NOTE TO USERS

This reproduction is the best copy available.

UMI®

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE SISMIQUE 3D D'UN BÂTIMENT CONTREVENTÉ PAR DES MURS DE REFEND EN BÉTON ARMÉ SELON LE CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA 2005 (CNBC 2005)

MARTIN PANNETON
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)
JUIN 2004

© Martin Panneton, 2004

Library and Archives Canada

Published Heritage Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et Archives Canada

Direction du Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 0-612-97974-1
Our file Notre référence
ISBN: 0-612-97974-1

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

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

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

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

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

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

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

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

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ANALYSE SISMIQUE 3D D'UN BÂTIMENT CONTREVENTÉ PAR DES MURS DE REFEND EN BÉTON ARMÉ SELON LE CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA 2005 (CNBC 2005)

Présenté par : PANNETON Martin
en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président
M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre et directeur de recherche
M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et codirecteur de recherche
Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier sincèrement les professeurs Pierre Léger et Robert Tremblay, directeur et codirecteur de ce mémoire, pour leur disponibilité, leurs conseils, leur support moral et technique, ainsi que leur esprit critique tout au long de ce projet.

Des remerciements sont également exprimés à Martin Leclerc pour son support technique informatique et ses conseils pour le bon fonctionnement des logiciels d'analyse de structure (SAP2000, ETABS, CSI SECTION BUILDER, etc.)

L'auteur remercie également Louis Crépeau du groupe Teknika pour avoir mis à notre disponibilité des plans de structure d'un bâtiment existant qui a servi d'étude de cas pour ce mémoire.

Remerciement au CRSNG pour la bourse de recherche qui m'a permis de réaliser mes études supérieures.

Remerciement à Tom Cournoyer, Badr Benabdellah et Sina Merzouq pour leur contribution au projet par l'entremise de leur projet de fin d'étude.

Remerciement également à ma famille et à ma copine pour leurs encouragements et leurs supports moraux.

RÉSUMÉ

Au Canada, les bâtiments en béton armé doivent être conçus selon le code national du bâtiment du Canada (CNBC) et la norme CSA A23.3 « Design of concrete structures ». De nouvelles éditions du CNBC et de la norme CSA A23.3 sont prévues respectivement pour 2005 et 2004, comportant de nouvelles dispositions sur le calcul sismique des bâtiments et plus particulièrement sur les murs de refend. Par exemple, une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans (CNBC 2005) sera utilisée au lieu de 10% dans 50 ans (CNBC 1995) pour évaluer l'intensité des secousses sismiques. D'autre part, la norme de béton CSA A23.3-04 exige maintenant de procéder à deux analyses, soit une pour calculer les efforts internes et une seconde pour déterminer les déplacements selon des rigidités effectives différentes dans chacun des cas. Ces nouvelles dispositions peuvent éventuellement nécessiter la réhabilitation de bâtiments existants ou entraîner des coûts supplémentaires pour les nouvelles constructions.

Le principal objectif de ce projet est d'approfondir les connaissances sur le comportement sismique linéaire et non-linéaire de bâtiments multi-étagés comportant des murs de refend en béton armé comme système de contreventement et de statuer sur les nouvelles exigences du CNBC 2005 comparativement au CNBC 1995 concernant l'analyse et la conception de murs de refend d'un bâtiment construit à Montréal. Aussi, l'influence de certains paramètres de modélisation sur la réponse sismique du bâtiment a été étudiée, tels que les effets P-Δ, les modes supérieurs, la rigidité des diaphragmes de plancher, la rigidité en flexion et en cisaillement, la torsion, les conditions d'appuis, etc.

Pour ce faire, un bâtiment de 8 étages situé à Montréal et construit selon le CNBC 1995 et la norme CSA A23.3-94 a été sélectionné pour ce projet. Ce

bâtiment comporte quatre murs et trois noyaux qui contreventent le bâtiment latéralement.

Un séisme historique et deux séismes simulés ont été choisis pour évaluer la capacité sismique du bâtiment à Montréal lors des analyses temporelles non-linéaires. Les enveloppes de résistance P-M-M et les courbes M-ϕ nécessaires à l'élaboration du modèle 3D non-linéaire du bâtiment ont été développées à l'aide des logiciels Response 2000 (Bentz et Collins, 2000) et CSI Section Builder 8 (CSI, inc., 2003). Les analyses sismiques linéaires 3D du bâtiment ont été effectuées à l'aide du logiciel SAP2000 (CSI, inc, 2003) selon les exigences du CNBC 1995 et 2005 alors que les analyses dynamiques inélastiques 3D ont été effectuées selon les exigences du CNBC 2005 et à l'aide du logiciel Ruaumoko 3D (Carr, 2003). La règle bilinéaire modifiée d'hystérésis de Takeda, qui tient compte de la dégradation de la rigidité, a été utilisée pour modéliser la réponse inélastique des rotules plastiques.

Les analyses démontrent que le CNBC 2005 génère de plus grands efforts et déplacements que le CNBC 1995 lorsque la période fondamentale empirique du code est appliquée (T_1=0.530 s). Pour ce bâtiment, on a observé une augmentation de 29% de l'effort tranchant à la base du bâtiment. La version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet ne donnait aucune limite à la période fondamentale pour les bâtiments contreventés par des murs de refend. Cependant, en l'absence de limite sur la période et tout dépendant des hypothèses de modélisation, cela peut entraîner une période très longue (T_a=1.532 s) qui génère peu d'efforts dans la structure. Or, limiter la période fondamantale à 1.5T_a (T_a=0.795 s) apparaît une limite raisonnable puisque les efforts internes obtenus selon l'analyse spectrale sont sensiblement les mêmes que ceux du CNBC 1995. Également, on obtient des déplacements comparables et sécuritaires comparativement à ceux obtenus des analyses inélastiques puisqu'ils sont légèrement supérieurs. Cependant, on observe des

écarts plus importants des efforts internes comparativement aux analyses inélastiques. L'approche adoptée dans la dernière version du CNBC 2005 limite dorénavant la période fondamentale d'un bâtiment contreventée par des murs de refend à $2T_a$.

Les résultats permettent également de constater que le critère de flèche inter-étage de $2.5\%h_s$ a été respecté lors des analyses spectrales alors que ce critère n'a pu être respecté lors des analyses statiques équivalentes. Par contre, les analyses inélastiques démontrent que ce critère de $2.5\%h_s$ est satisfait et que les déplacements obtenus des analyses spectrales et statiques en utilisant la formule empirique du CNBC 2005 sont très conservateurs.

Les analyses temporelles inélastiques indiquent que les efforts tranchants et les moments fléchissants sont le plus souvent sous-estimés par les analyses du code (spectrale et statique), surtout ceux obtenus des analyses spectrales. Une amplification dynamique importante des efforts tranchants aux étages supérieurs a été observée, causée par l'action des modes supérieurs de vibration et le comportement sans endommagement de la résistance et de la rigidité aux efforts tranchants.

Des rotules plastiques peuvent se développer au-dessus de la base des murs bien que la résistance probable des murs est supérieure au moment anticipée après la formation de rotule plastique à la base. Par contre, les indices de dommage permettent de constater que les murs de refend ont une réserve en ductilité suffisante pour supporter des sollicitations sismiques représentatives de la ville de Montréal.

ABSTRACT

In Canada, reinforced concrete buildings must be designed according to the National Building Code of Canada (NBCC) and CSA A23.3 "Design of concrete structures" standard. New editions of NBCC and CSA A23.3 standard are scheduled for 2005 and 2004 respectively, with new procedures for building seismic design and particularly for shear walls. For example, a 2% in 50-year probability of exceedance (NBCC 2005), instead of 10% in 50-year (NBCC 1995), will be used to evaluate the intensity of earthquake ground motions. Moreover, the concrete standard CSA A23.3-04 now requires two analyses, one to calculate internal member forces and the second to determine displacements according to different effective stiffnesses in each case. These new standards may eventually require rehabilitation of existing buildings or added costs for new constructions.

The main objective of this project is to gain more knowledge regarding elastic and inelastic seismic responses of multi-storey buildings that have reinforced concrete shear walls as their bracing system and to rule on new NBCC 2005 requirements compared to those of NBCC 1995 concerning the analysis and design of shear walls in buildings built in Montreal. Also, the effects of certain modeling parameters on the seismic response of buildings have been studied, such as the P-Δ effects, higher mode effect, floor diaphragm stiffness, stiffness in bending and in shear, twisting, conditions at the base, etc.

In order to achieve this, an eight-storey building located in Montreal and built according to NBCC 1995 and CSA A23.3-94 standards has been selected for this project. This building has four simple shear walls and three cores that brace it laterally.

One historical and two simulated ground motions were selected to evaluate the seismic behaviour of the building in Montreal during inelastic time history analyses. The P-M-M section capacity interaction diagrams and the moment-curvature relationships required for the inelastic 3D model of the building were developed with the software Response 2000 (Bentz & Collins, 2000) and CSI Section Builder 8 (CSI, Inc., 2003). The building's elastic 3D seismic analyses were carried out with the software SAP2000 (CSI, Inc., 2003) according to NBCC 1995 and 2005 criteria, while the inelastic 3D dynamic analyses were carried out according to NBCC 2005 criteria and with the software Ruaumoko 3D (Carr, 2003). A modified Takeda hysteretic model with degrading stiffness was used to model the inelastic response of the plastic hinges.

The analyses demonstrate that NBCC 2005 generates larger forces and displacements than the NBCC 1995 when the fundamental period empirical formula is applied (T_1=0.530 s). For this building, an increase of 29% was observed in the base shear. The version of the NBCC 2005 used at the beginning of this project did not give any limit to the fundamental period the buildings braced with shear walls. However, in the absence of limit on the period and depending on the modelling assumptions, very long period (T_a=1.532 s) could be obtained that generates small forces in the structure. Thus, to limit the fundamental period to $1.5T_a$ (T_a=0.795 s) seems to be a reasonable limit because the internal forces obtained from the spectral analysis are reasonably the same than those of NBCC 1995. Also, similar and safe displacements are obtained as compared to the inelastic analyses because they are slightly larger. However, more significant differences are obtained with the internal forces as compared to the inelastic analyses. The approach adopted in the last version of the NBCC 2005 limits the fundamental period of a building that is braced with shear walls to $2T_a$.

The results also show that the inter-storey drift criteria of 2.5%h_s was respected for modal analyses but could not be respected for equivalent static analyses. On the other hand, the inelastic dynamic analyses demonstrate that the 2.5%h_s criteria is satisfied and the displacements obtained for modal and static analyses by using the empirical period formula of NBCC 2005 are very conservative.

The inelastic time history analyses indicate that the shear forces and the bending moments are most often underestimated by code analyses (modal and static), particularly those of modal analyses. A dynamic amplification of shear forces in the higher storeys was noted; caused by the higher vibration modes and structural behaviour without damaging the shear strength and stiffness.

Plastic hinges can occur above the base of the wall, although the probable moment resistance diagram exceeds the assumed moment envelope after plastic hinge formation at the base. However, the damage indices show that the shear walls have enough ductile capacity to resist the seismic demand typical to the city of Montreal.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... **iv**

RÉSUMÉ ..... **v**

ABSTRACT ..... **viii**

TABLE DES MATIÈRES ..... **xi**

LISTE DES TABLEAUX ..... **xvi**

LISTE DES FIGURES ..... **xxi**

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS ..... **xxix**

LISTES DES ANNEXES ..... **lxiii**

CHAPITRE 1 INTRODUCTION **1**

1.1 Problématique 1

1.2 Objectifs 5

1.3 Méthodologie 6

1.4 Organisation du mémoire 7

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE **9**

2.1 Introduction 9

2.2 Principaux changements des charges sismiques entre les éditions 1995 et 2005 du code national du bâtiment du Canada (CNBC) 9

2.3 Influence des modes supérieurs 20

2.4 Estimation de la période de vibration 23

2.5 Norme parasismique des murs de refend (CSA A23.3-04) 36

2.6 Validation du logiciel d'analyse de structure utilisé 47

2.7 Modélisation des murs de refend 49

2.7.1 Interaction sol-structure 49

2.7.2 Soulèvement 58

2.7.3 Rigidité en flexion (EI) 59

2.7.4 Courbes d'hystérésis 63

2.7.5 Rigidité en cisaillement (GA) 72

2.7.6 Effet P-Δ 74

2.8 Synthèses et conclusions 78

CHAPITRE 3 MODÈLE DU BÂTIMENT ANALYSÉ 82

3.1 Introduction 82

3.2 Description du bâtiment 82

3.3 Description des murs de refend 86

3.4 Modélisation des noyaux et des murs 89

3.5 Hypothèses de calcul pour les modèles 3D utilisés 101

3.6 Description des modèles 3D utilisés 103

3.7 Synthèse et conclusions 110

CHAPITRE 4 SOLLICITATIONS SISMIQUES DU BÂTIMENT 113

4.1 Introduction 113

4.2 Estimation de la période (2D) 113

4.3 Calculs des charges sismiques selon l'analyse statique équivalente du CNBC 118

4.4 Sollicitations sismiques du bâtiment 124

4.5 Courbes d'hystérésis et enveloppes de résistance P-M-M des murs de refend 132

4.6 Synthèse et conclusion 147

CHAPITRE 5 RÉPONSES SISMIQUES ÉLASTIQUES PSEUDO-STATIQUES ET SPECTRALES DU BÂTIMENT (ÉTUDE PARAMÉTRIQUE) 150

5.1 Introduction 150

5.2 Réponse en vibration libre 151

5.2.1 Nouvelles exigences de la norme CSA A23.3-04 151

5.2.2 Influence de la rigidité en flexion (EI) et en cisaillement (GA) .. 153

5.2.3 Influence des conditions de base 156

5.2.4 Influence des effets P-Δ 158

5.2.5 Période fondamentale du bâtiment selon le CNBC 2005 159

5.3 Réponse sismique 3D du bâtiment: comparaison entre le CNBC 1995 et 2005 161

5.3.1 Analyse statique équivalente 161

5.3.2 Analyse spectrale 167

5.3.2.1 Influence des effets P-Δ 171

5.3.2.2 Influence des conditions de base 172

5.3.2.3 Influence des modes supérieurs 176

5.3.2.4 Influence de la rigidité des planchers (diaphragmes rigides vs flexibles) 179

5.4 Comparaison entre l'analyse spectrale et l'analyse statique équivalente du CNBC 2005. 187

5.5 Dimensionnement des murs de refend et des noyaux selon la norme CSA A23.3-94 et la norme CSA A23.3-04 195

5.6 Synthèse et conclusions 202

CHAPITRE 6 RÉPONSES SISMIQUES TEMPORELLES ÉLASTIQUES ET INÉLASTIQUES DU BÂTIMENT 207

6.1 Introduction 207

6.2 Choix du logiciel pour les analyses non-linéaires 208

6.3 Description du modèle pour les analyses temporelles inélastiques 210

6.4 Analyse de poussée latérale 3D (pushover) selon le CNBC 1995 et 2005 211

6.5 Réponses sismiques temporelles élastiques du bâtiment selon le CNBC 2005 216

6.6 Réponses sismiques inélastiques 3D du bâtiment selon le CNBC 2005 220

6.7 Synthèse et conclusions 253

CHAPITRE 7 SOMMAIRE ET CONCLUSIONS 257

7.1 Sommaire 257

7.2 Conclusions 258

7.3 Recommandations 269

BIBLIOGRAPHIES ET RÉFÉRENCES **272**

ANNEXES **282**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Force de cisaillement à la base (V) selon l'analyse statique équivalente, comparaison entre le CNBC 1995 et 2005. 12

Tableau 2.2 Calcul du coefficient de réduction J_x , comparaison entre le CNBC 1995 et 2005. 16

Tableau 2.3 Disposition du CNBC pour tenir compte de la torsion, comparaison entre les éditions 1995 et 2005. 18

Tableau 2.4 Résumé des formules utilisées pour estimer la période fondamentale d'un mur de refend. 24

Tableau 2.5 Paramètres de la formule empirique (adapté de Balkaya et Kalkan, 2003). 36

Tableau 2.6 Exigences minimums pour l'armature de murs ductiles non couplés (adapté de la norme A23.3-94). 39

Tableau 2.7 Comparaison des résultats d'analyse entre les logiciels d'analyse de structure SAP2000 et Ruaumoko. 48

Tableau 2.8 Moment d'inertie effectif recommandé par différents codes et auteurs (adaptés d'Adebar et Ibrahim 2000) pour un mur de refend en béton armé. 60

Tableau 3.1 Hauteur de chaque étage. 83

Tableau 3.2 Charge permanent du bâtiment (en kN et en kN/m^2). 84

Tableau 3.3 Charge axiale, P, agissant sur le mur de refend #1. 85

Tableau 3.4 Charge axiale, P, au centre de masse du bâtiment stabilisé par l'ensemble des murs de refend du bâtiment. 85

Tableau 3.5 Moment d'inertie brute (I_g) des murs de refend et des noyaux du bâtiment. 87

Tableau 3.6 Aire en cisaillement des murs de refend et des noyaux du bâtiment (les murs de refend : A_s=A*5/6 et les noyaux : A_s=2td). 88

Tableau 3.7 Écart relatif des flèches et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent, calibré avec les facteurs α_1 et α_2. 96

Tableau 3.8 Écart relatif des flèches et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent, calibré avec tous les facteurs (α_1 à α_4). 97

Tableau 3.9 Synthèse des écarts relatifs des flèches et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent des murs de refend avec ouvertures. 99

Tableau 3.10 Facteurs alpha (α_1 à α_4) utilisés pour les murs de refend. 100

Tableau 3.11 Comparaison des résultats obtenus par les différents modèles du bâtiment. 109

Tableau 4.1 Estimation du 1er mode de vibration du bâtiment par des formules empiriques et analytiques. 115

Tableau 4.2 Charges sismiques du CNBC 2005 au centre de masse du bâtiment. 120

Tableau 4.3 Charges sismiques du CNBC 1995 au centre de masse du bâtiment. 123

Tableau 4.4 Caractéristiques des mouvements de sol non-normalisés. 126

Tableau 4.5 Caractéristiques des mouvements de sol filtrés pour correspondre au spectre de réponse du CNBC 2005. 128

Tableau 4.6 Caractéristiques du mur de refend #1 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements..... 143

Tableau 4.7 Caractéristiques du mur de refend #1 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des forces 144

Tableau 4.8 Caractéristiques du mur de refend #5 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements..... 145

Tableau 4.9 Caractéristiques du mur de refend #5 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des forces 146

Tableau 5.1 Masse modale effective du bâtiment selon les exigences de la norme CSA A23.3 édition 94 et 04.....152

Tableau 5.2 Rigidité effective en flexion et en cisaillement pour les murs de refend..... 154

Tableau 5.3 Périodes fondamentales du bâtiment en tenant compte de l'interaction sol-structure. 158

Tableau 5.4 Influence des effets P-Δ sur la période fondamentale du bâtiment. 159

Tableau 5.5 Analyse statique équivalente: comparaison des efforts internes et des déplacements entre le CNBC 1995 et 2005..... 165

Tableau 5.6 Analyse spectrale: comparaison des efforts internes et des déplacements entre le CNBC 1995 et 2005..... 168

Tableau 5.7 Facteur M_v calculé à partir du tableau 4.1.8.11 du CNBC 2005 selon différentes périodes T_a..... 177

Tableau 5.8 Masses modales effectives des modèles C et E selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)..... 180

Tableau 5.9 Flèches inter-étage des poteaux..... 183

Tableau 5.10 Influence des murs de fondation du sous-sol sur les déplacements 192

Tableau 5.11 Influence de la torsion sur les écarts des moments entre les analyses statiques et spectrales 193

Tableau 5.12 Influence de la torsion sur les déplacements..... 195

Tableau 5.13 Vérification du dimensionnement selon la méthode statique équivalente du CNBC 1995 et du CNBC 2005 197

Tableau 5.14 Vérification du dimensionnent avec l'analyse spectrale selon les anciennes et les nouvelles exigences 199

Tableau 5.15 Vérification du dimensionnent après épaississement des murs de 50mm (analyse spectrale 2005)..... 201

Tableau 6.1 Analyses temporelles: comparaison des efforts internes et des déplacements avec l'analyse spectral.....217

Tableau 6.2 Facteur B calculé avec les analyses temporelles élastiques 219

Tableau 6.3 Déplacements et flèches inter-étages inélastiques maximums du bâtiment. 226

Tableau 6.4 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #1 sous les trois séismes. 242

Tableau 6.5 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #2 sous les trois séismes. 243

Tableau 6.6 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #5 sous les trois séismes. 244

Tableau 6.7 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #6 sous les trois séismes. 245

Tableau 6.8 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #7 sous les trois séismes. 246

Tableau 6.9 Facteur B calculé avec les analyses inélastiques 247

Tableau 6.10 Influence des effets P-Δ sur les déplacements 248

Tableau 6.11 Influence des effets P-Δ sur l'enveloppe des efforts internes.. 249

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Modélisation d'un mur de refend. 3

Figure 2.1 Modélisation du Bâtiment en tenant compte de l'intéraction sol-structure (adapté de la norme PS92, 1996).....29

Figure 2.2 Distribution des déplacements pour les portiques et les murs (voiles) (adapté de norme PS92, 1996).....30

Figure 2.3 Détermination de la région de la rotule plastique (adapté de la norme CSA A23.3-94). 38

Figure 2.4 Méthode de calcul du cisaillement lors de la formation d'une rotule plastique (adapté de la norme A23.3-94)..... 43

Figure 2.5 Relation entre le facteur K_o et la rotation inélastique θ_{id} 44

Figure 2.6 Relation entre le facteur β et la rotation inélastique θ_{id} 45

Figure 2.7 Relation entre la charge axiale et l'angle θ 45

Figure 2.8 Bâtiment d'un étage considéré : (a) Plan du bâtiment; (b) Cadre A; (c) Cadre B et C. 47

Figure 2.9 Propriétés d'un mur de refend à définir pour la modélisation..... 49

Figure 2.10 Bâtiment et modèle considérés pour l'étude de Bevan-Pritchard (adapté de Bevan-Pritchard et al., 1983). 50

Figure 2.11 Modèle de la fondation : (a) Modèle physique; (b) Modèle utilisé pour le logiciel DRAIN-2D (Filiatrault et al., 1992). 52

Figure 2.12 Abaque et formules utilisées pour la méthode Newmark-Rosenblueth (adapté de Davidovici 1999). 55

Figure 2.13 Rigidité du sol en translation et en rotation sous des semelles filantes rectangulaires (adapté de Sieffert et Cevaer 1991)..... 57

Figure 2.14 Solution pour éviter le soulèvement des murs faiblement chargés (adapté de MacGregor et Bartlett, 2000)..... 58
Figure 2.15 Comparaison des différentes recommandations pour la rigidité effective des murs de refend en béton armé (adapté d'Adebar et Ibrahim, 2000)..... 62
Figure 2.16 Relation moment courbure estimée par une relation bilinéaire proposée par Paulay (2001) (adapté de Humar et Yavari, 2002). 65
Figure 2.17 Relation moment courbure estimée par une relation bilinéaire proposée par Park et Paulay (1975)..... 66
Figure 2.18 Loi d'hystérésis de Takeda modifié bilinéaire. 67
Figure 2.19 Courbe moment-courbure estimée par une relation trilinéaire proposée par Adebar et Ibrahim (2000)..... 69
Figure 2.20 Moment d'inertie de la section fissurée: (a) pour des murs rectangulaires et (b) pour des murs avec semelles (adapté d'Adebar et Ibrahim, 2000). 70
Figure 2.21 Loi d'hystérésis de Muto (Carr, 2003) trilinéaire. 71
Figure 2.22 Rapport d'élancement pour avoir des déformations en cisaillement seulement : modèle de bielles et tirants. (adapté de Fuentes,1998)..... 72
Figure 2.23 Effet P-Δ d'un système à un degré de liberté..... 74
Figure 3.1 Étage typique du bâtiment comportant quatre murs de refend et trois noyaux.....83
Figure 3.2 Élévations et coupes des murs de refend et des noyaux du bâtiment (les coupes se référent à la figure 3.1)..... 86

Figure 3.3 Méthode de Stafford-Smith (1984) pour modéliser un noyau avec des éléments de poutre. 90

Figure 3.4 Différentes méthodes pour modéliser les murs de refend et les noyaux de bâtiments. 91

Figure 3.5 Comportement structural entre les dalles et les poteaux: distinction entre les modèles C, D et E. 105

Figure 3.6 Modèle 3D du bâtiment utilisé dans SAP2000: modèle de base utilisé pour les variantes de modélisation des modèles A, B, C et D. 107

Figure 3.7 Modèle E utilisé dans ETABS: hypothèse de diaphragmes flexibles pour représenter les planchers. 108

Figure 4.1 Mode fondamental de vibration du bâtiment au centre de masse: translation en y (nord-sud)..... 114

Figure 4.2 Spectre de Montréal avec l'estimation des périodes empiriques et analytiques du modèle B..... 117

Figure 4.3 Spectre de réponse de la ville de Montréal, CNBC 1995 et 2005..... 125

Figure 4.4 Problématique de normaliser un séisme de l'Est en fonction de longues périodes. 127

Figure 4.5 Historiques dans le temps des mouvements de sol, normalisés selon le site de Montréal. 129

Figure 4.6 Spectres de réponse des mouvements de sol normalisés et spectre de conception du CNBC 2005 de la ville de Montréal. 130

Figure 4.7 Spectres de réponse des mouvements de sol filtrés pour correspondre au spectre de conception du CNBC 2005 de la ville de Montréal. 131

Figure 4.8 Organigramme de la méthode utilisée pour déterminer les paramètres nécessaires à l'élaboration des modèles 3D non-linéaires 133

Figure 4.9 Lois des matériaux utilisées dans les logiciels Response 2000 et CSI Section Builder 8. 134

Figure 4.10 Enveloppes P-M-M générées par Ruaumoko 3D 135

Figure 4.11 Courbe d'interaction P-M-M générée dans CSI Section Builder (mur de refend#7, rez-de-chaussée) 136

Figure 4.12 Exemples d'enveloppes de résistance P-M-M typiques des noyaux (murs de refend #5, 6 et 7): mur de refend #7 au r-d-c et au 8e étage. 138

Figure 4.13 Exemples d'enveloppes de résistance P-M-M typiques des murs de refend plats (murs de refend #1, 2 et 4): mur de refend #1 au r-d-c et au 8e étage. 139

Figure 4.14 Exemples d'enveloppes de résistance P-M-M typiques de murs de refend asymétriques (sous-sol du mur de refend #1et mur de refend #3): sous-sol des murs de refend #1 et #3. 140

Figure 4.15 Exemple d'une courbe moment-courbure d'un mur de refend: (a) loi d'hystérésis Takeda assumée pour le comportement des murs de refend et (b) calcul typique des paramètres de modélisation d'une courbe. 142

Figure 5.1 Influence de la rigidité effective sur la période fondamentale du bâtiment: mise en relief sur le spectre de réponse de la ville de Montréal du CNBC 2005. 155

Figure 5.2 Spectre de réponse de la ville de Montréal selon le CNBC 2005 sur lequel une plage de la période limitée à $1.5T_a$ est utilisée. 160

Figure 5.3 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants maximums des murs de refend #1, 5 et 7 selon les analyses statiques. 166

Figure 5.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants maximums des murs de refend #1, 5 et 7 selon les analyses spectrales. 170

Figure 5.5 Influence des effets P-Δ au centre de masse du bâtiment..... 172

Figure 5.6 Déplacements au centre de masse selon les analyses spectrales du CNBC 2005 et 1995..... 174

Figure 5.7 Déformée du sous-sol sur fondation rigide et flexible. 175

Figure 5.8 Numérotation des poteaux du bâtiment..... 182

Figure 5.9 Diagrammes des moments fléchissants maximums des murs de refend du bâtiment avec planchers rigides et flexibles. 184

Figure 5.10 Efforts tranchants et moments fléchissants maximums de quatre poteaux du bâtiment avec planchers rigides et flexibles. 186

Figure 5.11 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B avec et sans murs de fondation au sous-sol ($T=0.05h_n^{3/4}$). 189

Figure 5.12 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B avec et sans murs de fondation au sous-sol ($T=1.5x0.05h_n^{3/4}$). 190

Figure 5.13 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B avec et sans murs de fondation au sous-sol ($T=T_{modèle}$)..... 191

Figure 5.14 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B sans les effets de la torsion, avec et sans murs de fondation au sous-sol ($T=0.05h_n^{3/4}$). 194

Figure 6.1 Direction et amplitude des patrons de charge de la poussée latérale (CNBC 2005).....212

Figure 6.2 Poussées latérales au centre de masse du bâtiment au niveau du toit (CNBC 1995) 214

Figure 6.3 Poussées latérales au centre de masse du bâtiment au niveau du toit (CNBC 2005) 215

Figure 6.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants maximums des murs de refend #1, 5 et 7: analyses temporelles élastiques en comparaison avec l'analyse spectrale. 218

Figure 6.5 Efforts internes des murs de refend #1, 5 et 7: analyses inélastiques des trois séismes en comparaison avec les analyses du CNBC (statiques équivalentes et spectrales). 223

Figure 6.6 Efforts internes des murs de refend #1, 5 et 7: analyses inélastiques des trois séismes filtrés en comparaison avec les analyses du CNBC (statiques équivalentes et spectrales)..... 224

Figure 6.7 Historique dans le temps des déplacements et de la dutilité en déplacement au sommet du centre de masse du bâtiment. 227
Figure 6.8 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale du CNBC 2005 comme référence de calcul..... 230
Figure 6.9 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale ($T=1.5xT_a$) du CNBC 2005 comme référence de calcul 231
Figure 6.10 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale du CNBC 2005 comme référence de calcul et les accélérogrammes filtrés 232
Figure 6.11 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale ($T=1.5xT_a$) du CNBC 2005 comme référence de calcul et les accélérogrammes filtrés. 233
Figure 6.12 Moments de flexion anticipés après la formation de la rotule plastique à la base des murs de refend. 235
Figure 6.13 Demande en ductilité en courbure d'une membrure défini par une enveloppe de résistance P-M-M. 237
Figure 6.14 Demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) des murs de refend sous les séismes M6 R=30km. 239
Figure 6.15 Demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) des murs de refend sous les séismes M7 R=70km. 240
Figure 6.16 Demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) des murs de refend sous les séismes de La Malbaie. 241

Figure 6.17 Influence des effets P-Δ sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs de refend: séisme simulé M6 R=30km.... 250

Figure 6.18 Influence des effets P-Δ sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs de refend: séisme simulé M7 R=70km.... 251

Figure 6.19 Influence des effets P-Δ sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs de refend: séisme de La Malbaie. 252

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

Symbole grec	Paramètres
α	Coefficient de charge; Facteur définissant la seconde pente de la loi d'hystérésis trilinéaire Muto; Facteur définissant la courbure d'une ellipse
α_1, α_3	Facteur de correction de la rigidité en flexion et en cisaillement des murs
α_2, α_4	Facteur de correction de la rigidité en torsion des murs
β	Facteur d'étalonnage : $\beta=V/V_d$ (CNBC 1995);$\beta=V_{dyn}/V_e$ (CNBC 2005); Ratio du côté long sur le côté court du bâtiment (Balkaya et Kalkan, 2003); Facteur pour tenir compte de la résistance en cisaillement du béton fissuré (CSA A23.3); Facteur d'amortissement de l'oscillateur simple (Gazeta et al., 1976); Facteur pour tenir compte du degré de fissuration du deuxième segment de droite d'une relation trilinéaire moment-courbure (Adebar et Ibrahim, 2000); Paramètre de la méthode numérique Newmark
$\beta_z,\beta_x,\beta_\phi$	Coefficient pour déterminer la raideur verticale (K_v), horizontale (K_h) et de balancement (K_ϕ) du sol
δ_{ave}	Déplacement moyen de la structure au niveau x

Symbole grec	Paramètres
$\delta_{ave\ iné}$, $\delta_{ave\ éla}$	Déplacement moyen de la structure au niveau x calculé lors d'une analyse temporelle inélastique et élastique.
δ_{cadre}	Déplacement latéral d'un cadre
δ_{max}	Déplacement maximal de la structure au niveau x
$\delta_{max\ iné}$, $\delta_{ave\ éla}$	Déplacement maximal de la structure au niveau x calculé lors d'une analyse temporelle inélastique et élastique.
$\delta_{modèle}$	Déplacement latéral du modèle
δ_n	Déplacement dû à une accélération de $1 m/s^2$
Δ	Déplacement latéral; déplacement inter-étage
Δ_f	Déflexion au sommet du mur due aux effets des charges pondérées
$\Delta_{flexible}$	Déplacement inter-étage du modèle à base flexible
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$	Déplacement inter-étage au centre de gravité
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$	Déplacement inter-étage des murs de refend
Δ_m	Demande en déplacement maximum

