments dimensionnés avec un coefficient R=2.0 et que la résistance en compression de la diagonale doit être inférieure à celle proposée par la norme S16.1 : $C_r^{'}$. Cette section permet de démontrer que la résistance réduite en compression des diagonales, évaluée selon l'équation 6.14, sous-estime les déformations inélastiques susceptibles de se développer dans les diagonales comprimées.

$$C_r^{'} = \frac{C_r}{(1+0.35\lambda)} \tag{6.14}$$

Des bâtiments de 8 et 12 étages dimensionnés pour un coefficient de R=2.0, ont été analysés pour la région de Vancouver. Pour un même bâtiment, on change la résistance post-voilement des diagonales dans les analyses. Les deux résistances réduites en compression considérées sont :

- La résistance réduite en compression, $C_r^{'}$ (équation 6.14) recommandée par la norme d'acier S16.1, 1994.

- La résistance réduite en compression fixée à $0.3C_U$: suggérée par la norme américaine, AISC, 1997.

Les figures suivantes présentent la ductilité maximale en tension dans les sections de diagonales, leur taux d'utilisation et les efforts normalisés induits dans les poteaux selon les deux résistances en compression spécifiées.

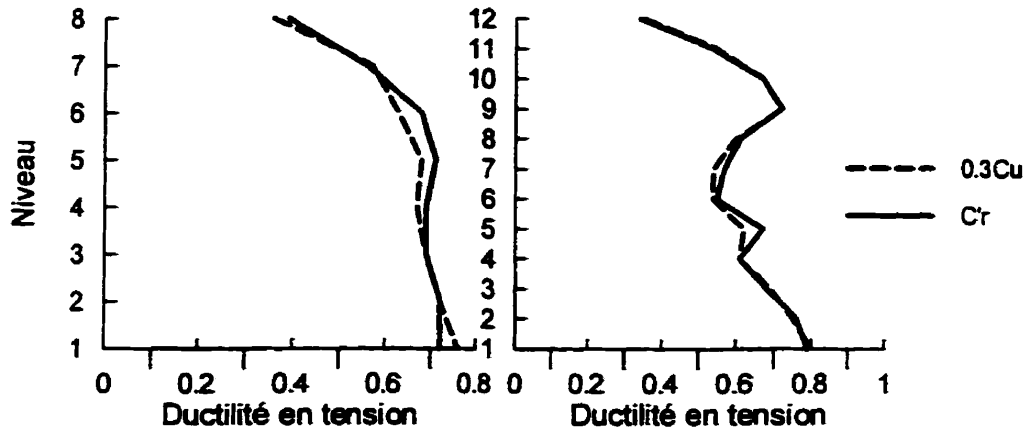


Figure 6.35 Ductilité en tension dans les diagonales (C'_r et $0.3C_u$)

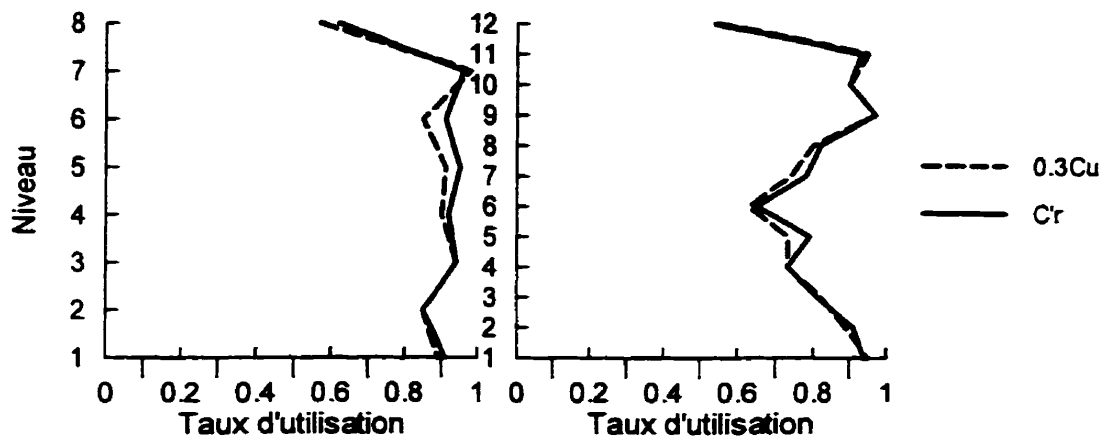


Figure 6.36 Taux d'utilisation des diagonales (C'_r et $0.3C_u$)

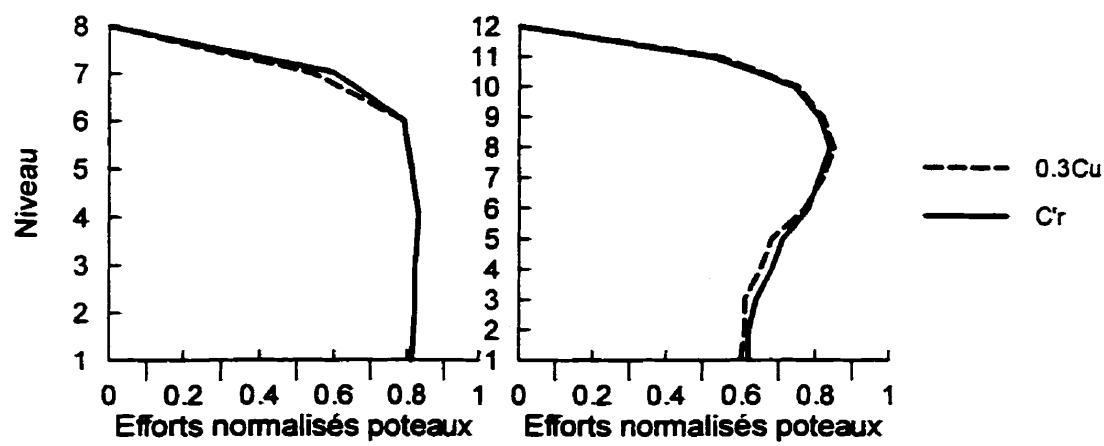


Figure 6.37 Taux d'utilisation des poteaux (C'_r et $0.3C_u$)

On constate que la ductilité en tension dans les diagonales et le taux d'utilisation sont inchangés, quelle que soit la résistance réduite en compression utilisée. Par contre, lorsqu'on considère la résistance réduite en compression de $0.3C_u$, la poutre doit reprendre une plus grande force débalancée, ce qui se traduit par une ductilité en compression et des déplacements inter-étages plus importants. Ce phénomène est illustré aux figures impaires 6.38 à 6.45.

On note une corrélation entre les étages avec une concentration de déformations inélastiques et ceux où la résistance réelle disponible dans les sections de diagonales (V_r) se rapproche des efforts maximums anticipés lors d'analyses dynamiques élastiques (V_f). Le même constat s'applique au niveau des déplacements inter-étages exprimés en pourcentage de la hauteur de l'étage, $\%H_s$.

Les figures 6.38 à 6.45 paires, présentent la répartition du cisaillement à la base à chacun des étages, pour les bâtiments de 8 et de 12 étages. Cette répartition est évaluée selon trois approches différentes :

1) Selon l'approche statique proposée par le CNBC

2) Selon la résistance réelle disponible dans les sections de diagonales à l'étage étudié :

$$V_r = \left(\frac{C_r}{\phi} + \frac{T_r}{\phi}\right) \cdot \cos\theta / 2 \qquad (6.15)$$

3) Selon les efforts moyens obtenus d'analyses dynamiques, en s'assurant que le système demeure élastique.

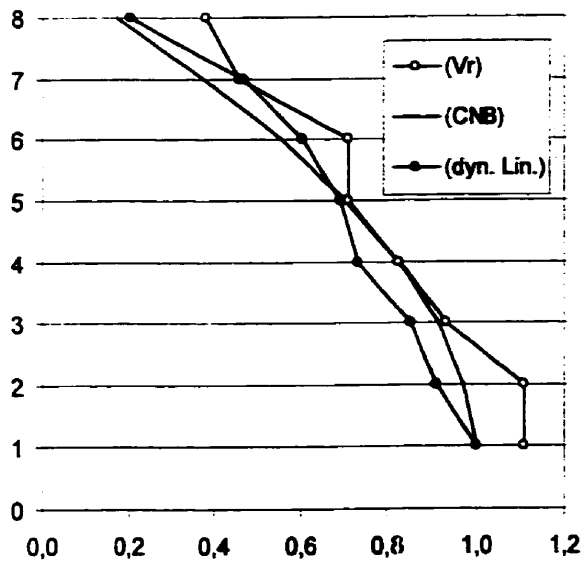


Figure 6.38 V / Vbase

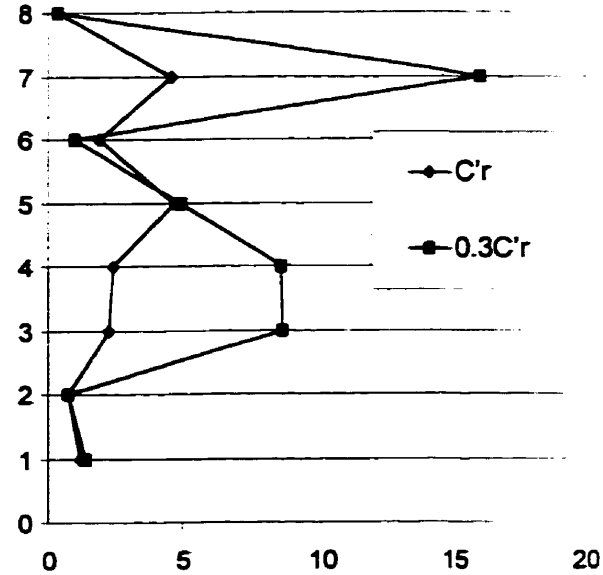


Figure 6.39 Ductilité max en compression

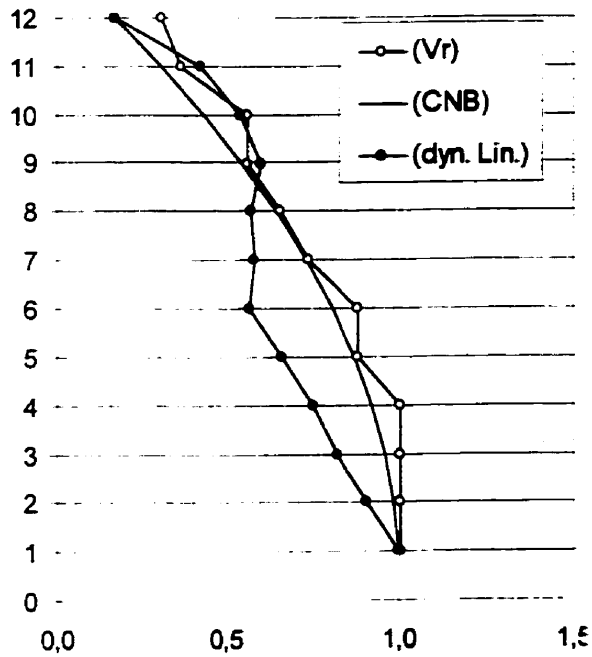


Figure 6.40 V / Vbase

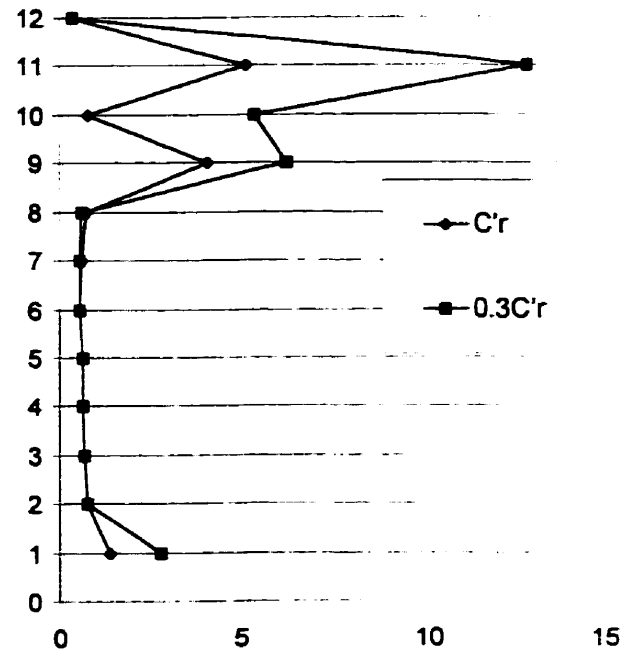


Figure 6.41 Ductilité max en compression

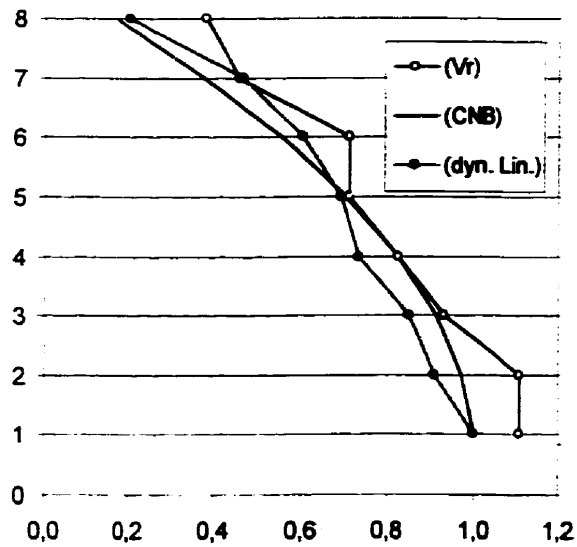


Figure 6.42 V / Vbase

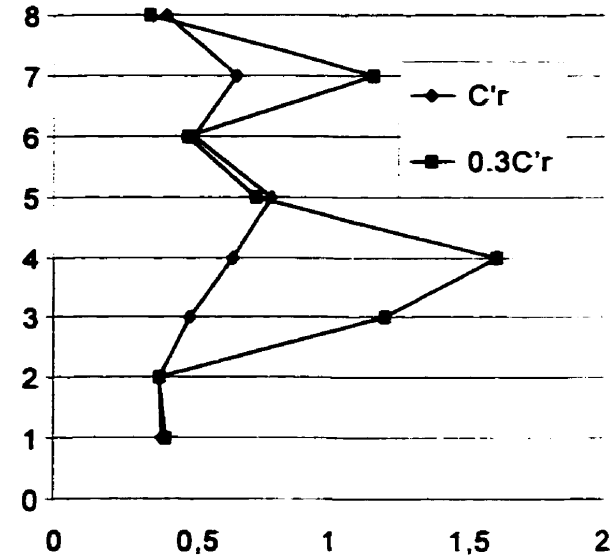


Figure 6.43 Déplacements inter-étages max (%Hs)

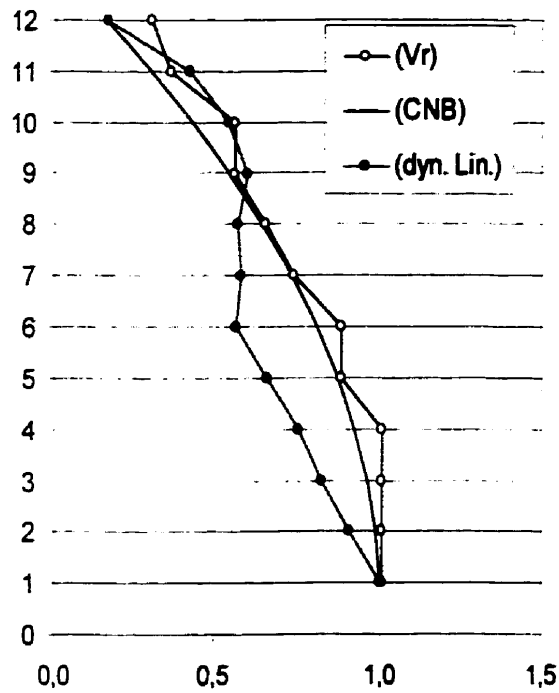


Figure 6.44 V / Vbase

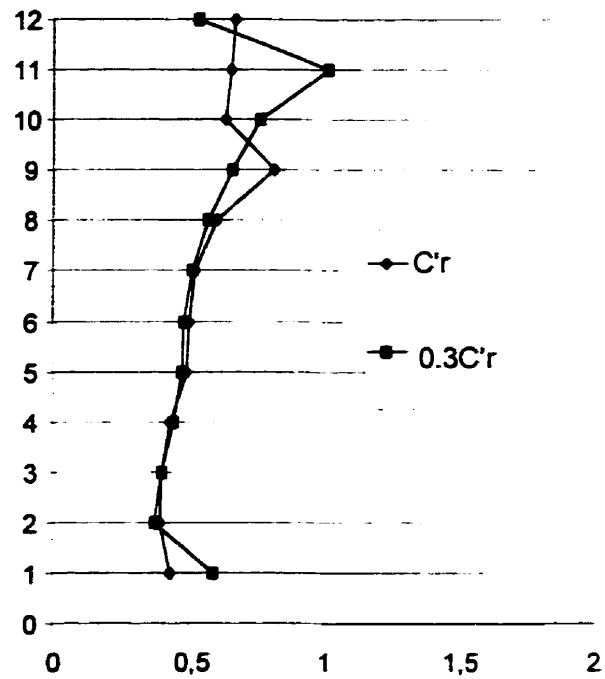


Figure 6.45 Déplacements inter-étages max (%Hs)

6.6 POUTRES FORTES

Tel qu'observé précédemment, les diagonales des contreventements en chevron ne peuvent développer leur pleine capacité en tension à cause de la plastification prématurée de la poutre. Il serait possible d'obtenir une meilleure résistance, des déplacements inter-étages et des niveaux de ductilité en compression plus petits, en renforçant les poutres pour qu'elles puissent reprendre la force débalancée verticale sans déformation permanente au niveau des planchers.

La figure ci-dessous permet de comparer la dissipation d'énergie susceptible de se développer dans un contreventement en chevron muni d'une poutre forte et d'un contreventement conforme à la norme d'acier S16.1, pour lequel la poutre peut subir une plastification au centre. Si la poutre est forte, le comportement se rapproche d'un contreventement concentrique ductile.

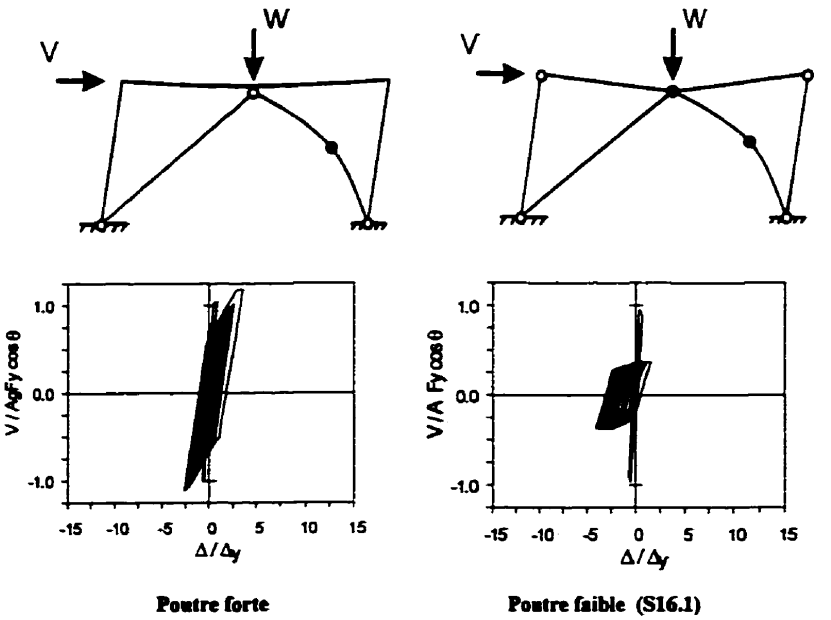


Figure 6.46 Influence de la poutre dans le comportement inélastique des chevrons

Afin d'évaluer la possibilité de classifier le contreventement en chevron comme un système de dissipation d'énergie plus ductile; des analyses ont été effectuées sur un bâtiment de 8 étages localisé à Vancouver, en comparant les trois approches suivantes :

1) Contreventements en chevron typiques avec poutres faibles, dimensionnés pour R=2.0.

2) Contreventements en chevron ductiles avec poutres fortes capables de reprendre seules les charges de gravité combinées à la force débalancée verticale qui survient lorsque la diagonale flambe, en considérant une résistance réduite de $0.3C_u$. On utilise un coefficient de modification des charges latérales de 3.0 (chevron). Les poutres sont dimensionnées comme des poteaux-poutres et on tient compte de la force débalancée verticale dans le calcul des poteaux.

3) Tel que 2) sauf que le degré de liberté vertical au centre de la poutre est bloqué de façon à simuler la présence d'un poteau au centre du contreventement (figure 6.47). Ce modèle représente un contreventement concentrique ductile.

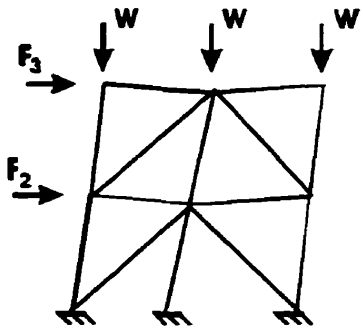


Figure 6.47 Modèle de contreventement concentrique ductile

Pour les scénarios 2) et 3), la force maximale, T_{max} dans les diagonales tendues susceptibles de se développer avant qu'un mécanisme de ruine survienne correspond à la pleine capacité en tension des diagonales (AgFy). Dans les analyses on considère une résistance en compression réduite de $0.3C_u$, pour tous les bâtiments.

6.6.1 Résultats

On constate d'après la figure 6.48 que les diagonales des contreventements en chevron typiques avec poutres faibles (R=2.0), n'atteignent pas leur capacité ultime en tension et que la ductilité maximale dans les diagonales tendues est plus importante lorsqu'on utilise des poutres fortes (R=3.0).

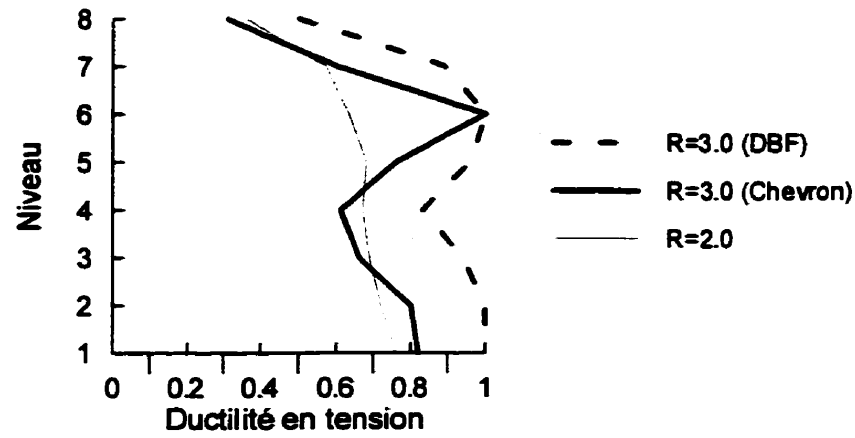


Figure 6.48 Ductilité en tension dans les diagonales : comparaison poutres fortes et faibles.

Pour les bâtiments typiques munis de poutres faibles, on observe un taux d'utilisation des diagonales ainsi que des efforts induits dans les poteaux plus important que les bâtiments avec poutres fortes (R=3.0). La principale raison réside dans le fait que les bâtiments munis de poutres fortes sont en mesure de développer des efforts plus importants dans les diagonales tendues avant qu'un mécanisme de rupture ne survienne. Ces efforts maximums atteignent la résistance ultime en tension, tel que le démontre la partie droite de la figure 6.49.

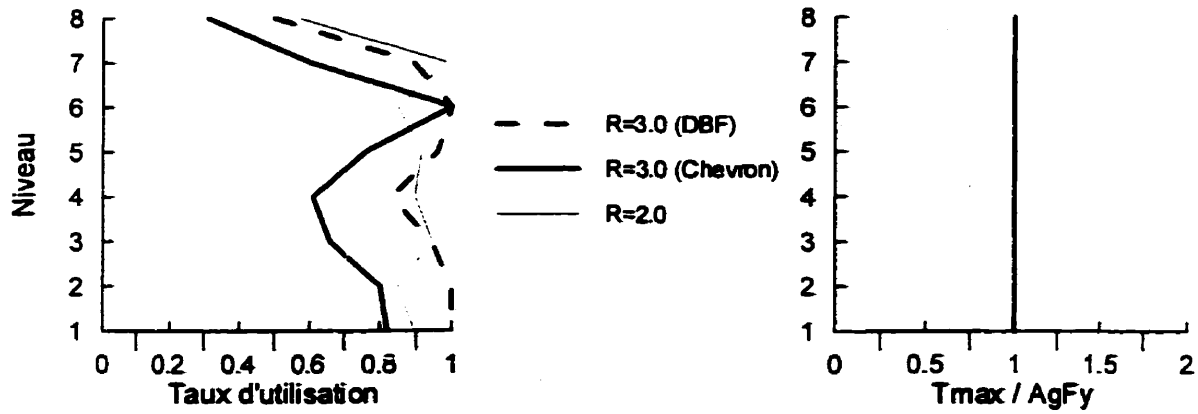


Figure 6.49 Taux d'utilisation des sections de diagonales : comparaison poutres fortes et faibles.

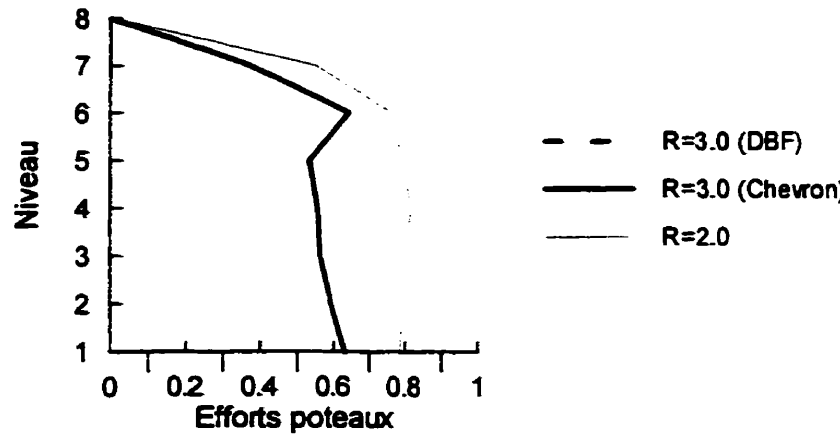


Figure 6.50 Taux d'utilisation des poteaux : comparaison poutres fortes et faibles.

La demande en ductilité maximale en compression observée dans les diagonales ainsi que les déplacements inter-étages, exprimés en pourcentage de la hauteur de l'étage (%Hs) sont illustrées aux figures 6.51 et 6.52.