Symbole grec	Paramètres
Δ_{min}	Déplacement latéral minimum
Δ_{mx}	Déformation inélastique inter-étage maximum au niveau x
Δ_{rigide}	Déplacement inter-étage du modèle à base rigide
Δ_u	Déplacement à l'ultime
Δ_x	Déplacement inter-étage maximum au niveau x
Δ_y	Déplacement à la plastification
ε_c	Déformation du béton
ε'_c	Déformation du béton à la résistance en compression spécifiée au béton
ε_{cu}	Allongement maximum à la fibre extrême comprimé du béton à l'ultime (0.0035)
ε_s	Allongement de l'acier d'armature
ε_{su}	Allongement maximum de l'acier d'armature
ε_v	Allongement vertical moyen d'un mur

Symbole grec	Paramètres
ϕ	Courbure
ϕ_c	Coefficient de résistance du béton
ϕ_m	Demande en courbure maximum
ϕ_{mz1}, ϕ_{mz2}	Demande en courbure maximum dans la direction z au point 1, au point 2
ϕ_s	Coefficient de résistance de l'armature
ϕ_u	Courbure associée au moment de flexion à l'ultime
ϕ_y	Courbure associée au moment plastique ou au moment de flexion nominal
ϕ_{yz1}, ϕ_{yz2}	Courbure associée au moment plastique ou au moment de flexion nominal dans la direction z au point 1, au point 2
$\phi_{yz\text{-}uniaxial}$	Courbure associée au moment plastique ou au moment de flexion nominal dans la direction z sans tenir compte de l'interaction des moments
ϕ'_y	Courbure associée à la plastification du premier lit d'armature à la fibre extrême tendue

Symbole grec	Paramètres
$\phi_1, \phi_2, \ldots, \phi_n$	Mode de vibration 1, 2,…,n
γ_p	Ratio de la charge correspondant à la résistance probable du moment imposé à l'ossature murale sur la charge pondérée imposée à l'ossature murale (M_p/M_f)
γ_w	Ratio de la charge correspondant à la résistance pondérée du moment imposé à l'ossature murale sur la charge pondérée imposée à l'ossature murale (M_r/M_f)
κ	Facteur de la distribution non uniforme de la contrainte de cisaillement
K_j	Impédance par unité de longueur de la fondation, pour j=v, h et r
$K_{ji}(a_o)$	Partie réelle (i=1), partie imaginaire (i=2) de la fonction d'impédance
λ	Coefficient pour tenir compte du béton léger
$\mu_{m\Delta}$	Ductilité maximale en déplacement
$\mu_{m\phi}$	Ductilité maximale en courbure
$\mu_{m\phi 1}, \mu_{m\phi 2}$	Ductilité maximale en courbure au point1, au point 2

Symbole grec	Paramètres
$\mu_{u\Delta}$	Ductilité ultime en déplacement
$\mu_{u\phi}$	Ductilité ultime en courbure
$\mu_{u\phi z+}$, $\mu_{u\phi z-}$	Ductilité ultime en courbure dans la direction z positive et z négative
$\mu_{y\phi y+}$, $\mu_{y\phi y-}$	Ductilité ultime en courbure dans la direction y positive et y négative
ν	Vitesse horizontale au sol exprimée par rapport à une vitesse unitaire (1m/s) au sol; Coefficient de Poisson
ν_{max}	Coefficient de Poisson maximum du sol
ν_{min}	Coefficient de Poisson minimum du sol
π	Nombre pi (3.1416…)
θ	Angle d'inclinaison des contraintes diagonales de compression par rapport à l'axe longitudinal de la pièce : Coefficient de stabilité pour les effets P-Δ; Angle de la diagonale (méthode de Stafford-Smith); Rotation des murs de refend

Symbole grec	Paramètres
$\theta_{acceptable}$	Rotation maximale acceptable d'un mur de refend
θ_{ic}	Capacité inélastique en rotation du mur
θ_{id}	Demande inélastique en rotation du mur
θ_u	Rotation ultime d'un mur de refend
θ_x	Coefficient de stabilité à l'étage x pour les effets P-Δ
ρ	Rapport de l'armature tendue non précontrainte=A_s/bd; Ratio de la masse sur la surface du bâtiment (m/A_B)
ρ_{al}	Ratio de l'aire des murs de cisaillement travaillant selon le côté long du bâtiment sur l'aire totale du plancher
ρ_{as}	Ratio de l'aire des murs de cisaillement travaillant selon le côté court du bâtiment sur l'aire totale du plancher
ρ_b	Rapport de l'armature tendue non précontrainte de l'aile d'une section murale
ρ_{min}	Ratio minimum de l'aire des murs de cisaillement sur l'aire totale du plancher

Symbole grec	Paramètres
ρ_w	Rapport de l'armature tendue non précontrainte de l'âme d'une section murale
ρ_x, ρ_y	Rapport de l'armature tendue non précontrainte dans la direction x, y
ω	Fréquence fondamentale de vibration en rad/s
ω_υ	Facteur d'amplification dynamique des efforts tranchants de la Nouvelle-Zélande
ξ	Amortissement; fraction de la longueur horizontale (l_w) d'un mur délimitant la zone de confinement
$[\psi]$	Déplacement au centre de masse dû aux forces appliquées

Symbole latin	Paramètres
a	Accélération; Accélération maximale au sol pour la conception. Dimension parallèle à la direction du séisme (Davidovici, 1999); Demi-longueur du grand côté d'une section rectangulaire (constante J de St-Venant); Côté d'un poteau carré (constante J de St-Venant)
A	Aire de la fondation; Aire tributaire en mètre carré de l'élément considéré; Aire brute des âmes d'un noyau

Symbole latin	**Paramètres**
A, B, C…	Axe horizontal A, B, C, …
A, A_i, A_g	Aire brute d'un mur
A_B	Surface du bâtiment
A_e	Aire effective en cisaillement
$\overline{A_e}$	Ratio de l'aire effective des murs sur la surface du bâtiment ($100*(A_e/A_B)$)
A_c	Aire effective combinée des murs; Aire des colonnes et des liens (méthode de Stafford-Smith)
A_{cv}	Aire nette de la section de béton, délimitée par l'épaisseur de l'âme et la longueur de la section dans le sens des efforts latéraux considérés
A_d	Aire des diagonales (méthode de Stafford-Smith)
A_f	Aire de l'aile
A_i	Amplitude i de la fréquence i
a_o	Pulsation adimensionnelle
A_o	Aire délimitée par le contour moyen de la section

Symbole latin	Paramètres
A_s	Aire de l'armature tendue non précontrainte; Aire en cisaillement
A'_s	Aire de l'armature comprimée
A_{s1}, A_{s2}	Première et deuxième aire en cisaillement à l'étage
A_{sz}	Aire de la zone de confinement
A_v	Aire de l'armature de cisaillement perpendiculaire à l'axe d'une pièce en deçà d'une distance s
b	Largeur de la face comprimée de la pièce; Dimension perpendiculaire à la direction du séisme; Largeur d'un module équivalent de la méthode de Stafford-Smith; Demi-largeur du petit côté d'une section rectangulaire (constante J de St-Venant)
B	Valeur maximale de B_x; Demi-largeur d'une semelle filante rectangulaire; Paramètre de la méthode de Stafford-Smith
b1, b2…b6	Coefficient numérique
b_f	Largeur de l'aile (semelle) d'un mur
b_w	Épaisseur du mur

Symbole latin	Paramètres
B_x	Rapport au niveau x qui détermine la sensibilité à la torsion
$B_{x\,max}$	Rapport maximum au niveau x qui détermine la sensibilité à la torsion
C	Hauteur de l'axe neutre avec les charges axiales P_s, P_n et P_{ns} mesurée à partir de la rive comprimée d'une section murale
C	Compression
C, C_t	Coefficient numérique
C_x	Amortisseur dans la direction x
C_y	Amortisseur dans la direction y
d	Déplacement dû à une accélération de $9.81 m/s^2$; Distance comprise entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité de l'armature tendue; Longueur du noyau parallèle à l'application de la charge
D, D_s, D_i	Longueur horizontale du mur dans la direction considérée; Charge morte
$D_{bât}$	Dimension horizontale du bâtiment à sa base dans la direction considérée

Symbole latin	Paramètres
$D_{bât\ (N\text{-}S)}$	Dimension horizontale du bâtiment à sa base dans la direction nord-sud
DI	Indice de dommage ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
d_{max}	Diamètre maximum des barres d'armature
D_{nx}	Dimension en plan du bâtiment au niveau x perpendiculaire à la direction de la charge sismique considérée
d_s	Périmètre du contour moyen de la section
d_v	Hauteur effective en cisaillement
e	Excentricité; Base du logarithme naturel ($e \cong 2.71828182846$)
E	Module d'élasticité; Charge sismique
E_c	Module d'élasticité du béton
E_{max}	Module d'élasticité maximum du sol
E_{min}	Module d'élasticité minimum du sol
E_s	Module d'élasticité de l'acier

Symbole latin	Paramètres
e_x	Distance mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique entre le centre de gravité et le centre de rigidité au niveau considéré
F	Coefficient de fondation; Force appliquée
[F]	La matrice des forces appliquées au centre de masse dû à une accélération horizontale
F_a	Coefficient d'accélération de l'emplacement
f_c	Contrainte en compression du béton
f'_c	Résistance à la compression spécifiée au béton
F_i	Force latérale calculée au niveau i
f_r	Module de rupture du béton; Résistance du béton à la fissuration
F_r	Facteur de réduction pour la charge vive
$F_{r\text{-}d\text{-}c}$	Force statique équivalente au rez-de-chaussée
f_s	Contrainte de tension de l'acier d'armature

Symbole latin	Paramètres
$f(s)$	Fonction de chargement pour une analyse de poussée latérale
f_{SA}, f_{SB}, f_{SC}	Force statique équivalente aux nœuds A, B et C
F_t	Force latérale appliquée au sommet de la structure pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs
F_v	Coefficient de vitesse de l'emplacement
f_y	Limite d'élasticité spécifiée de l'armature
F_y	Force dans la direction y
F_x	Force statique équivalente au niveau x
G	Module d'élasticité en cisaillement
G_{cr}	Module de cisaillement après fissuration
$g(t)$	Fonction du temps pour une analyse de poussée latérale
h, h_n	Hauteur du bâtiment
H	Hauteur d'un module équivalent de la méthode de Stafford-Smith; Charge latérale équivalente au sommet de la structure (effet P-Δ)

Symbole latin	Paramètres
H, H_t, H_i	Hauteur du bâtiment; Hauteur du mur; Hauteur du prisme de sol
H_1	Hauteur du bâtiment dans le sol
H_{ef}	Hauteur effective du bâtiment
h_i, h_n, h_x	Hauteur des niveaux i, n ou x respectivement par rapport à la base (i=0)
H_o	Hauteur du bâtiment à partir du sol
h_s	Hauteur entre étage
h_{sx}	Hauteur de l'étage à ce niveau
h_w	Hauteur d'un mur
i	Nombre imaginaire; Nombre d'étages du bâtiment
I	Moment d'inertie; Coefficient de priorité parasismique de l'ouvrage
I_1, I_2	Premier et deuxième moment d'inertie à l'étage
I_{22}	Moment d'inertie selon l'axe local 2-2 de la section

Symbole latin	Paramètres
I_{33}	Moment d'inertie selon l'axe local 3-3 de la section
I_b, J_b	Inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation
I_c	Inertie des colonnes (méthode de Stafford-Smith)
I_{cr}	Moment d'inertie du béton fissuré
I_e	Moment d'inertie effectif
I_E	Coefficient de priorité parasismique de l'ouvrage
I_g	Moment d'inertie brute de la section
I_o	Moment d'inertie polaire
I_s, J_s	Inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation
L	Charge vive ; Hauteur de la charge latérale; Longueur d'une semelle filante
l_d	Longueur d'ancrage d'une barre droite
l_f	Épaisseur de l'aile d'un mur
l_p	Hauteur de la rotule plastique

Symbole latin	Paramètres
l_u	Distance nette entre les planchers
l_w, l	Longueur horizontale d'un mur
I_x	Moment d'inertie dans la direction x
I_y	Moment d'inertie dans la direction y
J	Coefficient numérique de réduction du moment de renversement à la base; Moment d'inertie polaire du plancher; Constante de torsion de St-Venant
J_2	Deuxième constante de torsion de St-Venant à l'étage
J_x	Coefficient numérique de réduction du moment de renversement à la base au niveau x
K	Rigidité; Raideur du sol
[K]	La matrice de rigidité au centre de masse du bâtiment
K_h	Rigidité de la semelle (fondation)
K_o	Rigidité élastique initiale de la loi d'hystérésis Takeda et Muto; Coefficient numérique pour la résistance pondérée au cisaillement maximum

Symbole latin	Paramètres
K_{oy}	Rigidité élastique initiale de la loi d'hystérésis Takeda dans la direction y
K_{oz}	Rigidité élastique initiale de la loi d'hystérésis Takeda dans la direction z
K_u	Pente de déchargement de la loi d'hystérésis Takeda et Muto
K_v, K_h, K_ϕ, K_R	Raideur verticale, horizontale, de balancement et de rotation autour de l'axe vertical
K_x	Rigidité des ressorts dans la direction x
K_y	Rigidité des ressorts dans la direction y
K_θ	Rigidité des ressorts en rotation
m	Masse
$\overline{m}$	Charge par unité de surface (kNs^2/m^3)
M	Moment de flexion d'une section; Magnitude d'un séisme; Métrique
[M]	Matrice de masse au centre de masse du bâtiment

Symbole latin	**Paramètres**
MX	Moment dans la direction x
M_b	Masse du bâtiment
M_{base}	Moment de flexion à la base
M_{cr}	Moment de flexion à la fissuration du béton
M_d	Moment de flexion dans la dalle
M_f	Moment pondérée d'une section
M_i	Moment associé à la plastification du premier lit d'armature
M_l	Moment de flexion à l'intersection du premier et deuxième segment de droite d'une relation trilinéaire moment-courbure
M_l'	Moment de flexion à l'intersection du premier segment et de la borne inférieure du deuxième segment de droite d'une relation trilinéaire moment-courbure
M_l''	Moment de flexion à l'intersection du premier segment et de la borne supérieure du deuxième segment de droite d'une relation trilinéaire moment-courbure
M_{max}	Moment de flexion maximum

Symbole latin	Paramètres
M_n	Moment de flexion nominal
M_p	Moment de flexion dans un poteau
M_p, M_{pw}	Résistance probable du moment
M_r	Résistance pondérée du moment
M_s	Masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment
$M_{spectrale}$	Moment de flexion provenant d'une analyse spectrale
$M_{statique}$	Moment de flexion provenant d'une analyse statique équivalente
M_u	Moment de flexion à l'ultime
M_v	Facteur pour tenir compte des effets des modes supérieurs sur le cisaillement à la base
M_x	Moment de renversement au niveau x; moment autour de l'axe x
M_y	Moment de flexion plastique
MY	Moment de flexion dans la direction y

Symbole latin	**Paramètres**
$M_{y\ r\text{-}d\text{-}c}$	Moment de flexion plastique au rez-de-chaussée
M_{yy+}, M_{yy-}	Moment de flexion plastique dans la direction y positive et y négative
M_{yy}*	Demi-axe de l'ellipse passant par les points M_{yy-} et M_{yy+}
M_{yz+}, M_{yz-}	Moment de flexion plastique dans la direction z positive et z négative
M_{yz}*	Demi-axe de l'ellipse passant par les points M_{yz-} et M_{yz+}
M_{yz1}, M_{yz2}	Moment de flexion plastique dans la direction z positive au point 1, au point 2.
MZ	Moment de flexion dans la direction z
N	Nombre d'étages; Résistance à la pénétration standard
n	Nombre d'étages
P	Charge de gravité; Charge axiale
P_{CG}	Charge de gravité agissant sur les colonnes de gravité
P_D	Charge morte axiale

Symbole latin	Paramètres
P_f	Charge axiale pondérée
P_L	Charge vive axiale
P_{MC}	Charge de gravité agissant sur un mur de cisaillement
P_n	Effort de transmission provoqué par un séisme et imputable entre les éléments d'un système mural couplé. Cet effort doit être considéré comme la somme des efforts tranchants aux extrémités, qui correspondent à la résistance nominale à la flexion dans les poutres de couplage au-dessus de la section
P_{ns}	Effort net nominal sollicitant une section relative à la direction en cause, dû au fluage sous tension ou sous compression de l'armature concentrée ou répartie au cours de la formation d'une rotule plastique
P_p	Effort de transmission provoquée par un séisme et imputable à l'interaction entre les éléments d'un système mural couplé
P_s	Effort axial à la section dû à la somme des surcharges et des charges permanentes spécifiées
Psa	Accélération spectrale

Symbole latin	Paramètres
P_x	Force dans la direction x; Somme des charges axiales supportées par le mur et les colonnes de gravité à l'étage considéré (effet P-Δ)
PX	Charge axiale dans la direction x
P_y	Force dans la direction y
r	Facteur définissant la seconde pente de la loi d'hystérésis de Takeda modifié bilinéaire; Facteur définissant la troisième pente de la loi d'hystérésis trilinéaire Muto; Masse volumique du sol; Rayon
R	Régional; Facteur de modification de force reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique; Distance de l'épicentre
R_d	Facteur de modification de force reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique
r_i	Facteur pour diminuer l'amplitude i d'une fréquence i
r_o	Rayon d'une fondation circulaire
R_o	Facteur de modification de force tenant compte du surcroît de résistance de la structure

Symbole latin	Paramètres
R_v	Facteur de réduction des forces de cisaillement
r_y	Facteur définissant la seconde pente de la loi d'hystérésis de Takeda modifié bilinéaire dans la direction y
r_z	Facteur définissant la seconde pente de la loi d'hystérésis de Takeda modifié bilinéaire dans la direction z
S	Coefficient d'amplification sismique qui est fonction de la période T et du rapport de zone (Z_a/Z_v); Charge de neige
$S(T_a)$, $S_a(T_1)$, $S(T_1)$	Accélération du spectre de calcul, exprimée comme un ratio de l'accélération gravitationnelle, pour une période fondamentale T_a donnée
$S_a(T_i)$	Accélération spectrale correspondant au $i^{ème}$ mode
$S_a(T)$	Accélération du spectre de calcul, avec un amortissement de 5%, exprimée comme un ratio de l'accélération gravitationnelle, pour une période T donnée
S_g	Module de section brute (I_g/c) de la face tendue du mur
t	Temps; Épaisseur d'un mur ou d'un noyau
T	Période de vibration; Tension; Transpose

Symbole latin	Paramètres
T_1, T_2, T_3, …	Période selon le 1er mode, 2e mode, 3e mode, ….
T_a	Période fondamentale de vibration latérale du bâtiment
$T_{empirique}$	Période fondamentale du bâtiment déterminée par une formule empirique du code (CNBC 2005 ou 1995)
T_D	Durée de la secousse sismique, soit le temps requis pour obtenir entre 5% et 95% de l'énergie total de la secousse
T_F	Période fondamentale due à la flexion
T_L	Période fondamentale pour estimer les efforts sismiques
$T_{modèle}$	Période fondamentale du modèle
$T_{(N-S)}$	Période fondamentale dans la direction nord-sud
T_s	Période fondamentale due à au cisaillement
T_u	Période fondamentale pour estimer les déplacements
T_x	Le couple de plancher au niveau x
U	Facteur représentant le niveau de protection suivant l'expérience

Symbole latin	Paramètres
u_A, u_B, u_C	Déplacement aux nœuds A, B et C
$\ddot{u}_{gy}(t)$	Accélération au sol dans la direction y
u_x, u_y, u_θ	Déplacement en x, en y et rotation autour d'un axe vertical
v	Vitesse
V	Force de cisaillement à la base; effort tranchant
V*	Effort tranchant multiplié par le facteur d'amplification dynamique de la Nouvelle-Zélande (ω_υ)
V_1	Effort tranchant à la base considérant un seul mode
$V_{6e\ étage}$	Effort tranchant au 6e étage
V_{base}	Effort tranchant à la base
V_c	Résistance pondérée au cisaillement assurée par le béton
V_d	Cisaillement à la base obtenu par la méthode dynamique du CNBC 1995
V_{dyn}	Cisaillement à la base obtenu par la méthode dynamique du CNBC 2005 ($V_{dyn}=V_e*I_E/R_dR_o$)

Symbole latin	Paramètres
V_e	Cisaillement à la base correspondant à une réponse élastique (μ=1) de la structure
V_f	Effort tranchant pondéré
$V_{iné}$	Effort tranchant obtenu d'une analyse temporelle inélastique
V_{max}	Effort tranchant maximum
V_n	Effort tranchant à la base considérant tous les modes
V_p	Résistance au cisaillement dans la zone de rotule plastique ($\gamma_p x V_f$)
V_r	Résistance pondérée au cisaillement
V_{rmax}	Résistance pondérée au cisaillement maximum
V_s	Résistance pondérée au cisaillement qu'assure l'armature de cisaillement; Vitesse d'ondes de cisaillement dans le sol
V_{sta}	Cisaillement à la base calculée par la méthode statique équivalente du CNBC 2005
V_x	Effort tranchant à l'étage x

Symbole latin	Paramètres
V_x^*	Force de cisaillement sismique amplifiée à l'étage x pour tenir compte des effets P-Δ
V_y	Effort tranchant dans la direction y; Effort tranchant plastique
W, W_{total}	Masse totale du bâtiment
W_{mur}	Partie de la charge permanente totale du bâtiment attribuée à un mur
$W_{r\text{-}d\text{-}c}$	Partie de la charge permanente située ou attribuée au rez-de-chaussée
W_x, W_i	Partie de la charge permanente située ou attribuée respectivement au niveau i ou x; Masse modale effective du $i^{ème}$ mode
x, y, z	Direction x, y, z
Z_a	La zone sismique d'accélération
Z_v	La zone sismique de vitesse

Abréviation	Paramètres
1, 2, 3, …	Axe vertical 1, 2, 3, …
∞	L'infini
$\Rightarrow$	Ce qui implique que…
#	Numéro
%	Pourcentage
&	et
%ile	Percentile
°	Degré (angle)
@	À intervalle de …
$\cong$	Approximativement égal à…
$\oint$	Intégrale de contour
ACI	Institut américain du béton (American Concrete Institute)
AFPS	Association française du génie parasismique
A.N.	Axe neutre

Symbole latin	Paramètres
ATC	Conseil appliqué de la technologie (Applied Technology Council)
c/c	Centre à centre
C.G.	Centre de gravité
C.R.	Centre de rigidité
C.M.	Centre de masse
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CNRC	Conseil national de recherches du Canada
Col.	Colonne
CPCA	Association canadienne du ciment portland
CRSNG	Conseil de recherche en sciences naturelles et génie (Canada)
CSA	Association canadienne de normalisation (Canadian Standards Association)
CSI	Computers and Structures, Inc.

Abréviation	Paramètres
Dépl.	Déplacement
ddl	Degré de liberté
EC8	Eurocode 8
et al.	Et collègues
etc.	Et caetera
FEMA	Agence de gestion fédérale d'urgence (Federal Emergency Management Agency)
FFT	Transformation de Fourier rapide (fast Fourier transform)
g	gravité ($9.81 m/s^2$)
Hz	Hertz
ICE	Institution des ingénieurs civils (Institution of Civil Engineers)
Inc.	Incorporé
Inf.	Inférieur
kg	Kilo gramme (masse, 10^3 g)

Abréviation	Paramètres
kip	Unité de force (10^3 livres)
kN	Kilo Newton (force, 10^3 kg·m/s^2)
kPa	Kilo Pascals (pression, 10^3 N/m^2)
lb	Livre (force, slug·pi/s^2)
m	Mètre (longueur)
m^2	Mètre carré (surface)
m^3	Mètre cube (volume)
max.	Maximum
min.	Minimum
mm	Millimètre (longueur, 10^{-3} mètres)
MPa	Méga Pascals (pression, 10^6 N/m^2)
N	Nord
no.	Numéro
N-S	Nord-sud

Abréviation	Paramètres
NZS	New Zealand Concrete Structures Standard
p.	Page
PGA	Accélération maximale au sol (Peak ground acceleration)
PGV	Vitesse maximale au sol (Peak ground velocity)
pi	Pied (longueur)
pi^2	Pied carré (surface)
rad	Radian
R-d-c	Rez-de-chaussée
RESAS	Réponses spectrales des accélérogrammes sismiques
s	Seconde
s^2	Seconde carrée
SEAOC	Association des ingénieurs en structure de la Californie (Structural Engineers of California)
slug	Unité de masse (14.6kg)

Abréviation	Paramètres
SMD	Séisme maximum de dimensionnement
SRSS	Racine carrée de la somme des carrés (square root of sum of squares)
Sup.	Supérieur
Typ.	Typique
UBC	Code Uniforme du Bâtiment (Uniform Building Code)
UHS	Spectre de risque uniforme (Uniform Hazard Spectra)
2D	Bidimensionnel
3D	Tridimensionnel
vs	Versus (en fonction de)

LISTES DES ANNEXES

ANNEXE 1 Description du bâtiment.....282

ANNEXE 2 Modélisation du bâtiment.....294

ANNEXE 3 Définition des modèles 3D et propriétés des éléments.....305

ANNEXE 4 Estimation de la période fondamentale et charges sismiques (CNBC 1995 et 2005)..... 325

ANNEXE 5 Analyses du CNBC (1995 et 2005) et étude paramétrique..... 356

ANNEXE 6 Analyses inélastiques..... 394

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Problématique

Dans les bâtiments, on met en place différents systèmes de contreventement (treillis, cadres, noyaux, murs, etc.) pour résister aux charges latérales tels que les séismes. Un de ceux-ci, qui est souvent utilisé pour les bâtiments multi-étagés, est le mur de refend en béton armé. Il s'agit souvent de mur de section rectangulaire ou tubulaire qui regroupe les issues verticales (ascenseurs, escaliers, etc.). Économiquement, un comportement inélastique, mais ductile est plus approprié pour ces murs lors de séismes importants. Ces systèmes sont donc simples, économiques et efficaces, expliquant ainsi leur popularité.

Au Canada, les ouvrages de génie civil ne sont pas à l'abri des secousses sismiques. Ainsi, la conception des bâtiments est régie par des normes comme le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) et le CSA A23.3-94 « Design of concrete structures » pour les constructions en béton armé. Ces normes visent une résistance structurale adéquate des bâtiments pour assurer la protection du public face aux séismes.

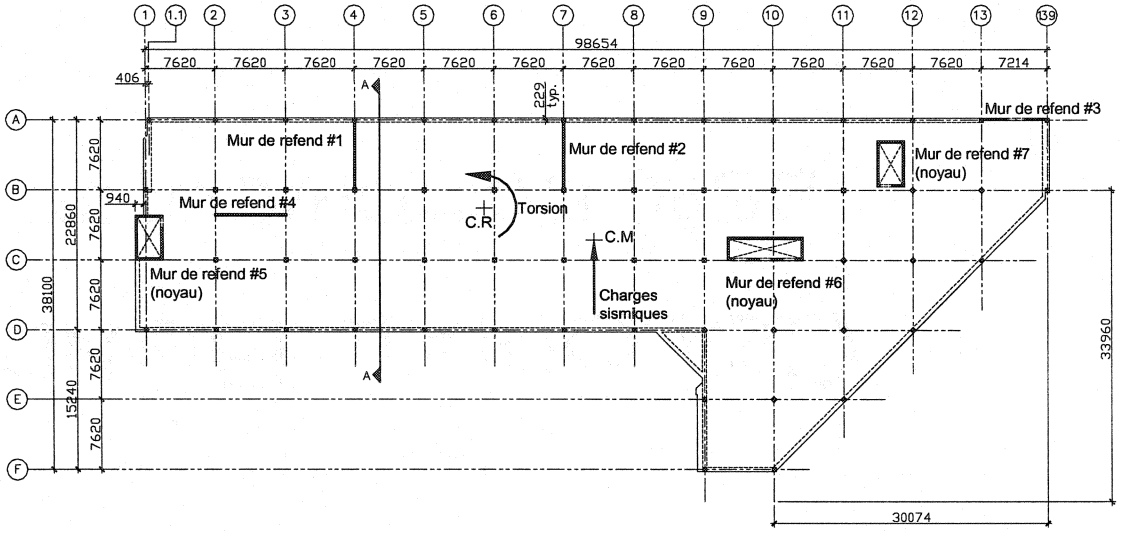
La dernière édition du CNBC date de 1995. Or, une nouvelle édition est prévue pour 2005, apportant des modifications à propos des calculs sismiques des bâtiments en général et des murs de refend en particulier. Par exemple, on utilise une probabilité de 2% dans 50 ans (CNBC 2005) au lieu de 10% dans 50 ans (CNBC 1995) pour définir l'intensité des secousses sismiques. Également, l'estimation de la période naturelle de vibration est différente et un

nouveau facteur M_v est utilisé pour tenir compte de l'incidence des modes supérieurs sur le comportement des murs de refend.

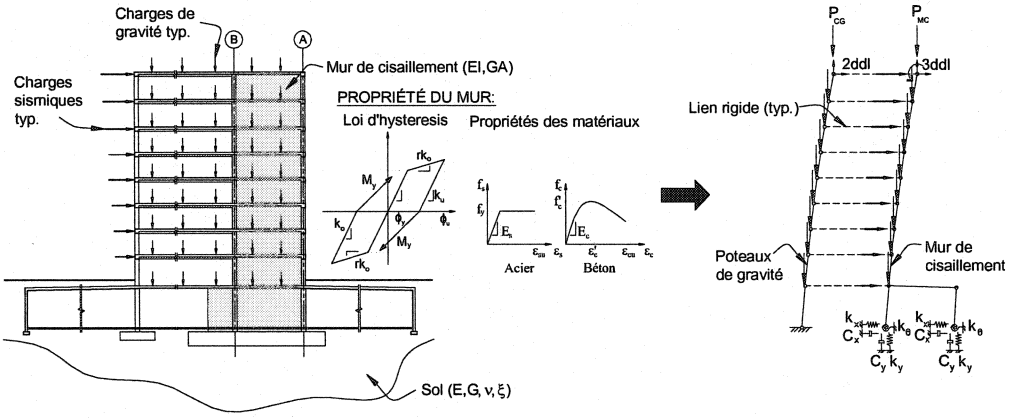
Une nouvelle édition de la norme de béton CSA A23.3 est également prévue pour 2004. Des modifications mineures ont été apportées sur la conception parasismique des murs de refend. Entre autres, la norme exige dorénavant de calculer les forces internes et les déplacements des bâtiments selon des rigidités effectives différentes dans chacun des cas.

Ainsi, ce mémoire porte sur la modélisation d'un bâtiment multi-étagé conçu selon les nouvelles règles sismiques du CNBC 2005 et de la norme A23.3-04. Cette modélisation permettra d'analyser le comportement sismique linéaire et non-linéaire des murs de refend qui compose ce bâtiment et de statuer sur les nouvelles exigences des normes canadiennes (CNBC 2005 et CSA A23.3-04). La figure 1.1 présente le bâtiment multi-étagé à l'étude ainsi que certains aspects considérés lors de la modélisation d'un mur de refend.

A) Photo du bâtiment existant



B) Vue en plan du bâtiment



C) Coupe A-A :mur de refend #1 et ces propriétés D) Modèle du mur de refend #1

Figure 1.1 Modélisation d'un mur de refend.

L'influence des effets P-Δ, des modes supérieurs, de la méthode retenue pour l'estimation de la période de vibration et des phénomènes de torsion sur le comportement sismique du bâtiment seront analysés. Des études antérieures (Tu 2000, Fenwick et al. 1992, Côté 1997) démontrent que les effets P-Δ sont peu significatifs sur les murs de refend en béton armé alors que les modes supérieurs augmentent les sollicitations en cisaillement et ils

peuvent engendrer des rotules plastiques aux étages supérieurs (Filiatrault et al., 1994).

Ce bâtiment permettra également d'analyser l'effet des diaphragmes de plancher (rigide vs flexible) sur le comportement sismique du bâtiment ainsi que de l'influence de la rigidité effective en flexion (EI) et en cisaillement (GA) des murs de refend sur la réponse en vibration libre du bâtiment. De même, des hypothèses de modélisation différentes du bâtiment permettront d'étudier l'interaction entre les différents éléments structuraux du bâtiment (dalles de plancher, murs de refend et poteaux). L'influence des conditions frontières des murs de refend sera aussi étudiée en considérant la flexibilité du sol.