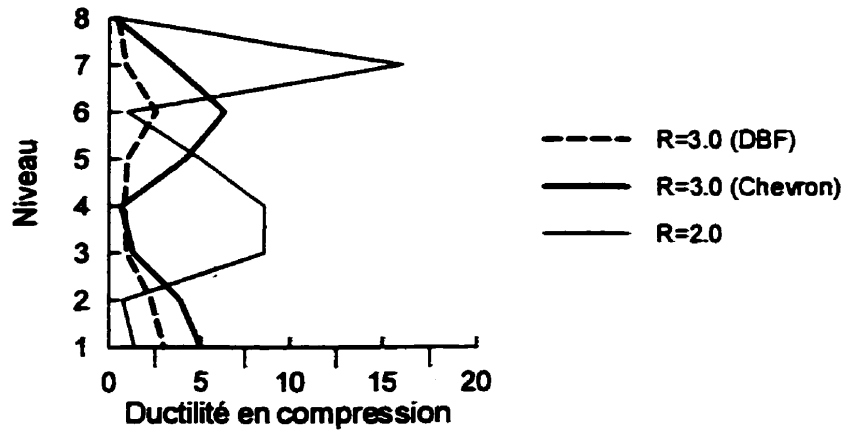


Figure 6.51 Comparaison de la ductilité en compression

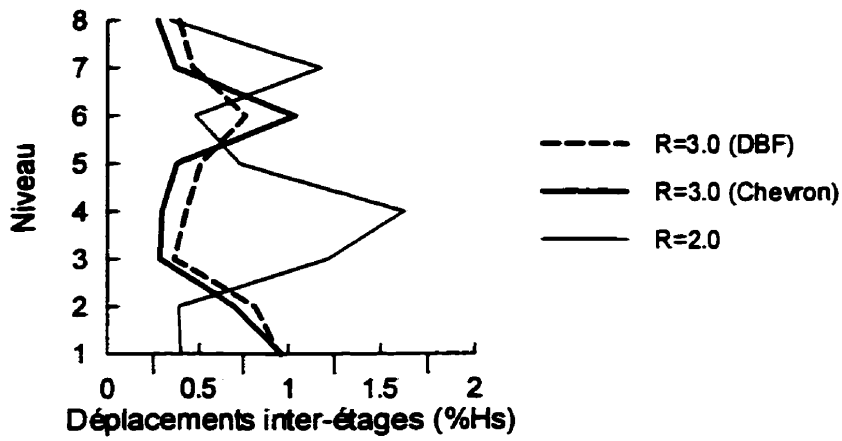


Figure 6.52 Comparaison des déplacements inter-étages

6.7 CONCLUSIONS

Les objectifs de ce chapitre étaient de définir les efforts maximums qui se développent dans les assemblages des diagonales, dans les poutres et les poteaux, et d'observer le comportement des contreventements en chevron.

Les efforts maximums de calcul sont basés sur les résultats obtenus des bâtiments de grande dimension (1500 m^2) situés à Vancouver car :

- La dimension en plan a peu d'influence sur les résultats obtenus.
- On obtient des efforts beaucoup plus importants pour les bâtiments localisés à Vancouver que ceux situés à Montréal, puisque les résultats sont biaisés par le spectre de Montréal du CNBC 1995 qui s'avère très conservateur pour les bâtiments flexibles.

6.7.1 Efforts maximums perçus

Les efforts maximums anticipés dans les contreventements en chevron sont estimés en considérant un mécanisme de ruine qui survient lorsque les diagonales, les poutres et les poteaux atteignent leurs résistances ultimes simultanément.

Les résultats obtenus quant au taux d'utilisation des diagonales et des poteaux démontrent que la prédiction des efforts maximums à l'aide de la méthode de la section 6.3 s'avère adéquate.

On constate que les diagonales n'atteignent pas leur résistance ultime en tension car il y a plastification prématurée de la poutre en flexion suite au flambement des diagonales. Les assemblages des diagonales, les poutres et les poteaux pourraient être dimensionnés pour la force maximale susceptible de se développer, à chaque niveau, dans les diagonales tendues lors d'un mécanisme de rupture. Les contreventements pourraient tout simplement être dimensionnés pour la valeur maximale observée lors des analyses soit : 80% AgFy (Annexe D). Le tableau 6.3 donne les efforts maximums qui pourraient être utilisé pour dimensionner les contreventements en chevron.

Tableau 6.3 Efforts maximums perçus dans les contreventements en chevron

Contreventements en chevrons	Mécanisme	Maximum
Assemblages des diagonales	T_{max}	0.8AgFy
Poutres	$T_{max} \cos \theta$	0.8AgFy $\cos\theta$
Poteaux	C_{max}	0.8AgFy $\sin\theta$

6.7.2 Comportement des contreventements en chevron

Le comportement des contreventements en chevron fut observé, afin de pouvoir proposer des limites applicables ainsi que des mesures correctrices lors de la conception. Voici les principales observations retenues :

On constate une dégradation de la résistance lorsqu'on dimensionne pour des poutres faibles : on observe une faiblesse au niveau du comportement inélastique des diagonales ainsi qu'une concentration à certains étages. Pour ces raisons, on devrait éviter l'utilisation des contreventements en chevron pour les bâtiments de plus de quatre étages.

La résistance réduite en compression des diagonales, C_r' proposée par l'équation 6.14 sous-estime les déformations inélastiques susceptibles de se développer dans les diagonales comprimées. Il serait préférable d'utiliser une résistance réduite de $0.3C_u$, afin d'obtenir une réponse plus réaliste du comportement inélastique des bâtiments.

Le fait d'utiliser des contreventements en chevron ductiles, dimensionné avec un coefficient de réduction des charges de 3.0 et muni de poutres fortes permet d'assurer une meilleure résistance, des déplacements inter-étages et des niveaux de ductilité en compression plus petits. Le comportement s'apparente à celui d'un contreventement concentrique ductile.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS

L'objectif de cette recherche consistait à définir les forces maximales susceptibles de se développer lors d'un séisme dans les assemblages des diagonales, dans les poutres et dans les poteaux des contreventements concentriques à diagonales élancées et en chevron. Ces forces maximales ont été exprimées en fonction d'une limite supérieure qui correspond aux efforts anticipés lors d'un mécanisme complet de ruine, obtenus au moyen d'une simple analyse statique. Ce projet a aussi permis d'étudier le comportement sismique des bâtiments multi-étagés en acier en vue de proposer des limites d'application ou des mesures correctrices.

7.1 RÉTROSPECTIVE

Afin d'atteindre ces objectifs, une revue de littérature a permis d'évaluer les normes de conception canadiennes quant au calcul sismique des bâtiments et des contreventements concentriques. Cette revue de littérature a aussi permis de faire référence aux recherches récentes sur les forces maximales anticipées et sur le comportement des contreventements travaillant en tension seulement et en chevron. Finalement, elle a permis d'étudier les normes de conception des contreventements concentriques de plusieurs pays : Canada, États-Unis, Nouvelle-Zélande, Europe ainsi que le Japon.

Des analyses dynamiques non-linéaires ont été effectuées sur des bâtiments multi-étagés (2, 4, 6, 8 et 12 étages) situés à Vancouver et à Montréal. Ces bâtiments ont été dimensionnés pour deux dimensions en plan : 900 m^2 et 1500 m^2. Pour chacun des deux sites, dix accélérogrammes représentatifs ont été choisis et normalisés.

Tout d'abord, une étude du comportement des contreventements concentriques en X avec diagonales travaillant en tension seulement (TOCBF) a été effectuée. Les résultats portaient sur la ductilité maximale observée dans les sections de diagonales ainsi que sur les déplacements inter-étages. Afin de quantifier ces résultats, le comportement des contreventements à diagonales élancées a été comparé à celui de contreventements travaillant en tension-compression. Des systèmes à un seul degré de liberté ont d'abord été étudiés. Par la suite, des bâtiments multi-étagés de 2, 4, 6 et 8 étages ont été analysés.

Ensuite, une série d'analyses fut effectuée sur des bâtiments multi-étagés dont les contreventements étaient faits de diagonales élancées. Le comportement de bâtiments dimensionnés selon le code (1.0Ag) a tout d'abord été effectué. Par la suite, afin d'étudier l'influence du surdimensionnement différentes grosseurs de diagonales ont été utilisées : 1.33Ag, 2.0Ag et 4.0Ag.

Finalement, des bâtiments multi-étagés munis de contreventements en chevron ont été analysés afin d'évaluer les forces maximales ainsi que le comportement de ce type de contreventement. Les contreventements en chevron sont dimensionnés avec un coefficient R=2.0 ainsi qu'avec R=1.0 pour évaluer l'influence du surdimensionnement des diagonales. De plus, on évalue la possibilité de classifier les contreventements en chevron comme un système plus ductile lorsqu'on utilise des poutres fortes.

7.2 CONCLUSIONS

D'après la revue de littérature, certaines normes proposent une limite quant aux efforts maximum qui se développent dans les diagonales des contreventements tandis qu'au Canada, aucune limite n'est actuellement imposée pour les régions de forte sismicité.

Cette limite peut avoir un impact considérable sur le coût des structures en acier. En effet, en pratique, on utilise souvent des sections de diagonales dans un contreventement plus grosses que ce qui est requis pour résister aux charges sismiques. On doit ensuite assurer le transfert des efforts dans les assemblages aux extrémités des diagonales, les poutres et les poteaux en dimensionnant tous ces éléments pour la résistance ultime de diagonales qui sont sur-dimensionnées. Une limite permettrait de réduire les efforts de calculs pour les assemblages, les poutres et les poteaux.

Dans ce travail, les efforts maximaux dans les diagonales, les poutres et les poteaux, ont été exprimés en fonction d'une limite supérieure qui correspond aux efforts qui s'exercent dans les contreventements lorsque ceux-ci forment un mécanisme complet de rupture sous les charges statiques horizontales. À partir de ces efforts maximaux, on propose des limites d'application au niveau du nombre d'étages et de la zone sismique ainsi que des mesures visant à améliorer leur conception sous les charges statiques horizontales.

7.2.1 Comportement sismique des contreventements travaillant en tension seulement

Pour l'ensemble des résultats, la ductilité est plus importante pour les systèmes travaillant en tension seulement (TOCBF) que pour les systèmes bilinéaires, surtout dans les étages supérieurs. En effet, on observe aux derniers étages des TOCBF, des déformations inélastiques jusqu'à 2.2 fois plus importantes que celles obtenues pour les systèmes bilinéaires. Ceci confirme que les TOCBF ne seraient pas appropriés pour les bâtiments de plus de 2 étages même lorsqu'ils sont dimensionnés avec un coefficient de

réduction des charges de 2.0. Les colonnes réparties sur deux niveaux, ne s'avèrent pas assez fortes et assez rigides pour redistribuer verticalement la demande inélastique.

Les systèmes TOCBF possèdent donc une faible capacité de distribuer l'énergie sismique dans les bâtiments de plus de 2 étages et devraient être utilisés conjointement avec d'autres systèmes de résistance aux charges latérales afin d'obtenir une meilleure performance.

7.2.2 Efforts maximums dans les contreventements travaillant en tension seulement

On observe des résultats similaires pour les deux dimensions en plan considérées. Ce paramètre a donc peu d'influence. Les efforts perçus pour la région de Vancouver sont plus importants que ceux observés à Montréal. On doit par contre, tenir compte du fait que les résultats pour Montréal sont biaisés par le spectre du CNBC 1995 qui est conservateur pour les bâtiments élevés de cette région. On se base donc sur les bâtiments de petites dimensions situés à Vancouver pour établir une limite supérieure pour les efforts de calcul à considérer. Cette limite supérieure, pour le calcul des assemblages des diagonales et pour les poutres, est basée sur la ductilité maximale observée dans les diagonales. Pour les poteaux, elle est basée sur les efforts normalisés.

Les résultats obtenus démontrent que lorsqu'on utilise des sections quatre fois plus grosses (4.0Ag), il n'y a plus de plastification dans les diagonales et qu'en considérant les valeurs minimales et maximales obtenues, il est possible de définir des efforts limite. Les valeurs de ductilité minimales et maximales observées correspondent à 0.58 et 0.78 fois les forces développées dans des diagonales 4.0Ag. Ce qui correspond à des forces 2.3 à 3.1 fois celles obtenues avec des diagonales 1.0Ag.

Les efforts normalisés minimums et maximums dans les colonnes des diagonales 4.0Ag sont de 51% à 76%. Ces efforts normalisés correspondent à des efforts 2 à 3 fois

plus importants que ceux perçus lorsqu'on utilise des diagonales 1.0Ag. Donc, la limite quant aux efforts maximums susceptibles de se développer dans les diagonales surdimensionnées est 2.5 à 3 fois les efforts qui se développent dans les sections typiques spécifiées par le code.

On observe également des concentrations de déformations inélastiques dans les bâtiments de 4 et de 6 étages, au niveau des étages supérieurs pour les diagonales typiques (R=2.0) et pour les diagonales 1.33 fois plus grosses (R=1.5). Ces contreventements offrent une capacité réduite de dissipation d'énergie.

7.2.3 Comportement des contreventements en chevron

On constate que les diagonales ne sont pas en mesure d'atteindre leur résistance ultime en tension à cause de la plastification prématurée de la poutre en flexion qui survient suite au flambement des diagonales. Cette flexion dans la poutre engendre des déformations importantes au niveau des planchers et réduit la rigidité, la résistance ainsi que la capacité des contreventements à dissiper l'énergie. On constate donc une dégradation de la résistance lorsqu'on dimensionne pour des poutres faibles : on observe une faiblesse au niveau du comportement inélastique des diagonales ainsi qu'une concentration à certains étages. On devrait donc éviter l'utilisation des contreventements en chevron pour les bâtiments de plus de quatre étages. De plus, le comportement de ce type de contreventements peut être amélioré significativement et approché celui d'un DBF si on dimensionne avec un coefficient de réduction des charges sismiques de R=3.0 et que l'on utilise des poutres fortes.

7.2.4 Efforts maximums dans les contreventements en chevron

Les efforts maximums de calcul sont basés sur les résultats obtenus des bâtiments de grande dimension (1500 m^2) situés à Vancouver puisque la dimension en plan a peu d'influence sur les résultats obtenus et que le spectre de Montréal est très conservateur pour les bâtiments flexibles.

Pour les contreventements en chevron avec poutres faibles, on obtient une très bonne corrélation entre les efforts prédits par un mécanisme complet et ceux obtenus des analyses dynamiques. Le mécanisme permet donc de bien prédire les efforts maximums même si les diagonales utilisées sont surdimensionnées.

Pour les contreventements en chevron munis de poutres fortes, la conception de la poutre est basée sur l'hypothèse que les diagonales plastifient. Par contre, les analyses démontrent que la prédiction que cet effort maximum atteignent la résistance ultime en tension des diagonales (T_{max}=AgFy) est du coté conservateur.

7.3 RECOMMANDATIONS

Les recommandations font suite aux résultats obtenus des analyses dynamiques non-linéaires. Tout d'abord dans les contreventements à diagonales élancées, on s'attend à ce que les diagonales plastifient en tension lorsque les sections de diagonales ne sont pas en mesure de reprendre 2.5 à 3 fois les forces sismiques développées dans des diagonales typiques (R=2.0) conçues selon le code. Dans ce cas, les connections doivent être en mesure de reprendre la résistance ultime des diagonales qui plastifient en tension. Les poutres et les colonnes doivent reprendre les charges de gravités en plus des forces induites par les diagonales, en faisant l'hypothèse qu'elles plastifient

simultanément à tous les niveaux lors d'un séisme. Cette hypothèse s'avère conservatrice au niveau des poteaux des étages inférieurs dans le cas des bâtiments très élevés. Par contre, si les sections de diagonales dépassent 2.5 à 3 fois celles des sections typiques spécifiées par le code, on peut considérer que les efforts limites susceptibles de se développer atteindront 2.5AgFy à 3AgFy ceux des diagonales typiques.

On a également constaté que les diagonales élancées possèdent une capacité limitée de dissiper l'énergie, ce qui peut donner lieu à des concentrations de déformations inélastiques à certains étages dans les bâtiments multi-étagés. On recommande donc de limiter l'utilisation de ce genre de contreventements aux bâtiments de 4 étages et moins, à moins que ces systèmes de résistance aux charges latérales soient combinés avec plus de redondance dans les zones sismiques actives.

Pour les contreventements en chevron, les assemblages des diagonales, les poutres et les poteaux pourraient être dimensionnés pour la force maximale susceptible de se développer, à chaque niveau, dans les diagonales tendues lors d'un mécanisme de ruine complet.

Le fait d'utiliser des contreventements en chevron ductiles, dimensionné avec un coefficient de réduction des charges de 3.0 et muni de poutres fortes permet d'assurer une meilleure résistance, des déplacements inter-étages et des niveaux de ductilité en compression plus petits. Le comportement s'apparente à celui d'un contreventement concentrique ductile.

7.4 ÉTUDES FUTURES

A la lumière des résultats obtenus voici les points importants à considérer lors d'une étude future du comportement sismique des bâtiments :

- Prendre en considération le taux de déformation lors des analyses puisque de nombreuses recherches montrent que lors de sollicitations sismiques où le taux de déformation est élevé dans l'acier, il y a augmentation de la limite élastique de l'acier. Cette augmentation de la limite de l'acier fait que les diagonales sont capables de prendre de plus grands efforts, ce qui peut par contre, entraîner une rupture fragile au niveau des assemblages s'ils ont été conçus sans tenir compte de ce phénomène.

- Cette étude portait sur des bâtiments de dimension typiques et uniformes. Il serait probablement intéressant d'évaluer le comportement des bâtiments non-uniformes.

- Lors des analyses dynamiques non-linéaires, l'amortissement de Rayleigh était fixé à 5%, cette valeur est discutable car d'autres recherches ont été effectuées avec des valeurs inférieures.

- La résistance réduite en compression des diagonales, $C_r^{'}$ proposée par le CNBC (équation 6.14) sous-estime les déformations inélastiques susceptibles de se développer dans les diagonales comprimées. Il serait préférable d'utiliser une résistance réduite de $0.3C_u$, afin d'obtenir une réponse plus réaliste du comportement inélastique des bâtiments. Cette dernière approximation de la résistance réduite en compression est plus réaliste et donne par le fait même des niveaux de ductilité et des déplacements inter-étages plus élevés.

- On devrait effectuer d'autres analyses afin d'obtenir des résultats plus représentatif quant à l'influence des poutres fortes dans les contreventements en chevron.

RÉFÉRENCES

AISC, (1992) "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings." American Institute of Steel Construction Inc. (AISC), Chicago, Il.

AISC, (1997) "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings." American Institute of Steel Construction Inc. (AISC), Chicago, Il.

ALLAHABADI, R. AND POWELL, G.H., (1988) "DRAIN-2DX user guide. Report no. UCB/EERC-88/06." Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Ca.

CARON, M., (1997) "Overstrength Braces in a Ductile Concentrically Braced Frame", Master's Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada.

CSA, (1989) "CAN/CSA-S16.1-M89. Limit States Design of Steel Structures." Canadian Standard Association (CSA), Rexdale, Ont.

CSA, (1994) "CAN/CSA-S16.1-94. Limit States Design of Steel Structures." Canadian Standard Association (CSA), Rexdale, Ont.

CNBC, (1995) "Code National du Bâtiment du Canada", Comité associé du Code National du Bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario.

ECCS, (1986) "European Recommandations for Steel Structures in Seismic Zones", ECCS, Technical Working Groupa 1.3 – Seismic Design, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, Belgium.

ECCS, (1991) "European Recommandations for Steel Structures in Seismic Zones", ECCS, Technical Working Groupa 1.3 – Seismic Design, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, Belgium.

ECCS, (1994) "European Recommandations for Steel Structures in Seismic Zones", ECCS, Technical Working Group 1.3 – Seismic Design, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, Belgium.

FEENEY, M.J. AND CLIFTON, G.C., (1995) "Seismic Design Procedures for Steel Structures." New Zealand Heavy Engineering Research Association, HERA Report R4-76, Manukau City, New Zealand.

FEENEY, M.J. AND CLIFTON, G.C., (1994) "Design of V-Braced Steel Framed Seismic-Resisting Systems." NZ National Society for Earthquake Engineering Conference, Wairakei, New Zealand, 76-85.

FILIATRAULT, A., (1996) "Éléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures.", Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.

GHANAAT, Y., (1980) "Study of X-Braced Steel Frames Structures Under Earthquake Simulation", Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, Report No. UCB/EERC-80/08.

ICBO, (1988) "Uniform Building Code - Structural Engineering Design Provisions." International Conference of Building Officials, Whittier, Ca.

ICBO, (1994) "Uniform Building Code - Structural Engineering Design Provisions." International Conference of Building Officials, Whittier, Ca.

ICBO, (1997) "Uniform Building Code - Structural Engineering Design Provisions." International Conference of Building Officials, Whittier, Ca.

JAIN, A.K. AND GOEL, S.C., (1978) "Hysteresis Models for Steel Members Subjected to Cyclic Buckling or Cyclic end Moments and Buckling (User's guide for Drain-2D : El 9 and El 10)", Report No. UMEE 78R6, Department of Civil Engineering, University of Michigan , Ann Arbour, Michigan.

KHATIB, I. F., MAHIN, S. A. AND PISTER, K. S., (1988) "Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames", Report No. UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

KHOJA, J., (1994) "Seismic Response of Sixteen and Twenty-Four Storey Concentrically Braced Frames." Master's Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada.

MEDHEKAR, M.S. AND KENNEDY, D.J.L., (1997) "An Assessment of the Effect of Brace Overstrength on the Seismic Response of a Single Storey Steel Building." Can. J. Civ. Eng., Vol 24, 692-704.

NAGATAKI, Y., KITAGAWA, M.,MIDORIKAWI AND KASHIMA, T., (1988) "Dynamic Response Analysis with Effects of Strain Rate and Stress Relaxation." Proc. 9Th World Conf. Earth. Eng., Tokyo-Kyoto, Japan, 693-698.

NAUMOSKI, N., TSO, W.K. AND HEIDEBRECHT, A., (1988) "A selection of Representative Strong Motion Earthquake Records Having Different a/v Ratios.", Report No. 88-01, Earthquake Research Group, McMaster University, Hamilton, Canada.

NZS, (1989) "Steel Structures Code : Parts 1 and 2, NZS 3404 : 1989", Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.

NZS, (1997) "Steel Structures Code : Parts 1 and 2, NZS 3404 : 1997", Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.

PICARD, A. ET BEAULIEU, D., (1991) "Calcul des charpentes d'acier", Institut Canadien de la construction en acier, Québec, Canada, 641 p.

POPOV, E.P., TAKANASHI, K., AND ROEDER, C.W., (1976) "Structural Steel Bracing Systems : Behavior under Cyclic Loading", Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, Report No.EERC 76-17.

REDWOOD, R.G., AND JAIN, A.K., (1992) "Code Provisions for Seismic Design of Concentrically Braced Steel Frames." Can. J. of Civil Eng., 19, 1025-1031.

REDWOOD, R.G., AND CHANNAGIRI, V.S., (1991) "Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Frames." Can. J. of Civil Eng., 18, 839-850.

REDWOOD, R.G., LU, F., BOUCHARD, G., AND PAULTRE, P., (1991) "Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames." Can. J. of Civil Eng., 18, 1062-1077.

REMENNIKOV A.H. AND WALPOLE W.D., (1998) "Seismic Behavior and Deterministics Design Procedures for Steel V-Braced Frames." Earthquake Spectra , No. 2, 335-355.

ROBERT, N. AND TREMBLAY, R., (1997) "Earthquake Induced Forces in Tension-Only Concentrically Braced Steel Frames." Proc. 6Th U.S. National Conf. On Earthquake Eng.

SUITA, K., KANETA, K. AND KHOZU, I., (1992) "The Effect of Strain Rate in Steel Structurals Joints due to High Speed Loadings." Proc. 10Th World Conf. On Earth. Eng., Tokyo-Kyoto; Japan, 2863-2866.

TREMBLAY, R., ARCHAMBAULT, M.-H., AND FILIATRAULT, A., (1995) "Seismic Behavior of Ductile Concentrically X-Bracings" Procedings of the 7th Can. Conf. On Earthquake Engineering, Montreal, Canada, 549-556.

TREMBLAY, R. AND FILIATRAULT, A., (1996) "Seismic Impact Loading in Inelastic Tension-Only Concentrically Braced Steel Frames: Myth or Reality?" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1373-1389.

TREMBLAY, R., FILIATRAULT, A., AND REDWOOD, R., (1997) "Calcul Parasismique des Charpentes d'acier" Séminaire McGill, section II, Calcul parasismique des contreventements en treillis concentriques, 1-40.

TREMBLAY, R. ET MASSICOTTE, B., (1995) "Introduction au calcul des constructions métalliques", École Polytechnique de Montréal , Québec, Canada.

TREMBLAY, R., PRION, H.G. L, STIEMER, S.F., AND FILIATRAULT, A., (1991a) "Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames." Proc. of the 1991 SSRC Annual Technical Session, Chicago, Il., 291-302.

TREMBLAY, R., STIEMER, S.F., AND FILIATRAULT, A., (1991b) "Aspects of the Seismic Design of Concentrically Braced Frames." Proc. of the 1991 CSCE Annual Conf., Vancouver, B.C., III., 315-324.

TREMBLAY, R., ROBERT, N. AND FILIATRAULT, A, (1997) "Tension-Only Bracing : a Viable Earthquake Resistant System for Low–rise Steel Buildings ?" Proc. SDSS '97 5th Intern. Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Nagoya , Japan, 1163-1170.

TREMBLAY, R., TIMLER, P., BRUNEAU, M., NAKASHIMA, M., PRION, HELMUT G.L., FILIATRAULT, A., AND DEVALL, R., (1996) "Seismic Design of Steel Buildings : Lessons from the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake" Can. J. of Civil Eng., 23, 727-756.

WAKABAYASHI, T., NAKAMURA, S., IWAI., I., AND HAYASHI, Y., (1984) "Effects of strain rate Behavior of Structural Members Subjected to Earthquake Forces." Proc. 8Th World Conf. Earth. Eng., San Francisco.

ANNEXE A

Cette annexe présente les principales modifications suggérées par Khoja (1994) quant aux clauses 27.4 et 27.5 de l'ébauche préliminaire (mars 1993) de la norme S16.1-94.

27.4.3.1

Bracing members shall have a slenderness ratio, L/r, less than $1900/\sqrt{F_y}$. Symmetrical open sections shall be Class 1, width-thickness ratios for HSS shall not exceed $330/\sqrt{F_y}$, and for angles, tees, and flanges of channels shall not exceed $145/\sqrt{F_y}$, except that for velocity or acceleration zone 1, symmetrical open sections shall be Class 1 or 2, HSS shall be Class 1, and for angles, tees, and flanges of channels shall not exceed $170/\sqrt{F_y}$. Built-up bracing members shall have slenderness ratios of the individual parts no greater than 0.5 times the slenderness ratio of the member as a whole.

27.4.4.2

In velocity related seismic zones of 4 or higher, brace connections shall have a factored resistance at least equal to the axial tensile yield strength of the brace ($A_g F_y$) unless the engineer can show that a lower resistance is adequate. In other zones, the connection shall resist the greater of the factored load effects and the combine effects of 2.0 times the factored seismic load plus the specified gravity load.

Partial joint penetration groove welds shall not be used in these connections.

27.4.6

Columns and beams shall be proportioned to resist the specified gravity loads together with the loads induced by the brace connection forces given in Clause 27.4.4.2. Redistributed loads due to brace buckling or yielding shall be considered. The brace compressive resistance shall not include the reduction factor defined in Clause 27.4.3.2 unless this creates a more critical condition.

27.5.3

In velocity related seismic zones of 4 and higher, the brace connections shall have a factored resistance at least equal to the axial tensile yield strength of the brace ($A_g F_y$) unless the engineer can show that a lower resistance is adequate. In other zones,

the connection shall resist the greater of the factored load effects and the combine effects of 1.33 times the seismic load in the brace and the specified gravity load.