D'autre part, les incidences sur la nécessité de réhabiliter les bâtiments existants dues aux exigences des nouvelles normes du CNBC 2005 seront évaluées.

Finalement, de plus récentes versions de logiciels d'analyse de structure de type «commerciaux » (tel que SAP2000, version 8) permettent maintenant d'effectuer des analyses non-linéaires 3D d'ouvrages en béton armé. Ces logiciels sont plus conviviaux que ceux destinés à la recherche, tel que le logiciel Ruaumoko 3D. Cependant, la mise en œuvre de ces logiciels demande l'élaboration d'une méthodologie appropriée (ex: définition des courbes d'interaction effort axial (P) et moments fléchissants (MX, MY)) et d'une stratégie de validation spécialement dans le contexte d'analyse 3D non-linéaire. Ce projet permettra ainsi de développer la méthodologie pour effectuer des analyses non-linéaires 3D et d'évaluer l'efficacité et la pertinence de ces nouveaux logiciels.

1.2 Objectifs

Le principal objectif de ce mémoire est d'approfondir les connaissances sur le comportement sismique linéaire et non-linéaire de bâtiments multi-étagés comportant des murs de refend en béton armé comme système de résistance aux charges latérales conçu selon les nouvelles exigences du CNBC 2005. Ainsi, un bâtiment existant de 9 étages (en considérant le sous-sol), localisé à Montréal et construit selon le CNBC 1995 et le CSA Standard A23.3-94 «Design of concrete structures » sera étudié dans ce projet. Plus précisément, les objectifs de ce mémoire sont :

1. D'effectuer une revue littéraire sur les différents aspects nécessaires à la modélisation et la compréhension du comportement sismique du bâtiment, tels que :
   - les principaux changements entre le CNBC 1995 et 2005;
   - les normes parasismiques de conception des murs de refend (CSA A23.3-04 et CSA A23.3-94);
   - l'estimation de la période de vibration de murs de refend;
   - l'influence des modes supérieurs;
   - l'influence des effets P-Δ;
   - l'interaction entre le sol et la structure, ainsi que le soulèvement des fondations;
   - la rigidité en flexion (EI), sa dégradation lors des sollicitations sismiques et les courbes d'hystérésis utilisées;
   - la rigidité en cisaillement (GA).

2. D'estimer et comparer la période fondamentale de vibration du bâtiment selon des formules empiriques provenant de différents codes internationaux et la valeur obtenue par une modélisation rigoureuse de la masse et de la rigidité du bâtiment.

3. D'évaluer l'influence des modes supérieurs sur l'augmentation des efforts internes en cisaillement et la formation de rotules plastiques.

4. D'élaborer une méthodologie appropriée pour l'analyse 3D non-linéaire des modèles sur le logiciel d'analyse de structure Ruaumoko (Carr, 2003).

5. D'étudier l'influence de certains paramètres de modélisation, tels que la rigidité en flexion (EI), la rigidité en cisaillement (GA), les conditions frontières, les effets P-Δ, les effets des diaphragmes de plancher (rigide vs flexible) et la torsion sur le comportement sismique d'un bâtiment modélisé en 3D.

6. De statuer sur les nouvelles exigences du CNBC 2005 concernant l'analyse et la conception de murs de refend d'un bâtiment construit à Montréal comparativement au CNBC 1995.

7. De formuler des recommandations sur l'application du CNBC 2005 et sur l'utilisation de logiciel d'analyse de structure 3D non-linéaire tel que Ruaumoko (Carr, 2003) et SAP2000, version 8.

1.3 Méthodologie

Pour atteindre les différents objectifs mentionnés précédemment, la méthodologie a été la suivante :

1- Faire une revue de la littérature nécessaire à la compréhension du présent mémoire.
2- Choisir un bâtiment multi-étagé de Montréal, comportant des murs de refend et conçu selon le CNBC 1995 et la norme CSA A23.3-94 «Design of concrete structures »

3- Calculer les charges sismiques selon le CNBC 2005 et choisir des accélélogrammes représentant des séismes de contenus fréquentiels différents, étalonnés pour être représentatif des exigences du CNBC 2005 à Montréal.
4- Calculer les propriétés des murs de refend pour les analyses linéaires et non-linéaires, telles les moments d'inertie (I), les aires en cisaillement (A_s) ainsi que les relations moment-courbure « M-ϕ» (logiciel RESPONSE 2000) et les enveloppes de résistance P-M-M (logiciel Section Builder) de chacun des murs.
5- Vérifier la conformité des murs de refend du bâtiment selon le CNBC 2005 et la norme parasismique des murs de refend (CSA A23.3-04). Le bâtiment à l'étude a été construit selon le CNBC 1995 et la norme CSA A23.3-94.
6- Monter, valider et exécuter les modèles linéaires 3D sur le logiciel SAP2000, version8 (CSI Inc., 2003) et les modèles inélastiques 3D sur le logiciel Ruaumoko (Carr, 2003).
7- Exécuter des analyses paramétriques pour connaître l'influence de certains paramètres sur la réponse sismique du bâtiment conçu selon le CNBC 2005.
8- Produire un sommaire, une conclusion et des recommandations suite aux résultats obtenus.

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est divisé en sept chapitres.

Tout d'abord, la revue de la littérature est effectuée au chapitre 2 sur les aspects nécessaires à la modélisation et la compréhension du comportement sismique d'un bâtiment comportant des murs de refend. Le chapitre suivant présente une description du bâtiment et des murs de refend à l'étude ainsi que

les hypothèses et la méthode de modélisation des différents modèles du bâtiment utilisés dans ce projet.

Le chapitre 4 présente les différentes sollicitations sismiques du bâtiment repésentatives de la ville de Montréal et les propriétés des murs nécessaires à l'éxécution des analyses dynamiques inélastiques, tels que des courbes moment-courbure et des enveloppes de résistance P-M-M des murs. Également, des estimations de la période fondamentale du bâtiment sont présentées.

Par la suite, les réponses sismiques 3D du bâtiment selon les exigences du CNBC 1995 et 2005 sont comparées aux chapitres 5. De même, une étude paramétrique sur la réponse en vibration libre et sur différentes analyses spectrales élastiques en considérant un modèle 3D est effectuée. On y retouve également une vérification du dimensionnement des murs.

Le chapitre 6 présente les analyses temporelles inélastiques du bâtiment selon le CNBC 2005. Il s'agit notamment de comparer les résultats obtenus avec les analyses du code. Une analyse temporelle élastique et des poussées latérales inélastiques 3D sont également présentées.

Finalement, le chapitre 7 présente les conclusions de ce mémoire de même que des recommandations suite aux résultats obtenus et pour des travaux ultérieurs.

CHAPITRE 2

REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

De nombreux paramètres sont nécessaires pour caractériser et modéliser correctement le comportement sismique des murs de refend. Ainsi, ce chapitre présente une revue de la littérature des éléments nécessaires à la compréhension et à l'avancement de la problématique, soit l'analyse sismique linéaire et non-linéaire des bâtiments contreventés par des murs de refend en béton armé selon le CNBC 2005. Cette revue littéraire n'est pas exhaustive, mais sélective. Elle insiste sur les points plus importants, comme sur la revue des codes et des normes utilisées, l'estimation de la période de vibration, les effets P-Δ et les aspects de la modélisation (rigidité en flexion et en cisaillement, courbes d'hystérésis, interaction sol/structure, formulation des logiciels utilisés, etc.). Enfin, ce chapitre se termine par une synthèse des points saillants de la revue de la littérature.

2.2 Principaux changements des charges sismiques entre les éditions 1995 et 2005 du code national du bâtiment du Canada (CNBC)

La prochaine édition 2005 du code national du bâtiment du Canada possédera de nouvelles dispositions sur les calculs sismiques des bâtiments et sur les murs de refend en particulier. Ces nouveaux changements dans l'édition 2005 du code peuvent être expliqués par les motivations suivantes :

- Meilleures connaissances du risque sismique et de leur distribution géographique à travers le pays.
- Développement des cartes de risque sismique au Canada, incluant récemment la révision complète des cartes par la Commission géologique du Canada.

- Expérience acquise par les dommages causés aux bâtiments par des séismes majeurs qui ont eu lieu à travers le monde.
- Recherches et développement sur le génie sismique au Canada et à travers le monde.

Les principaux changements de la nouvelle édition 2005 du Code peuvent être regroupés principalement dans les quatre sous-sections qui suivent.

- **Évaluation de l'intensité des secousses sismiques**

Afin de déterminer l'intensité des secousses sismiques requise pour l'évaluation des efforts sismiques, une période de retour ou probabilité de dépassement doit être déterminée. Ainsi, on utilise une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans dans le CNBC 2005 au lieu de 10% dans 50 ans pour l'édition de 1995. Une période de retour de 2475 ans à la place de 475 ans est donc privilégiée. Les études effectuées lors des dix à vingt dernières années ont montré que la meilleure façon d'avoir une fiabilité uniforme à travers le pays était de baser la conception sur les amplitudes sismiques dont la probabilité était proche du niveau de fiabilité escompté, fixé à une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans (Whitman, 1990), expliquant ainsi ce changement.

Dans le CNBC 1995, on retrouve des cartes de risques sismiques basés sur l'accélération de pointe au sol (PGA) et la vitesse de pointe au sol (PGV) pour déterminer l'intensité des secousses sismiques à une probabilité de dépassement donnée. Le ratio de ces deux paramètres de sol, a/v (a=PGA (g); v=PGV (m/s)) est utilisé pour déterminer un coefficient d'amplification sismique, S, qui est fonction de la période fondamentale de vibration du bâtiment (T) servant par la suite à calculer les efforts sismiques.

Dorénavant, le CNBC 2005 calcul le risque sismique sous forme de « spectre de risque uniforme » à des points géographiques spécifiques (les principales villes canadiennes) qui reproduit un meilleur comportement sismique de la structure pour une période donnée. Un spectre de risque uniforme représente une enveloppe de spectres de réponse maximum, pour certaines périodes données, d'un système élastique à un degré de liberté soumis à des séismes représentatifs du site étudié. Bref, un spectre de réponse pour chaque ville est calculé pour quantifier les forces sismiques au lieu qu'un facteur d'amplification dynamique S(T), soit estimé à partir de l'accélération de pointe au sol (PGA) et de la vitesse de pointe au sol (PGV) comme c'était le cas pour le CNBC 1995.

Dans le CNBC 2005, les spectres de réponse sont obtenus de deux différents modèles sismo-tectoniques, soient le modèle historique (H), régional (R) et « Robuste ». Le modèle historique (H) est basé sur des données historiques dans des zones plutôt restreintes, alors que les modèles régionaux ont été conçus pour de plus grandes zones où l'on croit que d'importants séismes peuvent se produire. Le modèle « Robuste » (Adams et al.,1995, 2003) est un modèle basé seulement sur les valeurs les plus élevées à travers le Canada provenant soit du modèle historique ou du modèle régional. L'avantage de ce modèle est qu'il assure une bonne protection dans les zones de haute sismicité et dans les zones de faible sismicité où géologiquement, il est possible que des séismes d'envergure se produisent.

Pour chaque modèle, une valeur médiane (50e percentile) et une valeur médiane plus ou moins un écart type (84e percentile) de l'accélération spectrale est calculée, dépendant du niveau de sécurité recherché. Selon Adams et Atkinson (2003), la valeur médiane pour une probabilité de

dépassement de 2% dans 50 ans est une bonne représentation du risque sismique.

- **Calcul du cisaillement (V) à la base**

Le tableau 2.1 présente les formules des deux éditions du CNBC pour calculer le cisaillement à la base selon l'analyse statique équivalente.

Tableau 2.1 Force de cisaillement à la base (V) selon l'analyse statique équivalente, comparaison entre le CNBC 1995 et 2005.

Force de cisaillement à la base (V) selon l'analyse statique équivalente

Éditions 1995 du CNBC (Période de retour SMD=475 ans)	Éditions 2005 du CNBC (Période de retour SMD=2475 ans)
$V = \left[\frac{V_e}{R}\right] U$	$V = \left[\frac{V_e}{R_d * R_o}\right]$
V = Force de cisaillement à la base	V = Force de cisaillement à la base
V_e = Cisaillement à la base correspondant à une réponse élastique (μ=1) de la structure	V_e = Cisaillement à la base correspondant à une réponse élastique (μ=1) de la structure
R = Facteur de modification de force reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique ($1 \leqslant R \leqslant 4$).	R_d= Facteur de modification de force reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique ($1 \leqslant R_d \leqslant 4$).
U = 0,6 ; Facteur représentant le niveau de protection suivant l'expérience	R_o= Facteur de modification de force tenant compte du surcroît de résistance de la structure ($1.0 \leqslant R_o \leqslant 2.5$)
où $V_e = \nu * S * I * F * W$	où $V_e = S(T_a) * M_v * I_E * W \geqslant S(2.0) M_v I_E W$
	et pour $R_d \geqslant 1.5$, $V_e \leqslant \frac{2}{3} * S(0.2) * I_E * W$
ν = vitesse horizontale au sol exprimé par rapport à une vitesse unitaire (1 m/s) au sol.	$S(T_a)$= Accélération du spectre de calcul,exprimé comme un ratio de l'accélération gravitationnelle, pour une période fondamentale T_a donnée.
S = Coefficient de réponse sismique qui est fonction de la période T et du rapport de vitesse de zone (Z_a/Z_v)	M_v= Facteur pour tenir compte des effets des modes supérieurs sur le cisaillement à la base
I = Coefficient de priorité parasismique de l'ouvrage, I=1,0 pour bâtiments ordinaires I=1,3 pour les écoles I=1,5 pour bâtiments de protection civile	I_E= Coefficient de priorité parasismique des ouvrages I_E =1.5 pour bâtiments de protection civile I_E =1.3 pour les abris (écoles, centre communautaire) et installations manufacturières contenants des produits toxiques, explosifs et dangereux I_E =1 pour les autres types de bâtiment
F= Coefficient de fondation ($1.0 \leqslant F \leqslant 2.0$)	
W= Charge permanente incluant 25% de la surcharge de neige plus 60% du poids de stokage et 100% du poids des réservoirs	W= Charge permanente incluant 25% de la surcharge de neige plus 60% du poids de stockage et 100% du poids du contenu des réservoirs

Pour déterminer la force de cisaillement à la base (V), on note les principaux changements ou liens suivants entre le CNBC 1995 et 2005 :

- Le facteur représentant le niveau de protection (U=0.6) a été remplacé par l'inverse du facteur de modification de force tenant compte du surcroît de résistance de la structure ($1/R_o$). Pour les murs de refend non couplés, R_o peut prendre les valeurs de 1.6, 1.4 ou 1.3 pour les murs ductiles, à ductilité modérée ou de construction conventionnelle.

- Le facteur de modification de force R pour tenir compte de la ductilité de la structure a été remplacé par le facteur R_d. Un tableau plus détaillé est présenté dans l'édition 2005. Pour les murs de refend non couplé, R_d peut prendre les valeurs de 3.5, 2.0 ou 1.5 pour les murs ductiles, à ductilité modérée ou de construction conventionnelle.

- Il y a sept types de sol dans la nouvelle édition au lieu de quatre. Dans l'édition 1995, on retrouvait un coefficient de fondation (F) qui dépendait du type de sol et qui influençait directement la force de cisaillement (V) à la base. Maintenant, on retrouve deux facteurs de fondation, soient F_a pour les courtes périodes et F_v pour les longues périodes. Le coefficient de réponse sismique $S(T_a)$ remplace dorénavant les termes v*S*F et dépend directement du choix du coefficient de fondation.

- Il y a un nouveau tableau pour tenir compte de l'irrégularité des bâtiments (tableau 4.1.8.6);

- On utilise un nouveau facteur M_v pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs sur les efforts de cisaillement.

- Le déplacement entre étages (Δ) est limité à $0.025h_s$ au lieu de $0.02h_s$ où h_s est la hauteur entre étages. Le déplacement entre étages (Δ) est calculé en multipliant le déplacement élastique entre étages par les facteurs R_d et R_o au lieu du facteur R dans l'édition précédente ($\Delta=R_d*R_o*$déplacement élastique).

- Le CNBC 2005 suggère la méthode modale comme point de départ pour faire l'analyse sismique d'un bâtiment alors que le CNBC 1995 suggère l'analyse statique équivalente et d'utiliser la méthode modale pour avoir une meilleure répartition des forces latérales. Pour la méthode modale, les efforts et les déplacements sont multipliés alors par un facteur d'étalonnage β : $\beta=V/V_d$ où V est le cisaillement à la base obtenu par la méthode statique et V_d est le cisaillement à la base obtenu par la méthode dynamique.

Selon le CNBC 2005, l'analyse statique équivalente est permise pour les bâtiments qui rencontrent l'un des critères suivants : (a) les structures où $I_EF_aS_a(0.2) < 0.35$ où F_a est le facteur de fondation ; (b) les structures régulières de moins de 60m avec $T_a < 2$ s ; (c) certaines structures irrégulières de moins de 20m avec $T_a < 0.5$ s.

Dans le cas où on utiliserait une analyse dynamique linéaire (spectrale ou transitoire), l'effort tranchant à la base V_e obtenu par cette analyse dynamique doit être divisé par R_oR_d et multiplié par I_E pour obtenir l'effort tranchant de conception V_{dyn}. Si le cisaillement obtenu précédemment (V_{dyn}) est moindre que la valeur de $0.8V_{sta}$ calculée par la méthode pseudo-statique, V_{dyn} doit être pris égal à $0.8V_{sta}$. Pour les bâtiments irréguliers, on doit utiliser la valeur la plus grande entre V_{dyn} et 100% V_{sta}. Par la suite, les efforts internes et les déflexions obtenues par l'analyse dynamique linéaire doivent être multipliés par $\beta=V_{dyn}/V_e$.

- **Distribution spatiale des forces sismiques sur la hauteur du bâtiment**

Entre les éditions 1995 et 2005, il n'y a pas de différence pour la distribution spatiale des forces sismiques, à part le calcul du facteur de réduction « J » pour les moments de renversement et la prise en compte de la torsion selon l'analyse statique équivalente.

La force de cisaillement à la base (V) est la somme des forces d'inertie produite par la masse de chaque étage. Cette force est par la suite répartie aux étages par des forces sismiques équivalentes (F_x), calculé en supposant une répartition triangulaire et reproduisant ainsi l'influence du premier mode. Une force supplémentaire (F_t) est rajoutée au sommet, selon le cas, pour tenir compte des modes supérieurs. Donc, la force d'inertie latérale (F_x), agissant à l'étage x, est donnée par :

$$F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^{N} W_i h_i} \right) (V - F_t) \qquad [2.1]$$

où : W_x, W_i = Partie de la charge permanente située ou attribuée respectivement au niveau i ou x

h_x, h_i = Hauteur des niveaux i ou x respectivement par rapport à la base (i=0)

V= Force de cisaillement à la base

N = Nombre d'étages

F_t = Force latérale appliquée au sommet de la structure pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs :

$F_t=0$ pour $T_a \leq 0.7$

$F_t=0.07T_aV$ pour $0.7 < T_a < 3.6$

$F_t=0.25V$ pour $T_a \geq 3.6$

La structure doit être conçue pour résister au moment de renversement causé par la répartition spatiale des forces sismiques (F_x). Le moment de renversement au niveau x, M_x, à la base doit être déterminé par l'expression suivante :

$$M_x = J_x \sum_{i=x}^{N} F_i (h_i - h_x) \qquad [2.2]$$

où : h_x, h_i = Hauteur des niveaux i ou x respectivement par rapport à la base (i=0)

N = Nombre d'étages

F_i = Force latérale calculée au niveau i

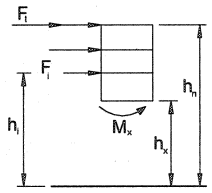
J_x = Coefficient de réduction du moment au niveau x, calculé selon le tableau 2.2

Cette expression pour calculer le moment de renversement, M_x, n'a pas changé entre les deux éditions du CNBC. Cependant, le calcul du facteur J_x est différent et il est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2.2 Calcul du coefficient de réduction J_x , comparaison entre le CNBC 1995 et 2005.

Calcul du coefficient de réduction J_x
pour l'analyse statique équivalente

$$M_x = J_x \sum_{i=x}^{N} F_i (h_i - h_x)$$



Éditions 1995 du CNBC	Éditions 2005 du CNBC
$J_x = J+(1-J)(h_x/h_n)^3$	$J_x=1.0$ pour $h_x \geq 0.6h_n$
où J=1.0 si T<0,5	$J_x=J+(1-J)(h_x/0.6h_n)$ pour $h_x < 0.6h_n$
J=(1,1-0,2T) si 0.5 ⩽ T ⩽1,5	
J=0.8 si 0.5 T>1,5	

Le calcul du facteur de réduction « J » dépend maintenant de la hauteur de l'étage considéré par rapport au sol plutôt que de la période T. Des études ont montré que la distribution triangulaire des forces du CNBC sous-estimait les efforts de cisaillement dans les étages du haut et les surestimait dans les étages du bas (Humar et Mahgoub, 2000). Les nouvelles équations empiriques pour calculer le coefficient de réduction J_x ont été améliorées dans ce sens.

Afin de tenir compte de la torsion, le CNBC exige que des moments de torsion (T_x) soient appliqués à chaque niveau du bâtiment en considérant l'excentricité réelle (e_x) entre le centre de masse et le centre de rigidité, plus une excentricité accidentelle (+/-0.1D_{nx}). Dans le code 2005, un nouveau paramètre, B, pour tenir compte de l'importance de la réponse en torsion a été introduit. Le paramètre B est la plus grande des valeurs de B_x, calculé pour chaque niveau x et calculé séparément dans chaque direction orthogonale du bâtiment:

$$B_x = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{ave}} \qquad [2.3]$$

où: δ_{max} = Déplacement maximal de l'étage aux extrémités de la structure, au niveau x dans la direction du séisme, produit par les forces statiques équivalentes (V) agissant à une distance de +/-0.10D_{nx} du centre de gravité de chaque plancher.

δ_{ave} = Déplacement moyen aux extrémités de la structure à l'étage x produit par les forces statiques équivalentes.

Le tableau 2.3 présente les différentes dispositions entre les deux éditions concernant la torsion pour l'analyse statique équivalente et l'analyse dynamique des bâtiments.

Tableau 2.3 Disposition du CNBC pour tenir compte de la torsion, comparaison entre les éditions 1995 et 2005.

Dispostion du CNBC pour tenir compte de la torsion

Selon l'analyse statique équivalente:

Les moments de torsion appliqués à chaque niveau du bâtiment doivent être calculés pour chacun des cas suivants pris séparément:

Éditions 1995 du CNBC	Éditions 2005 du CNBC
1) $T_x = F_x (1{,}5e_x + 0.1D_{nx})$	Pour $B \leq 1.7$:
2) $T_x = F_x (1{,}5e_x - 0.1D_{nx})$	1) $T_x = F_x (e_x + 0.1D_{nx})$
3) $T_x = F_x (0{,}5e_x + 0.1D_{nx})$	2) $T_x = F_x (e_x - 0.1D_{nx})$
3) $T_x = F_x (0{,}5e_x - 0.1D_{nx})$	Pour $B > 1.7$, utiliser l'analyse dynamique

où T_x = Couple de torsion au niveau x

F_x = Force latérale calculée selon l'analyse statique équivalente, appliquée au niveau x

e_x = Distance mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique entre le centre de gravité et le centre de rigidité au niveau considéré

D_{nx} = Distance en plan du bâtiment au niveau x perpenticulaire à la direction de la surcharge sismique considéré

Selon l'analyse dynamique (éditions 1995 et 2005):

Les effets des moments de torsion accidentelle appliqués à chaque niveau du bâtiment doivent être calculés pour chacun des cas suivants pris séparément et doivent être ajoutés aux effets qui découlent d'une analyse dynamique tridimensionnelle:

1) $T_x = +0.1(D_{nx} F_x)$

2) $T_x = -0.1(D_{nx} F_x)$

Dans le nouveau code, un nouveau paramètre B a donc été introduit et moins de cas de moments de torsion sont exigés pour l'analyse statique équivalente. L'édition 2005 permet également que lorsque B<1.7, qu'une analyse tridimensionnelle soit exécutée en rajoutant les effets de torsion accidentelle de $+/-0.05D_{nx}$ appliquée à chaque niveau du bâtiment.

- **Impacts du CNBC 2005**

Les améliorations apportées au nouveau CNBC sont nombreuses et significatives, mais toujours dans le but d'améliorer davantage la sécurité du public. Le principal changement est la révision complète des cartes de risque sismique au Canada. Heidebrecht (2003) souligne quelques impacts sur le niveau de protection apporté par le nouveau code.

D'abord, les forces sismiques calculées pour les structures de courte période sont beaucoup plus grandes que si ces mêmes structures avaient été calculées selon le CNBC 1995. Également, pour les structures ductiles (R_d de 1.5 et plus), la forme du spectre de réponse est beaucoup plus raide dans la région des courtes périodes (perte d'autour de 50% de l'accélération spectral de 0.2 s à 0.5 s). D'autre part, la forme de l'accélération spectrale dans la zone de longue période conduit à des valeurs conceptuellement moindres dans le CNBC 2005 comparativement au CNBC 1995, puisque l'accélération spectrale est proportionnelle à $1/T^k$ (k=0.5 pour le CNBC 1995 et k=1 pour le CNBC 2005).

Il est difficile de quantifier les impacts réels des nouveaux changements apportés par le code. Dépendamment des nouveautés considérées, les forces sismiques augmenteront ou diminueront. Par exemple, le changement de la probabilité de dépassement (2% dans 50ans au lieu de 10% dans 50ans) amène une augmentation de l'effort tranchant à la base d'autour de 25% pour les régions de l'Est du pays. D'autre part, selon le choix du système structural, les forces sismiques diminuent comparativement au CNBC 1995, dû principalement à l'ajout du nouveau facteur de modification de force R_o pour tenir compte du surcroît de résistance. Néanmoins, une tendance est marquante : les forces sismiques ont tendance à augmenter pour les structures rigides et à diminuer pour les structures flexibles.

2.3 Influence des modes supérieurs

Les modes supérieurs ont une influence sur plusieurs types de structures, particulièrement celles ayant de longues périodes. Le CNBC 1995 prend en compte les effets des modes supérieurs de trois façons. Premièrement, le spectre de réponse est artificiellement rehaussé pour la gamme des longues périodes (S augmenter par un % de T pour T>0.5s et plus). En second lieu, en déterminant la distribution spatiale des forces latérales, une partie de l'effort tranchant est assigné au sommet de la structure (F_t). Enfin, en multipliant les moments de renversement par un facteur de réduction J. Dans la nouvelle édition, les deux derniers éléments sont toujours présents, mais un nouveau facteur M_v a été introduit dans l'équation pour calculer le cisaillement à la base selon l'analyse statique équivalente puisque la forme du spectre n'a pas été ajustée artificiellement pour tenir compte des modes supérieurs. Le CNBC 2005 utilise la vraie forme du spectre de sorte que l'on doit tenir compte des modes supérieurs d'une autre façon, d'où le facteur M_v. Ce facteur prend la valeur de 1 pour des périodes de 1 seconde et moins, mais plus grande que 1 pour des périodes de 2 secondes et plus, dépendant du système de résistance aux charges latérales et de la forme du spectre de réponse caractérisant l'Ouest ou l'Est du Canada.

Ce nouveau facteur a été présenté par J.L Humar et M. A. Mahgoub (2000;2003). Ceux-ci ont démontré que pour une structure élastique, la contribution relative des modes supérieurs dépend du spectre de réponse et de deux caractéristiques dynamiques du système : la valeur relative des périodes modales et la masse participante des différents modes. Deux systèmes structuraux différents (mur de cisaillement en porte-à-faux, mur en flexion en porte-à-faux), dans deux locations différentes (Montréal et Vancouver), ont été analysés. Dans les deux cas, on a fait l'hypothèse que tout l'effort tranchant pouvait être attribué à la réponse du premier mode. Une analyse modale

(SRSS) a été effectuée en considérant les deux premiers modes et les spectres de risque uniforme (UHS) ont été utilisés pour les deux villes respectives.

Les résultats démontrent que pour Montréal, l'analyse modale (SRSS) pour les deux modes considérés donne un effort tranchant plus grand par rapport à l'hypothèse de départ où seul le premier mode est considéré. Donc, le premier mode a besoin d'être ajusté par un facteur (M_v) pour tenir compte des modes supérieurs. Les auteurs ont constaté pour cet exemple que la contribution du facteur M_v est grande lorsque l'écart entre la période du premier mode et du second mode est grand (mur en flexion) et que le spectre de réponse décroît rapidement avec la période, comme pour les séismes de l'Est du Canada. Ainsi, le facteur M_v peut être calculé par l'expression suivante :

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2}}{S_a(T_1)W} \quad \text{ou} \quad (S_a(T_1)W)M_v = \sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2} \qquad [2.4]$$

où $S_a(T_i)$ = Accélération spectrale correspondant au $i^{ème}$ mode

$S_a(T_1)$ = Accélération spectrale correspondant au premier mode

W_i = Masse modale effective du $i^{ème}$ mode

W = Masse totale du bâtiment

La deuxième forme de l'expression permet de mieux comprendre la signification de la formule : M_v est le facteur qui multiplie l'effort tranchant du premier mode pour obtenir un effort tranchant équivalent correspondant à la contribution de tous les modes. D'autre part, si on procède à l'analyse modale au lieu de l'analyse statique équivalente, on ne considère pas le facteur M_v puisque celui-ci est automatiquement inclus.

Filiatrault et al. (1994) ont présenté une étude sur la sollicitation en cisaillement de murs ductiles, mettant ainsi en relief l'influence des modes

supérieurs. Dans cette étude, cinq murs ductiles de 3, 6, 10,15 et 25 étages ont été dimensionnés selon le CNBC 1990 et la norme CSA-A23.3-*84 Calcul des ouvrages de béton*. La procédure du CNBC, soit la distribution triangulaire inversée des forces, est basée sur le premier mode de vibration et néglige les modes supérieurs pour la demande en cisaillement. Pour chaque zone, un ensemble de tremblements de terre historiques a été sélectionné selon les exigences du code pour trois zones séismiques canadiennes (Montréal, Vancouver, Prince Rupert). Par la suite, les sollicitations en cisaillement de chaque mur ont été obtenues en effectuant une analyse dynamique dans le temps. Les résultats démontrent que dans 77% des cas, la sollicitation en cisaillement est supérieure à la résistance prévue par la norme (CSA). En effectuant une analyse modale, l'auteur démontre que les structures sont fortement influencées par leurs modes supérieurs. Ainsi, les modes supérieurs augmentent les sollicitations en cisaillement et engendrent des rotules plastiques à la base des murs et mêmes aux étages supérieurs. Filiatrault et al. (1994) ont proposé l'utilisation d'un facteur de réduction des forces de cisaillement (R_v) pour le CNBC afin d'évaluer plus adéquatement la demande en cisaillement des murs de refend au Canada. Ce facteur consiste à remplacer le facteur R existant par R_v où :

R_v=1.00 si $Z_a \geq Z_v$
R_v=1.50 si $Z_a < Z_v$

L'avantage d'utiliser ce facteur est d'inclure automatiquement l'amplification dynamique des efforts tranchants et le facteur de sur-résistance (γ_p) de la norme de béton CSA A23.3-04 qui se trouve en fait être le ratio entre le moment résistant probable sur le moment pondéré (M_p/M_f). Ce facteur n'a pas été adopté par le CNBC.

Le code de béton de la Nouvelle-Zélande (NZS3101 :1995 Concrete Structures Standard) propose un facteur d'amplification dynamique des efforts tranchant (ω_υ) pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs où :

$$\varpi_\upsilon = 0.9 + \frac{n}{10} \qquad n \leq 6 \qquad [2.5]$$

$$\varpi_\upsilon = 1.3 + \frac{n}{30} \leq 1.8 \qquad n > 6 \qquad [2.6]$$

et « n » est le nombre d'étages

Ce facteur est recommandé dans la norme CSA-A23.3-*94 Calcul des ouvrages de béton* lorsqu'il est appliqué avec le CNBC 1995. La nouvelle norme *Calcul des ouvrages de béton* CSA A23.3-04 recommande toujours de tenir compte de l'amplification dynamique des efforts tranchants. L'amplification dynamique des efforts tranchants sera examinée dans le cadre de ce projet.

2.4 Estimation de la période de vibration

Dans cette section, une revue des formules pour estimer la période fondamentale de bâtiments contreventés par des murs en béton armé est effectuée. Il est question des formules empiriques utilisées par le CNBC, par les codes internationaux et de formules analytiques basées sur la masse et la rigidité structurale. Le tableau 2.4 présente un résumé des formules présentées.

Tableau 2.4 Résumé des formules utilisées pour estimer la période fondamentale d'un mur de refend.

Méthode utilisée	Formules	Commentaires
CNBC		
CNBC 1995	$T= 0.09*h_n/D_s^{1/2}$	h_n= hauteur du bâtiment D_s= longueur horizontale du mur
CNBC 2005	$T= 0.05*h_n^{3/4}$	
Codes internationaux		
ATC3-06	$T = 0.05*H/D_{bât}^{1/2}$	$D_{bât}$= Dimension horizontale du bâtiment à sa base dans la direction considérée H= hauteur du bâtiment
SEAOC-96	$T= C_t*H^{3/4}$où $C_t = 0.1/A_c^{1/2}$	$A_c= \Sigma A_i*(0.2+(D_i/H)^2)$ tel que $D_i/H \leq 0.9$ i=1 pour un mur
UBC-97	$T= C_t*H^{3/4}$	C_t=0.02
PS92	$T = 0.1*H_{ef}/D_{bât}^{1/2}$ $T = 0.08*(H_{ef}/D_{bât}^{1/2})*(H_{ef}/(H_{ef}+D_{bât}))^{1/2}$	H_{ef} est fonction du type de sol
	$T=2\pi\delta_n^{1/2}$	Formule analytique (δ_n= déplacement pour une accélération de 1 m/s^2)
EC8	$T= 0.05*H_t^{3/4}$ $T= 2d^{1/2}$	Formule empirique Formule analytique (d = déplacement pour une accélération de 9.81 m/s^2)
AFPS	$T = 5\delta_n^{1/2}$ où $T \leq (H_t/30)^{3/4}$	Formule analytique (δ_n= déplacement pour une accélération de 1 m/s^2)
Chopra et Goël (1998)	$T_L = 0.0019\frac{1}{\sqrt{A_e}}H$	Estimation de la période pour le calcul des charges sismiques
	$T_u = 0.0026\frac{1}{\sqrt{A_e}}H$	Estimation de la période pour le calcul des déplacements sismiques
Formules analytiques		
Rayleigh	$T=2\pi/\omega$	$\omega =(1.875)^2*H^2*(EI/m)^{0.5}$ Flexion pure seulement pour un mur $\varpi^2 = \frac{[\psi]^T[F]}{[\psi]^T[M][\psi]}$ Flexion et/ou cisaillement d'un bâtiment

Tableau 2.4 Résumé des formules utilisées pour estimer la période fondamentale d'un mur de refend (suite).

Formules analytiques (suite)		
Dunkerley	$T=C*H/A_e^{1/2}$ où $C=4*(m/k*G)^{1/2}$	$A_e = A / (1+5/6*(H/D)^2)$ si $0.2 < H/D < 5$ Flexion et cisaillement pour un mur rectangulaire
	$T = 40\sqrt{\frac{\rho}{\kappa G}}\frac{1}{\sqrt{A_e}}H$	Flexion et cisaillement pour un bâtiment comportant plusieurs murs
Autres		
Balkaya et Kalkan (2003)	$T= CH^{b1}\beta^{b2}\rho_{as}^{b3}\rho_{al}^{b4}\rho_{min}^{b5}J^{b6}$	Estimation de la période pour un bâtiment : hypothèse d'un diaphragme flexible

- **Calcul de la période selon le CNBC 1995 et 2005**

CNBC 1995

Le CNBC 1995 utilise une formule empirique pour estimer la période fondamentale des murs :

$$T=0.09*h_n/D_s^{1/2} \qquad [2.7]$$

où h_n est la hauteur (m) du bâtiment et D_s est la longueur horizontale du mur (m).

CNBC 2005

Dorénavant, le CNBC utilise une seule formule pour estimer la période fondamentale des murs :

$T=0.05h_n^{3/4}$ où h_n est la hauteur du bâtiment (m). [2.8]

La formule est devenue indépendante de D_s, paramètre qui apportait une certaine confusion chez les concepteurs lorsqu'il y avait plusieurs murs et autres systèmes de résistance aux charges latérales présents.

Le CNBC 2005 permet maintenant d'utiliser la période fondamentale d'un modèle structural au lieu d'utiliser une formule empirique (T_a) du code en autant que $T_{modèle} < 1.5*T_a$ pour les ossatures résistant aux moments (moment resisting frames) et les ossatures contreventées (braced frames). Cependant, dans la version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet, il n'y avait aucune limite imposée sur la période fondamentale de vibration T_a pour les murs de refend. Un des objectifs de ce projet de recherche est d'évaluer l'impact de cette absence de limite sur les efforts induits dans le mur selon la modélisation structurale adoptée pour représenter la rigidité des murs. Une version plus récente du CNBC 2005 limite maintenant la période fondamentale des bâtiments contreventés par des murs de refend à $2T_a$.

Le CNBC 1995 permettait d'utiliser la période calculée à partir d'une méthode analytique en autant que le coefficient de réponse sismique (S) était plus grand que 0.8*S obtenu à partir de la période empirique du code. Ces restrictions sont prises afin de contrer de mauvaises sélections des paramètres de rigidité lors d'analyse rationnelle qui pourrait amener aux calculs de longues périodes et d'efforts de cisaillement à la base non conservateur.

- **Formules empiriques de codes américains (Chopra et Goël, 1998)**

Les formules empiriques pour estimer la période fondamentale de murs de refend pour trois codes américains sont présentées, tels que UBC-97, SEAOC-96, ATC3-06 (1978).

<u>UBC-97 (1997)</u>

Pour un mur de refend, ce code utilise la formule empirique suivante :

$$T = C_t * H^{3/4} \qquad [2.9]$$

où H = hauteur du bâtiment (pieds ou mètres), et

C_t = coefficient numérique égal à 0.02 (unité en pieds) ou 0.049 (unité en mètres).

Cette formule est semblable à celle utilisée par le CNBC 2005.

SEAOC-96 (1996)

La période fondamentale d'un mur ou d'un ensemble de mur dans une direction donnée est calculée de la même façon que par le code UBC-97, sauf que le coefficient C_t est calculé différemment :

$$T = C_t * H^{3/4} \quad [2.10]$$

où $C_t = \dfrac{0.1}{A_c^{1/2}}$

et $A_c = \sum_{i=1}^{N} A_i \left[0.2 + \left(\dfrac{D_i}{H} \right)^2 \right]$; $\dfrac{D_i}{H} \leq 0.9$

où A_c =Aire effective combinée des murs (pi^2)

A_i =Aire brute d'un mur (pi^2)

D_i =Longueur horizontale du mur à la base du bâtiment dans la direction considérée (pi)

H =Hauteur du bâtiment (pi)

Cette formule tient compte de l'aire en cisaillement. Le coefficient C_t est légèrement plus grand que 0.02 (UBC-97) pour les bâtiments de moins de 10 étages et légèrement plus petit que 0.02 pour les bâtiments plus hauts (EL Masri, 2001). La période augmente avec la hauteur du bâtiment, puisque la structure devient plus flexible, malgré que le coefficient C_t diminue avec la hauteur du bâtiment.

ATC3-06 (1978)

Pour ce code, on utilise la formule empirique suivante pour calculer la période fondamentale d'un mur:

$$T = \frac{0.05H}{D_{bât}^{1/2}} \qquad [2.11]$$

où H = la hauteur du bâtiment (pi), et

$D_{bât}$ = dimension horizontale du bâtiment à sa base dans la direction considérée (pi).

Les périodes calculées à partir de cette formule sont plus longues que celles calculées à partir des codes UBC-97 et SEAOC-96, jusqu'à 90% pour des bâtiments de 25 étages (75m) (El Masri, 2001).

Tout comme le CNBC 2005, les codes américains permettent d'utiliser des méthodes mécaniques (modèles structuraux, méthode de Rayleigh) pour déterminer la période fondamentale des murs en autant que la période du modèle soit inférieur à la période obtenue par les formules empiriques multipliée par une constante ($T_{modèle} < 1.2$ à $1.4 * T_{empirique}$).

- **Formules empiriques de codes européens (Fuentes, 1998)**

Les formules empiriques de certains codes européens sont exposées ci-dessous.

PS92 : norme française

Pour cette norme, la formule générale utilisée pour estimer la période fondamentale est la suivante :

$$T = 0.1 * H_{ef}/D_{bât}^{1/2} \qquad [2.12]$$

Une formule plus spécifiquement pour les murs a été développée :

$$T = 0.08 * (H_{ef}/D_{bât}^{1/2}) * (H_{ef}/(H+D_{bât}))^{1/2} \qquad [2.13]$$

H_{ef} est la hauteur effective du bâtiment telle qu'illustrée sur la figure 2.1 et

où $H_{ef} = H_0$ si la structure est fondée sur du roc (m)

$= H_0 + H_1/2 \leq 1.5*H_0$ si la structure est fondée sur du sol moyen (m)

$= H_0 + H_1 \leq 2*H_0$ si la structure est fondée sur du sol meuble (m).

$D_{bât}$ = Dimension horizontale du bâtiment à sa base dans la direction considérée

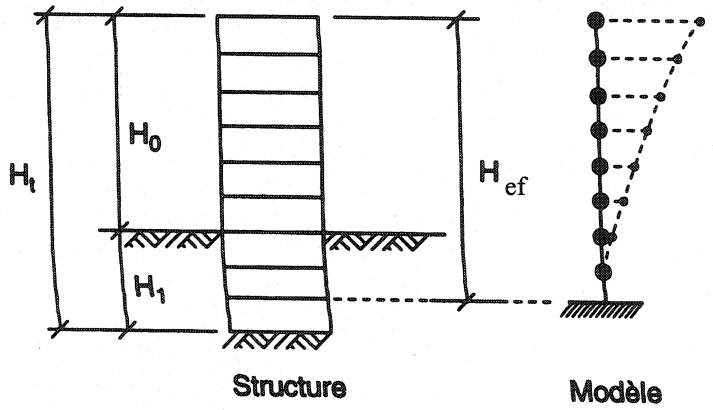


Figure 2.1 Modélisation du Bâtiment en tenant compte de l'intéraction sol-structure (adapté de la norme PS92, 1996).

Cette formule approximative évite d'estimer la période fondamentale par un modèle composé de ressorts et d'amortisseurs pour simuler l'interaction sol-structure.

Cette norme propose également d'évaluer la période fondamentale par l'expression suivante :

$$T=2\pi\delta_n^{1/2} \qquad [2.14]$$

où δ_n signifie le déplacement en mètres du sommet du bâtiment placé dans un champ d'accélération horizontale uniforme de $1 m/s^2$.

EC8 (1998):

La formule utilisée pour les murs est la même que celle utilisée par le CNBC 2005, soit :

$\mathbf{T=0.05H_t^{3/4}}$

[2.15]

où H_t (m) est la hauteur du bâtiment ($H_t \leq 80$) telle qu'illustrée à la figure 2.1.

L'EC8 donne aussi une deuxième formule pour l'estimation de la période du mode fondamental. Il s'agit d'une formule analytique, où :

$\mathbf{T=2*d^{1/2}}$

[2.16]

où d est le déplacement (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération latérale de $9.81 m/s^2$.

Ce déplacement est linéaire pour les portiques et est courbe (puissance 1.5) pour les murs tel qu'illustré à la figure 2.2.

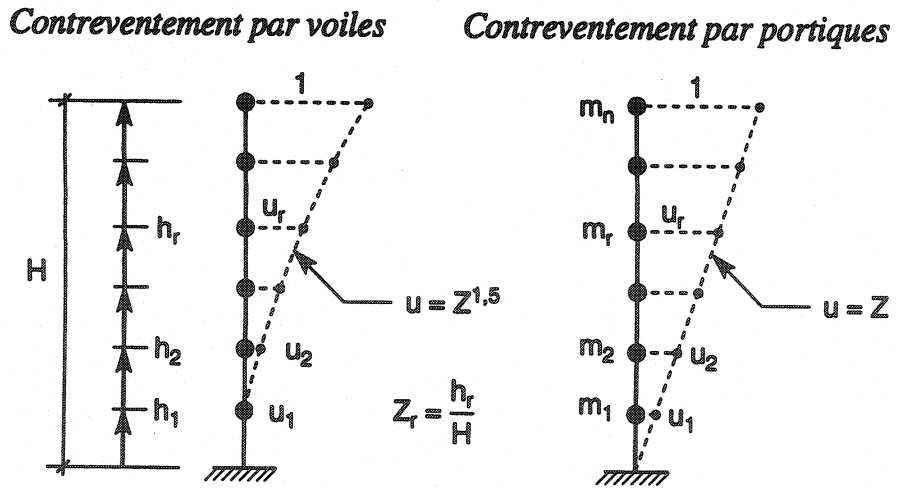


Figure 2.2 Distribution des déplacements pour les portiques et les murs (voiles) (adapté de norme PS92, 1996).

AFPS (1992):

L'AFPS présente une formule analytique qui évalue la période fondamentale :

$$T = 5\delta_n^{1/2} \text{ où } T \leq (H_t/30)^{3/4} \qquad [2.17]$$

où δ_n est le déplacement (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération horizontale de $1 m/s^2$ et H_t (m) est la hauteur du bâtiment ($H_t \leq 75m$) tel qu'illustré à la figure 2.1.

- **Formules analytiques basées sur la masse et la rigidité structurale (Chopra et Goël, 1998)**

Dans cette section, deux méthodes analytiques basées sur la méthode Dunkerley pour évaluer la période fondamentale d'un mur encastré sont présentées.

Formule de Rayleigh :

La période fondamentale d'un mur encastré se déformant seulement en flexion est donné par :

$$T_F = \frac{2\pi}{\omega} \text{ où } \omega = \frac{(1.875)^2}{H^2}\sqrt{\frac{E_c I}{m}} \qquad [2.18]$$

où T = Période fondamentale en s

ω = Fréquence fondamentale de vibration en rad/s

E_c= Module d'élasticité du béton en Pa, soit $4500*f'_c{}^{1/2}$

I = Moment d'inertie fissuré (0.7I), en m^4

m = Masse par unité de hauteur en Ns^2/m^2

H = Hauteur du mur en m

Formule de Dunkerley :

Cette formule permet de calculer la période fondamentale d'un mur encastré se déformant en flexion et en cisaillement simultanément, où :

$$T = (T_F^2 + T_s^2)^{0.5} \qquad [2.19]$$

T_F est la période due à la flexion défini par la méthode de Rayleigh alors que T_s est la période due au cisaillement défini comme suit :

$$T_s = 4\sqrt{\frac{m}{\kappa G}}\frac{1}{\sqrt{A}}H \qquad [2.20]$$

En substituant les équations [2.18] et [2.20] dans l'équation [2.19], on obtient :

$$T = 4\sqrt{\frac{m}{\kappa G}}\frac{1}{\sqrt{A_e}}H \qquad [2.21]$$

où m =Masse par unité de hauteur en Ns^2/m^2

κ =Facteur de la distribution non uniforme de la contrainte de cisaillement, 5/6 pour une section rectangulaire

G =Module de cisaillement, où $G = \frac{E}{(2(1+\upsilon))}$ en Pa

E_c=Module d'élasticité du béton en Pa, soit $4500*f'_c{}^{1/2}$

ν =Coefficient de Poisson (ν=0.2)

A_e =Section de cisaillement effective tel que $A_e = \frac{A}{\left[1+\kappa\left(\frac{H}{D}\right)^2\right]}$ en m^2 si

0.2<H/D<5

A =Aire de la section du mur en m^2

H =Hauteur du mur en m

D =Longueur horizontale du mur dans la direction du séisme considérée (m)

Lorsque plusieurs murs de refend existent dans un bâtiment, A_e doit être calculé par la formule suivante :

$$A_e = \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{H}{H_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0.83\left(\frac{H_i}{D_i}\right)^2\right]} \qquad [2.22]$$

où H, A_i, H_i et D_i sont respectivement la hauteur du bâtiment (m), l'aire (m^2), la hauteur (m) et la longueur horizontale (m) du mur i dans la direction du séisme considérée. Les murs de refend peuvent donc avoir des hauteurs différentes. La formule précédente a été développée en considérant les hypothèses suivantes :

1- Le bâtiment est considéré symétrique (pas d'effet de torsion) dans la direction du séisme considérée.
2- Les murs de refend ne sont pas couplés entre eux par des poutres et les murs sont connectés à travers des diaphragmes rigides à chaque niveau.
3- La rigidité est uniforme sur toute la hauteur de chaque mur.

En utilisant la formule [2.22], la formule [2.21] peut être réécrite pour estimer la période d'un bâtiment sous la forme :

$$T = 40\sqrt{\frac{\rho}{\kappa G}}\frac{1}{\sqrt{A_e}}H \qquad [2.23]$$

où ρ =m/A_B ($Nsec^2/m^4$)

m =Masse par unité de hauteur en $Nsec^2/m^2$

A_B =Surface du bâtiment (m^2)

κ =Facteur de la distribution non uniforme de la contrainte de cisaillement, 5/6 pour une section rectangulaire

G =Module de cisaillement, où $G = \frac{E}{(2(1+\upsilon))}$ en Pa

H =Hauteur du bâtiment en m

$\overline{A_e} = 100*(A_e/A_B)$

Les déformations en cisaillement et en flexion devraient être prises en compte lorsque 0.2<H/D<5 (Chopra et Goël, 1998). Les déformations en flexion peuvent être négligées si H/D<0.2 alors que la contribution du cisaillement peut être négligée lorsque H/D >5. En négligeant un des types de déformée, l'erreur encourue est moins de 2%.

Il a été démontré dans la littérature que la méthode de Dunkerley donne une valeur assez précise de la vraie période fondamentale d'un mur en porte-à-faux se déformant en flexion et en cisaillement. Il a été démontré également que la période exacte se trouve entre la période obtenue par la méthode de Dunkerley et la méthode de Rayleigh. La méthode de Dunkerley donne une période plus longue que la valeur exacte alors que la méthode de Rayleigh donne une période plus courte.

Également, les périodes calculées par les méthodes analytiques sont plus longues que celles calculées par les méthodes empiriques, puisque les codes sont très conservateurs quant au calcul de la période fondamentale (El Masri, 2001; Chopra et Goël, 1998). Donc, en utilisant les formules empiriques des codes, les efforts sismiques sont plus importants, mais l'estimation des déplacements est sous-estimée. Chopra et Goël (1998) suggèrent d'utiliser les formules suivantes pour estimer les efforts sismiques (T_L) et les déplacements (T_u) :

$$T_L = 0.0019\frac{H}{\sqrt{A_e}} \qquad [2.24]$$

$$T_u = 0.0026\frac{H}{\sqrt{A_e}}$$ où H est la hauteur du bâtiment en pieds [2.25]

- **Autres**

Balkaya et Kalkan (2003)

Balkaya et Kalkan (2003) ont développé une formule empirique pour estimer la période d'un bâtiment avec murs de refend dominants, construit en utilisant une technique de forme "tunnel". Dans ces types de construction, il n'y a pas de colonnes et de poutres. La structure est construite seulement de dalles et de murs pour résister aux charges de gravité et aux charges latérales. Les murs et les dalles, ayant approximativement la même épaisseur, sont coulés en une seule opération. Conséquemment, la coulée d'un plancher (dalle et murs) peut être effectuée en une journée, créant ainsi une structure monolithique qui résiste bien aux secousses sismiques

Cette formule empirique a été développée à l'aide de 80 modèles 3D en éléments finis de différentes formes (16) et hauteurs (2, 5, 10,12 et 15 étages). Les modèles ont été développés à l'aide du logiciel ETABS et l'hypothèse de diaphragmes flexibles a été adoptée. La formule empirique est la suivante :

$$T=CH^{b1}b^{b2}\rho_{as}^{b3}\rho_{al}^{b4}\rho_{min}^{b5}J^{b6} \qquad [2.26]$$

Où T =Période du bâtiment (s)

H =Hauteur totale du bâtiment (m)

β =Ratio du côté long sur le côté court du bâtiment

ρ_{as} =Ratio de l'aire des murs de cisaillement travaillant selon le côté court du bâtiment sur l'aire totale du plancher

ρ_{al} =Ratio de l'aire des murs de cisaillement travaillant selon le côté long du bâtiment sur l'aire totale du plancher

ρ_{min} =Ratio minimum de l'aire des murs de cisaillement sur l'aire totale du plancher

J =Moment d'inertie polaire du plancher

Et C, b1, b2 b3, b4 b5 et b6 sont définis dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 Paramètres de la formule empirique (adapté de Balkaya et Kalkan, 2003).

Plan du bâtiment	C	b1	b2	b3	b4	b5	b6
carré	0,158	1,4	0,972	0,812	1,165	-0,719	0,13
rectangulaire	0,001	1,455	0,17	-0,485	-0,195	0,17	-0,094

Le bâtiment est considéré carré si le ratio du côté long sur le côté court du bâtiment est inférieur à 1.5 et rectangulaire lorsque le ratio du côté long sur le côté court du bâtiment est supérieur ou égal à 1.5.

2.5 Norme parasismique des murs de refend (CSA A23.3-04)

Le dimensionnement des éléments de béton au Canada doit être conforme aux exigences de la norme CSA A23.3-04 *Calcul des ouvrages de béton* et en concert avec le CNBC. Dans cette section, un résumé des principales étapes de dimensionnement de murs ductiles antisismiques non couplés est présenté. Les principales étapes de dimensionnement se trouvent principalement dans le chapitre 21 et 11 (section 11.3) de la norme CSA A23.3-04.

Le mur dimensionné doit être suffisamment rigide et être assez ductile pour résister à de grands séismes tout en permettant des déplacements inélastiques sans causer de défaillances majeures à la structure. Il est donc

nécessaire de déterminer les endroits où des comportements inélastiques peuvent se produiront (rotules). Pour les murs, on assume que les rotules plastiques se produisent à la base. À ces endroits, des exigences particulières sont demandées tel que (1) une limite sur la profondeur de l'axe neutre, (2) un minimum d'armature horizontal et vertical, (3) une épaisseur minimum du mur pour prévenir l'instabilité et (4) des exigences sur le chevauchement et d'ancrages des barres d'armature. Ces exigences doivent également être appliquées à d'autres parties du mur à moins qu'il soit démontré que la plastification du mur se limite à la base du mur (Tremblay et al. 2001).

L'approche proposée par la norme CSA A23.3-04 pour vérifier cette condition consiste à comparer la demande anticipée en flexion du mur au dessus de la rotule plastique à la base au moment probable (M_p) à chaque étage. Si le Moment propable (M_p) est supérieur à la demande anticipée en flexion à un endroit donné du mur, les exigences particulières pour les rotules plastiques ne sont pas requises. Le moment probable se calcule en considérant la charge axiale sur le mur dû à la charge morte (D) et en utilisant les coefficients de résistance ϕ_c et ϕ_s égalent à 1 et la limite d'élasticité de l'armature à $1.25f_y$ pour tenir compte de l'écrouissage. La figure 2.3 illustre un cas d'un mur où une rotule plastique se produit seulement à la base.

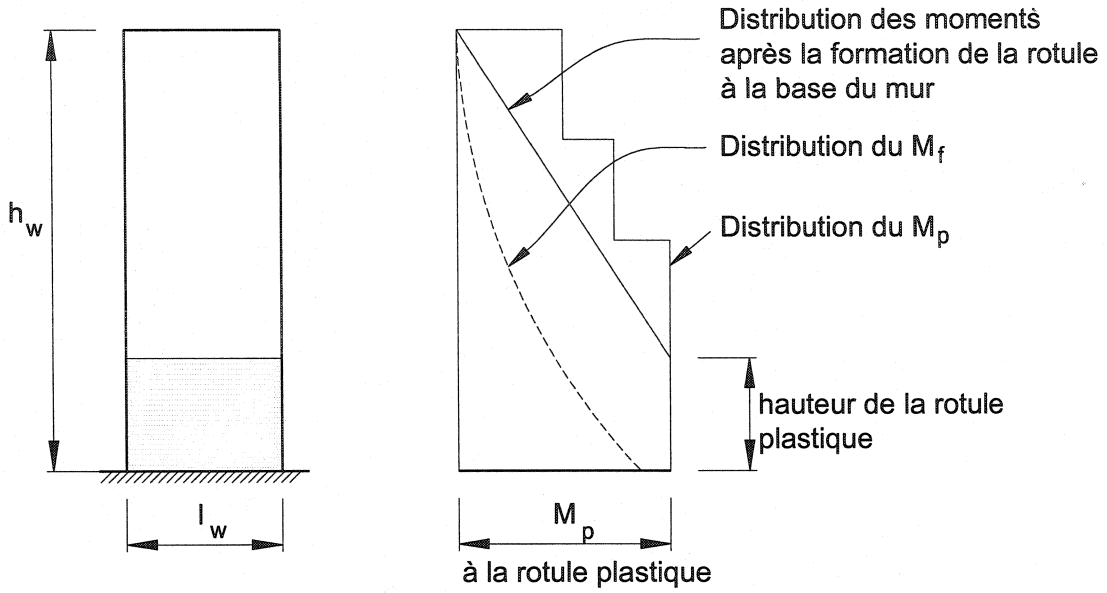


Figure 2.3 Détermination de la région de la rotule plastique (adapté de la norme CSA A23.3-94).

Les étapes de dimensionnement d'un mur ductile non couplé se résument comme suit :

1) Détermination des charges de gravité et des charges latérales

D'abord, les charges du mur sont déterminées en considérant la combinaison de charge 1.0D+0.5L+0.25S+1.0E ou 1.0D+1.0E donnée par le CNBC 2005 (D =charge morte, L =charge vive, S =charge de neige et E= charge sismique).

2) Détermination de l'armature

En connaissant les sollicitations du mur, l'armature préliminaire doit être choisie en considérant les principales exigences fournies par le tableau 2.6.

Tableau 2.6 Exigences minimums pour l'armature de murs ductiles non couplés (adapté de la norme A23.3-94).

	Zones à rotules plastiques	Autres zones
Armature répartie		
Quantité	$\rho \geq 0{,}025$	$\rho \geq 0{,}025$
Espacement	≤300mm	≤450mm
Ancrage horizontal	l'armature doit être ancrée dans une zone de l'armature concentrée pour développé f_y	l'armature doit être prolongée dans les zones d'armature concentrée
Armature concentrée		
Endroit requis	aux extrémités de chaque mur, aux coins et aux jonctions des murs d'intersection	aux extrémités de chaque mur
Quantité (au moins 4 barres)	$\rho \geq 0{,}002 b_w l_w$ $\rho \leq 0{,}06$*aire de la région	$\rho \geq 0{,}001 b_w l_w$ $\rho \leq 0{,}06$*aire de la région
exigence des étriers	satisfaire les clauses 7.6 et 21.6.6.6	espacement des cadres selon la clause 7.6
exigence pour le chevauchement	$1{,}5 l_d$ et pas plus de 50% des barres d'armature à une section quelconque	$1{,}5 l_d$ et 100% des barres d'armature à une section quelconque

Note : Le diamètre maximum des barres d'armature $d_{max} \leq b_w/10$; l_w = longueur horizontale du mur; b_w=épaisseur du mur; l_d= longueur d'ancrage d'une barre droite

On doit également utiliser au moins deux nappes d'armature si, dans les zones comportant des rotules plastiques, l'effort tranchant pondéré (V_f) excède $0.2*\lambda*\phi_c *f'_c{}^{1/2}*A_{cv}$. L'armature verticale doit être posée à l'extérieur de l'armature horizontale.

3) Vérification du moment résistant (M_r), de la ductilité et de la stabilité du mur

Après un premier dimensionnement, on vérifie que $M_r \geq M_f$ avec $\phi_s = 0.85$ et $\phi_c = 0.6$. Par la suite, on vérifie la ductilité du mur. Pour assurer la ductilité dans les zones où des rotules plastiques peuvent se produire, la capacité inélastique en rotation du mur, θ_{ic}, doit être plus grande que la demande inélastique du mur θ_{id}. La demande inélastique en rotation du mur est :

$$\theta_{id} = \frac{\Delta_f R_o (R_d - \gamma_w)}{(h_w - \frac{l_w}{4})} \qquad [2.27]$$

alors que la capacité en rotation du mur est :

$$\theta_{ic} = \frac{0.4 \varepsilon_{cu} l_w}{c} \leq 0.025 \qquad [2.28]$$

où ε_{cu} doit être pris égal à 0.0035 et la distance jusqu'à l'axe neutre c, doit être déduite de l'équation [2.29] ci-dessous ou être déterminée en calculant la résistance pondérée à la flexion du mur sous l'action des charges axiales, P_s, P_n, P_{ns}.

$$c = (P_s + P_n + P_{ns} - \alpha_1 \phi_c f'_c A_f)/(\alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c b_w) \qquad [2.29]$$

Pour toutes ces équations :

A_f =Aire de l'aile

b_w =Épaisseur du mur

c =Hauteur de l'axe neutre avec les charges axiales P_s, P_n et P_{ns} mesurée à partir de la rive comprimée d'une section de mur

f'_c =Résistance à la compression spécifiée

h_w =Hauteur d'un mur

l_w =Longueur horizontale la plus grande du mur dans la direction considérée

h_w =Hauteur d'un mur

P_n =Effort de transmission provoqué par un séisme et imputable entre les éléments d'un système mural couplé. Cet effort doit être considéré comme la somme des efforts tranchants aux extrémités, qui correspondent à la résistance nominale à la flexion dans les poutres de couplage au-dessus de la section.

P_{ns} =Effort net nominal sollicitant une section relative à la direction en cause, dû au fluage sous tension ou sous compression de l'armature concentrée ou répartie au cours de la formation d'une rotule plastique.

P_s =Effort axial à la section dû à la somme des surcharges et des charges permanentes spécifiées.

R_d =Facteur de modification de force reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, tel que spécifié dans le CNBC 2005

R_o =Facteur de modification de force tenant compte du surcroît de résistance de la structure, tel que spécifié dans le CNBC 2005

ε_{cu} =Allongement maximum à la fibre extrême comprimé du béton à l'ultime

γ_w =Ratio de la charge correspondant à la résistance pondérée du moment imposé à l'ossature murale sur la charge pondérée imposée à l'ossature murale (M_r/M_f).

α_1 =0.85-0.0015* $f'_c \geq 0.67$ et β_1=0.97-0.0025* $f'_c \geq 0.67$

Δ_f =Déflexion au sommet du mur due aux charges pondérées

Enfin, on doit s'assurer de la stabilité du mur selon la clause 21.6.3.2. En autres, l'épaisseur d'un mur dans une rotule plastique ne doit pas être inférieure $l_u/10$, selon certaines restrictions où l_u est la distance nette entre les planchers.

4) Vérification de l'effort tranchant

Pour s'assurer que le cisaillement n'entrave le comportement ductile du mur et qu'il ne réduise pas de façon significative la dissipation d'énergie lors de séismes, il ne doit pas contrôler la capacité du mur (Paulay et Priestley, 1992). Donc, les murs ductiles en flexion doivent résister à un effort tranchant supérieur à celui développé lors de la formation d'une rotule plastique. Le code demande que les murs ductiles sollicités en flexion doivent avoir une résistance pondérée au cisaillement supérieur à la moindre des valeurs calculées selon les deux méthodes suivantes (clause 21.6.9.1):

1) On doit d'abord déterminer le moment résistant probable (M_{pw}) du mur avec $\phi_s = 1$, $\phi_c = 1$ et $1.25f_y$. Par la suite, on calcule l'augmentation de la résistance $\gamma_p = M_{pw} / M_f$ où M_f est le moment dû aux charges pondérées. L'effort tranchant à considérer pour le dimensionnement est donc $V_p = \gamma_p * V_f$ tel qu'illustré sur la figure 2.4; et

2) déterminer l'effort tranchant (V) imputable aux combinaisons de charges qui comprennent les forces sismiques, calculé en utilisant un facteur de pondération des efforts, R_dR_o, de 1.0. ($V=(V_e/R_dR_o)$). On doit tenir compte également de l'amplification dynamique des efforts tranchants due aux modes supérieurs, s'il y a lieu. Dans le cas où le CNBC 1995 serait utilisé, la norme A23.3-94 suggère que l'effort tranchant soit multiplié par un facteur d'amplification dynamique (ω_υ) de la Nouvelle-Zélande pour tenir compte des modes supérieurs, tel que $V^* = \omega_\upsilon V$.