For tension-only bracing the load selected shall be multiplied by an additional factor of 1.10.

27.5.4

The beam attached to chevron or V-braces shall be continuous between columns and its top and bottom flanges shall be designed to resist a lateral load of 1.5 % of the flange yield force at the point of intersection with the braces. When a beam is supported from below by chevron braces, the beam shall have adequate resistance, with $\phi=1.0$, to support its specified tributary gravity loads without the support provided by the braces.

ANNEXE B

Dans cette annexe, pour tous les bâtiments étudiés, les sections choisies sont présentées. Ces sections comprennent les poteaux de gravité et du système de contreventement, les diagonales et les poutres des contreventements concentriques à diagonales élancées et des contreventements en chevron.

Finalement, le facteur de réponse sismique, S, utilisé lors du dimensionnemnet des bâtiments est présenté ainsi que le ratio du cisaillement à la base sur le poids sismique total des bâtiments.

BÂTIMENTS DU CHAPITRE 4 AVEC CONTREVENTEMENTS TRAVAILLANT EN TENSION SEULEMENT

Tableau B1 Période fondamentale (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements travaillant en tension seulement.

Bâtiments	Vancouver		
Dimension	R = 2.0	R = 3.0	R = 4.0
2 - (900 m^2)	0.63 / 506	0.76 / 337	0.88 / 253
4 - (900 m^2)	1.04 / 852	1.24 / 568	1.42 / 426
6 - (900 m^2)	1.43 / 1109	1.72 / 740	1.95 / 554
8 - (900 m^2)	1.85 / 1310	2.22 / 873	2.51 / 655
2 - (1500 m^2)	0.64 / 804	0.76 / 536	0.88 / 402
4 - (1500 m^2)	1.05 / 1357	1.26 / 905	1.45 / 678
6 - (1500 m^2)	1.45 / 1766	1.81 / 1177	2.00 / 883
8 - (1500 m^2)	1.92 / 2086	2.26 / 1391	2.58 / 1043

Tableau B2 Poteaux de gravité

Bâtiments	Vancouver			
Dimension	Type 1	Type 2	Type 4	Type 5
8 étages	W200x42	W200x46	W200x31	W150x22
(900m^2 et1500m^2)	W200x71	W310x79	W200x46	W200x36
	W250x89	W310x107	W200x52	W200x42
	W310x118	W310x143	W200x71	W200x46

Tableau B3 Poteaux du système de contreventements (Type 3)

Bâtiments	Vancouver		
Dimension	R = 2.0	R = 3.0	R = 4.0
2 - (900 m^2)	W200x46	W200x36	W200x36
4 - (900 m^2)	W200x42 W250x80	W200x36 W200x71	W200x36 W250x67
6 - (900 m^2)	W200x42 W310x86 W310x143	W200x36 W250x73 W310x107	W200x36 W250x67 W310x97
8 - (900 m^2)	W200x42 W310x86 W310x143 W310x202	W200x36 W250x3 W310x107 W310x158	W200x36 W250x67 W310x97 W310x129
2 - (1500 m^2)	W200x46	W200x46	W200x42
4 - (1500 m^2)	W200x46 W310x107	W200x46 W250x89	W200x42 W250x73
6 - (1500 m^2)	W200x46 W310x107 W310x202	W200x42 W310x86 W310x107	W150x37 W250x73 W310x118
8 - (1500 m^2)	W200x46 W310x107 W310x202 WWF 500x254	W200x46 W310x86 W310x143 W310x226	W200x42 W250x73 W310x118 W310x179

Tableau B4 Poteaux du système de contreventements (Type 6)

Bâtiments	Vancouver		
Dimension	**R = 2.0**	**R = 3.0**	**R = 4.0**
2 - (900 m^2)	W200x46	W200x46	W200x46
4 - (900 m^2)	W200x46 W310x97	W200x46 W310x86	W200x46 W310x79
6 - (900 m^2)	W200x46 W310x97 W310x179	W200x46 W310x86 W310x143	W200x46 W310x79 W310x118
8 - (900 m^2)	W200x46 W310x97 W310x179 WWF400x220	W200x46 W310x86 W310x143 W310x202	W200x46 W310x79 W310x129 W310x179
2 - (1500 m^2)	W200x59	W200x46	W200x46
4 - (1500 m^2)	W200x59 W310x129	W200x36 W310x107	W200x46 W310x97
6 - (1500 m^2)	W200x52 W310x129 W310x226	W200x46 W310x97 W310x179	W200x46 W310x97 W310x158
8 - (1500 m^2)	W250x58 W310x129 W310x226 WWF 400x303	W250x49 W310x107 W310x179 WWF 400x220	W200x46 W310x97 W310x158 W310x226

Tableau B5 Coefficient de réponse sismique (S) utilisé pour les bâtiments étudiés avec contreventements travaillant en tension seulement.

Bâtiments	Vancouver		
Dimension	**R = 2.0**	**R = 3.0**	**R = 4.0**
2 - (900 m^2)	2.4	2.4	2.4
4 - (900 m^2)	1.69	1.69	1.69
6 - (900 m^2)	1.39	1.39	1.39
8 - (900 m^2)	1.20	1.20	1.20
2 - (1500 m^2)	2.4	2.4	2.4
4 - (1500 m^2)	1.69	1.69	1.69
6 - (1500 m^2)	1.39	1.39	1.39
8 - (1500 m^2)	1.20	1.20	1.20

Tableau B6 Ratio du cisaillement à la base sur le poids sismique total en % (V/W).

Bâtiments	Vancouver		
Dimension	**R = 2.0**	**R = 3.0**	**R = 4.0**
2 - (900 m^2)	9.07	6.05	4.54
4 - (900 m^2)	6.39	4.26	3.19
6 - (900 m^2)	5.25	3.51	2.62
8 - (900 m^2)	4.54	3.02	2.27
2 - (1500 m^2)	9.07	6.05	4.54
4 - (1500 m^2)	6.39	4.26	3.19
6 - (1500 m^2)	5.25	3.51	2.62
8 - (1500 m^2)	4.54	3.02	2.27

BÂTIMENTS DU CHAPITRE 5 AVEC DIAGONALES SURDIMENSIONNÉES TRAVAILLANT EN TENSION SEULEMENT

Tableau B6 Périodes fondamentales (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments étudiés avec contreventements travaillant en tension seulement.

Bâtiments	Vancouver				Montréal	
Étages	1.0Ag	1.33Ag	2.0Ag	4.0Ag	1.0Ag	4.0Ag
2 -(900 m^2)	0.63 / 506	0.55 / 674	0.45 / 1010	0.30 / 2310	0.7 /338	0.40/1350
4 -(900 m^2)	1.04 / 852	0.90 / 1140	0.74 / 1750	0.50 / 4090	1.47/404	0.77/1620
6 -(900 m^2)	1.43 / 1110	1.25 / 1480	1.03 / 2330	0.60 / 5480	-	-
8 -(900 m^2)	1.85 / 1310	1.65 / 1750	1.33 / 2790	0.89 / 6640	2.60/609	1.41/2560
2 -(1500 m^2)	0.64 / 804	-	-	-	-	-
4 -(1500 m^2)	1.05 / 1360	-	-	0.50 / 6520	-	-
6 -(1500 m^2)	1.45 / 1770	-	-	-	-	-
8 -(1500 m^2)	1.92 / 2090	-	-	0.92/10400	-	-

Tableau B7 Poteaux de gravité

Bâtiments	Vancouver			
Dimension	Type 1	Type 2	Type 4	Type 5
8 étages	W200x42	W200x46	W200x31	W150x22
(900m^2 et1500m^2)	W200x71	W310x79	W200x46	W200x36
	W250x89	W310x107	W200x52	W200x42
	W310x118	W310x143	W200x71	W200x46

Tableau B8 Poteaux du système de contreventements (Type 3)

Bâtiments	Vancouver			
Étages	1.0Ag	1.33Ag	2.0Ag	4.0Ag
2 -(900 m^2)	W200x46	W200x46	W250x58	W310x97
4 -(900 m^2)	W200x42 W250x80	W200x46 W310x97	W250x58 W310x129	W310x97 WWF 500x223
6 -(900 m^2)	W200x42 W310x86 W310x143	W200x46 W310x97 W310x179	W250x58 W310x143 WWF 350x212	W310x97 WWF 350x254 WWF 400x444
8 -(900 m^2)	W200x42 W310x86 W310x143 W310x202	W200x46 W310x97 W310x179 WWF 400x220	W250x58 W310x143 WWF 400x220 WWF 450x342	W310x97 WWF 400x243 WWF 500x456 WWF 550x721
2 –(1500 m^2)	W200x46	-	-	-
4 -(1500 m^2)	W200x46 W310x107	-	-	W310x129 WWF 450x342
6 -(1500 m^2)	W200x46 W310x107 W310x202	-	-	-
8 -(1500 m^2)	W200x46 W310x107 W310x202 WWF 500x254	-	-	W310x143 WWF 400x362 WWF 550x721 W14x605

Tableau B9 Poteaux du système de contreventements (Type 6)

Bâtiments	Vancouver			
Étages	1.0Ag	1.33Ag	2.0Ag	4.0Ag
2 -(900 m^2)	W200x46	W200x52	W250x73	W310x97
4 -(900 m^2)	W200x46 W310x97	W200x52 W310x118	W250x73 W310x143	W310x97 WWF 400x243
6 -(900 m^2)	W200x46 W310x97 W310x179	W200x52 W310x118 W310x202	W250x73 W310x158 WWF 450x228	W310x97 WWF 500x254 WWF 650x499
8 -(900 m^2)	W200x46 W310x97 W310x179 WWF 400x220	W200x52 W310x118 W310x202 WWF 350x263	W250x73 W310x158 WWF 400x243 WWF 400x362	W310x97 WWF 500x254 WWF 650x499 WWF 650x739
2 –(1500 m^2)	W200x59	-	-	-
4 -(1500 m^2)	W200x59 W310x129	-	-	W310x143 WWF 400x362
6 -(1500 m^2)	W200x52 W310x129 W310x226	-	-	-
8 -(1500 m^2)	W250x58 W310x129 W310x226 WWF 400x303	-	-	W310x143 WWF 500x381 WWF 550x381 W14x605

Tableau B10 Poteaux de gravité

Bâtiments	Montréal			
Dimension	Type 1	Type 2	Type 4	Type 5
8 étages	W200x46	W200x46	W150x30	W140x22
(900m^2 et1500m^2)	W200x71	W250x80	W200x46	W150x30
	W310x97	W310x118	W250x58	W200x42
	W310x118	W310x143	W200x71	W200x46

Tableau B11 Poteaux du système de contreventements (Type 3 et 6)

Bâtiments	Montréal	
Étages	1.0Ag	4.0Ag
Type 3		
2 -(900 m^2)	W200x36	W250x73
4 -(900 m^2)	W200x36 W310x67	W200x52 W310x129
6 -(900 m^2)	-	-
8 -(900 m^2)	W20036 W310x67 W310x97 W310x129	W200x59 W310x129 WWF 450x201 WWF 400x303
Type 6		
2 -(900 m^2)	W200x46	W250x73
4 -(900 m^2)	W200x46 W310x86	W250x73 W310x143
6 -(900 m^2)	-	-
8 -(900 m^2)	W200x46 W310x79 W310x118 W310x179	W250x73 W310x158 WWF 500x223 WWF 450x342

Tableau B12 Coefficient de réponse sismique (S) utilisé pour les bâtiments étudiés avec diagonales surdimensionnées travaillant en tension-seulement.

Bâtiments	Vancouver				Montréal	
Étages	1.0Ag	1.33Ag	2.0Ag	4.0Ag	1.0Ag	4.0Ag
2 -(900 m^2)	2.4	2.4	2.4	2.74	3.36	3.36
4 -(900 m^2)	1.69	1.69	1.74	2.03	1.71	1.71
6 -(900 m^2)	1.39	1.39	1.46	1.72	-	-
8 -(900 m^2)	1.20	1.20	1.28	1.52	1.20	1.26
2 –(1500 m^2)	2.4	-	-	-	-	-
4 -(1500 m^2)	1.69	-	-	2.03	-	-
6 -(1500 m^2)	1.39	-	-	-	-	-
8 -(1500 m^2)	1.20	-	-	1.50	-	-

Tableau B13 Ratio du cisaillement à la base sur le poids sismique total en %(V/W)

Bâtiments	Vancouver				Montréal	
Étages	1.0Ag	1.33Ag	2.0Ag	4.0Ag	1.0Ag	4.0Ag
2 -(900 m^2)	9.1	12	18	41.4	5.9	23.5
4 -(900 m^2)	6.4	8.5	13	30.7	3	11.9
6 -(900 m^2)	5.25	7	11	26	-	-
8 -(900 m^2)	4.5	6	9.6	23	2.1	8.8
2 –(1500 m^2)	9.1	-	-	-	-	-
4 -(1500 m^2)	6.4	-	-	30.7	-	-
6 -(1500 m^2)	5.25	-	-	-	-	-
8 -(1500 m^2)	4.5	-	-	22.7	-	-

BÂTIMENTS DU CHAPITRE 6

AVEC CONTREVENTEMENTS EN CHEVRON

Tableau B13 Période fondamentale (s) / effort tranchant à la base (kN) pour les bâtiments avec contreventements en chevron

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m^2)	0.38 / 533	0.33 / 1133	0.39 / 338	0.39 / 338
4 – (900 m^2)	-	-	0.81 / 404	0.78 / 808
8 – (900 m^2)	1.59 / 1310	1.26 / 2881	1.78 / 609	1.61 / 1218
12– (900 m^2)	-	-	-	-
2 – (1500 m^2)	0.45 / 804	0.39 / 1676	-	-
4 – (1500 m^2)	0.86 / 1357	0.70 / 2891	-	-
8 – (1500 m^2)	1.75 / 2086	1.33 / 4520	-	-
12– (1500 m^2)	2.77 / 2630	1.94 / 5796	-	-

Tableau B14 Poteaux de gravité

Bâtiments	Vancouver			
Dimension	Type 1	Type 2	Type 4	Type 5
12 étages	W200x42	W200x46	W200x31	W150x22
(900m^2 et1500m^2)	W200x71	W310x79	W200x46	W200x36
	W250x89	W310x107	W200x52	W200x42
	W310x118	W310x143	W200x71	W200x46
	W310x143	W310x179	W310x79	W200x52
	W310x179	W310x226	W310x97	W310x67

Tableau B15 Poteaux du système de contreventements (Type 3)

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m^2)	W200x46	W200x46	W200x46	W200x46
4 – (900 m^2)	-	-	W200x46 W310x86	W200x46 W310x86
8 – (900 m^2)	W200x46 W310x79 W310x129 WWF 350x176	W200x46 W310x97 WWF 350x176 WWF 500x276	W200x46 W310x86 W310x118 W310x179	W200x46 W310x86 W310x129 WWF 350x176
12– (900 m^2)	-	-	-	-
2 – (1500 m^2)	W200x46	W200x46	-	-
4 – (1500 m^2)	W200x46 W310x97	W200x46 W310x129	-	-
8 – (1500 m^2)	W200x46 W310x97 W310x179 WWF 500x223	W200x46 W310x129 WWF 500x254 WWF 400x444	-	-
12– (1500 m^2)	W200x46 W310x97 W310x179 WWF 500x223 WWF 350x315 WWF 500x456	W200x46 W310x143 WWF 400x273 WWF 400x444 WWF 600x793 W14x730	-	-

Tableau B16 Poteaux du système de contreventements (Type 6)

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m^2)	W200x46	W200x46	W250x49	W250x49
4 – (900 m^2)	-	-	W250x49 W310x97	W250x49 W310x97
8 – (900 m^2)	W200x46 W310x97 W310x158 WWF 450x201	W200x46 W310x118 WWF 450x201 WWF 350x315	W250x49 W310x97 W310x158 WWF 350x176	W250x49 W310x97 W310x158 WWF 350x212
12– (900 m^2)	-	-	-	-
2 – (1500 m^2)	W200x46	W200x46	-	-
4 – (1500 m^2)	W200x46 W310x107	W200x46 W310x158	-	-
8 – (1500 m^2)	W200x46 W310x107 WWF 350x176 WWF 500x254	W200x46 W310x143 WWF 550x280 WWF 650x499	-	-
12– (1500 m^2)	W200x46 W310x107 WWF 350x176 WWF 500x254 WWF 400x362 WWF 550x503	W200x52 W310x158 WWF 400x303 WWF 650x499 WWF 650x864 W36x798	-	-

Tableau B17 Diagonales des contreventements en chevron

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m²)	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4	HSS 127x127x6.4 HSS 152x152x8	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4
4 – (900 m²)	-	-	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x8
8 – (900 m²)	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x8 HSS 127x127x9.5 HSS 152x152x8 HSS 152x152x8 HSS 152x152x8	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x9.5 HSS 152x152x9.5 HSS 178x178x9.5 HSS 178x178x11 HSS 178x178x11 HSS 178x178x13 HSS 178x178x13	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x8 HSS 127x127x9.5 HSS 152x152x8 HSS 152x152x8 HSS 152x152x8
12– (900 m²)	-	-	-	-
2 – (1500 m²)	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x8	HSS 127x127x6.4 HSS 152x152x9.5	-	-
4 – (1500 m²)	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x8 HSS 152x152x8 HSS 152x152x8	HSS 127x127x6.4 HSS 152x152x11 HSS 178x178x11 HSS 178x178x13	-	-
8 – (1500 m²)	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x8 HSS 152x152x8 HSS 152x152x8 HSS 152x152x9.5 HSS 152x152x11 HSS 178x178x9.5 HSS 178x178x9.5	HSS 127x127x6.4 HSS 152x152x9.5 HSS 178x178x11 HSS 203x203x11 HSS 254x254x13 HSS 254x254x13 HSS 254x254x13 HSS 254x254x13	-	-
12– (1500 m²)	HSS 127x127x6.4 HSS 127x127x8 HSS 152x152x8 HSS 152x152x8 HSS 152x152x9.5 HSS 152x152x11 HSS 178x178x9.5 HSS 178x178x9.5 HSS 178x178x11 HSS 178x178x11 HSS 178x178x11 HSS 178x178x11	HSS 127x127x9.5 HSS 152x152x11 HSS 178x178x11 HSS 203x203x11 HSS 254x254x13 HSS 254x254x13 HSS 254x254x13 WWF 350x176 WWF 350x176 WWF 350x176 WWF 350x176 WWF 350x176	-	-

Tableau B18 Poutres des contreventements en chevron

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m²)	W200x27 W200x31	W200x27 W200x42	W200x27 W200x31	W200x27 W200x31
4 – (900 m²)	-	-	W200x27 W200x31 W200x31 W200x31	W200x27 W200x31 W200x31 W200x31
8 – (900 m²)	W200x27 W200x31 W200x31 W200x31 W200x36 W200x42 W200x42 W200x42	W200x27 W200x36 W200x52 W250x58 W250x58 W250x58 W310x60 W310x60	W200x27 W200x31 W200x31 W200x31 W200x31 W200x31 W200x31 W200x31	W200x27 W200x31 W200x31 W200x31 W200x36 W200x42 W200x42 W200x42
12– (900 m²)	-	-	-	-
2 – (1500 m²)	W200x27 W200x31	W200x27 W200x52	-	-
4 – (1500 m²)	W200x27 W200x31 W200x42 W200x42	W200x27 W200x52 W250x58 W310x60	-	-
8 – (1500 m²)	W200x27 W200x31 W200x42 W200x42 W200x52 W200x52 W250x58 W250x58	W200x27 W200x52 W250x58 W310x67 W310x118 W310x118 W310x118 W310x118	-	-
12– (1500 m²)	W200x27 W200x31 W200x42 W200x42 W200x52 W200x52 W250x58 W250x58 W250x58 W250x58 W310x118 W310x60	W200x36 W200x52 W250x58 W310x67 W310x118 W310x118 W310x118 W310x118 W310x118 W310x179 W310x179 W310x179	-	-

Tableau B19 Coefficient de réponse sismique (S) utilisé pour les bâtiments étudiés avec contreventements en chevron

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m^2)	2.53	1.61	3.36	3.36
4 – (900 m^2)	-	-	1.71	1.71
8 – (900 m^2)	1.20	1.32	1.20	1.20
12– (900 m^2)	-	-	-	-
2 – (1500 m^2)	2.4	2.5	-	-
4 – (1500 m^2)	1.70	1.80	-	-
8 – (1500 m^2)	1.20	1.30	-	-
12– (1500 m^2)	0.98	1.08	-	-

Tableau B20 Ratio du cisaillement à la base sur le poids sismique total en%(V/W).

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
2 – (900 m^2)	9.6	20.3	6	11.7
4 – (900 m^2)	-	-	3	6
8 – (900 m^2)	4.5	10	2.1	4.2
12– (900 m^2)	-	-	-	-
2 – (1500 m^2)	9.1	18.9	-	-
4 – (1500 m^2)	6.3	13.6	-	-
8 – (1500 m^2)	4.5	9.8	-	-
12– (1500 m^2)	3.7	8.2	-	-

ANNEXE C

SÉISMES DE CALCUL

Dans cette annexe, on retrouve les historiques et les spectres d'accélération absolu des accélérogrammes utilisés pour les bâtiments multi-étagés. Les historiques montrés sont normalisés selon la procédure présentée au chapitre 3 et les spectres sont obtenus des historiques normalisés.

Pour chaque séisme, les accélérations spectrales sont comparés au spectre proposé par le Code national du bâtiment du Canada 1995, pour chacun des sites, en considérant 5% d'amortissement critique.

Les figures C1 à C20 présentent les historiques et les spectres des dix accélérogrammes sélectionnés pour la région de Vancouver, tandis que les figures C21 à C40 présentent les informations concernant les sélections pour Montréal.

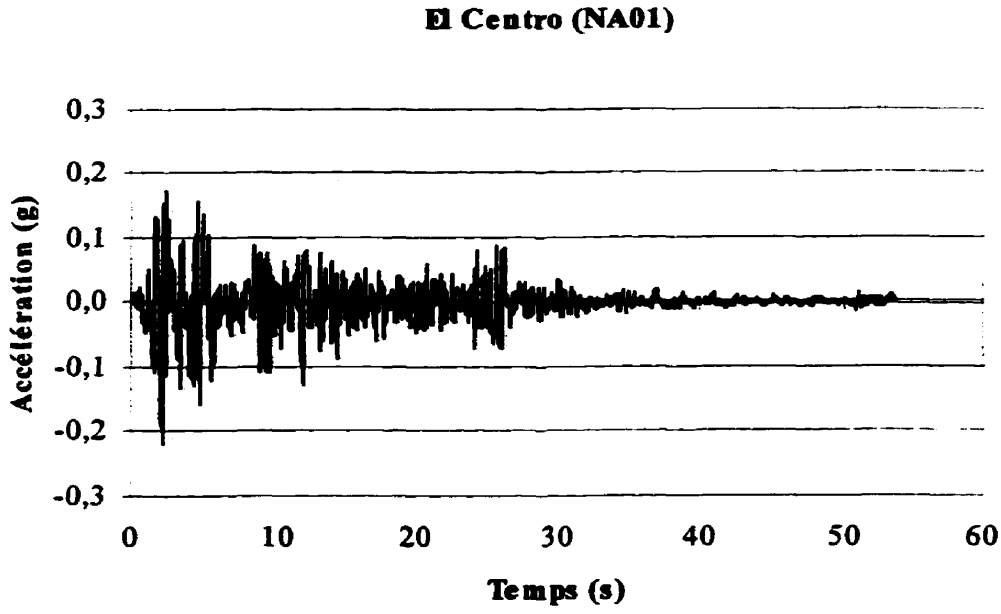


Figure C1 Séisme d'Imperial Valley (1940), El Centro, Californie S00E, normalisé à 0.22g (0.21 m/s).

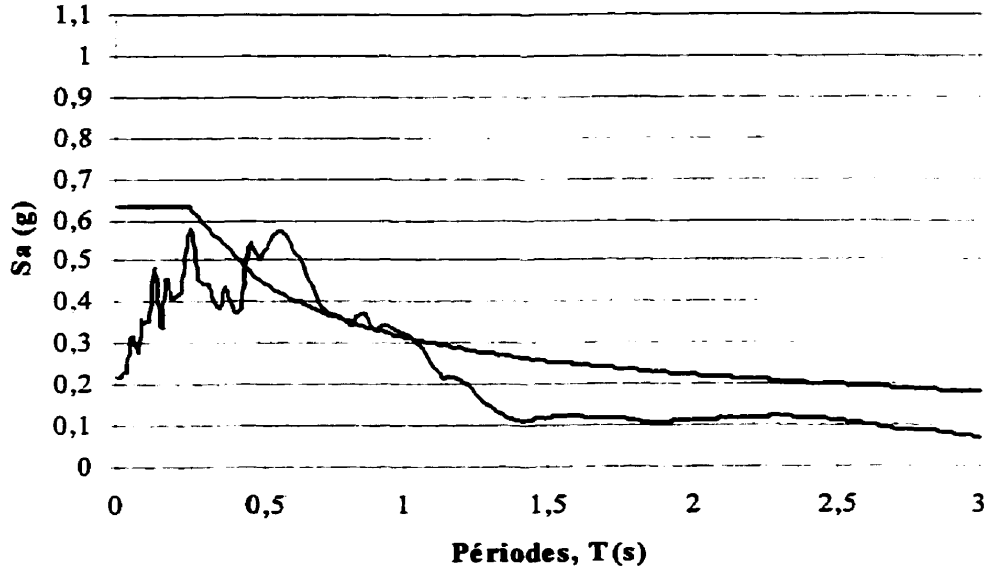


Figure C2 Accélérations spectrales normalisées du séisme d'El Centro (1940) et du CNBC 1995.

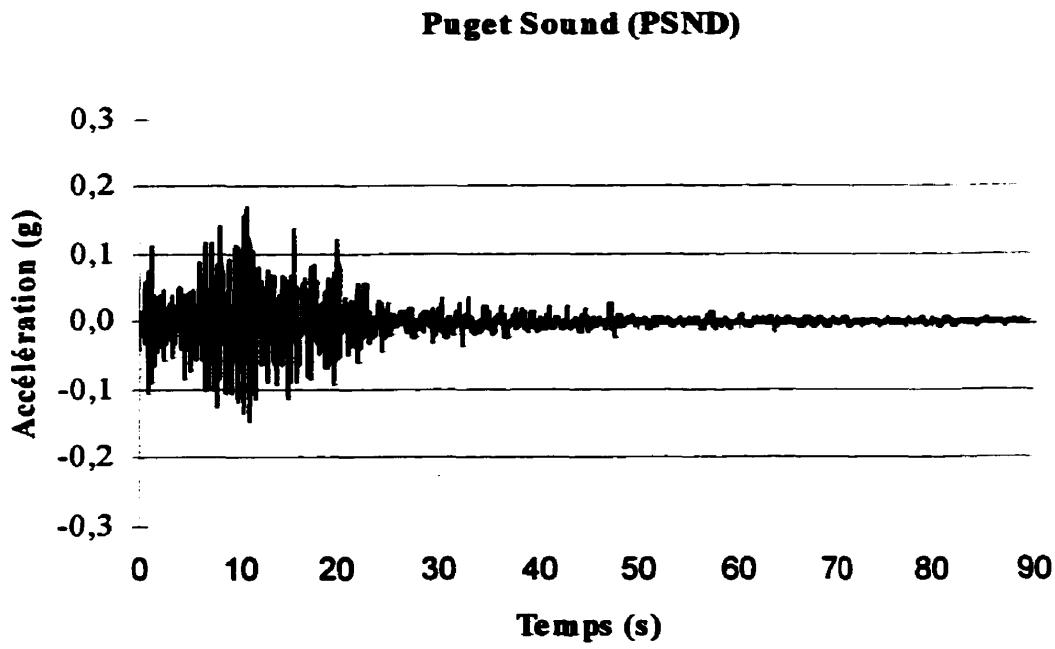


Figure C3 Séisme de Western Washington (1949), Puget sound, N04W, normalisé à 0.16g (0.21 m/s).