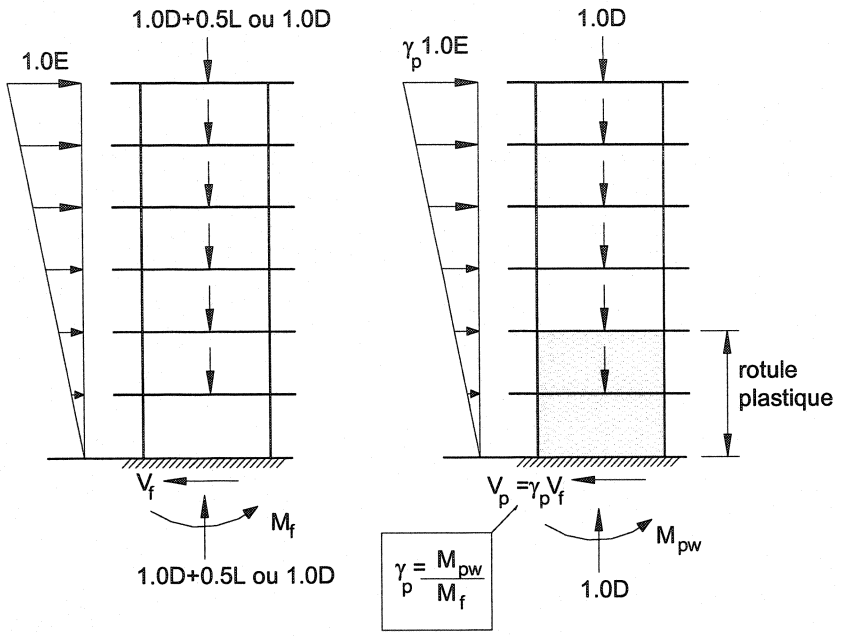


Figure 2.4 Méthode de calcul du cisaillement lors de la formation d'une rotule plastique (adapté de la norme A23.3-94).

Finalement, on doit s'assurer que la résistance pondérée au cisaillement sera adéquate (mur de refend ductile: R_d=3.5 ou R_d=4.0):

$V_r = V_c + V_s \leq V_{rmax} = k_o \phi_c f'_c b_w d_v$ et $V_r \geq \min(V_p; V$ ou $V^*)$ (clause21.6.9.7a) [2.30]

$d_v = \max(0.9d; 0.72h) \geq 0.18 l_w$ (clause 11 et 21.6.9.3)

K_o=0.15 pour $\theta_{id} \leq 0.005$

0.10 pour $\theta_{id} \geq 0.015$

Pour une rotation inélastique entre ces deux limites, une interpolation linéaire doit être utilisée, tel que montré à la figure 2.5.

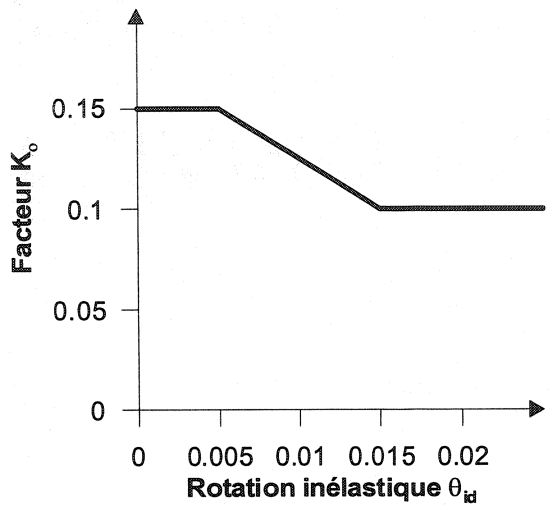


Figure 2.5 Relation entre le facteur K_o et la rotation inélastique θ_{id}

où

$V_c = \phi_c \lambda \beta * f'_c{}^{1/2} * b_w * d_v$ (résistance pondérée au cisaillement assurée par le béton selon la clause 11.3.4)

$V_s = (\phi_s * A_v * f_y * d_v) / (s * \tan\theta)$ (résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature selon la clause 11.3.5.1)

La valeur de β dans la clause 11.3.4 doit être prise égale à :

β=0.18 pour $\theta_{id} \leq 0.005$

0 pour $\theta_{id} \geq 0.015$

Pour une rotation inélastique entre ces deux limites, une interpolation linéaire doit être utilisée, tel que montré à la figure 2.6.

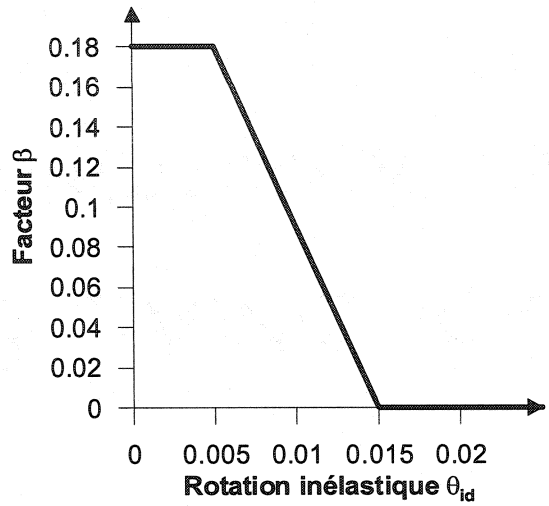


Figure 2.6 Relation entre le facteur β et la rotation inélastique θ_{id}

La valeur de θ dans la clause 11.3.5.1 doit être prise égale à :

$\theta = 35^{o}$ pour la charge axiale $P_s + P_p \geq 0.2 f'_c A_g$

45° pour la charge axiale $P_s + P_p \leq 0.1 f'_c A_g$

Pour une charge axiale agissant sur le mur entre ces deux limites, une interpolation linéaire doit être utilisée, tel que montré à la figure 2.7.

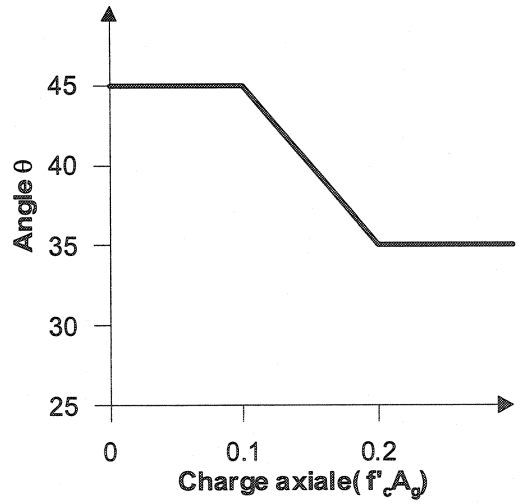


Figure 2.7 Relation entre la charge axiale et l'angle θ

Alors que selon l'ancienne édition de la norme CSA A23.3, V_r et V_{rmax} était défini comme suit pour les zones de rotule plastique:

$V_r = V_c + V_s \geq V_p$ et $V_{rmax} \leq k_o \phi_c f'_c b_w d_v$

où

K_o=0.150 pour $\varepsilon_v \leq 0.005$ (clause 21.7.3.2 e))

0.125 pour $0.005 < \varepsilon_v \leq 0.010$

0.100 pour $0.010 < \varepsilon_v \leq 0.015$

Pour la méthode simplifiée (R>2 seulement):

$V_c = 0$ et $V_s = (\phi_s * A_v * f_y * d) / s$ (clause 21.7.3.2(a) et 11.3.7)

Pour la méthode générale :

$V_c = 1.3\lambda\beta\phi_c * f'^{1/2}_c * b_w * d_v$ et $V_s = (\phi_s * A_v * f_y * d_v) / (s * \tan\theta)$ (clause 11.4.3.1 et 11.4.3.2) avec $\theta = 45^o$ et β=table 21-1

5) Détermination de la région de la rotule plastique

La longueur de la rotule plastique à la base du mur doit être égale à l_w sans toutefois être plus petit que $h_w/6$ et ne pas dépasser $2l_w$.

6) Vérification de la flèche

Selon le CNBC 1995, la flèche entre étage (Δ) déterminée par une analyse élastique doit être limitée à $0.02h_s$ et multipliée par la suite par le facteur R pour tenir compte des déformations inélastiques. Dans le CNBC 2005, le déplacement inélastique entre étage est obtenu en multipliant le déplacement élastique entre étage par les facteurs $R_d R_o / I_E$ et le déplacement entre étage (Δ) est limité à $0.025h_s$.

Si la résistance du mur est inadéquate à une des étapes précédentes, la quantité d'armature doit être ajustée en conséquence ou les dimensions du mur doivent être révisées.

2.6 Validation du logiciel d'analyse de structure utilisé

Les analyses élastiques de ce projet seront effectuées à l'aide du logiciel d'analyse de structure SAP2000, version 8 (CSI Inc., 2003). Afin de valider ce logiciel, les résultats d'exemples simples seront comparés avec un autre logiciel d'analyse de structure, soit Ruaumoko (Carr, 2003). Ces deux logiciels d'analyse de structure permettent d'effectuer des analyses élastiques et inélastiques en 2 et 3 dimensions (2D/3D).

Afin de valider l'utilisation du logiciel d'analyse de structure SAP2000, les résultats d'un modèle structural 3D ont été comparés avec ceux obtenus avec le logiciel Ruaumoko. Comme exemple, un bâtiment d'un étage a été modélisé, tel que présenté dans Chopra (2e édition, 2001, exemple 10.6, p.416). Le modèle consiste en un toit, idéalisé comme un diaphragme rigide, supporté par trois cadres. Le bâtiment est présenté sur la figure 2.8 ci-dessous.

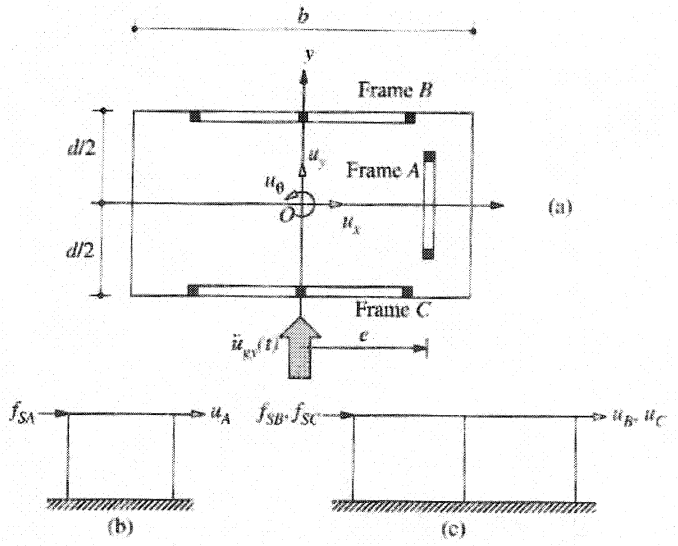


Figure 2.8 Bâtiment d'un étage considéré : (a) Plan du bâtiment; (b) Cadre A; (c) Cadre B et C.

Le toit a un poids distribué uniformément de 100lb/pi^2. Les rigidités latérales sont K_y=75 kips/pi pour le cadre A et K_x=40 Kips/pi pour les cadres B et C. Les dimensions en plan du bâtiment sont b=30 pi et d=20 pi. L'excentricité « e » est de 1.5 pi et la hauteur du bâtiment est de 12 pi. Une force de 100 kips est appliquée au centre du toit (point O) dans la direction y. Les résultats des analyses pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.7.

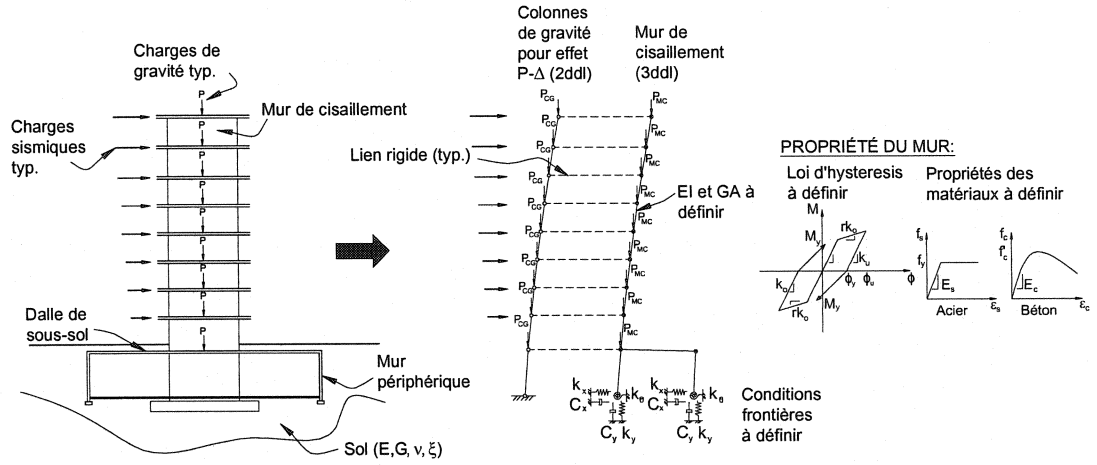
Tableau 2.7 Comparaison des résultats d'analyse entre les logiciels d'analyse de structure SAP2000 et Ruaumoko.

	SAP2000	Ruaumoko
Période Mode 1 (s)	1,069	1,069
Période Mode 2 (s)	0,959	0,959
Période Mode 3 (s)	0,925	0,925
mode de vibration ϕ_1	$\begin{Bmatrix} 0 \\ -0.5228 \\ 0.0493 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 0 \\ -0.5228 \\ 0.0493 \end{Bmatrix}$
mode de vibration ϕ_2	$\begin{Bmatrix} 0 \\ -0.5131 \\ -0.0502 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 0 \\ -0.5131 \\ -0.0502 \end{Bmatrix}$
mode de vibration ϕ_3	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$
Effort tranchant à la base du cadre A (Kip)	100	100
Effort tranchant à la base du cadre B (Kip)	-7,5	-7,5
Effort tranchant à la base du cadre C (Kip)	7,5	7,5

On remarque que les résultats obtenus par les deux logiciels d'analyse sont identiques et que le logiciel SAP2000 peut être utilisé avec confiance.

2.7 Modélisation des murs de refend

Afin de refléter correctement le comportement sismique du bâtiment, les propriétés des murs de refend doivent être déterminées adéquatement. Dans la section qui suit, une revue des propriétés nécessaires à la modélisation des murs de refend est présentée, tel que la rigidité en flexion (EI) et en cisaillement (GA), les courbes d'hystérésis, l'interaction sol-structure, le soulèvement possible au contact entre le mur et le sol et, enfin, les effets P-Δ. La figure 2.9 présente différents aspects de la modélisation à considérer.



A) Mur de refend d'un bâtiment multi-étagé

B) Propriétés du modèle à considérer

Figure 2.9 Propriétés d'un mur de refend à définir pour la modélisation.

2.7.1 Interaction sol-structure

- **Bevan-Pritchard et al. (1983)**

Bevan-Pritchard et al. (1983) présentent une étude sur la distribution des efforts internes induite par des forces sismiques entre un noyau et les différents niveaux de sous-sol d'un bâtiment multi-étagé typique. L'auteur étudie plus spécifiquement l'influence de la rigidité en flexion et en cisaillement du noyau, des murs extérieurs de fondation et des planchers de sous-sol sur la

distribution des moments dans un noyau. Il examine également l'influence des conditions frontières du noyau (encastré ou rotulé). Le plancher typique analysé est présenté à la figure 2.10.

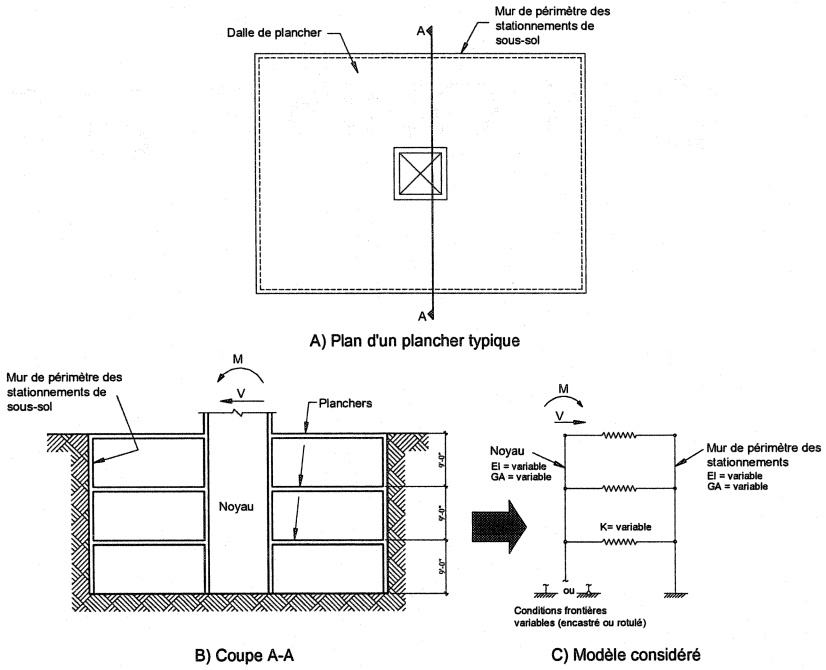


Figure 2.10 Bâtiment et modèle considérés pour l'étude de Bevan-Pritchard (adapté de Bevan-Pritchard et al., 1983).

Les planchers du sous-sol sont modélisés à l'aide de ressorts. Ces ressorts tiennent compte de la rigidité dans le plan de la dalle en flexion et en cisaillement. La rigidité de ces ressorts a été déterminée à l'aide d'analyse d'éléments finis et de formules semi-empiriques développées par l'auteur pour des structures ayant seulement un noyau central. Ces formules donnent une bonne approximation de la rigidité dans le plan des dalles de sous-sol comparativement aux résultats obtenus par éléments finis (erreur de moins de 12%). Le ratio du moment et de l'effort tranchant pour les charges sismiques utilisées est comparable à celui calculé pour un bâtiment de 20 étages.

Les résultats démontrent que la distribution des moments dans le noyau dépend de certains paramètres du modèle (rigidité des éléments, conditions frontières, etc.). La condition frontière à la base du noyau (encastré ou rotulé) est le paramètre qui a la plus grande influence sur la distribution des moments dans le noyau. Il doit donc être modélisé avec précaution. La rigidité dans le plan des dalles de stationnement considérée a également une influence majeure sur la distribution des moments dans le noyau. La déformation en cisaillement du noyau est un paramètre également non négligeable, mais de moindre importance que la rigidité des dalles. Le modèle de la structure du sous-sol doit donc tenir compte de la condition frontière à la base du noyau, de la rigidité dans le plan des dalles de stationnement, de la déformation en cisaillement du noyau et de la flexibilité des murs périphériques du stationnement.

- **Filiatrault et al. (1992)**

Filiatrault et al. (1992) présentent une étude sur le comportement sismique d'un bâtiment de 21 étages (40mx40m) avec un noyau central (10mx10m) dont la semelle (17mx17m) n'est pas en mesure de développer la capacité en flexion du noyau. Une analyse dynamique non-linéaire est utilisée pour déterminer la réponse sismique de la structure. Cette analyse prend en considération le comportement non linéaire du noyau, de la semelle et du sol ainsi que la possibilité de soulèvement de la semelle. Trois modèles différents ont été analysés : (1) le noyau est encastré dans les fondations prévenant tout soulèvement; (2) le noyau repose sur des fondations sujettes au soulèvement; (3) le noyau repose sur des fondations sujettes au soulèvement et deux dalles de stationnement (niveaux inférieurs) lient le noyau et les murs de fondations périphériques encastrées.

Pour représenter le comportement non linéaire de la semelle, des éléments de barre axiale ont été utilisés ayant la capacité de se plastifier en tension dans le domaine non linéaire et de flamber de façon élastique en compression. Le soulèvement est représenté par le flambement en compression des éléments alors que la capacité portante du sol est modélisée par des éléments inélastiques en tension dans le cas où la capacité du sol serait dépassée. Le logiciel DRAiN-2D a été utilisé et la figure 2.11 illustre le modèle.

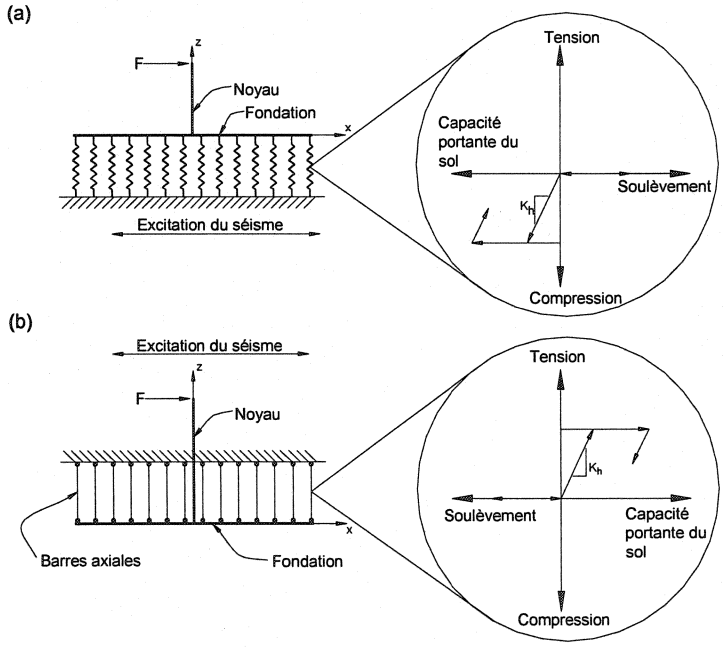


Figure 2.11 Modèle de la fondation : (a) Modèle physique; (b) Modèle utilisé pour le logiciel DRAIN-2D (Filiatrault et al., 1992).

Les résultats démontrent que la semelle sujette au soulèvement n'a pas eu beaucoup d'influence sur le comportement sismique de la structure. Néanmoins, les efforts tranchants changent brusquement aux niveaux inférieurs pour le bâtiment comportant des stationnements et une fondation assujettie au soulèvement. La direction des efforts tranchants peut changer et

ce phénomène peut être observé en considérant un modèle élastique adéquat qui considère les dalles et les murs périphériques de stationnement.

Également, en comparant les analyses linéaires et non linéaires, la réduction des moments fléchissants suite à la plastification du noyau n'est pas proportionnelle à la réduction des forces de cisaillement. Ceci n'est pas en concordance avec la philosophie du CNBC 1990. En effet, les efforts tranchants devraient être directement comparables avec les moments fléchissant et si le moment fléchissant est limité par la capacité en flexion du mur, alors l'effort tranchant devrait être également limité. L'auteur suggère donc de développer des facteurs de réduction de force pour le cisaillement tel qu'adopté dans le code de Nouvelle-Zélande.

- **Adebar (1997)**

Adebar (1997) présente une étude semblable à celle de Bevan-Pritchard et al. (1983). Un noyau central d'un bâtiment comportant 3 dalles de stationnements soumis à des forces sismiques est analysé. L'auteur étudie l'influence des conditions frontières du noyau, de la plastification du noyau et de la rigidité dans le plan des dalles sur la distribution des efforts internes dans le noyau. Le ratio du moment et de l'effort tranchant pour les charges sismiques utilisées est comparable à celui calculé pour un bâtiment de 15 étages. Les murs périphériques du stationnement sont encastrés et infiniment rigide comparés au noyau. Les résultats des analyses démontrent qu'un plancher rigide et une fondation flexible sous le noyau entraînent de gros efforts tranchant dans le noyau. Cependant, des planchers flexibles et une plastification du noyau amènent de faibles efforts tranchants dans le noyau, mais de grands déplacements.

Également, en diminuant l'aire en cisaillement du noyau, tout en maintenant les dalles rigides et les fondations flexibles sous le noyau, les efforts tranchant sont réduits, mais les moments fléchissants augmentent à la base du noyau, en autant que la capacité flexionnelle du noyau ne soit pas dépassée. La valeur de la rigidité de la dalle a peu d'influence sur les efforts tranchants dans ce cas-ci.

- **EL Masri (2001)**

Parmi les bâtiments étudiés par El Masri (2001), un de ceux-ci amène des résultats semblables à ceux constaté par Adebar (1997). Il s'agit d'un bâtiment de 20 étages qui possède une rigidité latérale élevée soudainement appliquée au 5e niveau dû à l'ajout de cinq dalles de stationnement au sous-sol. Les dalles sont considérées rigides axialement et le noyau du bâtiment ainsi que les murs de fondation périphériques sont encastrés. Les résultats démontrent qu'un plancher rigide et qu'un encastrement des fondations (le noyau et les murs de fondation périphérique) provoquent un très grand effort tranchant vis-à-vis la dalle de sous-sol la plus élevé (5e niveau). Le fait de rajouter une fondation flexible sous le noyau et de maintenir les dalles rigides provoque également de grands efforts tranchants, mais ceux-ci se déplacent vers les niveaux inférieurs du bâtiment (Adebar 1997).

- **Méthode Newmark-Rosenblueth**

La méthode Newmark-Rosenblueth (Davidovici, 1999) permet de modéliser l'interaction sol-structure en représentant le sol par un système de ressorts amortis, dont les caractéristiques sont obtenues pour chaque module de déformation du sol. Cette méthode est valide seulement pour les fondations superficielles et elle est indépendante de la fréquence, donc avec des coefficients constants. L'application de cette méthode permet donc d'obtenir les valeurs des raideurs du sol, tel que la raideur verticale (K_v), horizontale (K_h),

de balancement ($K\phi$) et celle de la rotation autour de l'axe vertical (K_R) ainsi que l'amortissement dans chacune de ces directions. La figure 2.12 présente les formules pour déterminer les raideurs (k) et les amortissements du sol. Pour utiliser ces formules, il faut préalablement déterminer certains coefficients (β_z,β_x,β_ϕ) qui dépendent directement des dimensions de la semelle.

Tableau 5.1 – Valeurs des coefficients β_z, β_x, β_ϕ

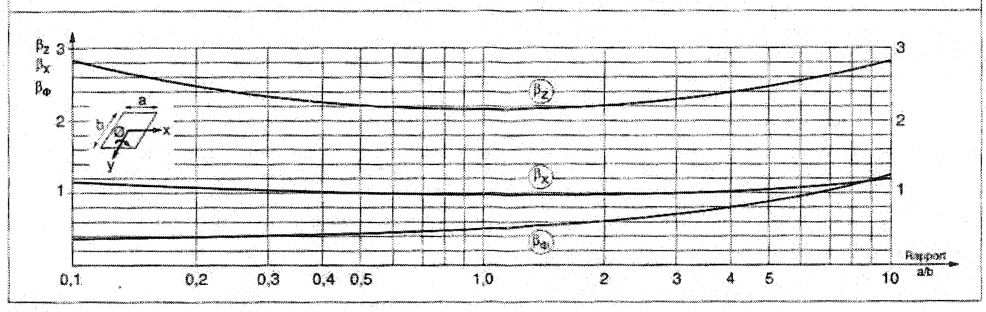


Tableau 5.2 – Coefficients d'amortissement et de raideur

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique η	Raideurs k	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$0{,}27\sqrt{A}$	$2{,}71\sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \frac{4G \cdot r_0}{1-\nu}$	$k_v = \frac{G}{1-\nu}\beta_z\sqrt{A}$
Horizontal	$0{,}05\sqrt{A}$	$20{,}55\sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \frac{32(1-\nu)G \cdot r_0}{7-8\nu}$	$k_h = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A}$
Balancement	$0{,}35\sqrt{A}$	$0{,}485\sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\Phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1-\nu)}$	$k_\Phi = \frac{G}{1-\nu}\beta_\Phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0{,}25\sqrt{A}$	$1{,}88\sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_R = \frac{1+\nu}{4}G\beta_x(a^2+b^2)\sqrt{A}$

Notations :
A : aire de la fondation ; a : dimension parallèle à la direction du séisme ; b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme ; r : masse volumique du sol ;
M_b : masse du bâtiment ; M_s = A.H.ρ : masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment ; H : hauteur du prisme de sol ;
I_b, J_b : inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation ; I_s, J_s : inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation ;
r_0 : rayon d'une fondation circulaire ; ν : coefficient de Poisson (tableaux 4.4 à 4.9).
$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ *: module de cisaillement dynamique du sol (voir § 4.2.1) ;*

Figure 2.12 Abaque et formules utilisées pour la méthode Newmark-Rosenblueth (adapté de Davidovici 1999).

- **Gazeta et al. (1976)**

Les courbes développées par Gazeta et al. (Sieffert et Cevaer, 1991) permettent de modéliser le sol sous des semelles filantes superficielles en fonction de la fréquence d'excitation de la structure. Les courbes pour déterminer la rigidité horizontale, verticale et en rotation du sol sont présentées à la figure 2.13. La rigidité en torsion d'une telle fondation ne peut être définie. Dans ce cas ci, on fait l'hypothèse que les fondations rectangulaires sont de longueur infinie, rigides et sans masse reposant sur un milieu semi-infini, élastique, homogène et isotrope. Une semelle rectangulaire peut être considérée filante lorsque le rapport de la longueur sur la largeur est supérieur à 10. Les différentes rigidités des ressorts sont déterminées par la fonction d'impédance sous forme générale suivante:

$$\mathrm{K}_i = \mathrm{K}_{j1}(a_o) + i\mathrm{K}_{j2}(a_o) \qquad [2.31]$$

où K_i représente la rigidité du sol par unité de longueur de la fondation, pour j=v, h et r. On remarque sur la figure 2.13 que les courbes de K_{j1} sont relativement horizontales. Ainsi, dans ce projet, une valeur moyenne de la rigidité K_{j1} va être déterminée considérant une valeur K_{j1} indépendante de la fréquence d'excitation qui est, dans ce cas-ci, complexe à déterminer. De plus, la partie de la raideur complexe de la fonction d'impédance va être négligée ($i\mathrm{K}_{j2}(a_o)$).

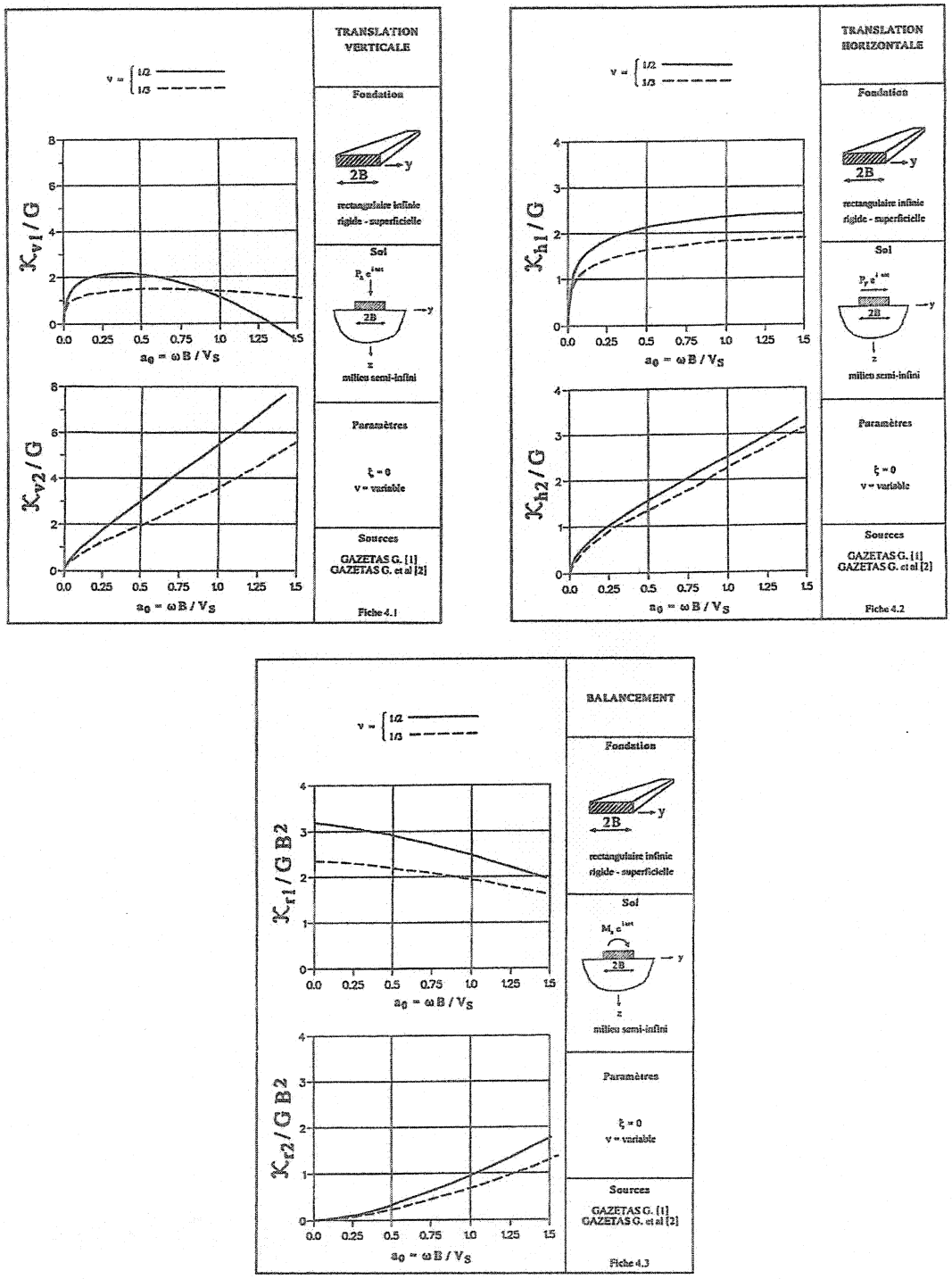


Figure 2.13 Rigidité du sol en translation et en rotation sous des semelles filantes rectangulaires (adapté de Sieffert et Cevaer 1991).

2.7.2 Soulèvement

Un ancrage est requis par le CNBC 2005 si l'effet des charges qui tentent de causer un renversement, un soulèvement ou un glissement est supérieur à l'effet des charges pondérées stabilisantes. La combinaison de charges pour les charges stabilisantes est calculée en considérant un facteur de pondération inférieur à un (α=0.9) pour les charges permanentes, sauf pour les combinaisons tenant compte des charges sismiques (1.0D+0.5L+0.25S+1.0E ou 1.0D+1.0E). D'autre part, le CNBC 2005 permet le soulèvement des fondations sous certaines restrictions. Dans le cas où les fondations se soulèveraient, les forces sismiques doivent être limitées à $0.5R_dR_o$ fois celles déterminées par une analyse dynamique ou statique équivalente (selon le cas applicable). Aussi, les fondations doivent être capables de transférer les charges sismiques et leurs effets entre le bâtiment et le sol sans se plastifier et sans excéder les capacités du sol et du roc.

Dans le cas où les charges axiales sur un mur ne seraient pas assez importantes comparativement aux forces sismiques, un soulèvement peut se produire sur un côté de la semelle. Une solution pour remédier à ce problème est de prolonger la semelle du mur de part et d'autre de façon à ce que le mur soit chargé par les colonnes adjacentes et qu'il soit ainsi stabilisé, tel qu'illustré à la figure 2.14 (MacGregor et Bartlett, 2000).

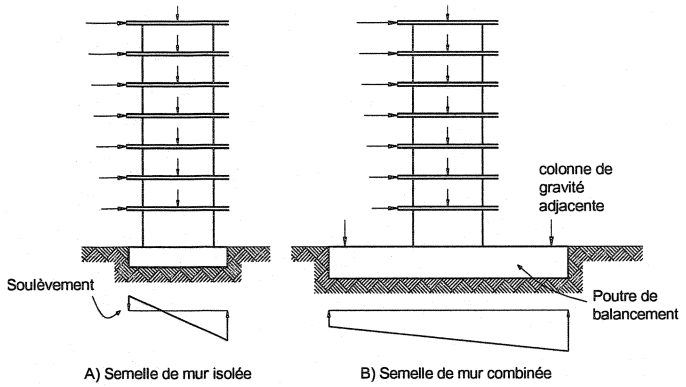


Figure 2.14 Solution pour éviter le soulèvement des murs faiblement chargés (adapté de MacGregor et Bartlett, 2000).

Dans l'étude de Filiatrault et al. (1992) présentée précédemment, les auteurs démontrent que le soulèvement d'une fondation d'un noyau central d'un bâtiment multi-étagé peut être réduit considérablement en considérant les niveaux inférieurs des dalles de stationnement. Sans dalles de stationnement, plus de la moitié de la semelle se soulève dans chaque direction.

2.7.3 Rigidité en flexion (EI)

La rigidité en flexion d'un mur dépend principalement de l'importance de la fissuration, de la magnitude des charges de gravité et de la quantité d'armature verticale au niveau considéré (Adebar et Ibrahim, 2000). Également, d'autres paramètres affectent la rigidité en flexion d'un mur, comme le niveau de contrainte, les dimensions de la section, la distribution de l'armature, la résistance du béton (f'_c, f_r), les propriétés des matériaux utilisés, les conditions frontières du mur et le glissement des barres possibles (Tremblay et al., 2001). Les incertitudes pour déterminer la rigidité exacte d'un mur sont donc nombreuses. Il est cependant important d'évaluer une rigidité raisonnable afin d'évaluer correctement les périodes fondamentales, les efforts internes et les déplacements maximums d'un mur lors de séismes importants. À des fins de simplifications, des valeurs de rigidité moyenne, appelées rigidité effective (E_cI_e) sont habituellement utilisée pour les analyses linéaires de murs fissurés en béton armé. Le Tableau 2.8 présente le moment d'inertie effectif (I_e) recommandé par plusieurs codes et auteurs pour un mur de refend en béton armé.

Tableau 2.8 Moment d'inertie effectif recommandé par différents codes et auteurs (adaptés d'Adebar et Ibrahim 2000) pour un mur de refend en béton armé.

Sources	Rigidité proposée	Commentaires
Codes		
FEMA (1997)	$I_e=0,8I_g$ $I_e=0,5I_g$	Béton non fissuré lors d'une inspection Béton fissuré
CSA A23.3-94	$I_e=0,7I_g$	
CSA A23.3-04	$I_e=(0,6+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$ $I_e=(0,3+2P/f'_cA_g)I_g \leq 0,7I_g$	Pour le calcul des efforts sismiques internes Pour le calcul des déplacements sismiques de la structure
ACI 318-99	$I_e=0,7I_g$	
NZS 3101:1995 (commentaire 1995 du Code de béton de la Nouvelle-Zélande)	$I_e=0,25I_g$ $I_e=0,35I_g$	Mur sans charge axiale Mur avec charge axiale dont $P/f'_cA_g \cong 0,1$
Auteurs		
Park et Paulay (1975)	$I_e=0,6I_g$ $I_e=(0,6+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$	Mur sans charge axiale Mur avec charge axiale
Priestley et Hart (1989)	$I_e=(100/f_y+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$	Formule développée pour les murs de refend en maçonnerie de béton. Paulay et Priestley (1992) recommande d'utiliser cette formule pour le béton armé.
Wallace et Moehle (1992)	$I_e=0,5I_g$	
Adebar et Ibrahim (2000)	$I_e=(0,6+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$ $I_e=(0,2+2,5P/f'_cA_g)I_g \leq 0,7I_g$	Propose la formule de Park et Paulay (1975) comme borne supérieure. Borne inférieure.
Significations des variables		
I_g = Moment d'inertie brute de la section (mm^4) P = Charge axiale qui agit sur le mur lors d'un séisme (N) f'_c = Résistance en compression du béton (MPa) A_g= Aire brute de la section (mm^2) f_y = Limite d'élasticité de l'acier d'armature (MPa)		

La rigidité effective d'un mur est donc très variable dépendant de la source et les recommandations sont parfois contradictoires. La grande différence entre les recommandations montrées dans le tableau 2.8 peut être expliquée par le fait que la rigidité effective d'un mur de béton armé change continuellement pendant un séisme et sur la hauteur du mur, entraînant ainsi une augmentation de la fissuration du mur. Cependant, il est important de savoir laquelle de ces recommandations est la plus appropriées pour un mur en particulier. Le choix de la rigidité effective aura bien sûr une influence sur la grandeur des forces sismiques si la période fondamentale est déterminée par une méthode analytique au lieu qu'une formule empirique soit utilisée. Cependant, lorsque la rigidité considérée est très faible (par exemple, $K=0.35E_cI_g$), la structure devient flexible et peut, dans certains cas, ne pas respecter le critère de flèche entre étage exigé par le CNBC (Tremblay et al. 2001). Néanmoins, la rigidité $K=0.7E_cI_g$, telle que recommandée par l'Association canadienne du ciment portland (CPCA 1995) est utilisée par plusieurs chercheurs (Harries et al. 1998; Stonehouse et al. 1999; Chaallal et Gauthier 2000; Tremblay et al. 2001).

Humar et Yavari (2002) démontrent que le ratio d'armature dans le mur a une influence marquée sur la rigidité effective d'un mur. La rigidité effective varie également avec la charge axiale pour un même ratio d'armature donné, mais pas de façon significative.

- **Adebar et Ibrahim (2000)**

Adebar et Ibrahim (2000) proposent une borne supérieure et inférieure pour déterminer la rigidité effective d'un mur de refend en béton armé. La borne supérieure de la rigidité effective représente la réponse élastique d'un mur qui est initialement non fissuré lorsque soumis à un séisme, alors que la

borne inférieure représente la réponse du mur lorsque celui-ci a été sévèrement fissuré par des cycles antérieurs de déplacements sismiques. La plage entre ces deux bornes couvre la plupart des rigidités effectives des murs de cisaillement en béton armé. Ces deux limites sont présentées à la figure 2.15.

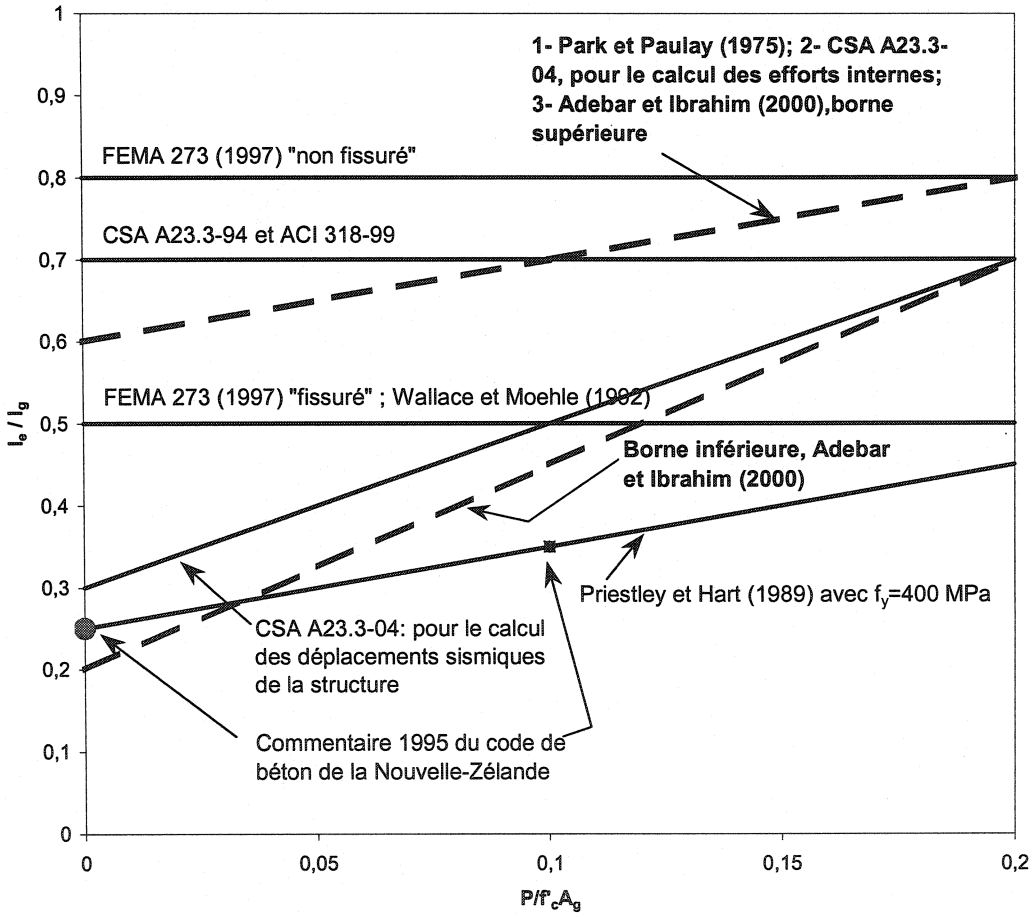


Figure 2.15 Comparaison des différentes recommandations pour la rigidité effective des murs de refend en béton armé (adapté d'Adebar et Ibrahim, 2000).

La recommandation de Park et Paulay (1975) concorde bien avec les résultats expérimentaux et elle a été utilisée comme borne supérieure alors que l'équation de la borne inférieure a été développée (voir tableau 2.8). La

recommandation de FEMA 273 pour une section non fissurée (I_e=0.8I_g) donne une valeur beaucoup trop élevée et ne devrait pas être utilisée. Cependant, la recommandation de FEMA 273 pour une section fissurée (I_e=0.5I_g) donne une valeur moyenne raisonnable de la limite inférieure. Néanmoins, l'influence de la charge axiale sur la rigidité est trop importante pour être ignorée. Les recommandations de Priestley et Hart (1989) coïncident bien avec la limite inférieure, mais seulement pour de petites charges axiales et ne reflète pas correctement l'influence des charges axiales.

Il a été démontré par Adebar et Ibrahim (2000) que le paramètre qui influence le plus la rigidité effective d'un mur est la charge axiale agissant sur celui-ci . La quantité d'armature verticale, la résistance en compression du béton et la limite élastique des armatures verticales influence également la rigidité effective d'un mur, mais de façon moins significative. Également, il a été démontré que la distribution de la charge latérale le long du mur est relativement indépendante de la rigidité effective du mur.

Cependant, quelle valeur de la rigidité effective devrait-on prendre dans la plage délimitée par les deux limites? Adebar et Ibrahim (2000) proposent d'utiliser les deux limites et de retenir celle qui donne la valeur la plus conservatrice. La borne supérieure devrait être utilisée pour déterminer les efforts internes alors que la borne inférieure de la rigidité effective devrait être utilisée pour déterminer les déplacements du mur. On remarque que les rigidités effectives utilisées par la nouvelle norme A23.3-04 sont basées sur les recommandations d'Adebar et Ibrahim (2000).

2.7.4 Courbes d'hystérésis

Les courbes d'hystérésis permettent de définir les relations force-déplacement d'une structure se déformant dans le domaine inélastique. Les

murs de refend ductile en béton armé se déforment principalement en flexion. Une courbe d'hystérésis moment-courbure doit donc être définie pour représenter adéquatement le comportement sismique d'un mur ductile. Il a été démontré pour les besoins de la conception, qu'une relation non-linéaire moment-courbure d'un mur ductile en béton armé peut être remplacée par une simple courbe bilinéaire ou trilinéaire. Ceci permet de prédire les déplacements de la structure sans perdre une grande précision.

- **Courbe moment-courbure bilinéaire**

Paulay (2001) a démontré que pour déterminer la réponse inélastique d'un mur ductile en béton armé soumis à un séisme, il était adéquat de représenter la relation moment-courbure de chaque section d'un mur par une relation idéalisée bilinéaire tel que montré à la figure 2.16. La première pente de la courbe est obtenue par une droite passant par l'origine, interceptant le point (M_i, ϕ'_y) et se terminant par le point (M_n,ϕ_y) où :

ϕ'_y =Courbure associée à la plastification du premier lit d'armature à la fibre extrême tendue

M_i =Moment associé à la plastification du premier lit d'armature

M_n =Moment de flexion nominal

ϕ_y =Courbure associée au moment de flexion nominal

M_u =Moment de flexion à l'ultime

ϕ_u =Courbure associée au moment de flexion à l'ultime

M_{cr} =Moment de flexion à la fissuration du béton

Ainsi, la première pente ($M=EI\phi$) de la courbe bilinéaire peut être calculée comme suit : $EI= M_i /\phi'_y = M_n/\phi_y$. La deuxième pente nulle de la relation bilinéaire se trouve à la hauteur du point (M_n,ϕ_y). Plusieurs méthodes sont proposées pour déterminer le point (M_n,ϕ_y). Priestley et Kowalsky (1998)

proposent que le point (M_n,ϕ_y) intercepte la courbe moment-courbure à $5\phi_y$ tel que montré à la figure 2.16.

Park et Paulay (1975) proposent une autre relation idéalisée bilinéaire d'une relation moment-courbure. Il s'agit de tracer une première droite horizontale parallèle à l'abscisse et passant par la capacité nominal en flexion du mur. La seconde droite passe par l'origine et par un point sur la branche ascendante correspondant à 75% du moment nominal de flexion, tel que montré sur la figure 2.17.

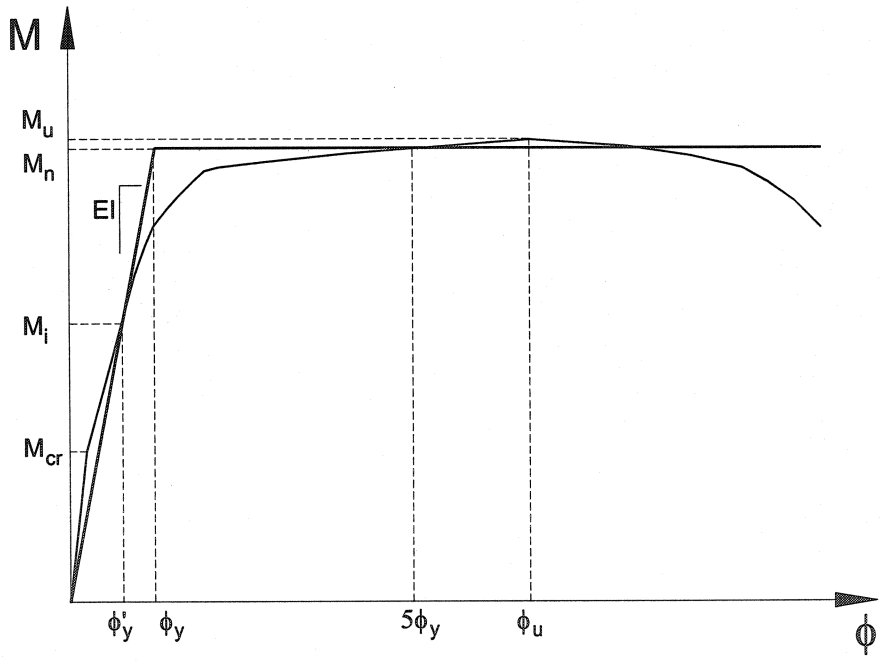


Figure 2.16 Relation moment courbure estimée par une relation bilinéaire proposée par Paulay (2001) (adapté de Humar et Yavari, 2002).

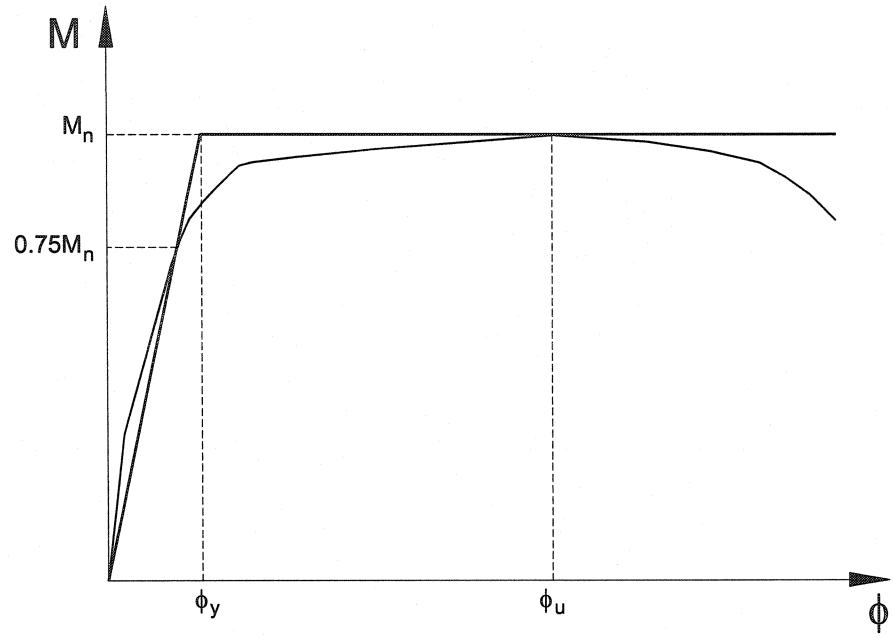


Figure 2.17 Relation moment courbure estimée par une relation bilinéaire proposée par Park et Paulay (1975)

Également, la règle bilinéaire modifié d'hystérésis de Takeda (Otani 1974) permet de modéliser la réponse moment-courbure de mur de refend en béton armé tel que présenté sur la figure 2.18. Cette loi d'hystérésis prend en considération la dégradation de la rigidité et les indices d'endommagement. La pente initiale (K_o) correspond à la rigidité effective du mur avant que l'armature plastifie. La seconde pente représente la plastification de la section lié à la pente initiale par un facteur r. Pour la règle bilinaire proposée par Paulay (2001), r=0 et M_n correspond à M_y de loi d'hystérésis de Takeda. Le modèle se décharge par la suite sur la pente K_u modélisant ainsi une dégradation de la rigidité. Une fois que le moment change de signe, la pente change encore à condition que la plastification dans le sens opposé à lieu. L'enveloppe moment-coubure du premier cycle est déterminée en utilisant un logiciel d'analyse tel que RESPONSE (Bentz et Collins, 2000). Cette règle est souvent utilisée par des chercheurs étudiant des murs de cisaillement en béton armé (Harries et al. 1998; Chaallal et Gauthier 2000; Tremblay et al. 2001).

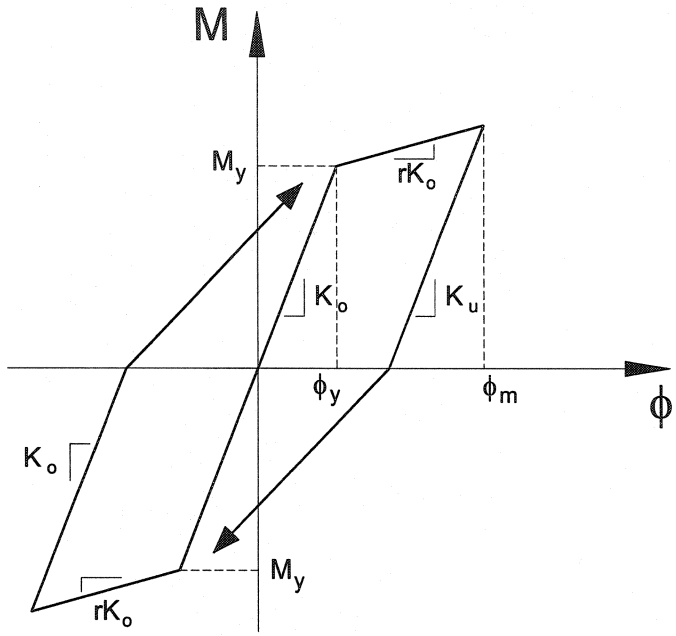


Figure 2.18 Loi d'hystérésis de Takeda modifié bilinéaire.

- **Courbe moment-courbure Trilinéaire**

La réponse d'un mur soumis à plusieurs cycles de séisme dépend principalement du niveau de déformation du béton armé en tension atteint par les cycles précédents. Ainsi, la rigidité en tension du béton fournie par la partie fissurée et l'armature est significative pour la rigidité effective globale d'un mur de refend typique en béton armé. Pour cette raison, Adebar et Ibrahim (2000) proposent un concept de borne supérieure et inférieure pour une courbe moment-courbure idéalisée par une relation trilinéaire, selon le niveau de fissuration atteint dans le mur. Dans le régime élastique, la borne supérieure correspond au mur chargé, mais qui n'a subi aucune fissuration auparavant alors que la borne inférieure correspond au mur qui est rechargé et qui a été sévèrement fissuré précédemment.

La relation trilinéaire moment courbure développée par Adebar et Ibrahim (2000) est illustrée à la figure 2.19. Quatre paramètres doivent être déterminés : la rigidité du béton non fissurée, E_cI_g, représentant la pente de la première droite; la rigidité du béton fissuré de la section lorsque aucune charge axiale agit sur la section, E_cI_{cr}; le moment de flexion définissant l'intersection du premier et deuxième segment de droite, M_l, et; le moment de flexion nominal, M_n. La rigidité brute de la section, E_cI_g, et le moment de flexion nominal, M_n, sont deux paramètres couramment utilisés par les concepteurs. Le moment d'inertie du béton fissuré, I_{cr}, peut être déterminé à partir de la figure 2.20 en fonction du pourcentage d'armature et de la forme géométrique de la section. Le moment "M_l " est déterminé par l'expression suivante :

$$M_l = \beta f_r S_g + P(\frac{S_g}{A_g} + 0.08 l_w) \text{ (N*mm)}$$

[2.32]

où β =1.5 pour la borne supérieure; 0 pour la borne inférieure

f_r =$0.3(f'_c)^{1/2}$; résistance du béton à la fissuration (MPa)

S_g =Module de section brute (I_g/c) de la face tenue du mur (mm^3)

P =Charge axiale en compression du mur (N)

A_g =Aire de la section brute (mm^2)

l_w =Longueur horizontale du mur (mm)

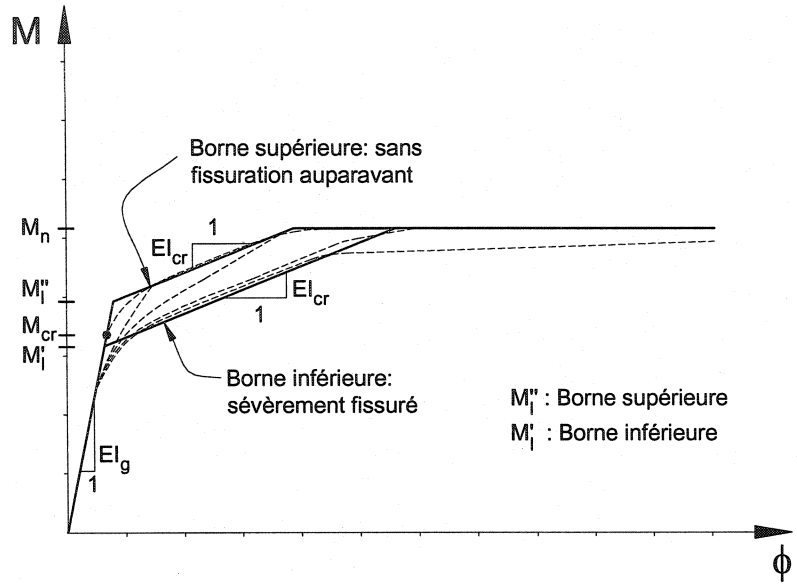
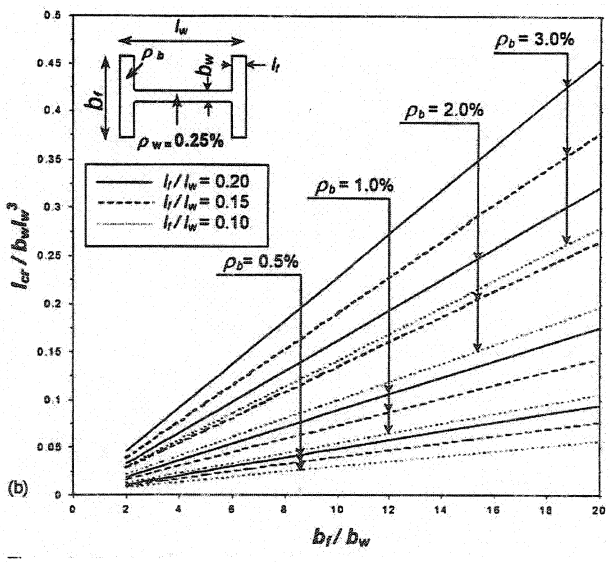


Figure 2.19 Courbe moment-courbure estimée par une relation trilinéaire proposée par Adebar et Ibrahim (2000).

Cette relation trilinéaire moment-courbure a été développée et validée suite à des essais expérimentaux quasi-statique sur un mur de refend en béton armé élancé construit à grande échelle.



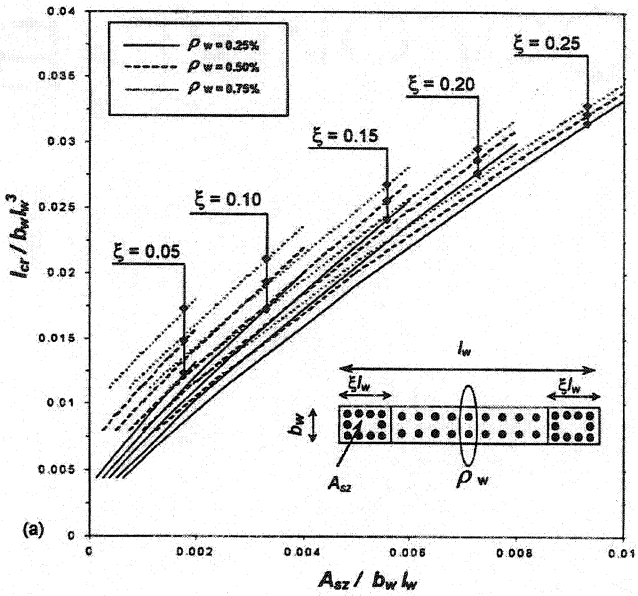


Figure 2.20 Moment d'inertie de la section fissurée: (a) pour des murs rectangulaires et (b) pour des murs avec semelles (adapté d'Adebar et Ibrahim, 2000).

La relation trilinéaire moment-courbure développée par Adebar et Ibrahim peut très bien s'adapter à une loi d'hystérésis trilinéaire Muto (Carr, 2003) qui permet de bien déterminer la réponse moment-courbure de mur de refend en béton armé en considérant au départ une section non fissurée tel que présenté sur la figure 2.21. Cette loi d'hystérésis est souhaitable pour des murs en béton armé puisqu'il réflète un comportement réaliste de chargement et de déchargement en tenant compte de la dégradation de la section. La pente initiale (K_o) correspond à la rigidité brute du mur avant que la section fissure. Après la fissuration, la seconde pente change en tenant compte de la réduction de la rigidité ($E_c I_{cr}$). Cette pente après fissuration est lié à la pente initiale (K_o) par un facteur α. La dernière pente représente la plastification de la section lié à la pente initiale par un facteur r. Cette loi d'hystérésis suit une loi origine-centrale, c'est-à-dire qu'après la fissuration de la section eu lieu, le

modèle revient à l'origine et le modèle redevient bilinéaire avec une rigidité élastique équivalente à la rigidité sécante au point de plastification (K_u). Le modèle se décharge par la suite sur la pente K_u. Une fois que le moment change de signe, la pente change encore à condition que la plastification dans le sens opposé ait eu lieu. L'enveloppe moment-coubure du premier cycle est déterminée en utilisant un logiciel d'analyse tel que RESPONSE (Bentz et Collins, 2000).

La relation trilinéaire moment-courbure développé par Adebar et Ibrahim permet donc de déterminer les paramètres K_o, αK_o et rk_o de la loi d'hystérésis trilinéaire Muto qui correspondent respectivement à EI_g, EI_{cr} et M_n. De même, le moment de flexion nominal (M_n) correspond au moment de plastification (M_y) de la loi d'hystérésis de Muto.

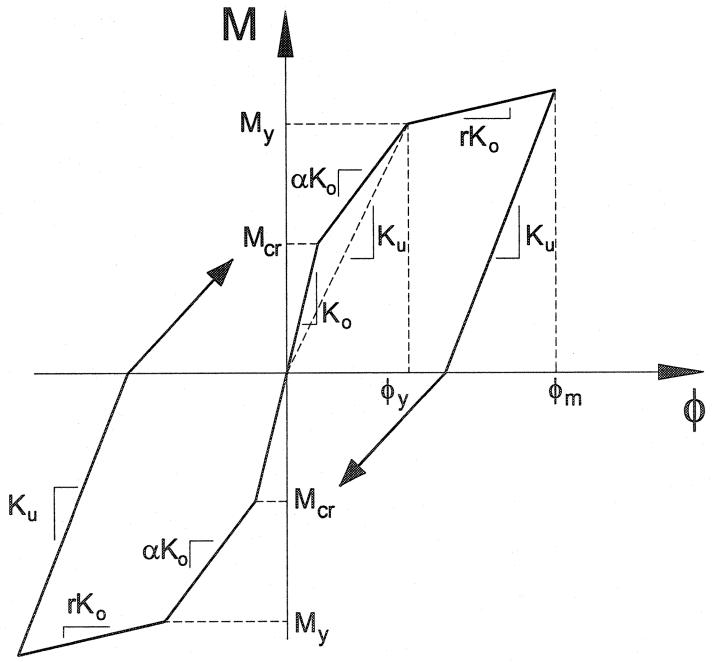


Figure 2.21 Loi d'hystérésis de Muto (Carr, 2003) trilinéaire.