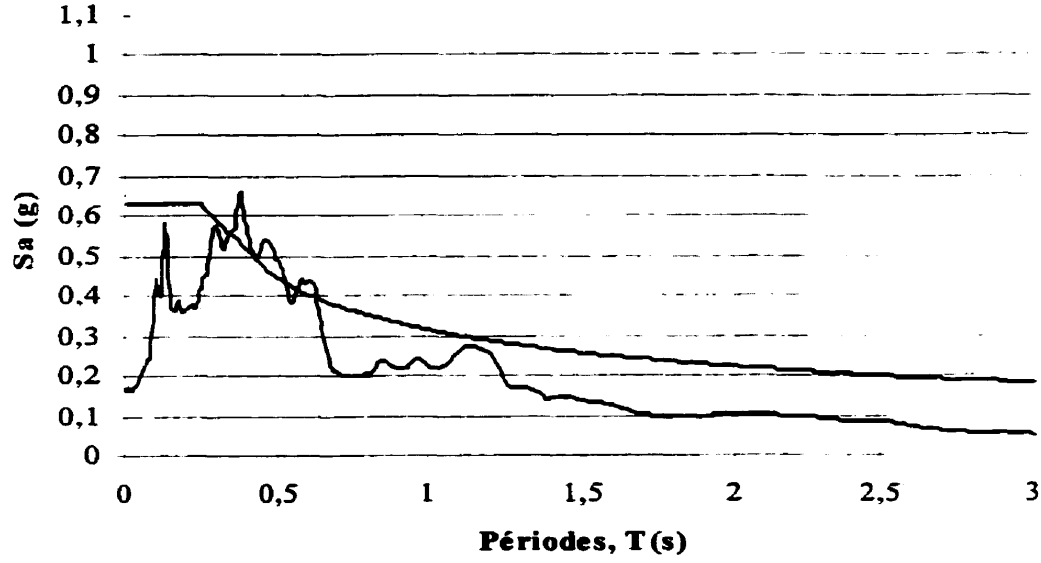


Figure C4 Accélérations spectrales normalisées du séisme de Puget Sound (1949) et du CNBC 1995.

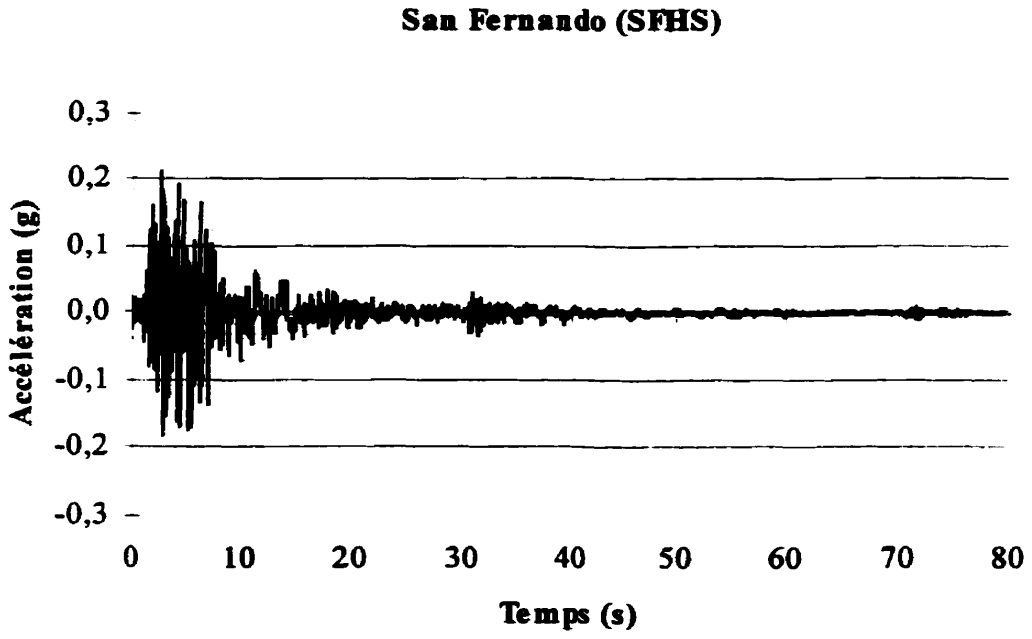


Figure C5 Séisme de San Fernando (1971), Hollywood storage, Californie, S00W, normalisé à 0.21g (0.21 m/s).

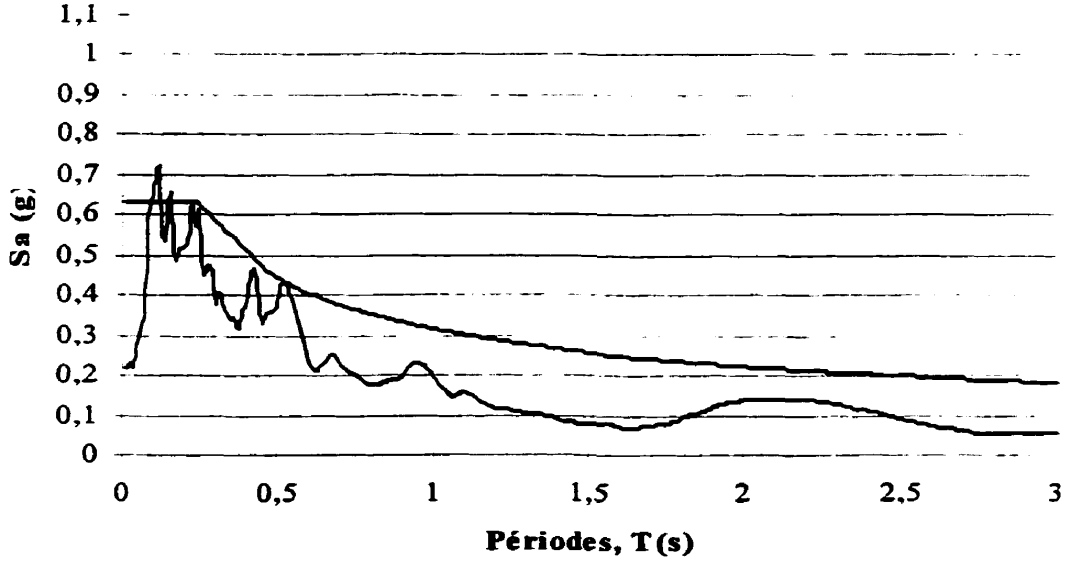


Figure C6 Accélérations spectrales normalisées du séisme de San Fernando S00W et du CNBC 1995.

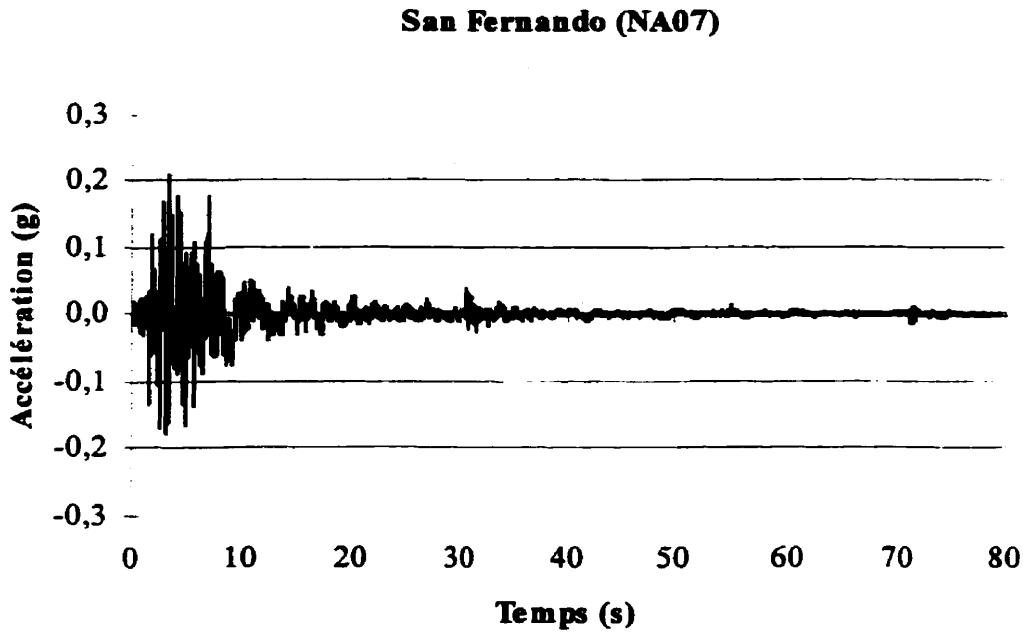


Figure C7 Séisme de San Fernando (1971), Hollywood storage, Californie, N90E, normalisé à 0.21g (0.21 m/s).

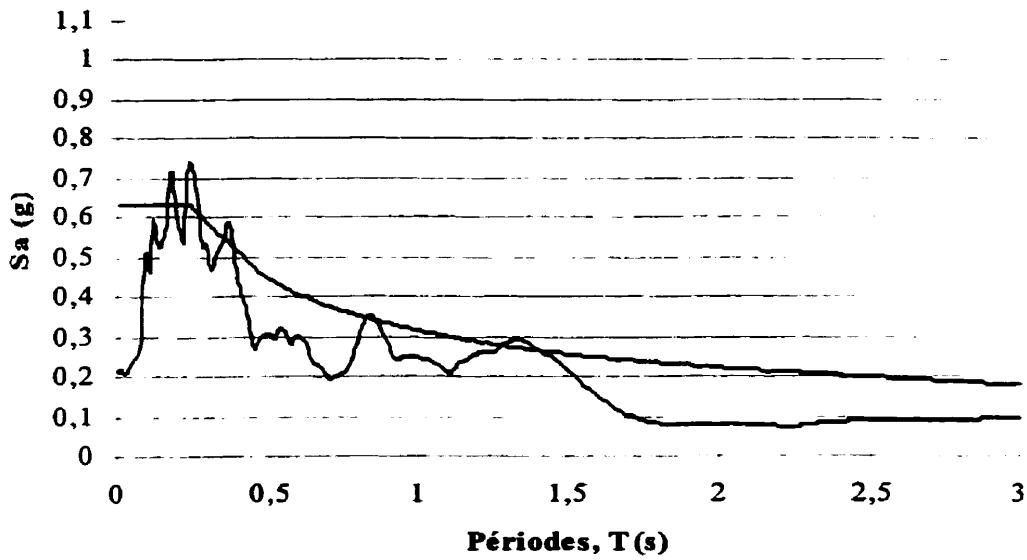


Figure C8 Accélérations spectrales normalisées du séisme San Fernando N90E et du CNBC 1995.

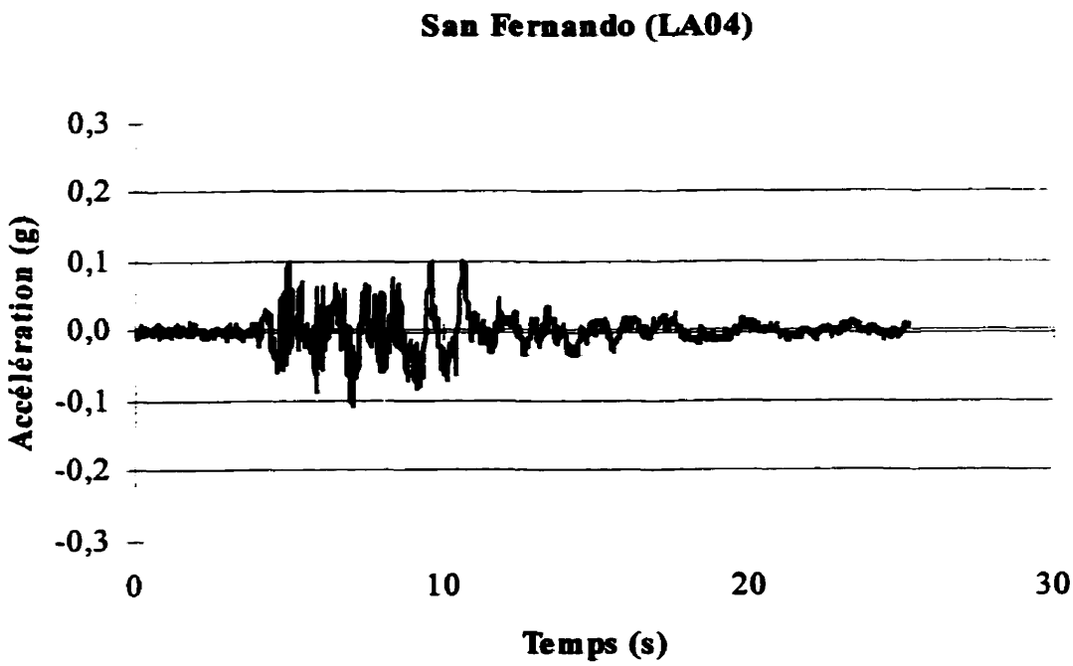


Figure C9 Séisme de San Fernando (1971), Wilshire Blvd., Californie, N61W, normalisé à 0.16g (0.21 m/s).

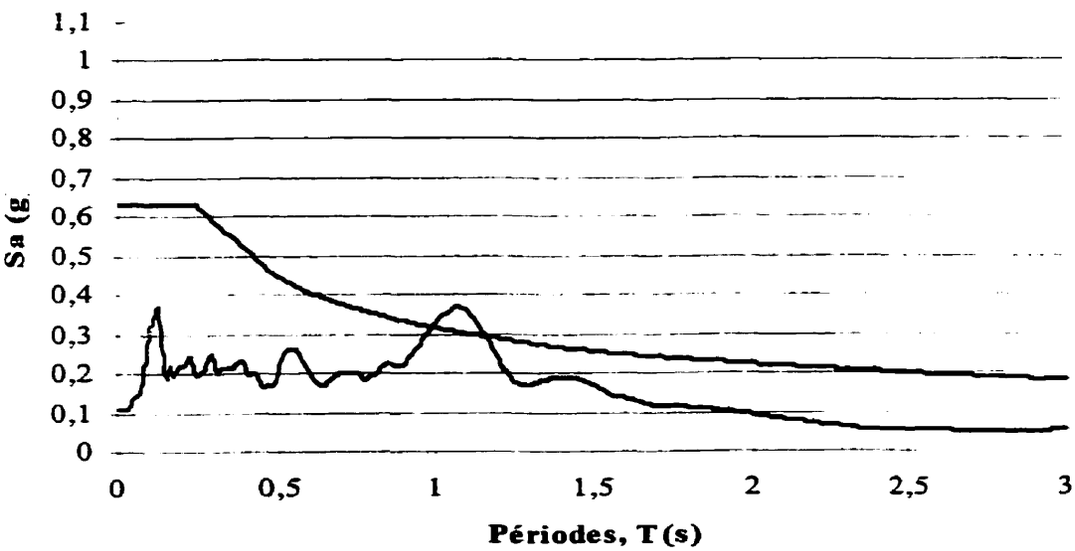


Figure C10 Accélérations spectrales normalisées du séisme de San Fernando N61W et du CNBC 1995.

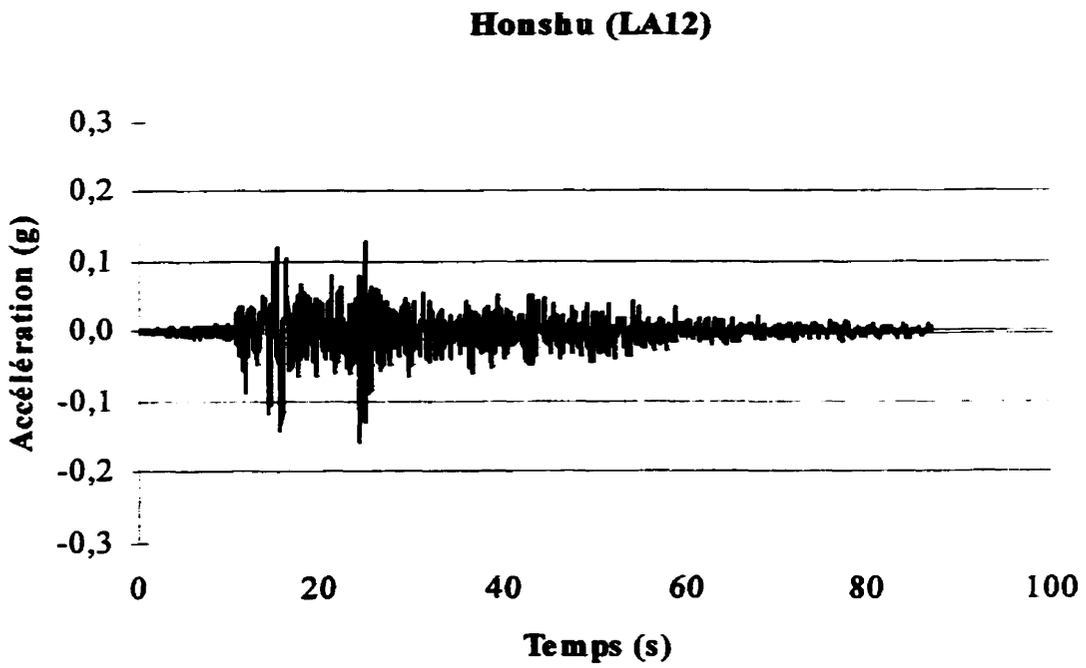


Figure C11 Séisme de la côte est de Honshu (1973), Kushiro Central Wharf, Japon, N00E, normalisé à 0.15g (0.21 m/s).

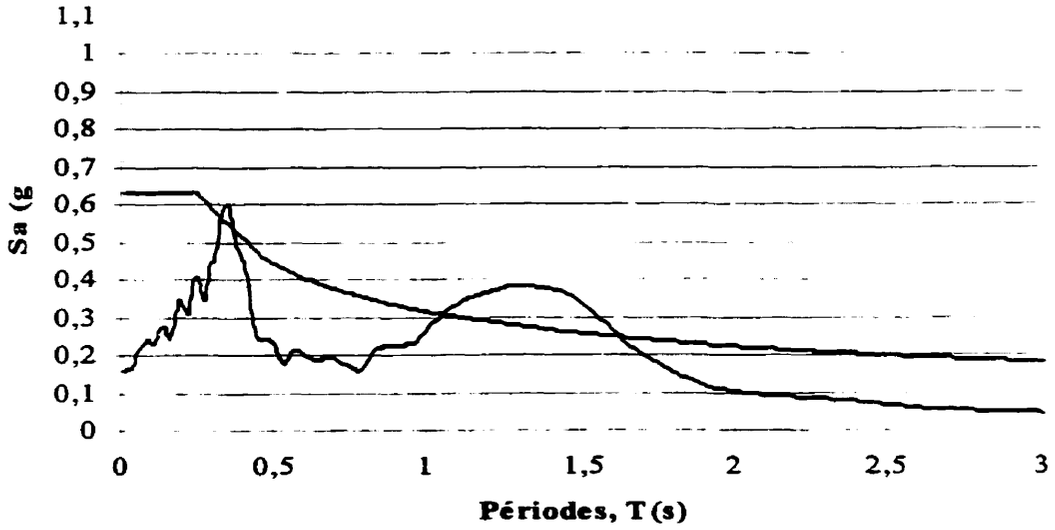


Figure C12 Accélérations spectrales normalisées du séisme de Honshu (1973) et du CNBC 1995.

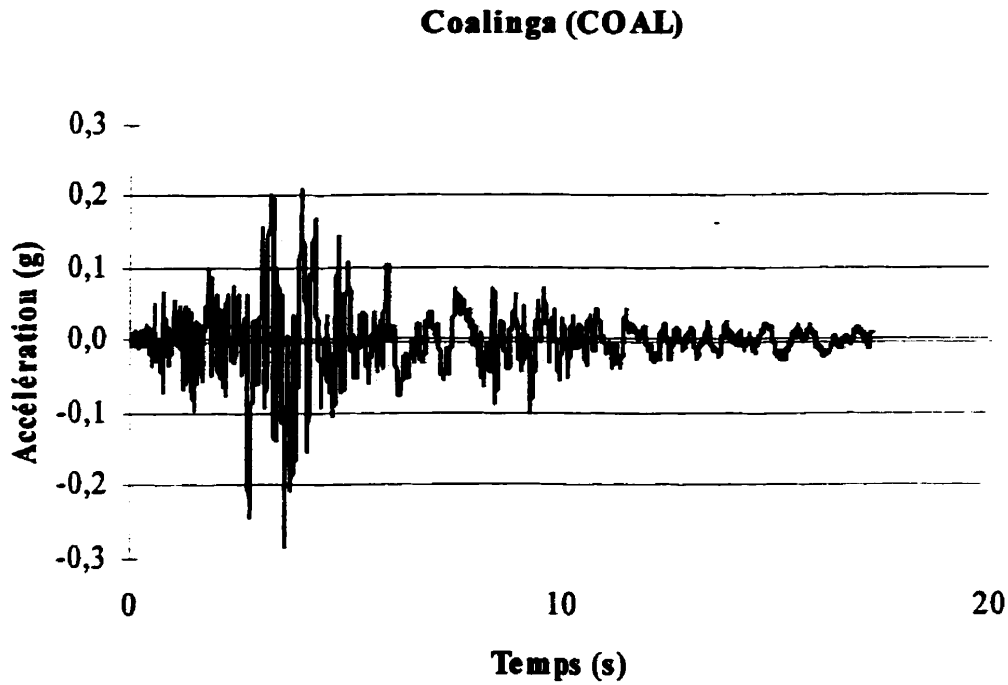


Figure C13 Séisme de Coalinga (1983), Oil Field Fire Station, Californie, N270, normalisé à 0.29g (0.21 m/s).

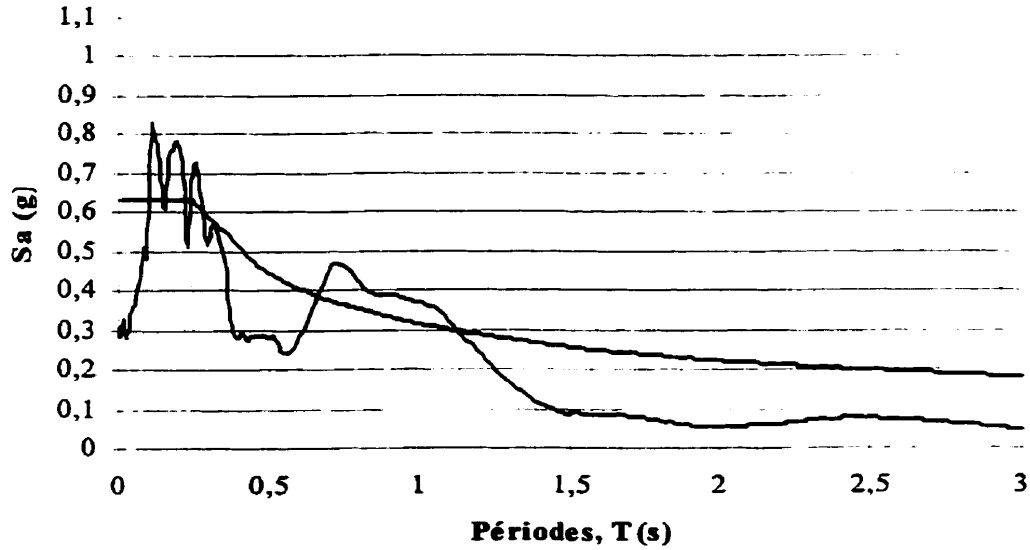


Figure C14 Accélérations spectrales normalisées du séisme de Coalinga (1983) et du CNBC 1995.

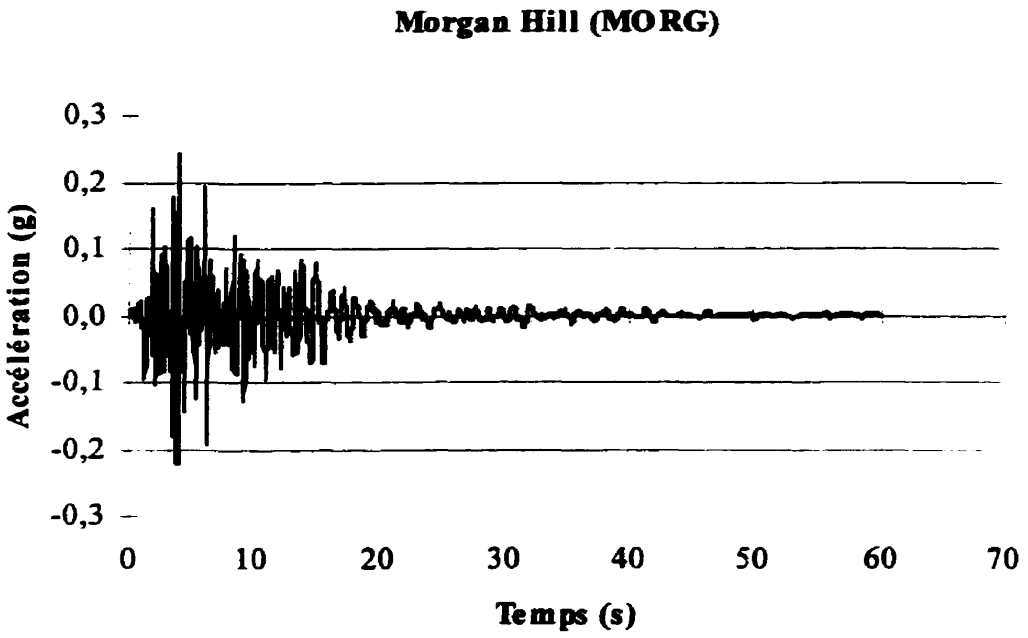


Figure C15 Séisme de Morgan Hill (1984), Gilroy # 4, N270, normalisé à 0.24g (0.21 m/s).