2.7.5 Rigidité en cisaillement (GA)

Les déformations en cisaillement d'un mur sont importantes lorsque celui-ci est trapu plutôt qu'élancé. Pour les murs dont l'élancement H/l est inférieur ou égal à 2, le mur subit essentiellement des déformations en cisaillement alors que les déformations en flexion sont négligeables, tel qu'illustré à la figure 2.22 (Fuentes, 1998).

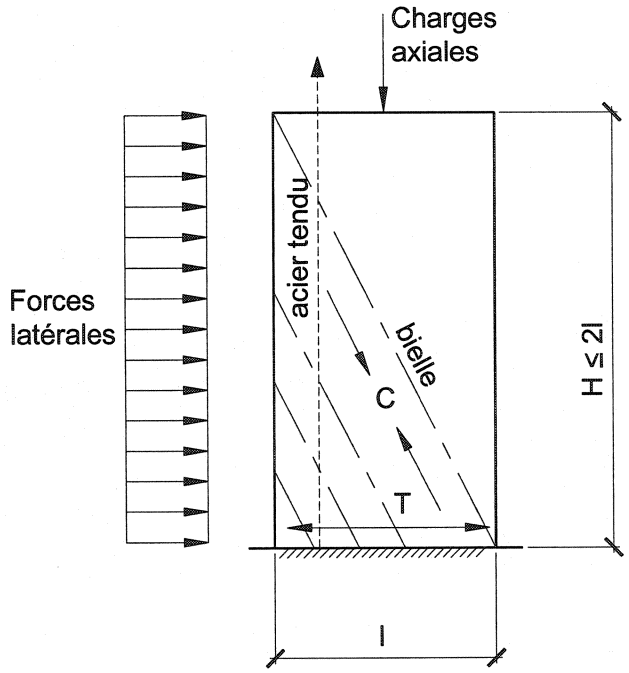


Figure 2.22 Rapport d'élancement pour avoir des déformations en cisaillement seulement : modèle de bielles et tirants. (adapté de Fuentes,1998).

Néanmoins, les déformations en cisaillement et en flexion devraient être prises en compte lorsque $0.2 < H/l < 5$ (Chopra et Goël, 1998). Pour des raisons pratiques, les déformations en flexion peuvent être négligées si $H/l < 0.2$ alors que la contribution du cisaillement peut être négligée lorsque $H/l > 5$. L'erreur encourue est moindre de 2%.

Tout comme la rigidité en flexion (EI), la fissuration du béton armé affecte sa rigidité en cisaillement. Dans les zones fissurées du béton armé, la rigidité GA est définie en évaluant le raccourcissement de la bielle comprimée, d'une part, et l'allongement de l'armature transversale tendue, d'autre part. La chute de rigidité ainsi calculée est d'au moins de 60% dans les zones où les contraintes, dans le béton et l'acier, atteignent l'état limite de service (Fuentes, 1998). Par contre, suites à des essais expérimentaux, Adebar (1998) dénote une détérioration de la rigidité en cisaillement du béton de l'ordre de 90% après que celui-ci soit fissuré tel que :

$$\frac{G_{cr}}{G} \cong 0.10$$

où G_{cr} =Module de cisaillement après fissuration

$G = \dfrac{E}{2(1+\nu)}$ =Module de cisaillement théorique

La section expérimentée avait une résistance en compression f'_c= 40 MPa et un pourcentage d'armature de ρ_x=3% et ρ_y=1%. La rigidité en cisaillement du béton fissuré dépend de plusieurs facteurs comme de la résistance en compression du béton (f_c'), de la quantité d'armature et de la charge axiale appliquée sur le mur.

La nouvelle norme CSA A23.3-04 prend maintenant en compte les pertes de rigidité en cisaillement dues à la fissuration du béton, tel que l'aire effective en cisaillement, A_e, est définie comme suit :

$$A_e = \left(0.6 + \frac{P}{f_c' A_g}\right) A_g \qquad [2.33]$$

où A_g =Aire brute de la section

P = Charge axiale agissant sur le mur

f'_c = Résistance à la compression spécifiée

2.7.6 Effet P-Δ

Lorsque les charges sismiques agissent sur les bâtiments, des déplacements latéraux se produisent. L'action des charges de gravité sur la structure déformée peut mener à une augmentation importante du déplacement latéral et des efforts internes. L'effet du deuxième ordre des chargements verticaux agissant sur une structure déformée est nommé effet P-Δ, où P est la charge verticale agissant sur la structure et Δ est le déplacement latéral par rapport au sol. La figure 2.23 illustre le phénomène des effets P-Δ pour un système à un degré de liberté. Un moment additionnel à la base égale à P-Δ se produit lorsque la charge P se déplace horizontalement de Δ. Le moment total à la base de la structure est donc :

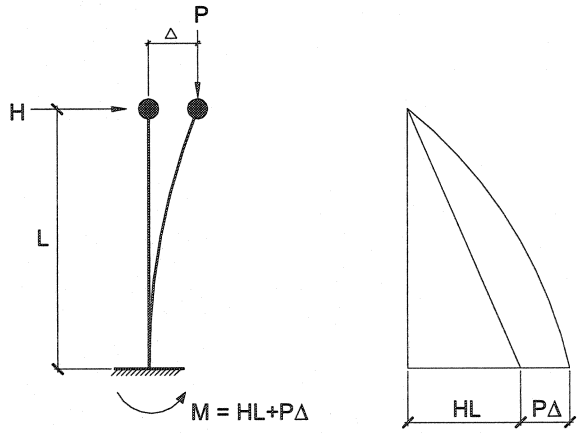
$$M = HL+P\Delta \qquad [2.34]$$

où H =Charge latérale équivalente au sommet de la structure

L =Hauteur de la charge latérale

P =Charge de gravité

Δ =Déplacement latéral



A) Forces et déformations B) Diagramme des moments

Figure 2.23 Effet P-Δ pour un système à un degré de liberté.

Il est important d'étudier ces effets du second ordre, car ils peuvent entraîner une augmentation importante des efforts internes d'un bâtiment et ainsi réduire la résistance de la structure et augmenter les coûts de construction (dimensionnement, fondations, etc.). On doit donc déterminer si ces effets sont négligeables ou non. Dans le CNBC 1990, il n'y avait aucune clause pour la considération des effets P-Δ. Dans le code 1995, les effets P-Δ sont considérés en calculant un facteur de stabilité, θ_x, pour chaque étage x égal à :

$$\theta_x = \frac{P_x \Delta_{mx}}{V_x h_{sx}}$$

[2.35]

où θ_x =Coefficient de stabilité à l'étage x

P_x =Somme des charges axiales supportées par le mur et les colonnes de gravité à l'étage considéré

Δ_{mx} =$\Delta_x R$= Déformation inélastique inter-étage maximum au niveau x

h_{sx} =Hauteur de l'étage à ce niveau

V_x =Effort tranchant à l'étage x

La méthode exige que les forces de cisaillement sismiques à chaque étage soient augmentées d'un facteur (1+θ) pour tenir compte des effets P-Δ conformément à :

$$V_x^* = V_x(1+\theta_x) \qquad [2.36]$$

Cette méthode est donc est indépendante du type de structure considéré et lorsque le coefficient de stabilité θ est inférieur à 0.1, on peut négliger les effets P-Δ. Néanmoins, la conception de la structure doit être révisée lorsque le facteur de stabilité θ est supérieur à 0.4 pour parer à

l'instabilité du bâtiment lors de séismes de grande envergure. La même méthode est proposée pour le CNBC 2005, mais $\Delta_{mx}=R_d\Delta_x$.

- **Tremblay et al. (2001)**

Cette étude porte sur le comportement sismique élastique et inélastique d'un mur de refend ductile en béton armé de 12 étages. L'importance des effets P-Δ, de même que la distribution et la magnitude des efforts tranchants et des moments fléchissants sont étudiés. Le mur à l'étude a été conçu selon le CNBC 1995 et la norme CSA-A23.3-94 calcul des ouvrages en béton. Trois types d'analyses ont été effectuées: (a) analyse statique équivalente du CNBC 1995; (b) analyse modale; (c) analyse dynamique élastique et inélastique dans le temps.

Pour l'analyse dynamique dans le temps, le logiciel Rumauko (Carr, 2003) a été utilisé pour effectué les analyses élastiques et inélastiques. Un coefficient d'amortissement de type Rayleigh et la méthode numérique Newmark (accélération moyenne β=0.25) avec un pas de temps de 0.001s ont été utilisés. Des éléments ayant la possibilité de développer des rotules plastiques aux extrémités ont été utilisé pour le modèle du mur. La règle bi-linéaire modifié d'hystérésis de Takeda et une rigidité effective de 0.7EI sont employées pour modéliser la réponse moment-courbure du mur de refend.

Les résultats démontrent que l'approche du facteur de stabilité présentée dans le CNBC 1995 pour considérer les effets P-Δ semble être très conservatrice puisqu'elle exige une augmentation de la résistance en flexion pouvant atteindre 29% pour le mur étudié. Cependant, les résultats des analyses dynamiques inélastiques indiquent que les effets P-Δ sur les déplacements, la demande en ductilité (déplacement et courbure) et les indices

d'endommagement ont été peu importants pour les murs ayant un déplacement inter-étage limité à 2% tel qu'exigé par le CNBC 1995. Également, la rigidité effective du mur, qui a été variée de 0.5EI à 0.7EI, n'a pas eu une grande influence sur les effets P-Δ, en autant que les déplacements inter-étages sont limités à 2% de h_s.

Les analyses sismiques démontrent aussi que la magnitude et la distribution des efforts internes (effort tranchants et moments) sont différents de ceux obtenus par l'analyse statique équivalente du CNBC 1995. La demande inélastique en flexion du mur n'était pas limitée à la base du mur, comme anticipé lorsque la résistance probable en flexion est supérieure à l'enveloppe des moments présumée lors de la formation d'une rotule plastique. Donc, des rotules plastiques peuvent se produire aux étages supérieurs. D'autre part, une amplification dynamique importante des efforts tranchants causés par l'action des modes supérieurs a été également observée.

Des études antérieures sur les effets P-Δ concorde bien avec les résultats obtenus par Tremblay et al. (2001) . Les effets P-Δ induits par des séismes ont peu d'influence sur les efforts internes et la demande en ductilité en déplacement des murs de refend. (Côté, 1997). Fenwick et al. (1992) ont également démontré que les effets P-Δ sont relativement petits pour les structures contreventées par des murs de refend comparativement à celles contreventées par des cadres.

2.8 Synthèses et conclusions

Dans ce chapitre, une revue de nombreux paramètres pour caractériser et modéliser correctement le comportement sismique des murs de refend a été effectuée. Les points les plus importants de cette revue sont résumés ci-dessous :

- Une probabilité de dépassement des secousses sismiques de 2% dans 50 ans est utilisée dans le CNBC 2005 au lieu de 10% dans 50 ans pour l'édition de 1995. Une période de retour de 2475 ans à la place de 475 ans est donc privilégiée. Ainsi, un spectre de réponse pour chaque ville est calculé dans le CNBC 2005 pour quantifier les forces sismiques au lieu qu'un facteur d'amplification dynamique, S, soit estimé à partir de l'accélération de pointe au sol (PGA) et de la vitesse de pointe au sol (PGV).

- La formule pour calculer la force de cisaillement à la base (V) selon l'analyse statique équivalente du CNBC 2005 ($V=S(T_a)M_vI_EW/R_dR_o$) a été modifiée quelque peu. Entre autres, un nouveau facteur M_v a été introduit pour tenir des modes supérieurs sur les efforts de cisaillement.

- Les modes supérieurs ont une influence sur plusieurs types de structures, particulièrement celles ayant de longues périodes. Les modes supérieurs augmentent les sollicitations en cisaillement et engendrent des rotules plastiques à la base des murs et aux étages supérieurs (Filiatrault et al.,1994).

- Le CNBC 2005 permet maintenant d'utiliser la période fondamentale d'un modèle structural au lieu d'utiliser la formule empirique. Cependant, dans la version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet, il n'y avait aucune limite imposée sur la période fondamentale de vibration T_a pour les murs de refend comparativement aux ossatures résistant aux moments (moment resisting frames) et les ossatures contreventées (braced frames) où la

période du modèle structural est limité à $1.5*T_a$. Ce projet permettra d'évaluer l'impact de cette absence de limite sur les efforts induits d'un mur à partir d'un modèle structural. Une version plus récente du CNBC 2005 limite maintenant la période fondamentale des bâtiments contreventés par des murs de refend à $2T_a$.

- Il est difficile de quantifier les impacts réels des nouveaux changements apportés par le CNBC 2005. Néanmoins, une tendance est marquante : les forces sismiques ont tendance à augmenter pour les structures rigides et à diminuer pour les structures flexibles.

- Habituellement, les périodes estimées par les méthodes analytiques sont plus longues que celles calculées par les méthodes empiriques, puisque les codes sont très conservateurs quant au calcul de la période fondamentale de vibration.

- Le mur dimensionné selon la norme CSA A23.3-04 doit être suffisamment rigide et être assez ductile pour résister à de grands séismes tout en permettant des déplacements inélastiques sans causer de défaillances majeures à la structure. Pour les murs, on assume que les rotules plastiques se produisent à la base. De plus, les murs ductiles en flexion doivent résister à un effort tranchant supérieur à celui développé lors de la formation d'une rotule plastique pour s'assurer que le cisaillement n'entrave le comportement ductile du mur et qu'il ne réduise pas de façon significative la dissipation d'énergie lors de secousses sismiques.

- La revue de la littérature démontre que la distribution des efforts internes dans le noyau d'un bâtiment dépend de certains paramètres du modèle, tel que la rigidité des éléments (noyau, dalles, et mur de fondation périphérique) et des conditions frontières considérées. La condition frontière à la base du noyau (encastrée ou rotulée) est le paramètre qui a la

plus grande influence sur la distribution des efforts internes dans le noyau. La rigidité dans le plan des dalles de stationnement considérée a également une influence majeure sur la distribution des efforts internes dans le noyau. La déformation en cisaillement du noyau est un paramètre également non négligeable, mais de moindre importance que la rigidité des dalles.

- Les résultats démontrent entre autres qu'un plancher rigide et une fondation flexible sous le noyau entraînent de gros efforts tranchants à la base du noyau (Adebar, 1997) alors qu'un plancher rigide et un encastrement des fondations (le noyau et les murs de fondation périphérique) provoquent un très grand effort tranchant vis-à-vis la dalle de sous-sol la plus élevé (El Masri, 2001).

- La rigidité effective recommandée par plusieurs codes et auteurs pour un mur est très variable et elle est parfois contradictoire. Adebar et Ibrahim (2000) proposent une borne supérieure et inférieure pour déterminer la rigidité effective d'un mur de refend en béton armé. La plage entre ces deux bornes couvre la plupart des rigidités effectives des murs de cisaillement en béton armé. Il est conseillé d'utiliser les deux limites pour déterminer le cas le plus critique. La borne supérieure devrait être utilisée pour déterminer les efforts internes alors que la borne inférieure de la rigidité effective devrait être utilisée pour déterminer les déplacements du mur.

- Les paramètres qui influencent le plus la rigidité effective d'un mur est la charge axiale agissant sur le mur (Adebar et Ibrahim, 2000) et la quantité d'armature dans le mur (Humar et Yavari, 2002).

- Les lois d'hystérésis de Takeda modifié (Otani 1974) bilinéaire et trilinéaire Muto (Carr, 2003) permet de modéliser la réponse moment-courbure de mur de refend en béton armé en tenant des paramètres définis par les relations

bilininaire et trilinéaire développé par Paulay (2001) et Adebar et Ibrahim (2000). Ces lois d'hystérésis tient compte de la dégradation de la rigidité de la section.

- Une fissuration du béton armé peut entraîner une détérioration de la rigidité GA variant entre 60 et 90%

- La revue de la littérature démontre que les effets P-Δ ont peut d'influence sur le comportement sismique des structures contreventées par des murs de refend (déplacements, efforts internes et demande en ductilité).

CHAPITRE 3

MODÈLE DU BÂTIMENT ANALYSÉ

3.1 Introduction

Un bâtiment de 8 étages situé à Montréal est utilisé pour étudier le comportement sismique linéaire et non-linéaire des bâtiments contreventés par des murs de refend en béton armé selon le CNBC 2005. Tout d'abord, une description du bâtiment, des murs de refend et des noyaux ainsi que le calcul des charges verticales sont présentés dans ce chapitre. Par la suite, diverses méthodes pour modéliser le bâtiment, les noyaux et les murs sont exposées et une comparaison des résultats obtenus de ces méthodes suit. Enfin, une description et une comparaison de cinq modèles 3D utilisant différentes hypothèses de représentation de la rigidité des éléments du système de résistance aux charges latérales sont présentées. Une synthèse des points importants conclue ce chapitre.

3.2 Description du bâtiment

Un bâtiment de 8 étages avec un sous-sol servant de stationnement intérieur a été sélectionné pour cette étude. Le bâtiment est situé à Montréal, Québec, plus spécifiquement à Pointe-Claire. Le bâtiment a une hauteur de 23.2m à partir du rez-de-chaussée et la hauteur de chaque étage est indiquée au tableau 3.1. Il s'agit d'un immeuble abritant 135 unités de logement dont la structure est en béton armé, conçu selon le Code national du bâtiment 1995 et la norme CSA A23.3-94 *Calcul des ouvrages de béton*. Selon le CNBC 1995, un facteur de sol F=1.3 et un facteur de modification de force R=3.5 ont été considérés pour la conception. Quatre murs de cisaillement et trois noyaux (cage d'ascenseur et d'escalier) stabilisent le bâtiment latéralement et un système de dalle sur poteaux a été utilisé pour les charges de gravité, sauf au

huitième étage où un système de dalle sur poutres a été utilisé. Le bâtiment a une géométrie irrégulière, ce qui suppose que les phénomènes de torsion peuvent être importants. La figure 3.1 présente un étage typique du bâtiment. Pour fins de simplification, les murs et les noyaux sont nommés « mur de refend » et sont numérotés de 1 à 7. Dans les deux directions (nord-sud, est-ouest), le bâtiment a été divisé en baies égales de 7620mm, sauf pour la dernière baie dans la direction est-ouest qui mesure 7214 mm. La superficie des étages est d'environ 2465 m^2. Le stationnement à une superficie beaucoup plus grande, soit environ 8635m^2 puisqu'il s'étend au-delà de la limite du bâtiment (voir en annexe 1 pour le dimensionnement du sous-sol).

Tableau 3.1 Hauteur de chaque étage.

Étage	Hauteur de l'étage, mm
8	2997
7	2997
6	2769
5	2769
4	2769
3	2769
2	2769
Rez-de-chaussée	3378
Sous-sol	4572

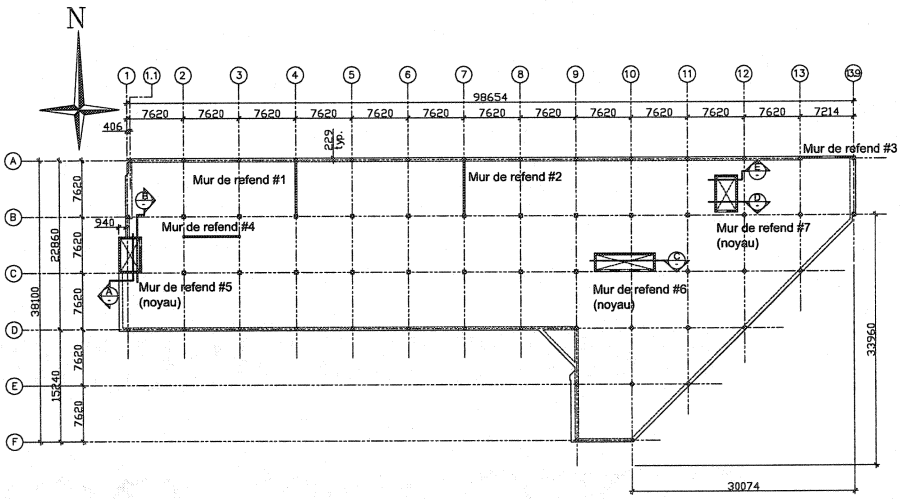


Figure 3.1 Étage typique du bâtiment comportant quatre murs de refend et trois noyaux.

- **Calculs des charges et des combinaisons de charge**

Les charges et les combinaisons de charges ont été déterminées selon le CNBC 2005. Pour la conception de ce bâtiment, une charge vive de 1.9kN/m^2 a été utilisée pour les étages et une charge de neige de 2.27kN/m^2 pour le toit. Une charge morte additionnelle de 0.72 kN/m^2 tel que spécifié sur les plans a été ajoutée à la charge morte réelle pour les étages et la toiture pour tenir compte des éléments architecturaux (isolation, membranes, gravier, finis de plancher, cloisons, etc.) et des services mécaniques.

La charge morte, qui a une influence significative sur la masse du bâtiment, a été calculée en considérant tout le poids de la structure, de la charge morte additionnelle et du parement de briques supporté par les linteaux. Le poids volumique du béton considéré est de 24kN/m^3 et celui de la brique est de 22.5kN/m^3. Les dalles et le parement de briques du bâtiment ont des épaisseurs respectives de 250mm et de 90mm. Le tableau 3.2 ci-dessous présente la charge morte du bâtiment par étage.

Tableau 3.2 Charge permanent du bâtiment (en kN et en kN/m^2).

Étage	kN (poids propre)	charge morte kN/m^2
Toit	29805	12,09
8	21145	8,58
7	21145	8,58
6	21145	8,58
5	21145	8,58
4	21145	8,58
3	21145	8,58
2	21145	8,58
Rez-de-chaussée	23953	9,72
Sous-sol	0	0,00

La charge axiale reprise par chaque mur est calculée en considérant 100% de la charge morte et 50% de la charge vive pour les étages, tel que spécifié selon le CNBC 2005 (D+0.5L). Pour le toit, 100% de la charge morte et 25% de la charge vive (neige) doit être considéré (D+0.25L). Un facteur de

réduction $F_r=0.3+(9.8/A)^{1/2}$ est utilisé pour la charge vive où A est l'aire tributaire en mètre carré de l'élément considéré. Ce facteur ne s'applique pas pour la charge de neige. Les aires tributaires de chaque mur sont présentées en annexe 1. Le tableau 3.3 présente les charges axiales agissant sur le mur de refend #1 alors que le tableau 3.4 ne présente que les charges axiales au centre de masse du bâtiment stabilisées par l'ensemble des murs de refend. Les calculs détaillés des charges axiales des murs de refend sont présentés en annexe 1.

Tableau 3.3 Charge axiale, P, agissant sur le mur de refend #1.

	Charge vive P_L (kN)	Charge morte P_D (kN)	Combinaison de charge $P=P_D+0.5P_L$ (kN)
Toit	-201	-604	-655*
8	-308	-1356	-1459
7	-382	-2107	-2298
6	-450	-2847	-3072
5	-516	-3586	-3844
4	-579	-4325	-4615
3	-642	-5065	-5385
2	-703	-5804	-6156
R-d-c	-764	-6576	-6958

*: combinaison $P_D+0,25P_L$ pour la charge de neige selon CNBC 2005

Tableau 3.4 Charge axiale, P, au centre de masse du bâtiment stabilisé par l'ensemble des murs de refend du bâtiment.

	Charge vive P_L (kN)	Charge morte P_D (kN)	Combinaison de charge $P=P_D+0.5P_L$ (kN)
Toit	-4531	-24134	-25267*
8	-5935	-41261	-43096
7	-7183	-58389	-61980
6	-8405	-75516	-79718
5	-9614	-92643	-97450
4	-10815	-109770	-115178
3	-12009	-126898	-132902
2	-13199	-144025	-150625
R-d-c	-14386	-163428	-170621

*: combinaison $P_D+0,25P_L$ pour la charge de neige selon CNBC 2005

3.3 Description des murs de refend

Le bâtiment contient quatre murs de cisaillement et trois noyaux qui le stabilisent latéralement. Deux des murs de cisaillement contreventent le bâtiment selon l'axe est-ouest (sens de la longueur du bâtiment) et les deux autres selon l'axe nord-sud (sens de la largeur du bâtiment). La résistance en compression du béton utilisé est de f'_c=30MPa pour les murs de refend ainsi que les noyaux et la limite élastique de l'acier d'armature est de f_y=400MPa. Également, le module de cisaillement du béton et le coefficient de Poisson utilisé pour ce bâtiment sont respectivement 10270 MPa et de 0.2. La figure 3.2 présente les élévations ainsi que les coupes des murs de refend et des noyaux du bâtiment.

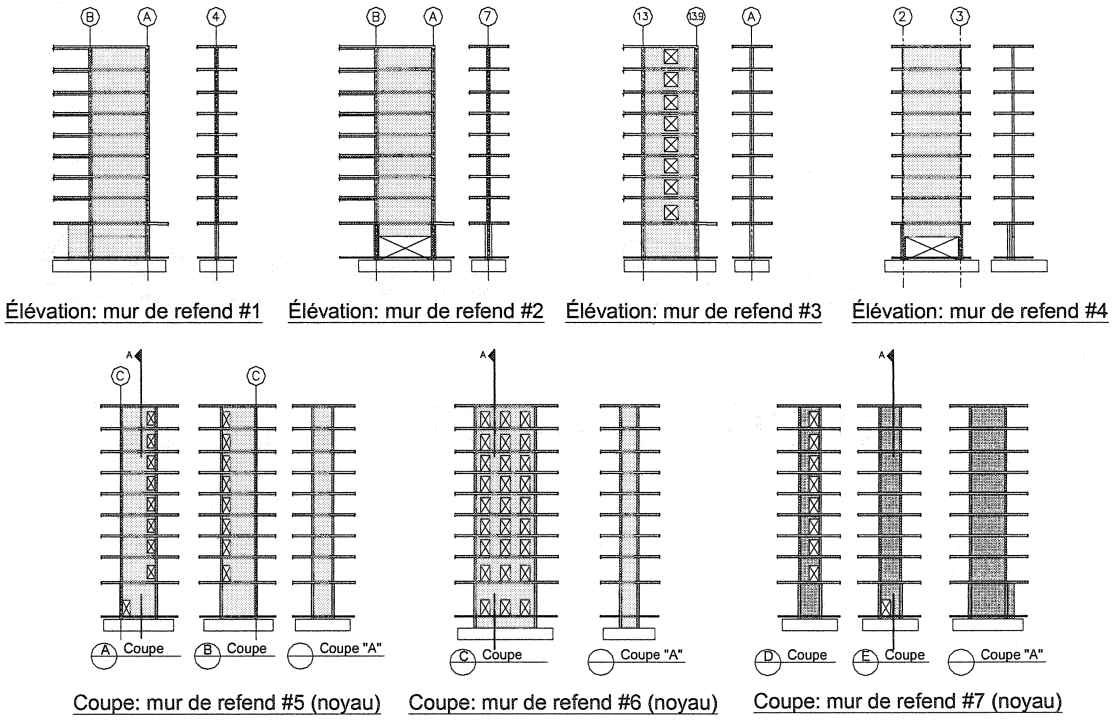


Figure 3.2 Élévations et coupes des murs de refend et des noyaux du bâtiment (les coupes se réfèrent à la figure 3.1).

Les tableaux 3.5 et 3.6 présentent respectivement les moments d'inertie et les aires en cisaillement des murs de refend et des noyaux pour chaque étage. L'aire en cisaillement est égale à 5/6 de l'aire brute pour les murs (A_s=5/6*A) et à l'aire brute des âmes pour les noyaux (A_s=2td où t est l'épaisseur des murs du noyau et d est la longueur du noyau parallèle à l'application de la charge). Deux valeurs de moments d'inertie et d'aire en cisaillement sont possibles lorsqu'il y a des ouvertures ou un changement de géométrie sur la hauteur d'un même étage. L'aire des murs et les constantes de torsion de St-Venant (J) sont présentées en annexe 1.

Tableau 3.5 Moment d'inertie brute (I_g) des murs de refend et des noyaux du bâtiment.

	Mur #1(mm^4)		Mur #2(mm^4)		Mur #3(mm^4)		Mur #4(mm^4)	
	axe fort ($x10^{13}mm^4$)	axe faible ($x10^{10}mm^4$)	axe fort ($x10^{13}mm^4$)	axe faible ($x10^{10}mm^4$)	axe fort ($x10^{13}mm^4$)	axe faible ($x10^{10}mm^4$)	axe fort ($x10^{13}mm^4$)	axe faible ($x10^{10}mm^4$)
Sous-sol	3,58** 3,97**	3,28** 6,68**	1,35* 2,08	5,32* 6,28	1,31 -	2,86 -	1,35* 2,14	5,32* 16,4
R-d-c	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -
étage 2	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -
étage 3	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -
étage 4	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -
étage 5	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -
étage 6	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -
étage 7	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -
étage 8	1,39 -	1,71 -	1,39 -	1,71 -	1,18* 1,20	1,83* 2,08	1,03 -	1,08 -

* : Moment d'inertie calculé en considérant les ouvertures

** : Changement de section à l'étage

Tableau 3.5 Moment d'inertie brute (I_g) des murs de refend et des noyaux du bâtiment (suite).

	Mur de refend #5 (noyau) ($x10^{13}mm^4$)		Mur de refend #6 (noyau) ($x10^{13}mm^4$)		Mur de refend #7(noyau) ($x10^{13}mm^4$)	
	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible
Sous-sol	1,41* 1,49	0,64* 0,70	4,54* 5,09	0,59* 0,75	2,23* 2,49	0,99* 1,01
R-d-c	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57
étage 2	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57
étage 3	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57
étage 4	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57
étage 5	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57
étage 6	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57
étage 7	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57
étage 8	1,04* 1,20	0,44* 0,56	3,67* 4,13	0,46* 0,59	1,08* 1,26	0,55* 0,57

Tableau 3.6 Aire en cisaillement des murs de refend et des noyaux du bâtiment (les murs de refend : A_s=A*5/6 et les noyaux : A_s=2td).

	Mur de Refend #1 ($x10^6mm^2$)	Mur de refend #2 ($x10^6mm^2$)	Mur de refend #3 ($x10^6mm^2$)	Mur de refend #4 ($x10^6mm^2$)
Sous-sol	2,51** 3,26**	0,77* 2,26	1,85 -	0,77* 2,30
R-d-c	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -
étage 2	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -
étage 3	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -
étage 4	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -
étage 5	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -
étage 6	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -
étage 7	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -
étage 8	1,86 -	1,86 -	1,39* 1,78	1,67 -

Tableau 3.6 Aire en cisaillement des murs de refend et des noyaux du bâtiment (les murs de refend : A_s=A*5/6 et les noyaux : A_s=2td) (suite).

	Mur de refend #5 (noyau) ($x10^6mm^2$)		Mur de refend #6 (noyau) ($x10^6mm^2$)		Mur de refend #7 (noyau) ($x10^6mm^2$)	
	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible
Sous-sol	2,74* 3,05	1,92* 1,92	3,97* 5,14	1,61* 1,61	4,34* 4,34	1,86* 2,31
R-d-c	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55
étage 2	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55
étage 3	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55
étage 4	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55
étage 5	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55
étage 6	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55
étage 7	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55
étage 8	1,97* 2,49	1,55* 1,55	3,26* 4,23	1,29* 1,29	2,54* 2,54	1,23* 1,55

* : Aire en cisaillement calculé en considérant les ouvertures

** : Changement de section à l'étage

3.4 Modélisation des noyaux et des murs

Tous les noyaux du bâtiment et un mur de refend (#3) comportent des ouvertures à intervalle régulier. Il devient alors difficile de modéliser un noyau ou un mur de refend en considérant la théorie des poutres (éléments de poutre). Cependant, Stafford-Smith (1984) propose une méthode pour modéliser les noyaux avec des ouvertures en utilisant cette théorie. Cette méthode consiste à découper le noyau en modules et de modéliser ceux-ci par des modules équivalents en utilisant des éléments de poutre. Le modèle avec des modules équivalents doit avoir le même comportement en flexion, en cisaillement, en traction et en compression que le noyau ou le mur. La figure 3.3 illustre la méthode proposée par Stafford-Smith. Cette méthode a été

utilisée comme première approche, mais elle a été abandonnée par la suite puisqu'elle est longue à utiliser et qu'elle donne également des résultats légèrement moins précis que ceux fournis par les éléments finis (1 à 2% de différence).