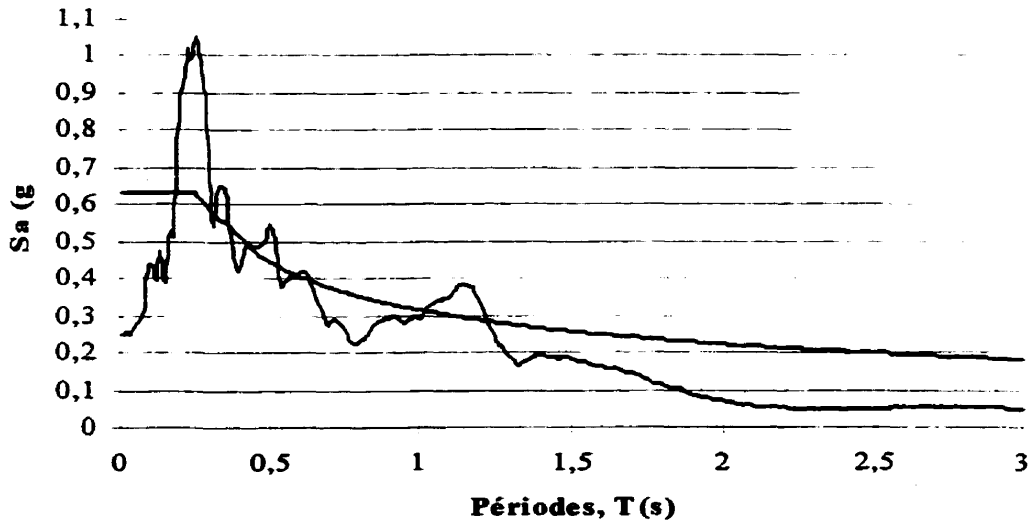


Figure C16 Accélérations spectrales normalisées du séisme de Morgan Hill (1984) et du CNBC.

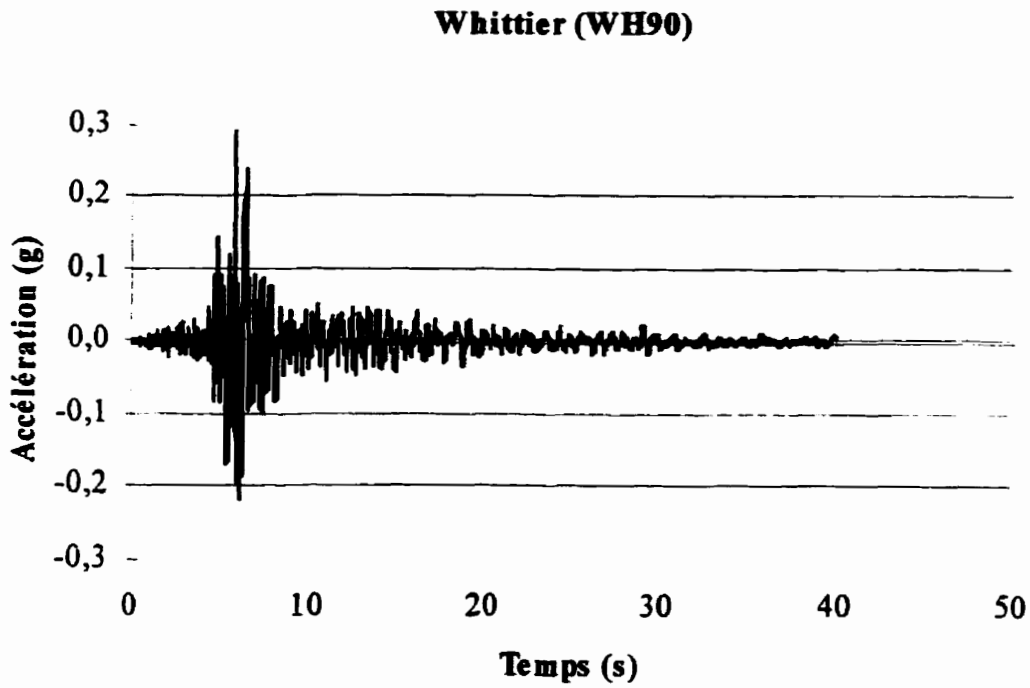


Figure C17 Séisme de Whittier (1987), Inglewood, Union Oil Yard, Californie, 90°, normalisé à 0.29g (0.21 m/s).

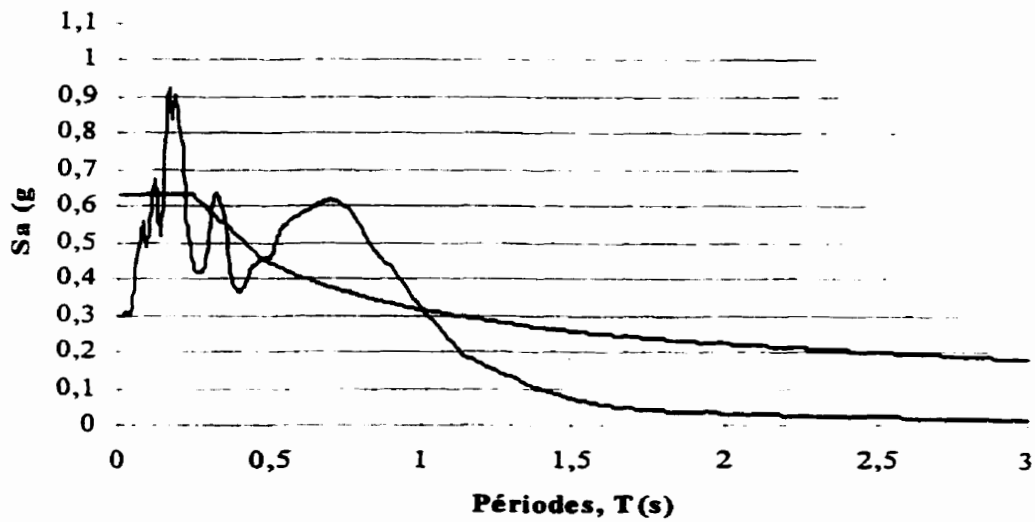


Figure C18 Accélérations spectrales normalisées du séisme de Whittier (1987) et du CNBC 1995.

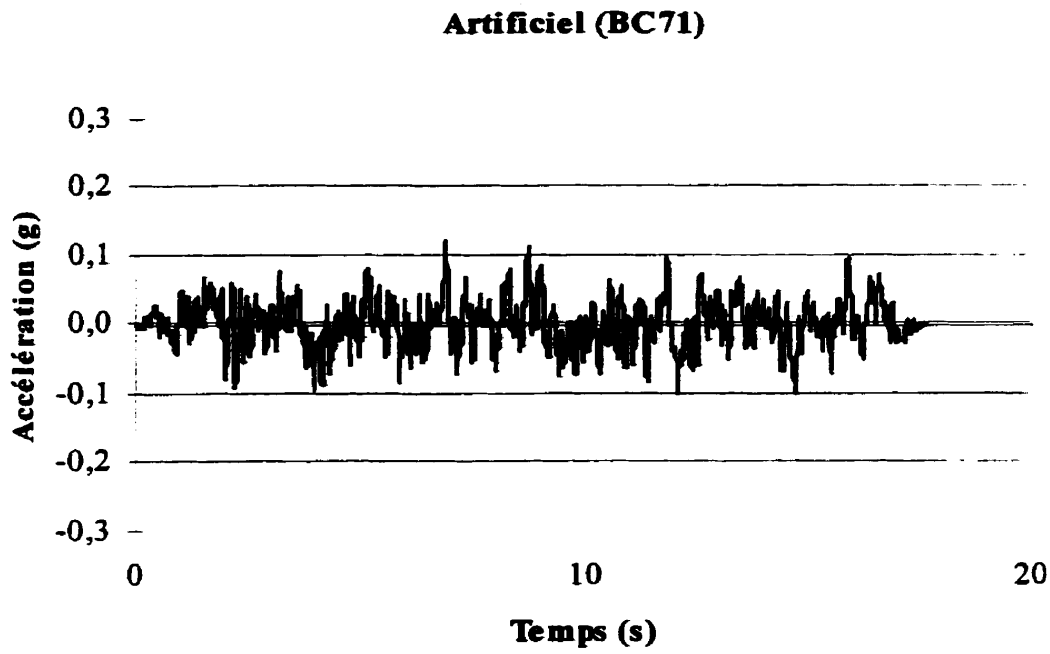


Figure C19 Séisme artificiel, R=70km et M_w=7.2, BC07172, normalisé à 0.12g (0.21 m/s).

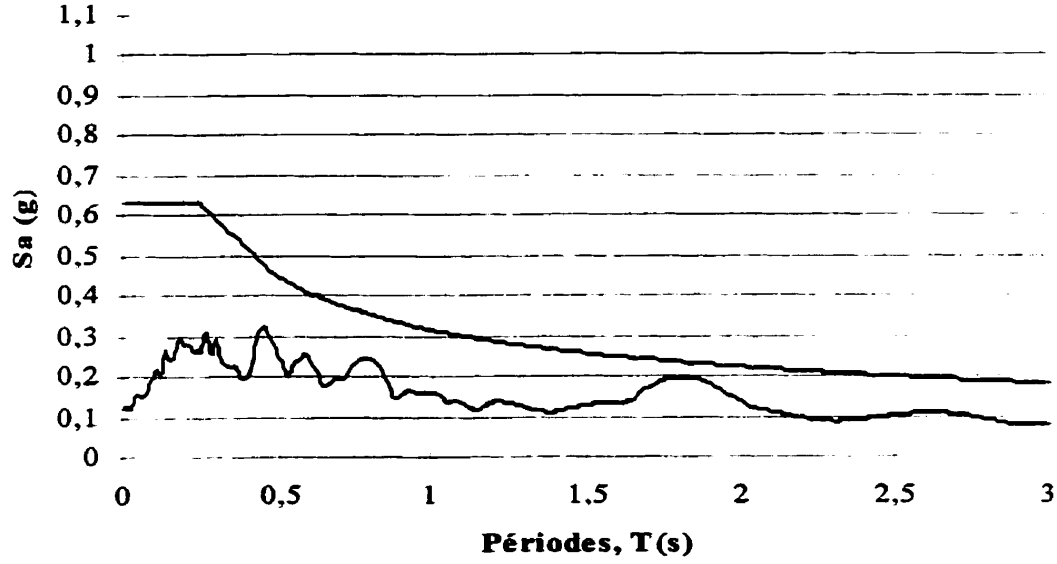


Figure C20 Accélérations spectrales normalisées du séisme artificiel et du CNBC 1995.

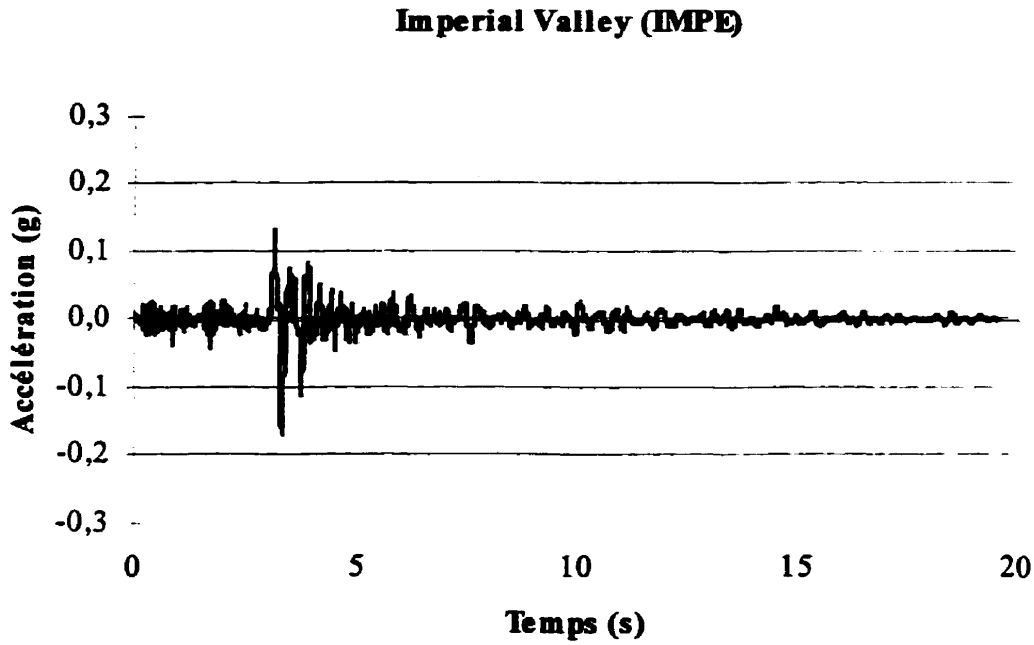


Figure C21 Séisme d'Imperial Valley (1979), El Centro, Anderson road, N23O, normalisé à 0.17g (0.097 m/s).

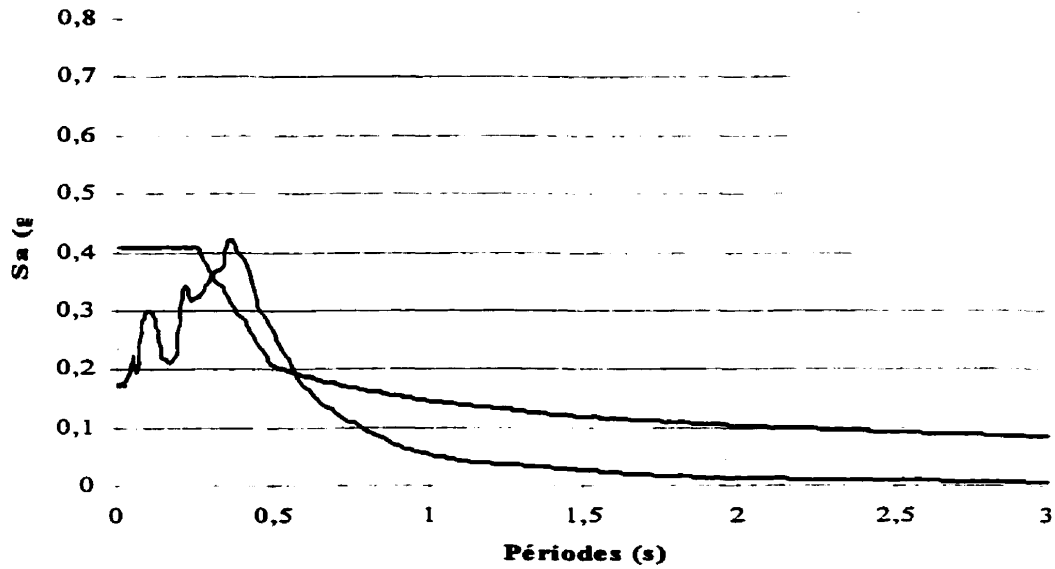


Figure C22 Accélérations spectrales normalisées du séisme d'El Centro (1979) et du CNBC 1995.

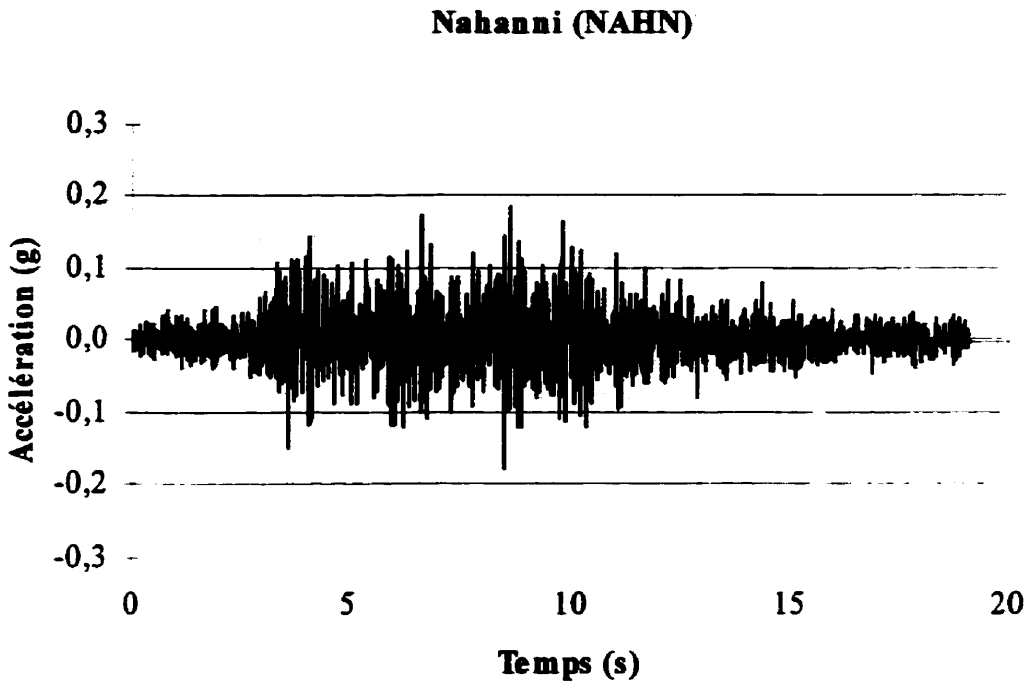


Figure C23 Séisme de Nahanni (1985), Battlement Creek, NWT, N27O, normalisé à 0.18g.

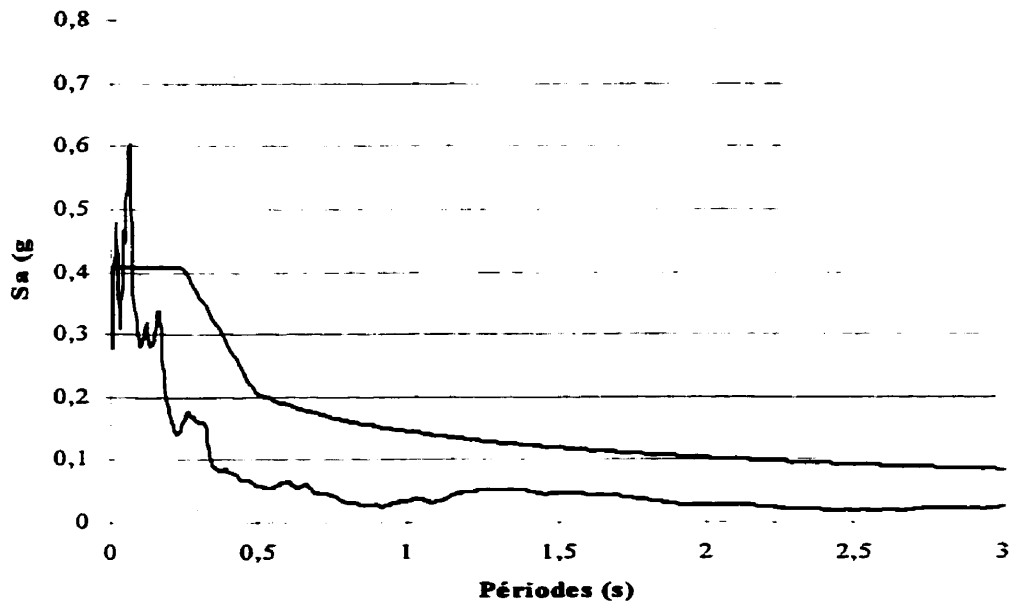


Figure C24 Accélérations spectrales normalisées du séisme de Nahanni (1985) et du CNBC 1995.

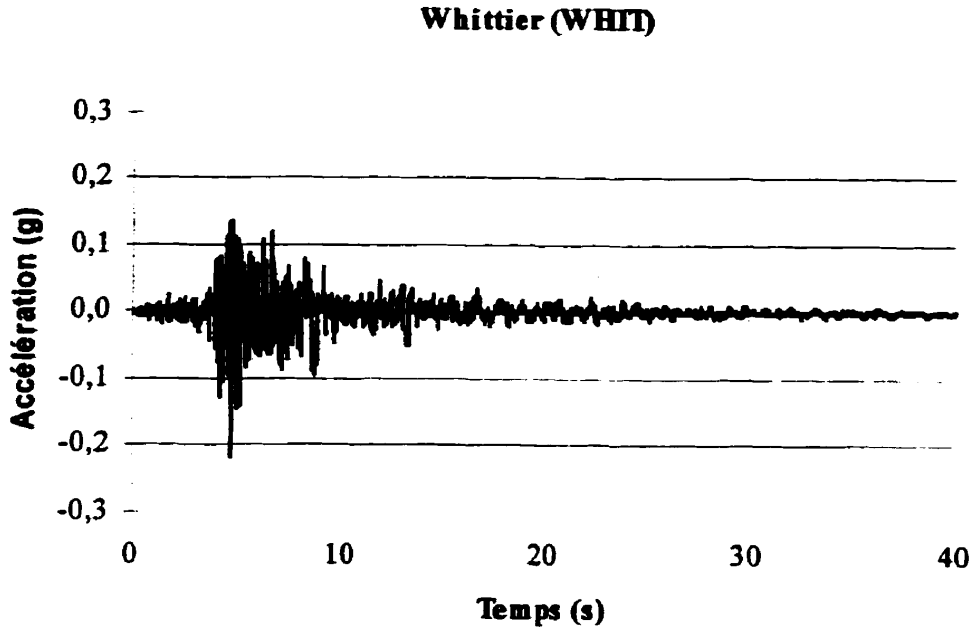


Figure C25 Séisme de Whittier (1987), Hollywood storage, Californie, 0°, normalisé à 0.21g (0.097 m/s).

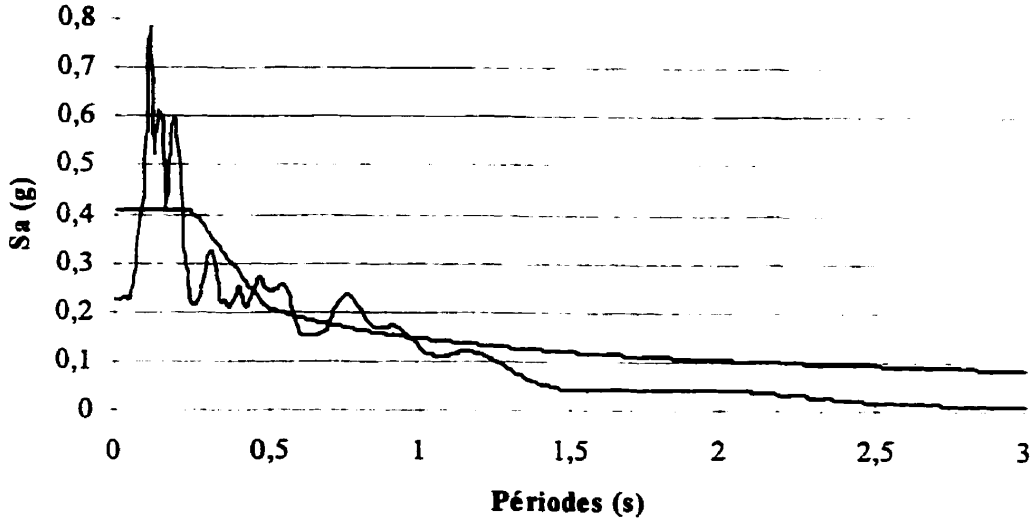


Figure C26 Accélérations spectrales normalisées du séisme de Whittier (1987) et du CNBC 1995.

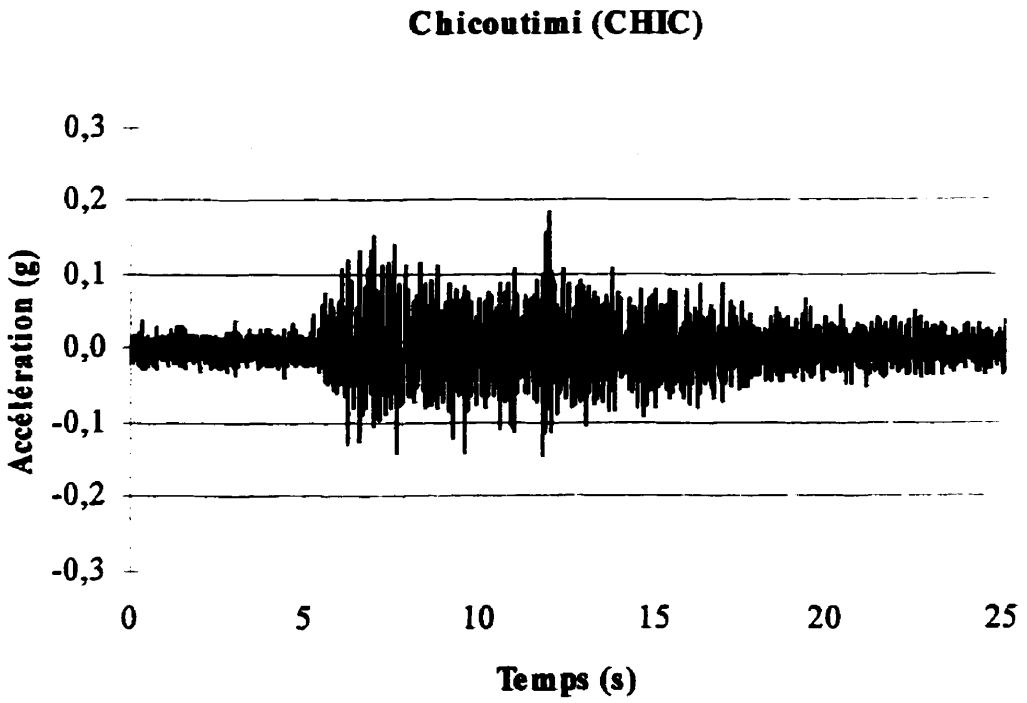


Figure C27 Séisme du Saguenay (1988), Chicoutimi nord (site 16), N124, normalisé à 0.18g.

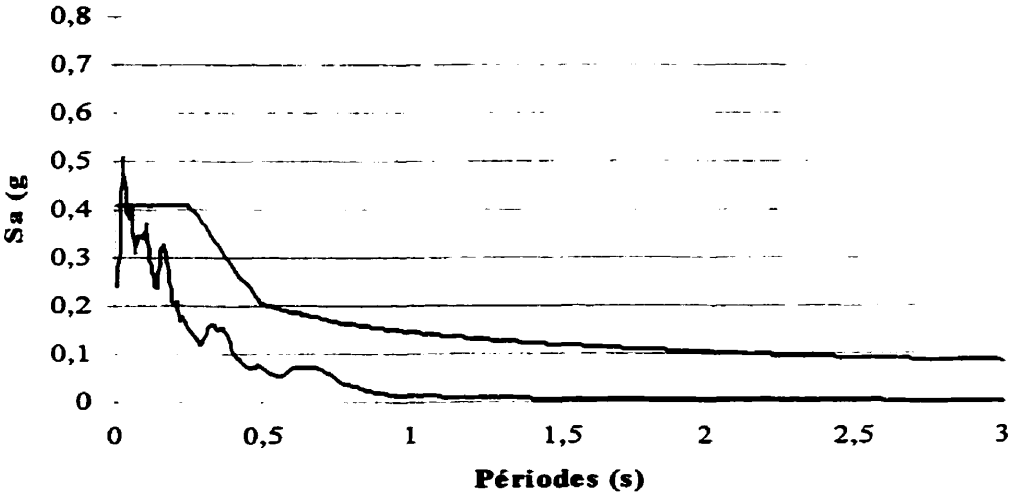


Figure C28 Accélérations spectrales du séisme du Saguenay (1988) et du CNBC 1995 normalisées à 0.18g.

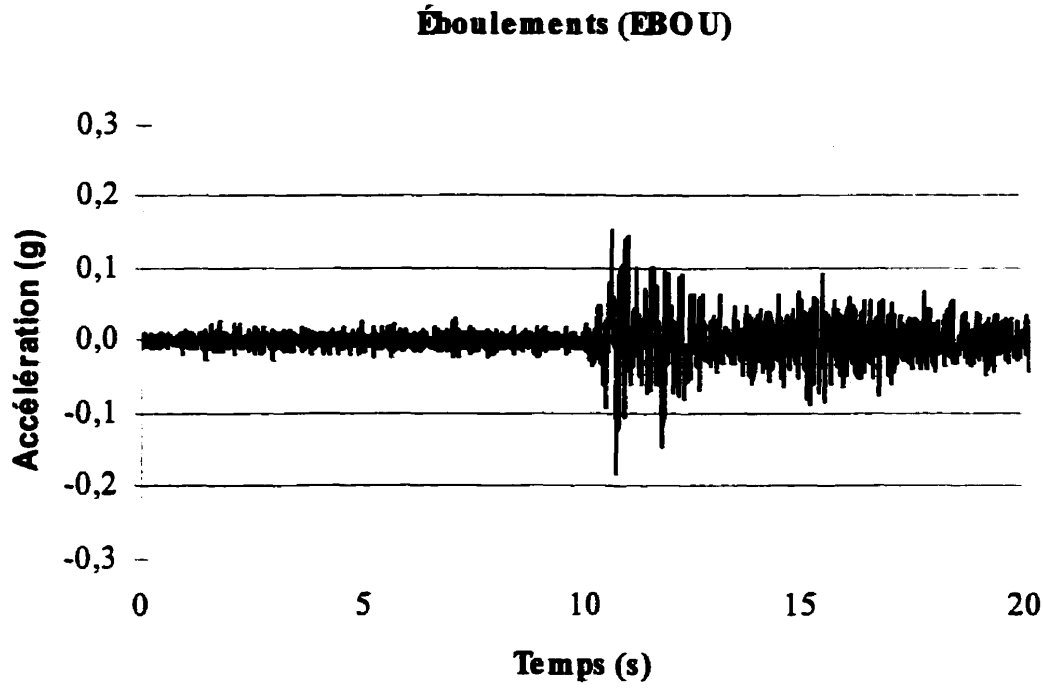


Figure C29 Séisme du Saguenay (1988), Les Éboulements (site 20), NO, normalisé à 0.18g.

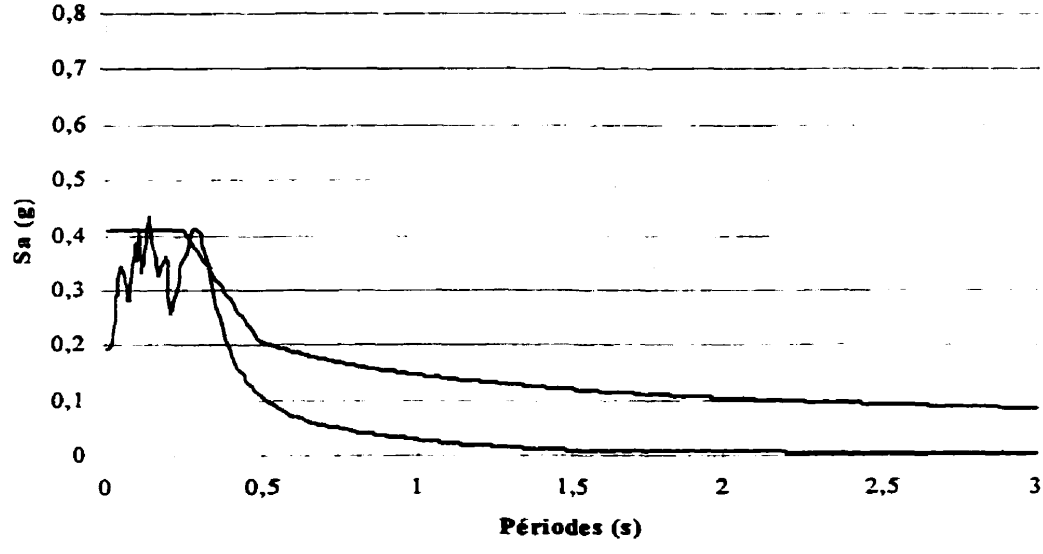


Figure C30 Accélérations spectrales normalisées du séisme du Saguenay (1988) et du CNBC 1995.

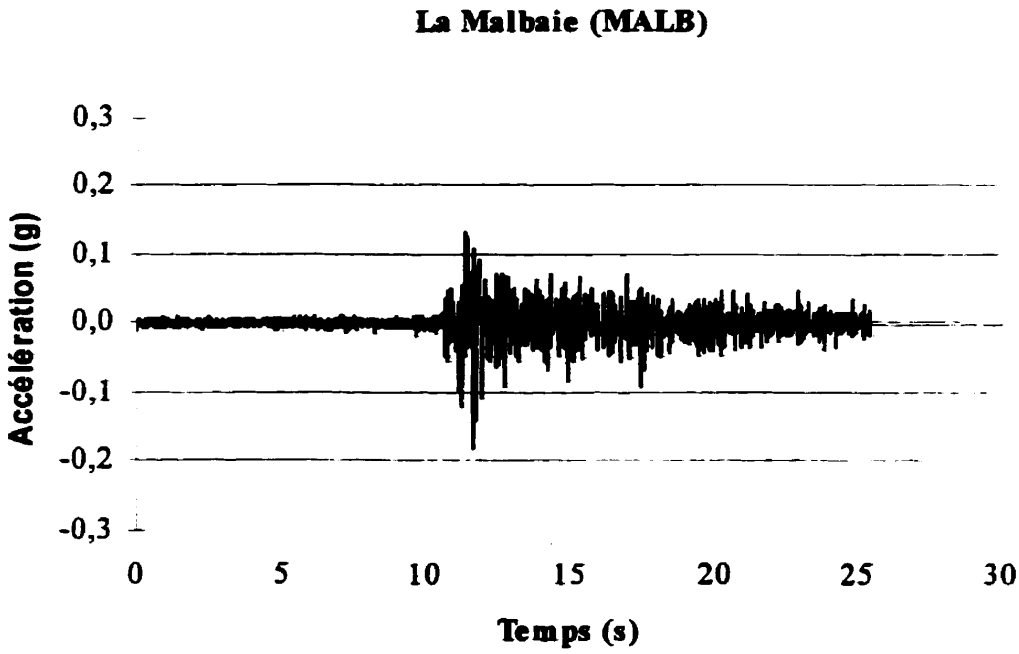


Figure C31 Séisme du Saguenay (1988), La Malbaie (site 8), N063, normalisé à 0.18g.

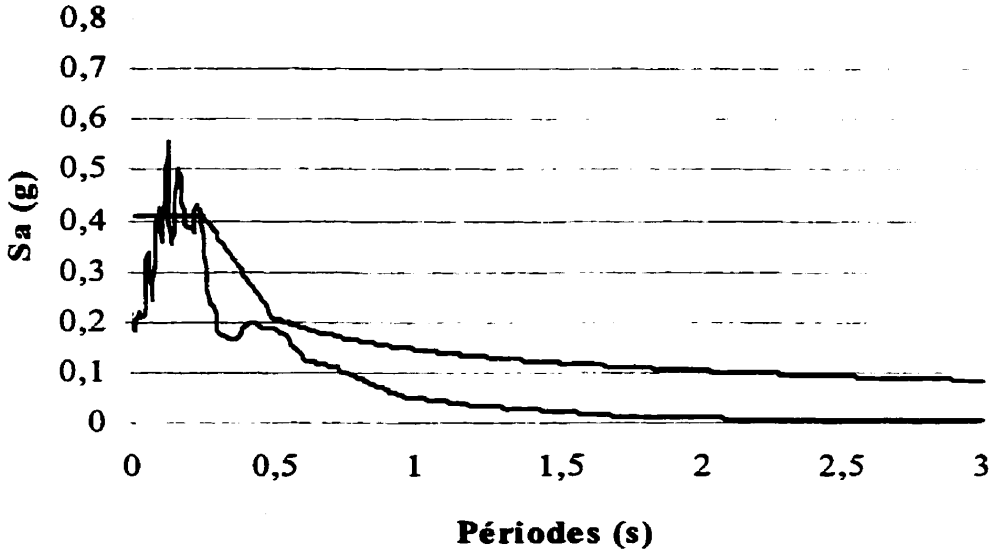


Figure C32 Accélérations spectrales du séisme du Saguenay (1988) et du CNBC 1995 normalisées à 0.18g.

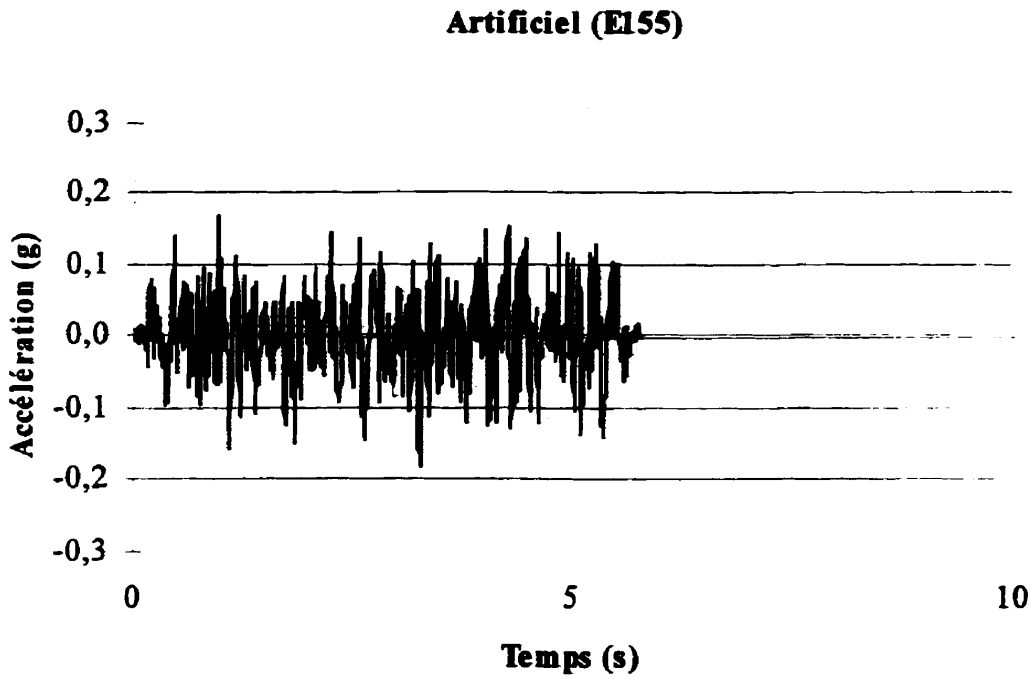


Figure C33 Séisme artificiel, R=30 km et M_w = 5.5, ENA03155, normalisé à 0.18g.

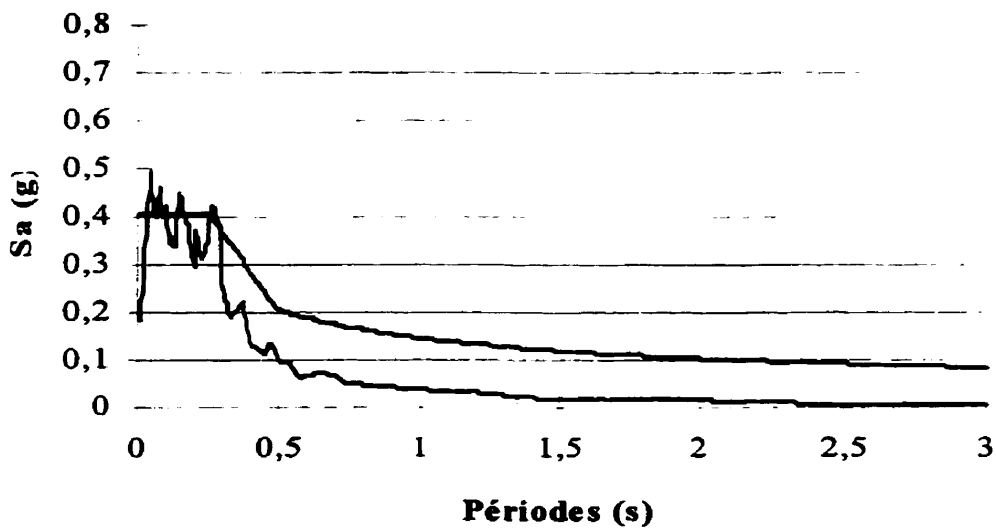


Figure C34 Accélérations spectrales normalisées du séisme artificiel ENA03155 et du CNBC 1995.

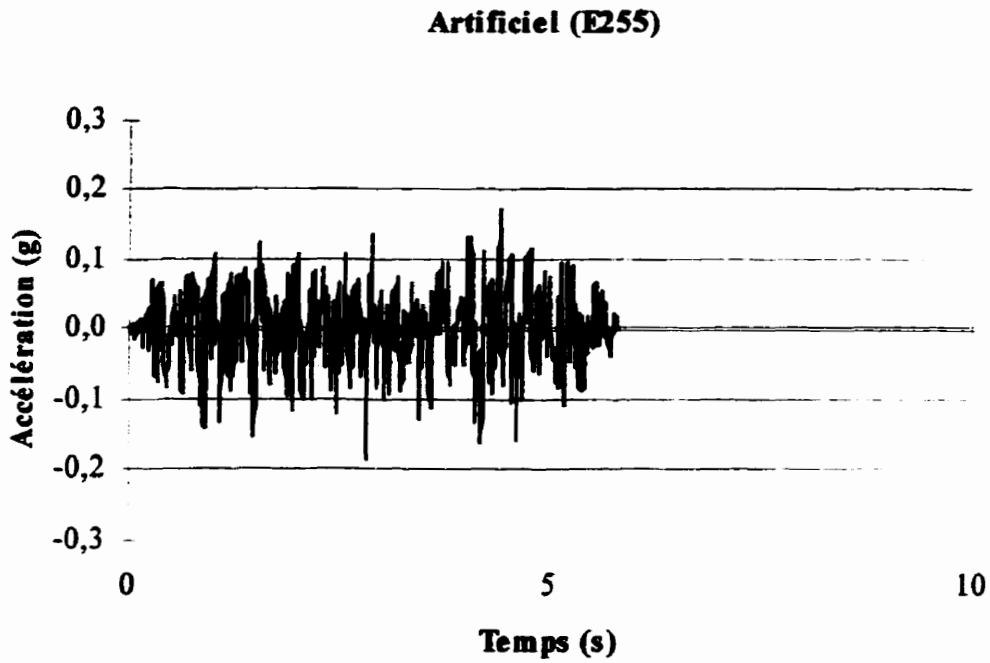


Figure C35 Séisme artificiel, R=30 km et M_w = 5.5, ENA03255, normalisé à 0.18g.

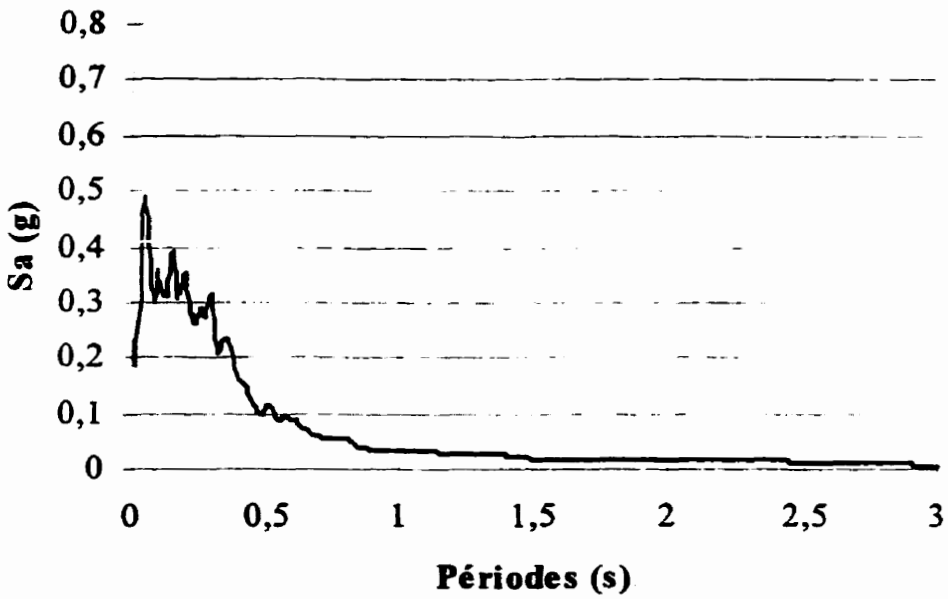


Figure C36 Accélérations spectrales du séisme artificiel ENA03255 et du CNBC 1995 normalisées à 0.18g.

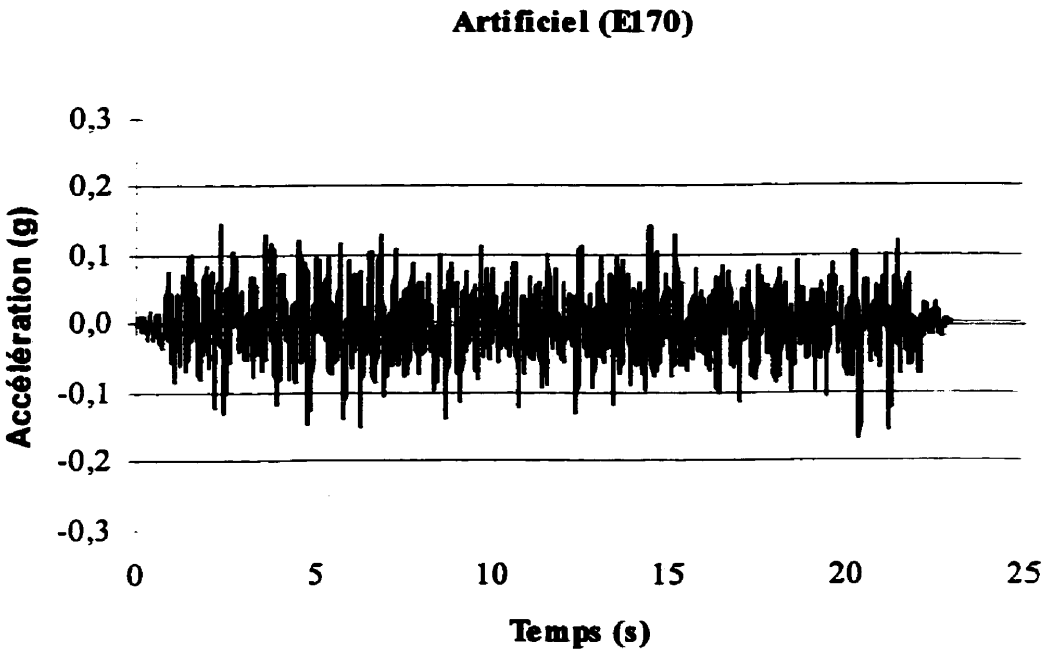


Figure C37 Séisme artificiel, R=150 km et M_w = 7.0, ENA15170, normalisé à 0.18g.

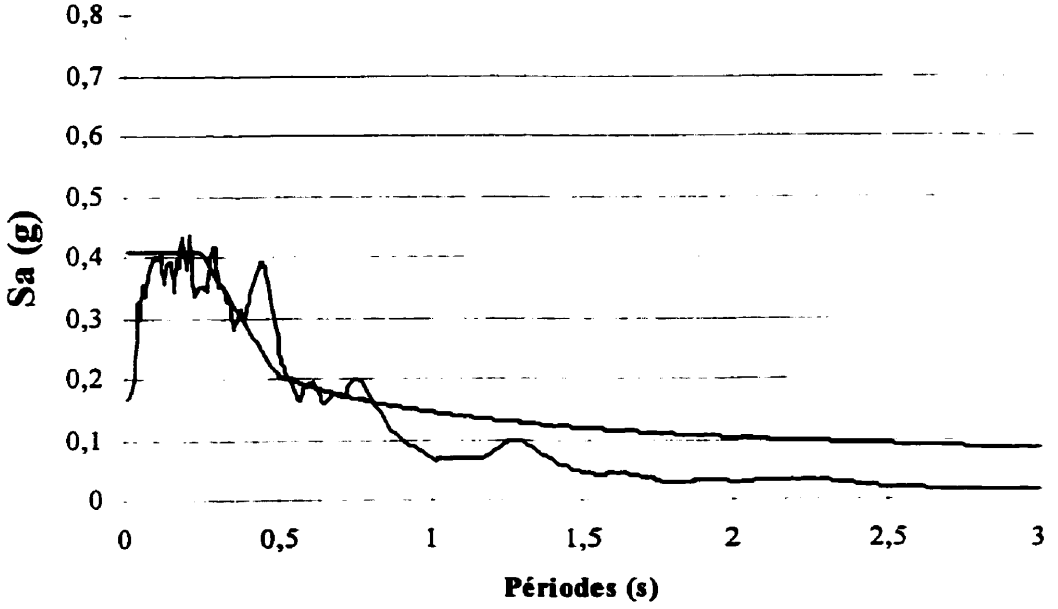


Figure C38 Accélérations spectrales du séisme artificiel ENA15170 et du CNBC 1995 normalisées à 0.18g.

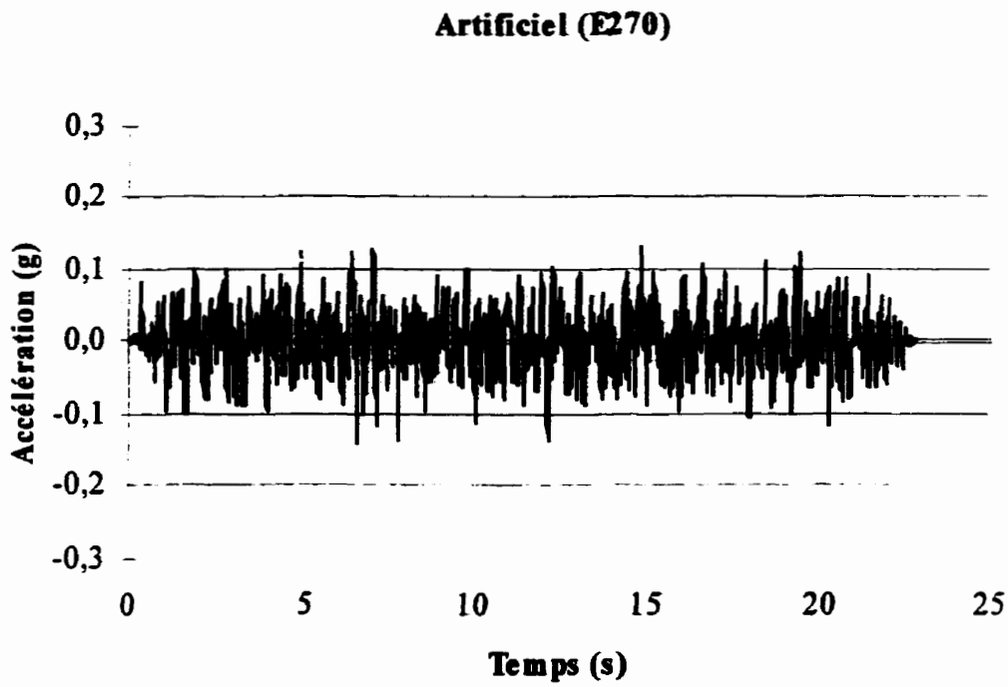


Figure C39 Séisme artificiel, R=150 km et M_w = 7.0, ENA15270, normalisé à 0.18g.

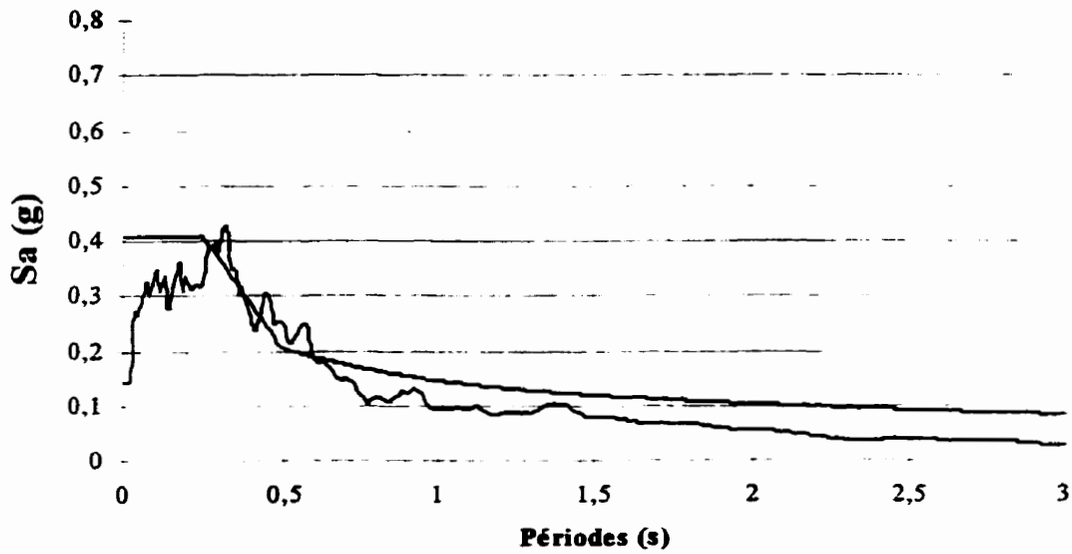


Figure C40 Accélérations spectrales du séisme artificiel ENA15270 et du CNBC 1995 normalisées à 0.18g.

ANNEXE D

CONTREVENTEMENTS EN CHEVRON

Cette annexe présente les valeurs maximales des efforts obtenus dans les diagonales et dans les poteaux lors d'analyses dynamiques non-linéaires effectuées sur des bâtiments dont le système de résistance aux charges latérales était composé de contreventements en chevrons.

Les tableaux D1 à D4, présentent respectivement la ductilité maximale en tension et en compression, dans les sections de diagonales, leur taux d'utilisation ainsi que les efforts de compression normalisés dans les poteaux. Finalement les valeurs maximales anticipées dans les diagonales tendues qui surviennent lors d'un mécanisme complet de rupture (T_{max}) exprimé en proportion de la résistance disponible dans les diagonales (AgFy) sont présentés au tableau D5.

Dans les figures D1 à D16, on constate que les déformations inélastiques dans les sections de diagonales sont concentrées à un certain étage quand la résistance disponible dans les sections de diagonales est inférieure aux efforts prédits par une analyse élastique du bâtiment.

Tableau D1 Ductilité maximale en traction ($\mu = \delta_{inélastique} / \delta_y$)

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
Petit-2	0.58	0.69	0.48	0.48
Petit-4	-	-	0.47	0.44
Petit-8	0.74	0.70	0.40	0.33
Petit-12	-	-	-	-
Large-2	0.58	0.71	-	-
Large-4	0.74	0.75	-	-
Large-8	0.77	0.78	-	-
Large-12	0.79	0.62	-	-

Tableau D2 Ductilité maximale en compression ($\mu = \delta_{inélastique} / \delta_y$)

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
Petit-2	2.32	0.78	0.86	0.86
Petit-4	-	-	1.08	1.09
Petit-8	6.37	3.18	0.78	0.38
Petit-12	-	-	-	-
Large-2	3.96	1.18	-	-
Large-4	5.00	2.38	-	-
Large-8	4.73	4.44	-	-
Large-12	5.12	0.65	-	-

Tableau D3 Taux d'utilisation des diagonales (μ AgFy / T_{max})

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
Petit-2	0.97	0.93	0.80	0.80
Petit-4	-	-	0.78	0.73
Petit-8	0.98	0.97	0.65	0.52
Petit-12	-	-	-	-
Large-2	1.0	0.95	-	-
Large-4	0.99	0.92	-	-
Large-8	0.96	0.95	-	-
Large-12	0.97	0.82	-	-

Tableau D4 Efforts de compression normalisé dans les poteaux (P_{poteau} / C_{max})

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
Petit-2	0.42	0.71	0.35	0.35
Petit-4	-	-	0.51	0.55
Petit-8	0.78	0.81	0.40	0.40
Petit-12	-	-	-	-
Large-2	0.63	0.97	-	-
Large-4	0.86	0.97	-	-
Large-8	0.83	0.92	-	-
Large-12	0.84	0.74	-	-

Tableau D5 Valeurs maximales anticipée (T_{max}) exprimée en proportion de AgFy de la diagonale.

Bâtiments	Vancouver		Montréal	
Étages	R = 2.0	R = 1.0	R = 2.0	R = 1.0
Petit-2	63 %	74 %	63 %	63 %
Petit-4	-	-	63 %	63 %
Petit-8	76 %	85 %	63 %	74 %
Petit-12	-	-	-	-
Large-2	63 %	74 %	-	-
Large-4	74 %	84 %	-	-
Large-8	85 %	99 %	-	-
Large-12	85 %	99 %	-	-

RÉSULTATS BÂTIMENTS SITUÉS À VANCOUVER, LARGES, R=2.0

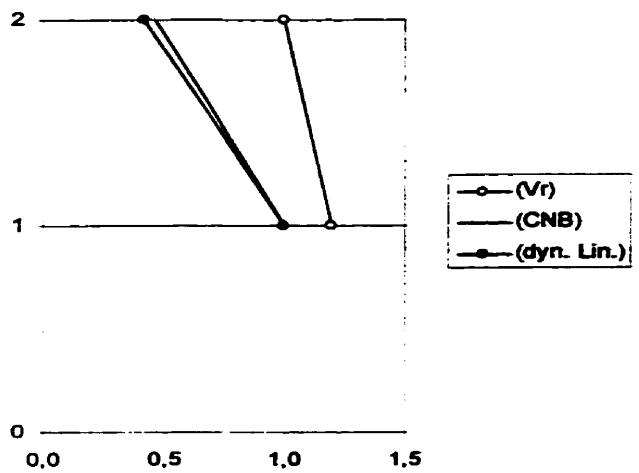


Figure D1 Vx / Vbase

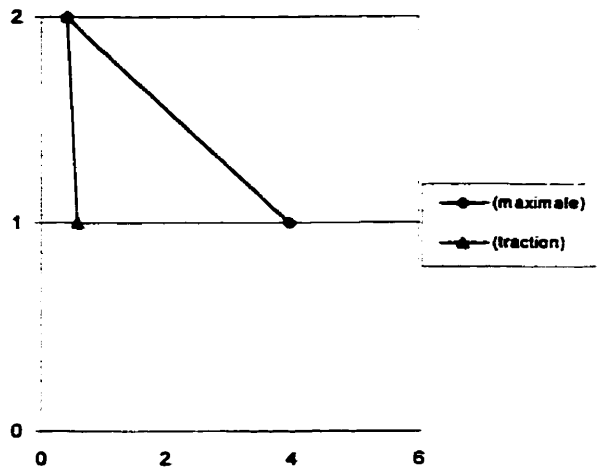


Figure D2 Ductilités maximales

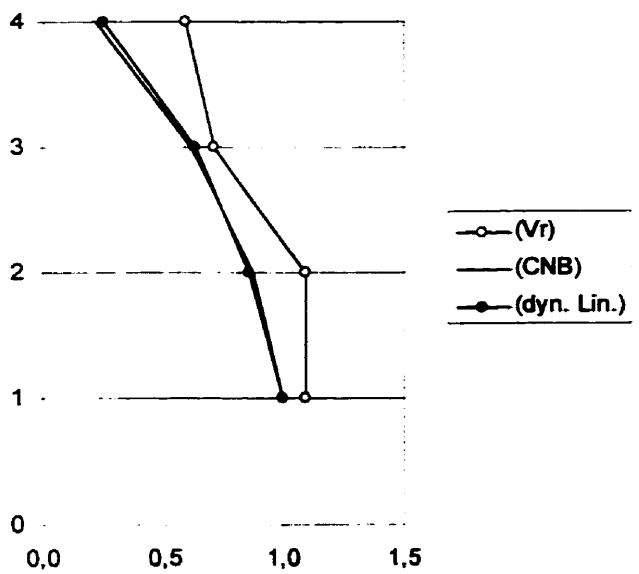


Figure D3 Vx / Vbase

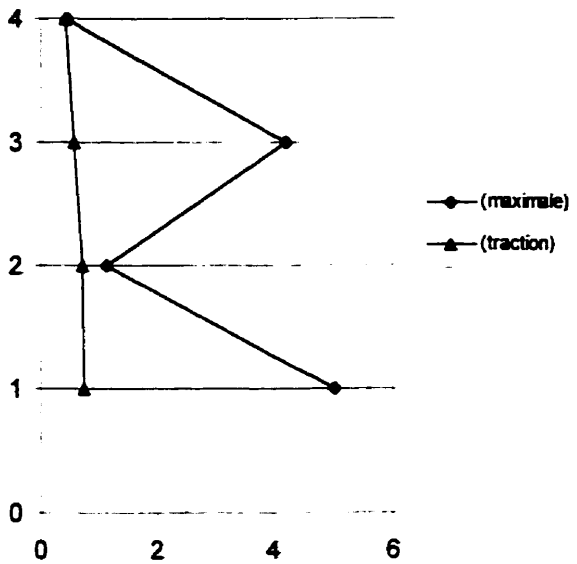


Figure D4 Ductilités maximales

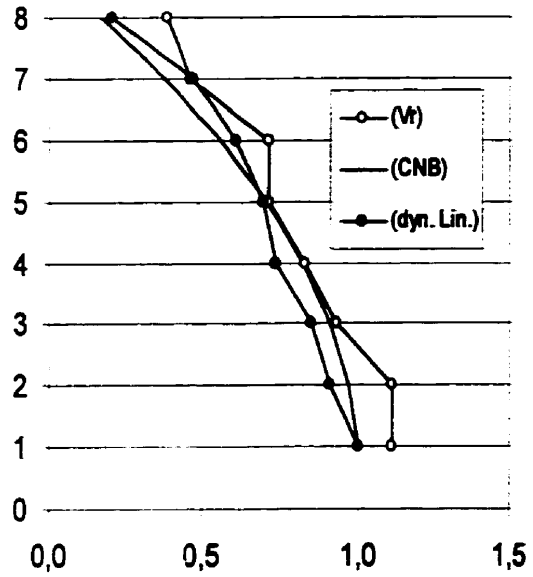


Figure D5 Vx / Vbase

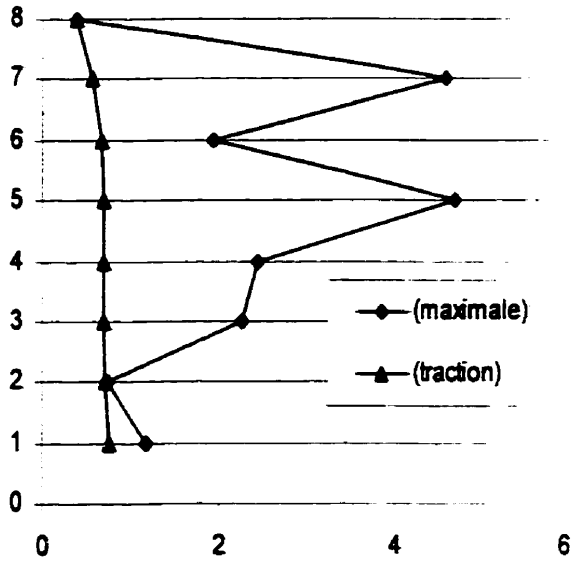


Figure D6 Ductilités maximales

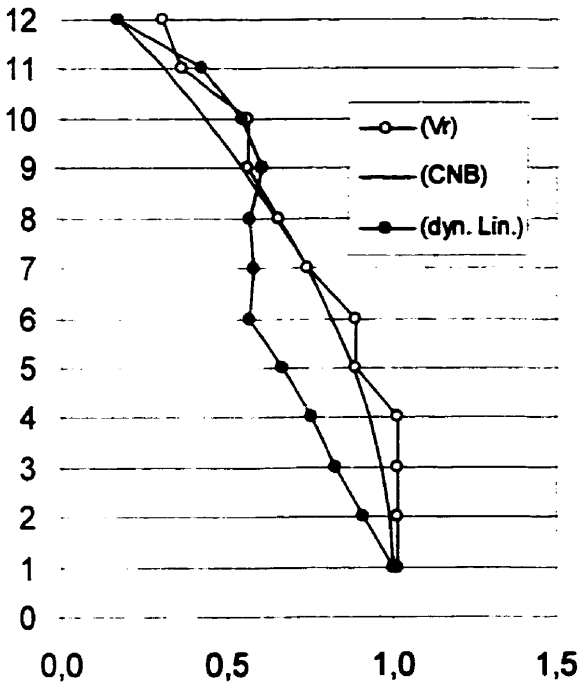


Figure D7 Vx / Vbase

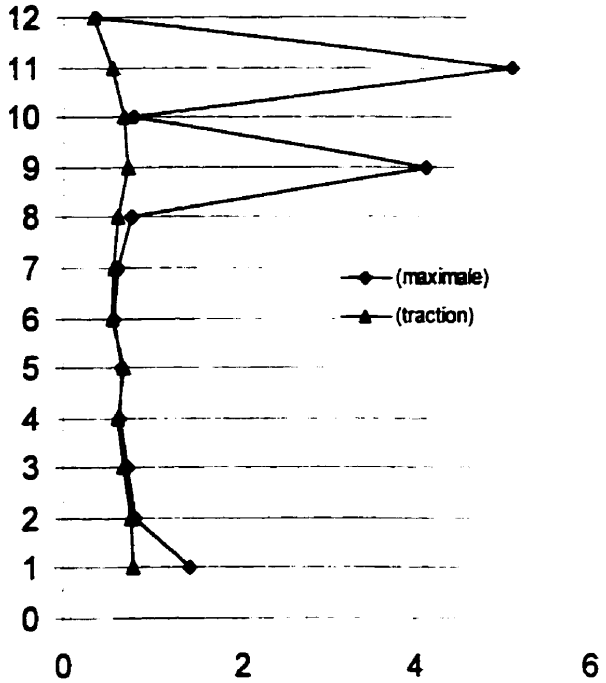


Figure D8 Ductilités maximales

RÉSULTATS BÂTIMENTS SITUÉS À VANCOUVER, LARGES, R=1.0

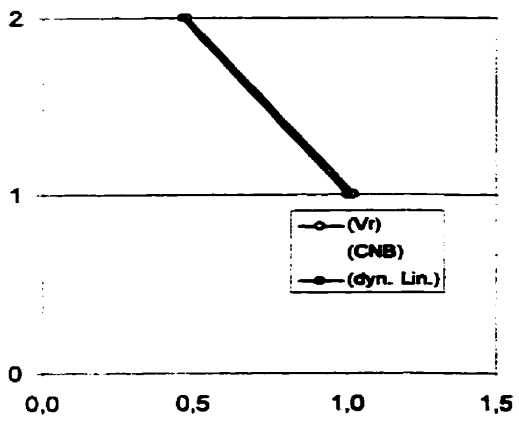


Figure D9 Vx / Vbase

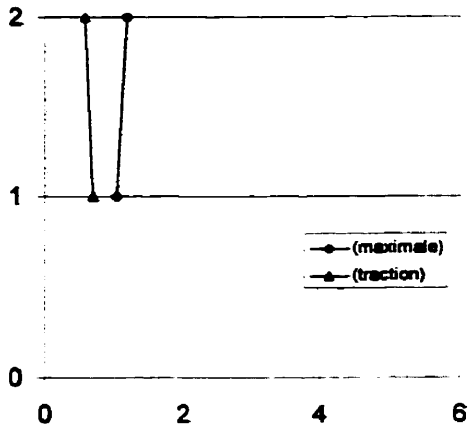


Figure D10 Ductilités maximales

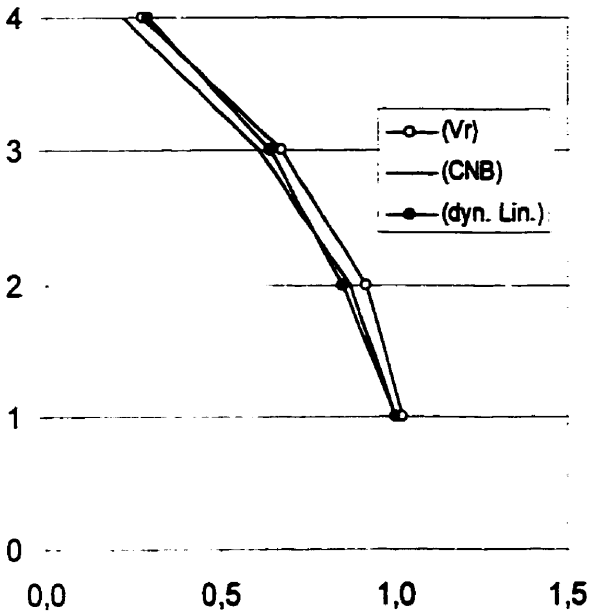


Figure D11 Vx / Vbase

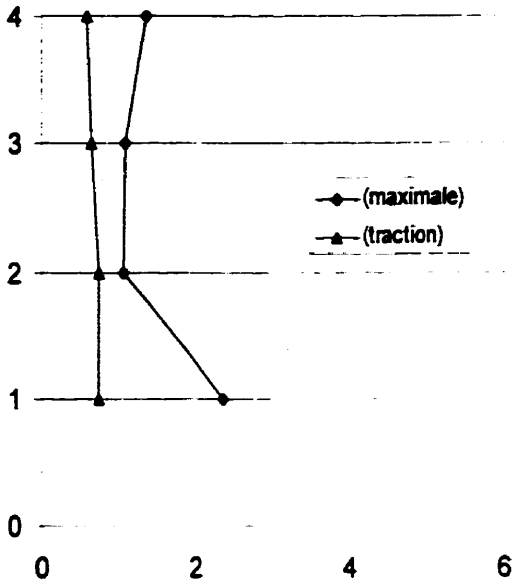


Figure D12 Ductilités maximales

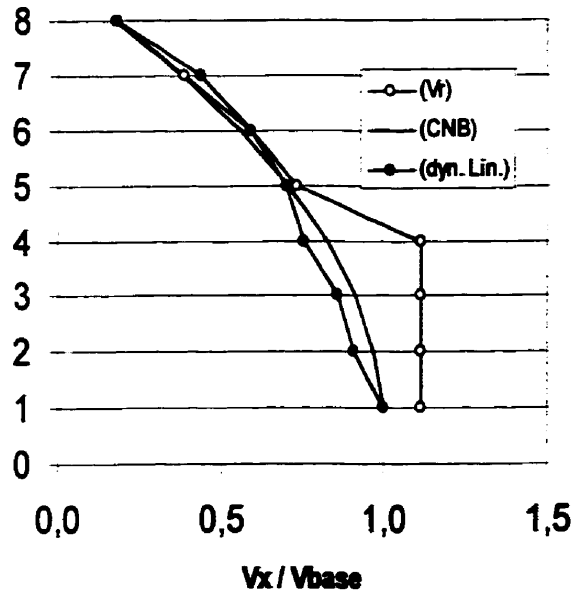


Figure D13 Vx / Vbase

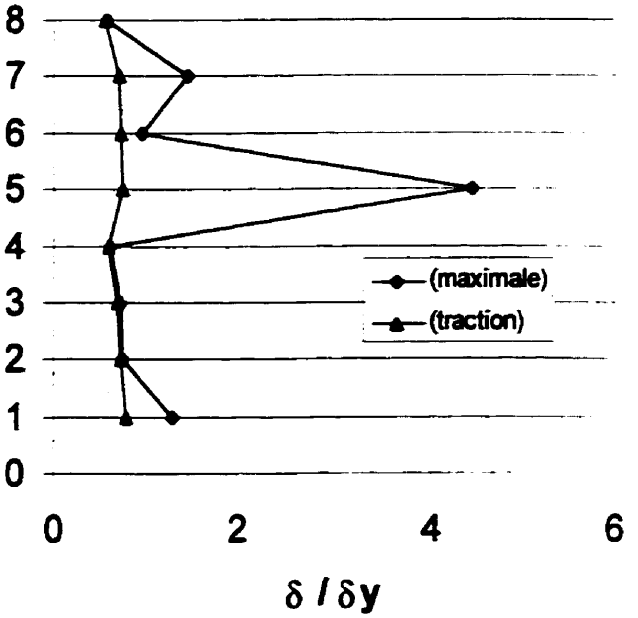


Figure D14 Ductilités maximales

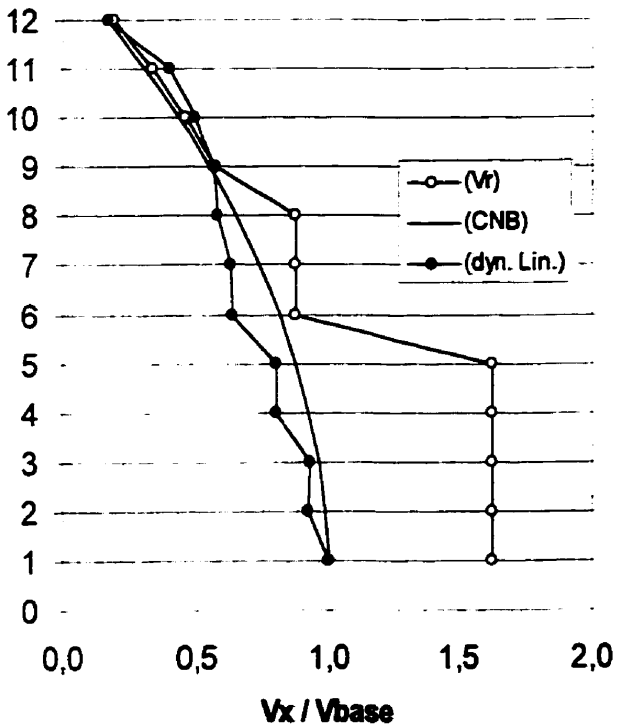


Figure D15 Vx / Vbase

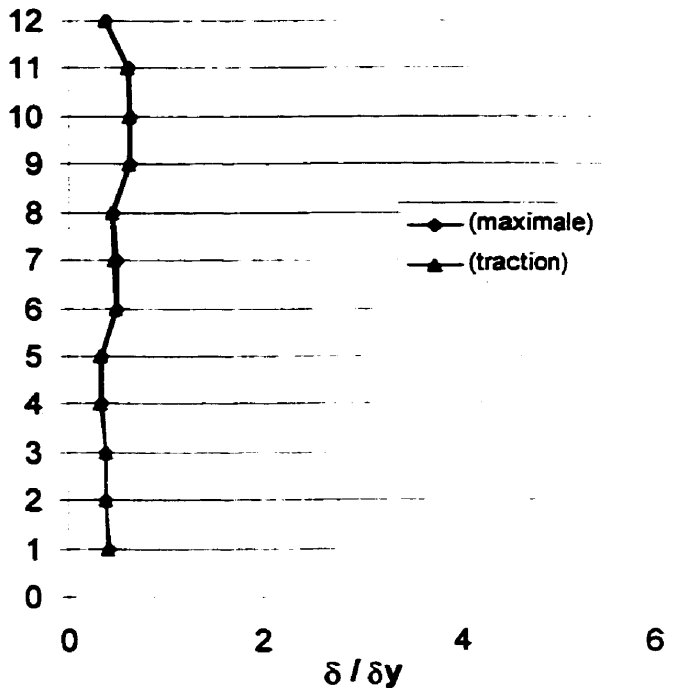


Figure D16 Ductilités maximales

ANNEXE E

MODES DE VIBRATION

Cette annexe présente les déformées de différents bâtiments. L'influence des modes supérieurs de vibration permet d'expliquer la concentration de ductilité dans les étages supérieurs des bâtiments. Pour chaque hauteur de bâtiment, le modèle est présenté ainsi que la déformée pour chacun des deux premier modes de vibrations.

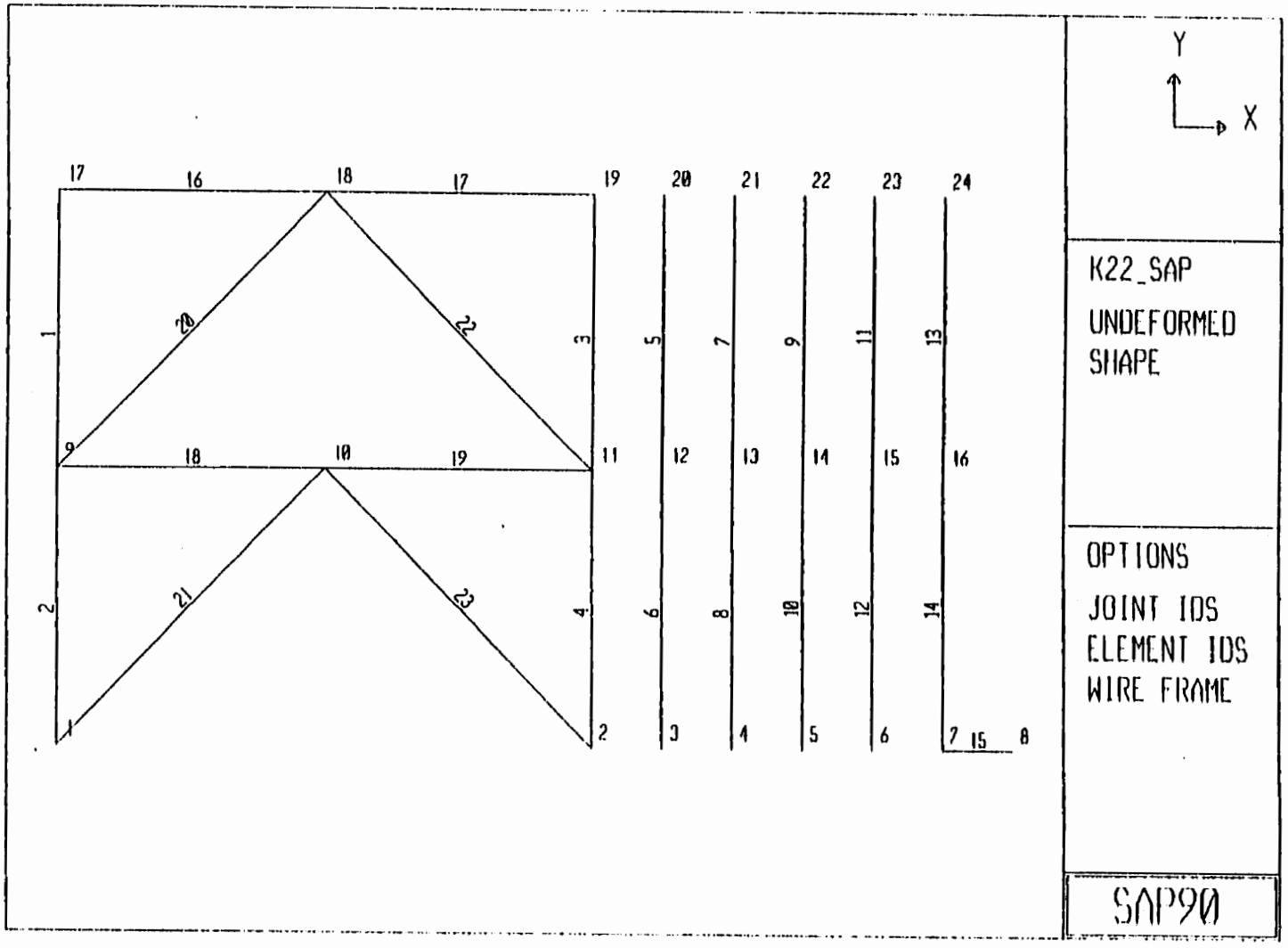


Figure E1 Modèle analytique bâtiment de 2 étages (chevron)

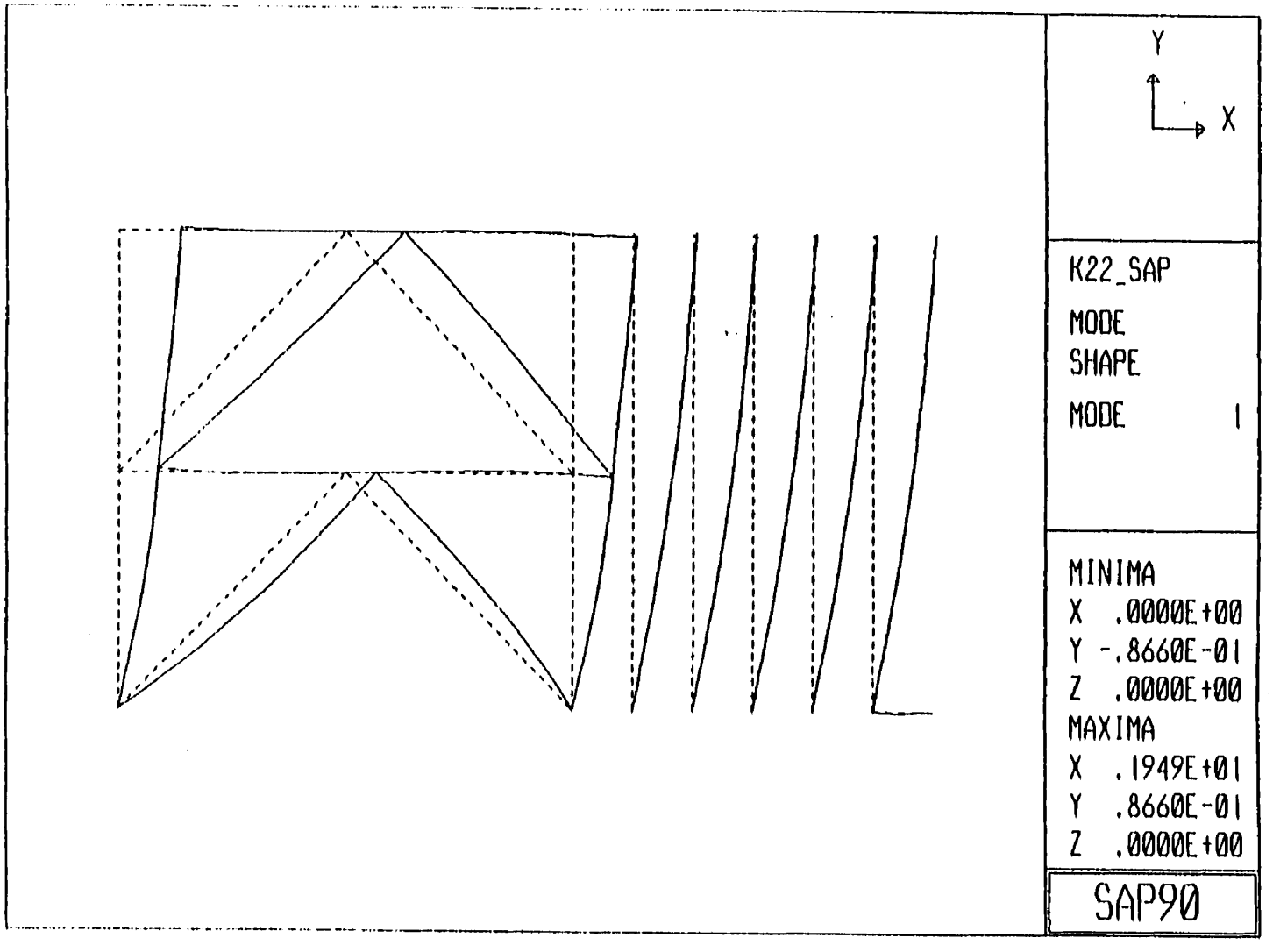


Figure E2 Déformée premier mode bâtiment de 2 étages (chevron)

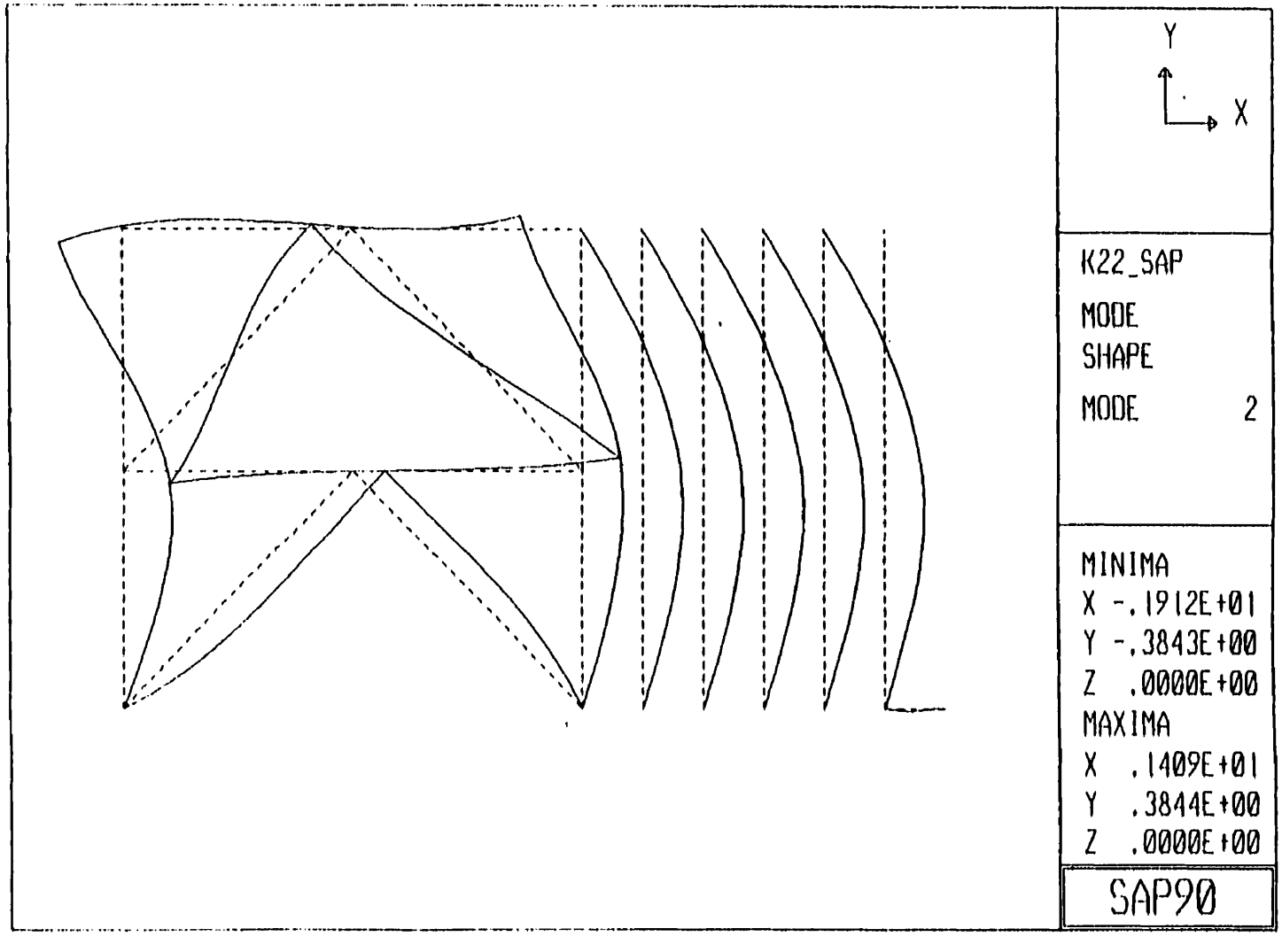


Figure E3 Déformée deuxième mode bâtiment de 2 étages (chevron)

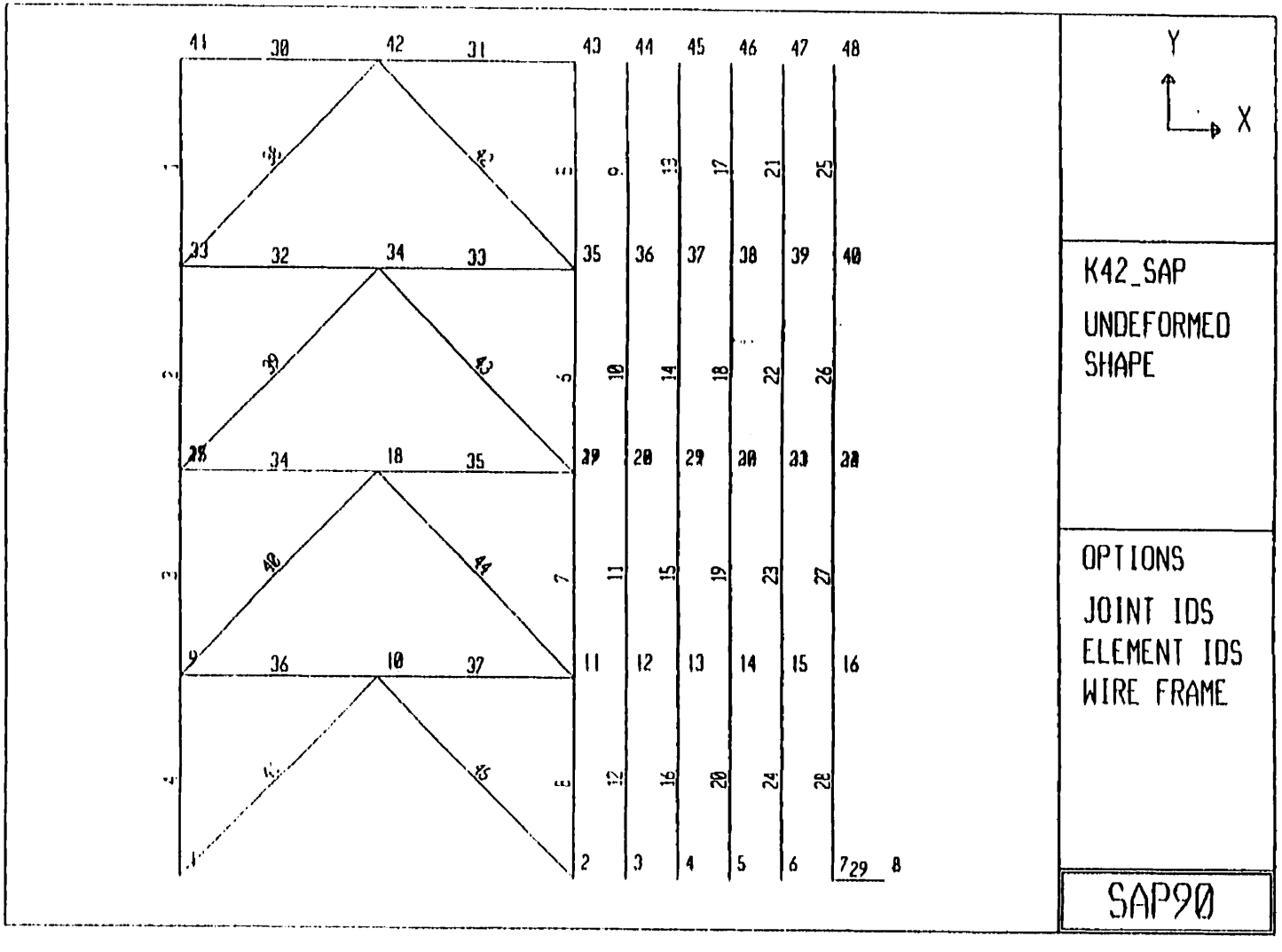


Figure E4 Modèle analytique bâtiment de 4 étages (chevron)

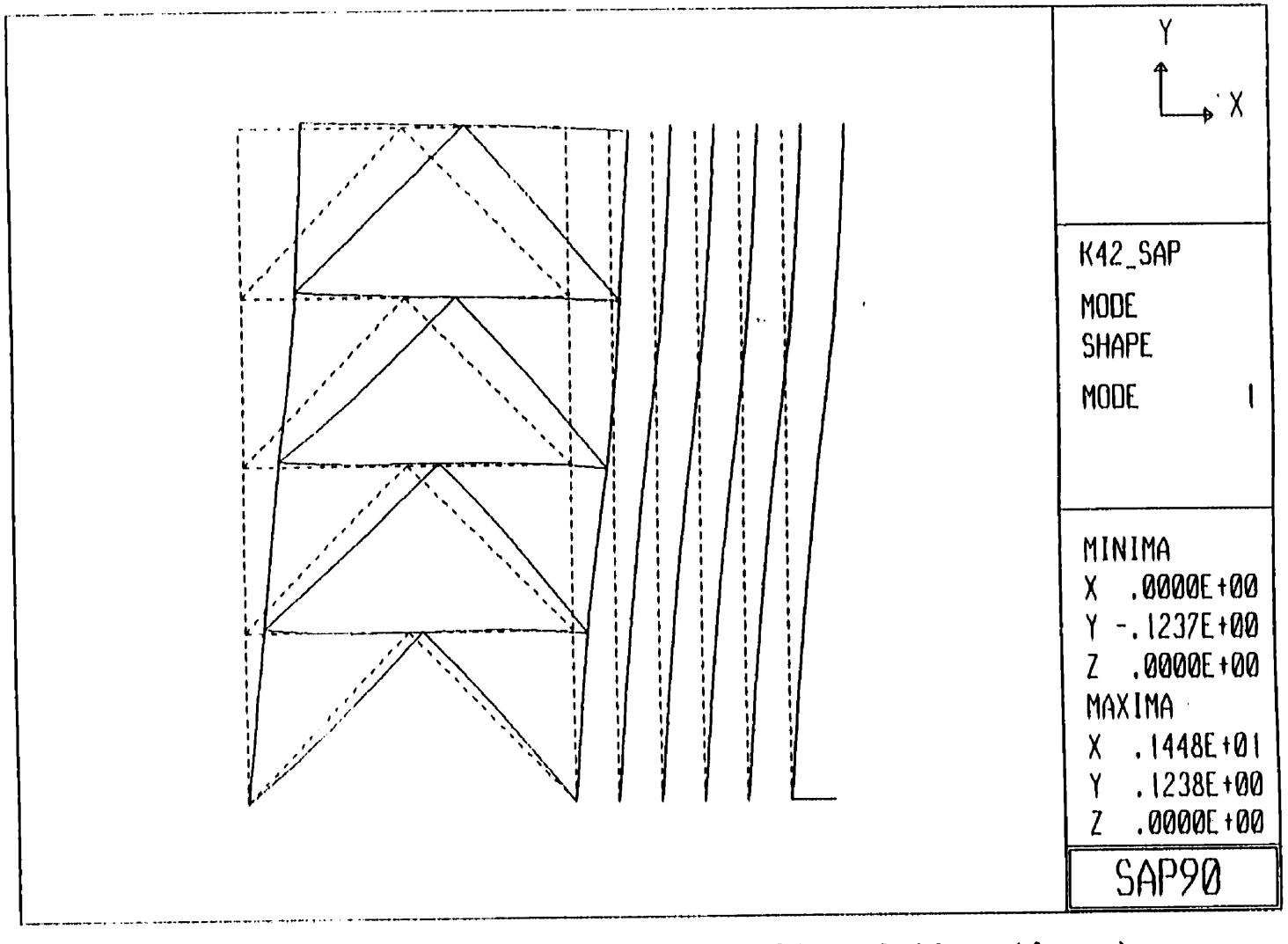


Figure E5 Déformée premier mode bâtiment de 4 étages (chevron)

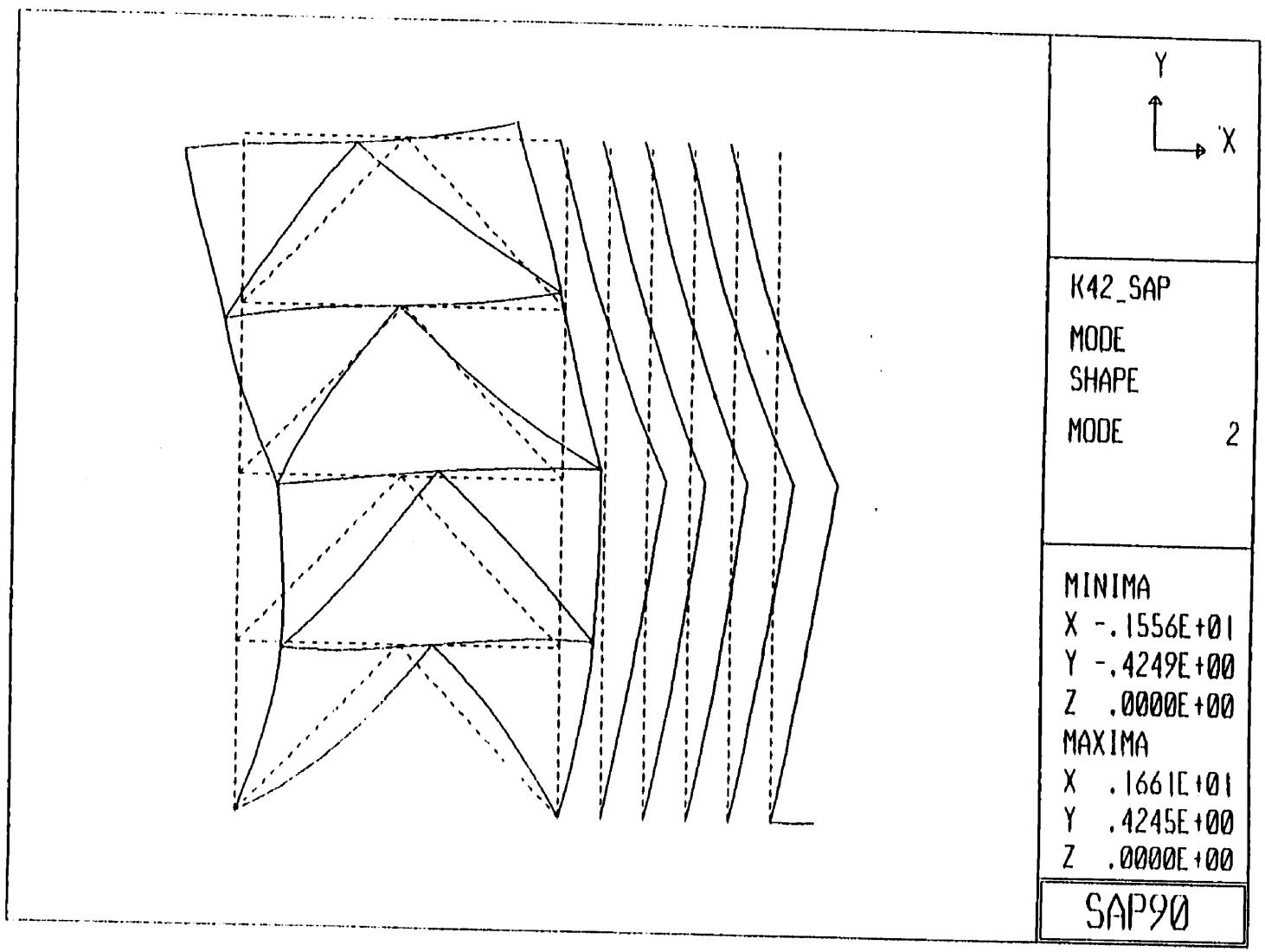


Figure E6 Déformée deuxième mode bâtiment de 4 étages (chevron)

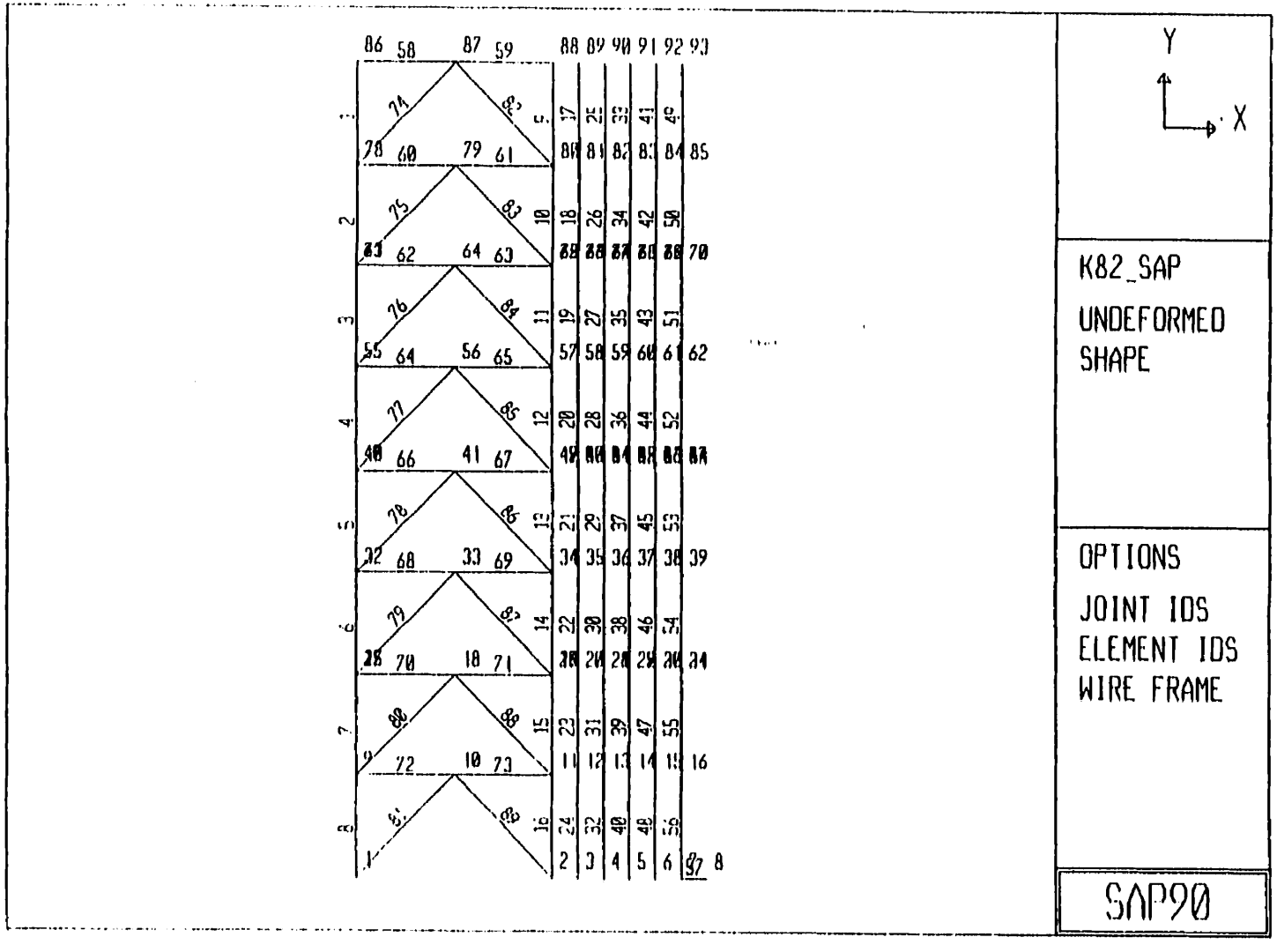


Figure E7 Modèle analytique bâtiment de 8 étages (chevron)

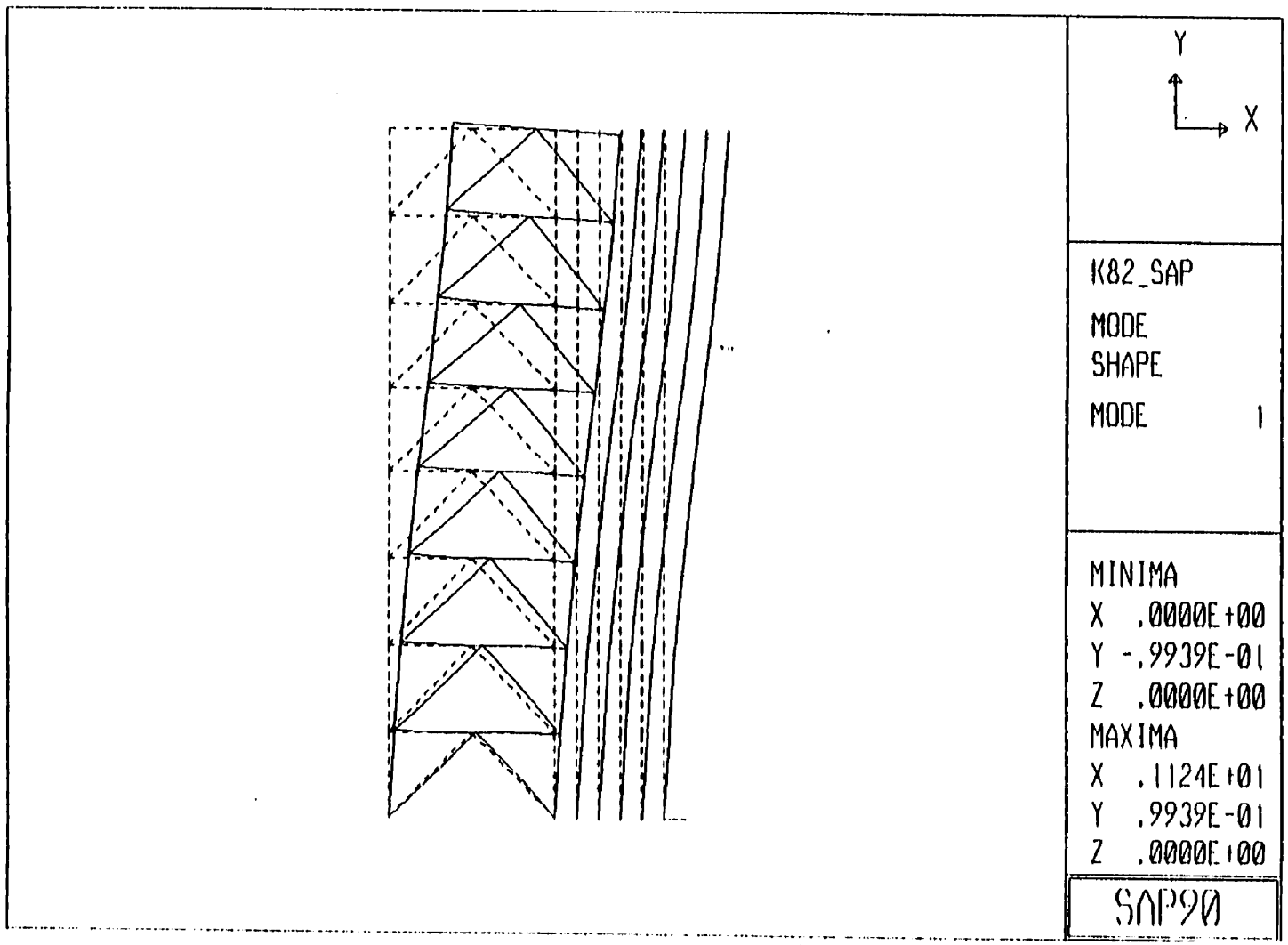


Figure E8 Déformée premier mode bâtiment de 8 étages (chevron)

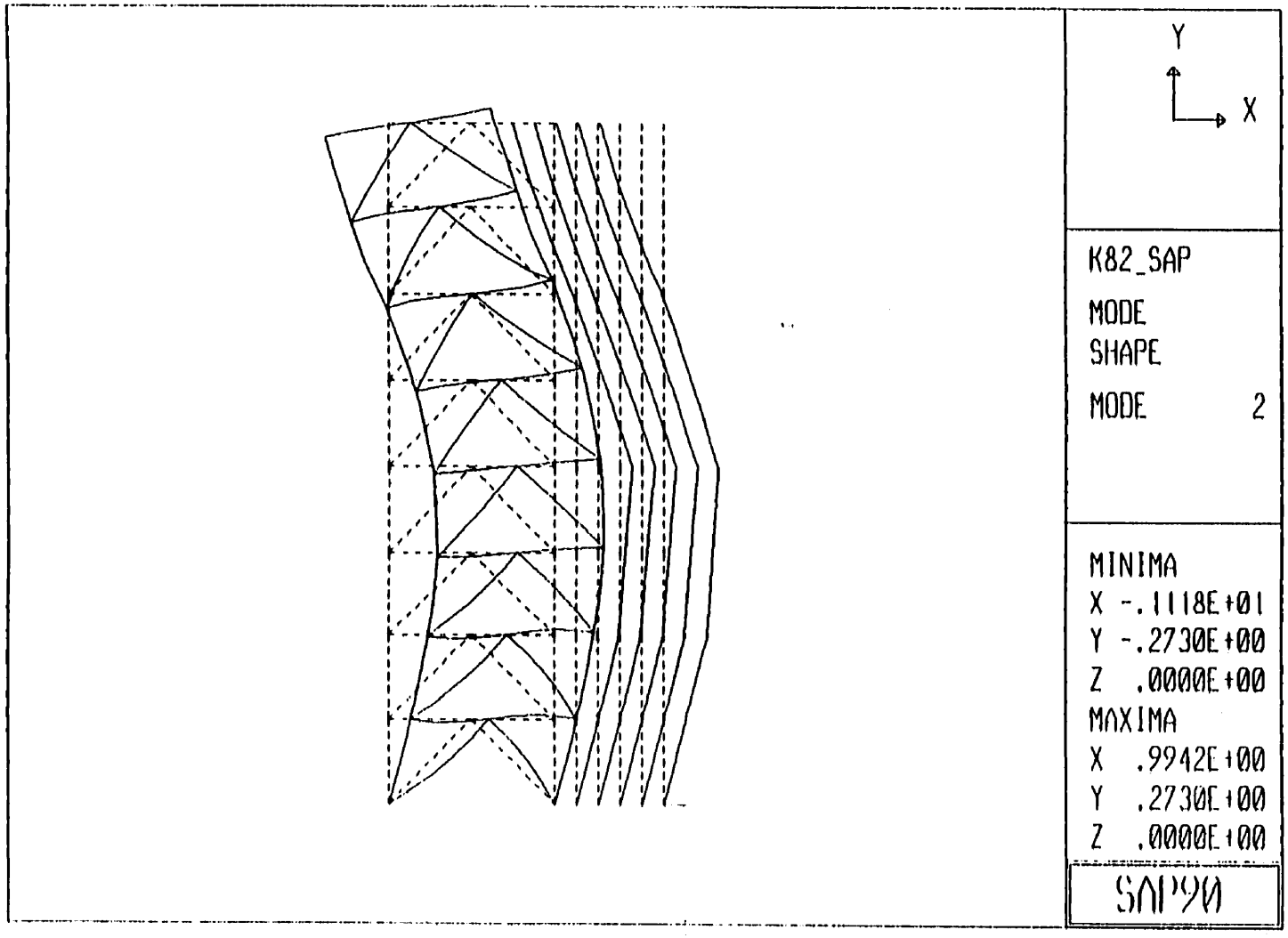


Figure E9 Déformée deuxième mode bâtiment de 8 étages (chevron)