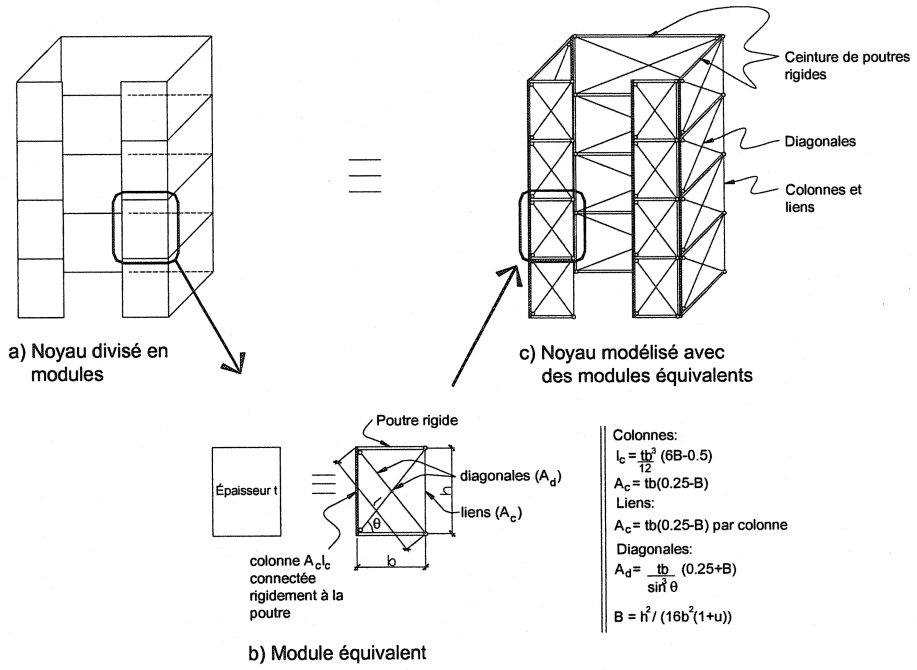


Figure 3.3 Méthode de Stafford-Smith (1984) pour modéliser un noyau avec des éléments de poutre.

Afin de simplifier la modélisation du bâtiment en 3D et les analyses non-linéaires du bâtiment, chacun des murs de refend ou des noyaux avec des ouvertures est modélisé par des éléments de poutre ayant approximativement la même rigidité qu'un modèle d'éléments finis. Les rigidités considérées sont la rigidité en torsion (J), les rigidités flexionnelles et en cisaillement dans les directions x et y (EI, GA_s). La figure 3.4 illustre les différentes approches utilisées pour modéliser les noyaux et le mur de refend #3. L'objectif de modéliser les noyaux et les murs avec des ouvertures par des éléments de poutre équivalent par l'intermédiaire d'éléments finis est de simplifier les modèles linéaires 3D et surtout les analyses non-linéaires 3D.

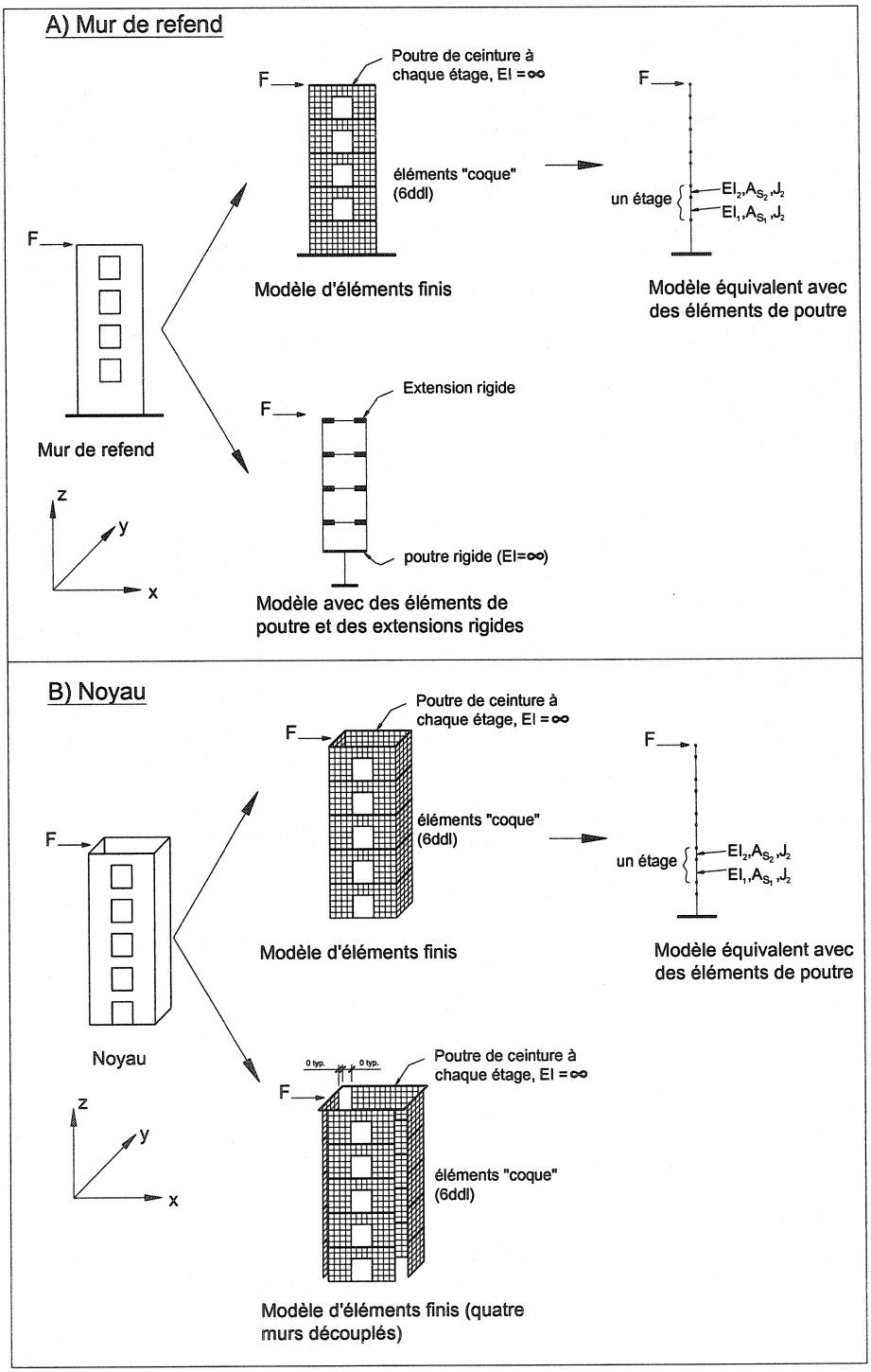


Figure 3.4 Différentes méthodes pour modéliser les murs de refend et les noyaux de bâtiments.

Le mur de refend #3 peut être modélisé par des éléments de poutres avec des extensions rigides ou par une poutre encastrée équivalente calibrée à partir d'un modèle d'éléments finis tel qu'illustré à la figure 3.4. Le modèle avec les extensions rigides (modèle mur3ex) donne un pourcentage d'erreur inférieur à 10% dans l'axe fort du mur comparativement à un modèle d'élément finis (modèle mur3). Le détail des résultats est présenté en annexe 2. La méthode pour calibrer un modèle équivalent avec des éléments de poutre à partir d'un modèle d'éléments finis est présentée à la prochaine section.

Les noyaux sont modélisés également avec des poutres encastrées équivalentes, calibrés à partir d'un modèle d'éléments finis. De plus, le modèle d'éléments finis avec murs couplés (modèle mur5, mur6 et mur7) a été comparé avec un modèle d'élément finis semblables, mais avec des murs découplés (modèle mur5decou, mur6decou et mur7decou). Les résultats démontrent que les écarts sont faibles entre les flèches obtenus des deux modèles d'éléments finis pour les étages supérieurs, soit moins de 10% jusqu'au cinquième étage dans les deux directions (x et y). Dans certains cas, on obtient un écart d'erreur de moins de 10% pour un plus grand nombre d'étages. Pour les étages inférieurs et les déplacements en rotation, les écarts obtenus entre les deux modèles sont élevés (de 11% à 49% pour les déplacements et de 35% à 108% pour les rotations). Les résultats de ces analyses sont présentés en annexe 2.

Cette approche de découpler les murs par un modèle d'éléments finis a été étudiée dans le but simplifier les analyses 3D non-linéaires. Pour bien déterminer le comportement non-linéaire d'un mur de refend, une enveloppe de rupture (P-M) et une courbe d'hystérésis doivent être déterminées. Or, bien souvent, la plupart des logiciels d'analyse de structure sont limités à des courbes d'hystérésis 2D et des enveloppes de rupture uni-axiales (P-M). Pour

ces raisons, le système orthogonal de résistance aux forces latérales du bâtiment a été découplé. De plus, le CNBC 2005 demande que le bâtiment soit analysé dans les deux directions principales orthogonales du bâtiment de façon indépendante. Cette approche peut donc être appliquée selon le CNBC 2005.

Pour les modèles linéaires 3D, le modèle équivalent avec des éléments de poutre a été retenu pour les noyaux et le mur de refend #3.

- **Méthodologie pour réaliser et calibrer le modèle équivalent avec des éléments de poutre.**

La méthode pour effectuer et calibrer le modèle équivalent avec des éléments de poutre par l'intermédiaire d'un modèle d'éléments finis peut se résumer par les étapes suivantes :

1) Construire un modèle d'éléments finis du mur ou du noyau en considérant les ouvertures et en utilisant un maillage inférieur à 1m x 1m. Utiliser des éléments « coque» avec 6 degrés de liberté à chaque nœud. Définir adéquatement le module d'élasticité (E=24648MPa), le coefficient de Poisson (ν=0.2) et l'épaisseur du mur. La section brute des murs est considérée pour la calibration. Ceinturer le mur de refend vis-à-vis chaque plancher pour simuler l'effet de diaphragme rigide avec des poutres de très grande rigidité dans les deux axes (A, I_{22} et $I_{33}=\infty$). Encastrer le mur ou le noyau à la base.

2) Appliquer séparément une charge au sommet du mur de refend dans la direction x et y, et un moment de torsion. Une charge de 100kN et un

moment de 100kN-m ont été utilisés dans ce projet. Noter les déplacements et les rotations de chaque étage pour chacun des cas.

3) Pour construire le modèle équivalent avec des éléments de poutre, calculer les moments d'inertie (I) ainsi que l'aire en cisaillement (A_s=5/6*A pour les murs de refend ou A_s=2td pour les noyaux) dans les deux directions pour chaque section où il y a changement de géométrie (présence d'ouverture). Calculer également la constante de torsion de St-Venant « J » en négligeant les ouvertures, soit $J = \frac{4A_o^2}{\oint \frac{d_s}{t}}$ pour les noyaux. Définir adéquatement le module d'élasticité (E=24648MPa), le coefficient de Poisson (ν=0.2) et le module de cisaillement (G=E/(1+ν)). Comme précédemment, utiliser la section brute des murs. Développer le modèle en entrant adéquatement les propriétés calculées du noyau ou du mur et en négligeant les déformations axiales (A=∞).

4) Appliquer les mêmes charges au sommet du modèle équivalent dans la direction x et y, et un moment de torsion, successivement. Noter les déplacements et les rotations de chaque étage pour chacun des cas. Calibrer dans chaque direction en multipliant tous les moments d'inertie et toutes les aires en cisaillement agissant dans la direction concernée par un même facteur α_1 de façon à ce que la flèche au sommet du modèle équivalent soit la même que la flèche au sommet du modèle d'éléments finis. De même, pour la torsion, calibrer en multipliant toutes les constantes de torsion de St-Venant par un même facteur α_2 de façon à ce que la rotation au sommet du modèle équivalent soit la même que la rotation au sommet du modèle d'éléments finis.

5) En procédant ainsi, on se rend compte que le pourcentage d'erreur des flèches ou des rotations entre les deux modèles est nul au sommet et grand aux étages inférieurs. Pour réduire le pourcentage d'erreur aux étages inférieurs, on doit calibrer les propriétés mécaniques des éléments représentant le rez-de-chaussée. Pour ce faire, on calcule un facteur α_3, soit le rapport de la flèche au rez-de-chaussée du modèle équivalent sur la flèche au rez-de-chaussée du modèle d'éléments finis dans une direction donnée et ainsi qu'un facteur α_4, soit le rapport de la rotation au rez-de-chaussée du modèle équivalent sur la rotation au rez-de-chaussée du modèle d'éléments finis.

6) Finalement, on calibre de nouveau le modèle équivalent en multipliant les moments d'inertie et les aires en cisaillement du rez-de-chaussée agissant dans une direction par le facteur α_3 correspondant. Pour les rotations, les constantes de torsion de St-Venant au rez-de-chaussée du modèle équivalent doivent être multipliées par le facteur α_4, obtenu par le rapport des rotations du rez-de-chaussée des deux modèles.

- **Résultats de calcul d'un noyau**

Le tableau 3.7 présente les résultats pour le mur de refend #5 (noyau), soient les écarts des flèches (axe fort du mur) et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent, calibré seulement avec les facteurs α_1 et α_2. Les écarts sont relativement faibles, exceptés pour les rotations aux étages inférieures.

Tableau 3.7 Écart relatif des flèches et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent, calibré avec les facteurs α_1 et α_2.

Déplacement en x, en mm (axe fort du mur)			
Étage	Déplacement en x : modèle d'éléments finis (mm)	Déplacement en x : modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm)	% d'écart relatif
Toit	2,740	2,740	0,00%
8	2,300	2,298	0,09%
7	1,870	1,866	0,21%
6	1,490	1,486	0,27%
5	1,140	1,132	0,70%
4	0,823	0,813	1,22%
3	0,546	0,536	1,77%
2	0,319	0,311	2,57%
Rez-de-chaussée	0,121	0,117	3,47%
Sous-sol	0,000	0,000	0,00%
Rotation θ, en radian			
Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad)	% d'écart relatif
Toit	0,00002895	0,00002895	0,00%
8	0,00002570	0,00002576	0,23%
7	0,00002241	0,00002257	0,71%
6	0,00001941	0,00001962	1,08%
5	0,00001641	0,00001668	1,65%
4	0,00001340	0,00001373	2,46%
3	0,00001040	0,00001078	3,65%
2	0,00000741	0,00000784	5,71%
Rez-de-chaussée	0,00000384	0,00000424	10,53%
Sous-sol	0,00000000	0,00000000	0,00%

Cependant, les écarts des flèches aux étages inférieurs peuvent être réduits en multipliant les moments d'inertie et les aires en cisaillement du rez-de-chaussée du modèle équivalent par le facteur α_3 (0.117/0.121=0. 965). Pour les rotations, les constantes de torsion de St-Venant au rez-de-chaussée du modèle équivalent sont multipliées par le facteur α_4 (0.00000424/0.00000384=1.105). Le tableau 3.8 présente les résultats finaux du modèle équivalent après avoir calibré le rez-de-chaussée par les facteurs α_3 et α_4 correspondants.

Tableau 3.8 Écart relatif des flèches et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent, calibré avec tous les facteurs (α_1 à α_4).

Déplacement en x, en mm (axe fort du mur)			
Étage	Déplacement en x : modèle d'éléments finis (mm)	Déplacement en x : modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm)	% d'écart relatif
Toit	2,740	2,776	**1,31%**
8	2,300	2,330	**1,30%**
7	1,870	1,894	**1,28%**
6	1,490	1,510	**1,34%**
5	1,140	1,152	**1,05%**
4	0,823	0,829	**0,77%**
3	0,546	0,549	**0,54%**
2	0,319	0,320	**0,19%**
Rez-de-chaussée	0,121	0,121	**0,00%**
Sous-sol	0,0000	0	**0,00%**
Rotation θ, en radians			
Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad)	% d'écart relatif
Toit	0,00002895	0,00002855	**1,38%**
8	0,00002570	0,00002536	**1,32%**
7	0,00002241	0,00002217	**1,07%**
6	0,00001941	0,00001922	**0,98%**
5	0,00001641	0,00001627	**0,85%**
4	0,00001340	0,00001333	**0,50%**
3	0,00001040	0,00001038	**0,19%**
2	0,00000741	0,00000743	**0,26%**
Rez-de-chaussée	0,00000384	0,00000384	**0,00%**
Sous-sol	0	0	**0,00%**

Cette méthode permet dans ce cas-ci d'avoir des écarts relatifs inférieurs à 2% entre le modèle d'élément finis du noyau avec ouverture et le modèle avec des poutres équivalentes. La multiplication par les facteurs α_3 et α_4 permet pour tous les murs de refend d'avoir des écarts relatifs petits et uniformes pour tous les étages.

- **Résultats de tous les murs de refend**

Le tableau 3.9 présente une synthèse des écarts relatifs des flèches et des rotations entre les modèles d'éléments finis et les modèles équivalents calibrés selon la méthode présentée précédemment (facteurs α_1 à α_4) de tous les murs de refend possédant des ouvertures. Les valeurs numériques des facteurs alpha (α_1 à α_4) utilisées pour les murs de refend de ce projet sont présentées au tableau 3.10. Le détail des résultats est présenté en annexe 2.

Cette méthode permet d'obtenir un pourcentage d'erreur de moins de 7% pour les flèches et de moins de 4% pour les rotations pour le mur de refend #6 (longueur/largeur=3.53). On remarque également que pour les noyaux de sections plus carrées, soient les murs de refend #5 (longueur/largeur=1.66) et #7 (longueur/largeur=1.70), les pourcentages d'erreur sont moins de 4% pour les flèches et inférieur à 2% seulement pour les rotations. Pour le mur plat #3, les pourcentages d'erreur des flèches dans l'axe fort du mur sont faibles (moins de 0.55%), mais sont plus élevés dans l'axe faible du mur et ainsi qu'en rotation (moins de 6%). Il est démontré que les éléments plaques sont inadéquats pour modéliser une poutre encastrée soumise à de la torsion (Wilson, 2001). Si des éléments coques sont utilisés comme ce cas-ci, cela a le même effet que des éléments plaques, puisque les degrés de liberté ajoutés par les éléments coques ne sont pas sollicités. Ainsi, le mur de refend #3 a un comportement moins bon en torsion comparativement aux noyaux.

Tableau 3.9 Synthèse des écarts relatifs des flèches et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent des murs de refend avec ouvertures.

	Étage	Déplacement en x (% d'écart relatif)	Déplacement en y (% d'écart relatif)	Rotation θ (% d'écart relatif)
Mur de refend #5 (noyau)	Toit	1,31%	2,41%	1,38%
	8	1,30%	1,77%	1,32%
	7	1,28%	2,25%	1,07%
	6	1,34%	2,34%	0,98%
	5	1,05%	2,18%	0,85%
	4	0,77%	2,08%	0,50%
	3	0,54%	1,53%	0,19%
	2	0,19%	1,22%	0,26%
	Rez-de-chaussée	0,00%	0,00%	0,00%
	Sous-sol	0,00%	0,00%	0,00%
Mur de refend #6 (noyau)	Étage	Déplacement en x (% d'écart relatif)	Déplacement en y (% d'écart relatif)	Rotation θ (% d'écart relatif)
	Toit	5,27%	6,74%	3,80%
	8	5,12%	6,61%	3,47%
	7	4,84%	6,27%	2,98%
	6	4,49%	5,89%	2,41%
	5	4,06%	5,68%	1,68%
	4	3,49%	4,68%	0,61%
	3	2,77%	3,53%	0,79%
	2	1,79%	2,62%	2,32%
	Rez-de-chaussée	0,00%	0,00%	0,00%
	Sous-sol	0,00%	0,00%	0,00%
Mur de refend #7 (noyau)	Étage	Déplacement en x (% d'écart relatif)	Déplacement en y (% d'écart relatif)	Rotation θ (% d'écart relatif)
	Toit	0,48%	3,85%	0,57%
	8	0,32%	3,72%	0,52%
	7	0,40%	3,55%	0,46%
	6	0,25%	3,40%	0,32%
	5	0,32%	3,17%	0,19%
	4	0,28%	2,81%	0,00%
	3	0,26%	2,62%	0,34%
	2	0,21%	2,26%	0,91%
	Rez-de-chaussée	0,00%	0,00%	0,00%
	Sous-sol	0,00%	0,00%	0,00%

Tableau 3.9 Synthèse des écarts relatifs des flèches et des rotations entre le modèle d'éléments finis et le modèle équivalent des murs de refend avec ouvertures (suite).

	Étage	Déplacement en x (% d'écart relatif)	Déplacement en y (% d'écart relatif)	Rotation θ (% d'écart relatif)
Mur de refend #3	Toit	1,03%	5,63%	5,09%
	8	0,65%	5,40%	4,93%
	7	0,69%	5,08%	4,46%
	6	0,59%	4,68%	4,25%
	5	0,08%	4,16%	3,59%
	4	0,27%	3,45%	2,55%
	3	0,65%	2,48%	1,61%
	2	0,88%	1,19%	0,36%
	Rez-de-chaussée	0,00%	0,00%	0,00%
	Sous-sol	0,00%	0,00%	0,00%

Tableau 3.10 Facteurs alpha (α_1 à α_4) utilisés pour les murs de refend.

	α_1		α_2	α_3		α_4
	Déplacement en x	Déplacement en y	Rotation θ	Déplacement en x	Déplacement en y	Rotation θ
Mur de refend #5 (noyau)	0.963	0.687	1.291	0.975	0.861	1.465
Mur de refend #6 (noyau)	0.943	0.944	0.795	0.965	0.937	1.105
Mur de refend #7 (noyau)	0.999	1.086	0.572	0.882	0.848	1.277
Mur de refend #3	0.961	0.95	0.773	0.983	0.886	1.048

Enfin, raffiner le maillage d'un modèle d'éléments finis a peu d'influence lorsque le maillage d'un mur est déjà inférieur à 1m x 1m (maille maximum utilisée : 0.695m x 0.508m). Un exemple est présenté en annexe 2 pour le mur de refend #5 (noyau). Dans ce cas-ci, la taille des mailles a été diminuée de moitié (maille maximum utilisée : 0.2475m x 0.254m). L'écart relatif des flèches entre le modèle d'éléments finis grossier (maille maximum 0.695m x 0.508m)

et le modèle d'éléments finis raffiné (maille maximum 0.2475m x 0.254m) est inférieur à 1% alors que pour les rotations, l'écart relatif est inférieur à 2%.

3.5 Hypothèses de calcul pour les modèles 3D utilisés

Puisqu'il devient presque impossible et fastidieux de tenir compte de tous les aspects structuraux et non-structuraux d'un bâtiment dans un modèle mathématique, il est nécessaire d'énoncer des hypothèses de calculs pour un modèle 3D de base qui servira de référence (modèle A) et avec lequel l'effet de différents paramètres pourront être comparés avec l'aide du logiciel SAP2000. Les principales hypothèses considérées pour le modèle 3D de base sont les suivantes :

- Le matériau et les composants de la structure ont un comportement linéaire élastique (cette hypothèse sera revue pour les analyses sismiques non linéaires).
- Les composantes structurales secondaires (poteaux de gravité, poutres, dalle sur sol) et les composantes non-structurales sont négligées. Cependant, l'effet global des poteaux de gravité est pris en compte pour les effets P-Δ en introduisant un poteau fictif rotulé au centre de masse qui reprend les charges de gravité stabilisées par l'ensemble des murs de refend du bâtiment. Pour certains modèles 3D complémentaires (modèles C et D), les poteaux du bâtiment sont modélisés pour évaluer leur influence sur le comportement structural de la structure.
- Les dalles sont considérées rigides dans leur plan. Ceci implique que les nœuds des éléments structuraux reliés à la dalle sont forcés de suivre un champ de déplacement spécifique dans le plan de la dalle défini par le mouvement d'un nœud maître, situé au centre de masse de chaque dalle. Lorsque l'hypothèse d'un diaphragme rigide est utilisée, aucune redistribution des moments d'un élément vertical (mur de refend ou poteau) à la dalle n'est effectuée lorsque ceux-ci s'interceptent.

- Les faibles rigidités de certains éléments structuraux sont négligées. Ainsi, la rigidité en flexion hors plan des dalles a été ignorée dans le modèle de référence (modèle A) puisque l'hypothèse d'un diaphragme rigide est utilisée. Dans certains modèles complémentaires (modèles C et D), la rigidité en cisaillement des poteaux a été également ignorée.
- Comme première approximation, les effets de la fissuration du béton sont considérés pour les murs (de refend et de fondation) et les poteaux du bâtiment (modèles C et D) en réduisant le moment d'inertie brute de ces éléments à 0.7 de leurs valeurs.
- Les déformations qui sont relativement faibles et qui ont peu d'influence sont modélisées en introduisant une aire très grande aux sections. Par exemple, les déformations axiales des murs de refend et des poteaux du bâtiment (modèles C et D). Cependant, les degrés de liberté axiaux des murs de refend et du poteau fictif au centre de masse doivent être libres afin d'appliquer les charges axiales sur ces éléments à chaque niveau et ainsi tenir compte des effets P-Δ.
- La charge morte est considérée uniforme sur chaque plancher permettant ainsi de positionner facilement le centre de gravité à chaque niveau.

Un second modèle 3D (modèle E) a été modélisé dans le logiciel ETABS dans le but principal de vérifier l'influence d'un diaphragme flexible sur le comportement structural du bâtiment. Les principales hypothèses considérées pour ce modèle 3D sont les mêmes que celles énoncées précédemment, sauf que :

- Les poteaux de gravité du bâtiment sont modélisés.
- Les dalles sont considérées flexibles dans leur plan. En fait, les dalles et les murs de refend (noyaux et murs) ont été modélisé avec des éléments finis de type « coque », permettant ainsi une flexion hors plan de la dalle et une redistribution des moments entre les éléments verticaux (murs et poteaux de

gravité) et la dalle. Seul au rez-de-chaussée l'hypothèse d'un diaphragme rigide a été conservée.

- Les effets de la fissuration du béton sont négligés pour les éléments horizontaux (dalles). Le moment d'inertie brute est utilisé (100% de EI).
- Pour tenir compte des effets P-Δ, le poids propre des murs de refend, des noyaux et des dalles sont pris en compte dans le modèle. De plus, la charge vive et la charge morte additionnelle spécifiées sur les plans (0.72 kN/m^2) ont été distribué uniformément sur les dalles de plancher. Puis, les effets P-Δ ont été activés dans le logiciel sous la combinaison D+0.5L.

3.6 Description des modèles 3D utilisés

Pour représenter le bâtiment à l'étude, cinq modèles sont considérés pour analyser le comportement sismique linéaire du bâtiment. Les quatre premiers modèles ont été modélisés avec des diaphragmes rigides (SAP2000) alors que le dernier a été modélisé avec un diaphragme flexible (ETABS). Ainsi, les hypothèses de calculs mentionnées à la section 3.5 sont respectées, dépendant du modèle considéré :

1- Dans un premier temps, le modèle **A (diaphragme rigide)** est construit en négligeant les ouvertures (portes et fenêtres) des murs de refend.

2- Le modèle **B (diaphragme rigide)** tient compte des ouvertures dans les murs de refend en utilisant une représentation des éléments de contreventement par des poutres équivalentes et la méthode de calibration décrite précédemment par l'intermédiaire des éléments finis.

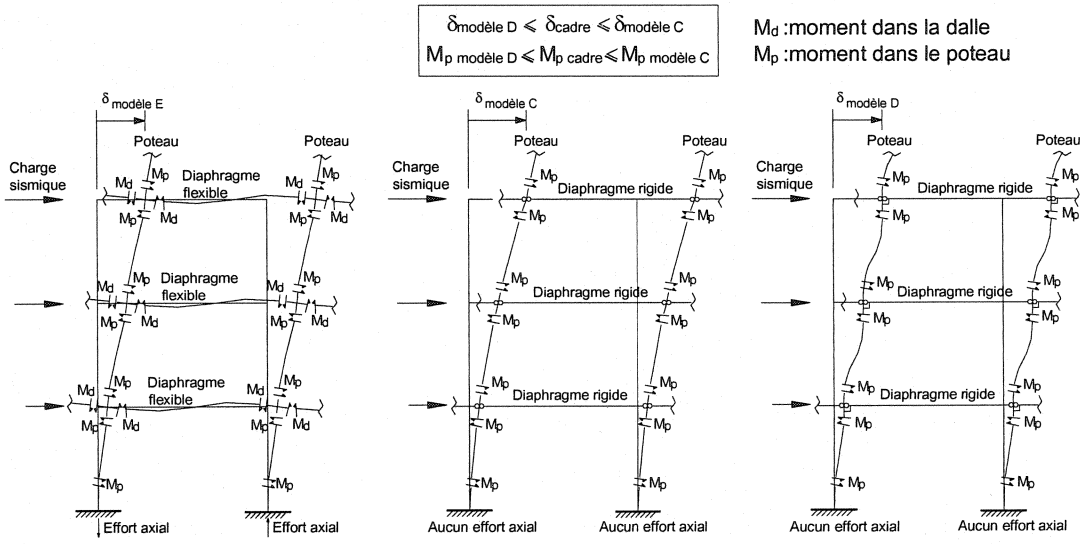
3- Le modèle **C (diaphragme rigide)** tient compte des ouvertures dans les murs de refend et des poteaux du bâtiment. Les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres (rotation autour de l'axe x et y si on considère l'axe z vertical).

4- Le modèle **D (diaphragme rigide)** tient compte des ouvertures dans les murs de refend et des poteaux du bâtiment, mais les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont bloqués. Seules les translations dans le plan de la dalle sont permises.
5- Le modèle **E (diaphragme flexible)** tient compte des ouvertures dans les murs de refend et des poteaux du bâtiment. Les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres (rotation autour de l'axe x et y si on considère l'axe z vertical).

Ainsi, le fait de considérer le modèle 3D avec ou sans ouvertures pour les deux premiers modèles (A et B) permet d'évaluer si ces ouvertures ont une influence importante sur le comportement sismique du bâtiment (les déplacements, les efforts, les périodes et les modes de vibration).

Le rajout des poteaux du bâtiment (modèles C, D et E) permet de déterminer leur influence sur la rigidité latérale et torsionnelle ainsi que leurs incidences sur les flèches latérales du bâtiment. En fait, le modèle E représente le comportement attendu pour un comportement élastique où le ferraillage à la jonction des dalles et des poteaux est adéquat. La figure 3.5 illustre le comportement structural entre les poteaux et les dalles pour différents modèles considérés (ce même comportement existe également entre les murs de refend et les dalles de plancher). Dans les modèles (C et D), l'hypothèse d'un diaphragme rigide a été considérée et aucun effort axial n'est développé dans les poteaux. En fait, aucun effet de cadre se produit : le diaphragme rigide ne fait que pousser sur les poteaux. Lorsque l'hypothèse d'un diagramme flexible est utilisée (modèle E), l'effet de cadre se produit : les dalles fléchissent légèrement hors plan et les poteaux redistribuent des moments à la dalle. De plus, des efforts axiaux se développent dans les poteaux. Ainsi, les modèles C et D représentent les limites extrêmes du

comportement des dalles de plancher lorsqu'un diaphragme rigide est utilisé alors que le modèle E représente adéquatement le comportement entre les dalles et les poteaux du bâtiment lorsque le ferraillage est approprié pour reprendre les charges latérales.



A) Modèle E: Comportement réel entre les poteaux et les dalles: effet de cadre.

B) Modèle C: les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres.

C) Modèle D: les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont bloqués.

Figure 3.5 Comportement structural entre les dalles et les poteaux: distinction entre les modèles C, D et E.

Lorsque les poteaux d'un bâtiment participent au contreventement latéral avec les murs de refend, ils doivent alors être dimensionnés pour reprendre les moments fléchissants et les efforts tranchants dus aux charges sismiques. Cependant, en pratique, les poteaux sont dimensionnés seulement pour reprendre les charges axiales (communément appelé poteaux de gravité) et les murs de refend reprennent entièrement les efforts dus aux charges latérales.

- **Modèle utilisé dans SAP2000 (diaphragme rigide)**

La figure 3.6 présente les quatre modèles développés à l'aide de SAP2000. La numérotation des nœuds et des membrures sont les mêmes, seuls les propriétés des membrures changent. Pour les modèles C et D, les poteaux sont modélisés, mais ne sont représentés sur la figure 3.6 afin d'alléger celle-ci. Également, les murs de fondation sont pris en compte pour tous les modèles. Les coordonnées et les numérotations des murs (de refend et de fondations) ainsi que ceux des poteaux sont présentés en annexe 3. D'autre part, des approximations du contour des planchers 2, 4, 6,8 et du toit sont modélisées afin de mieux visualiser les déplacements du bâtiment (voir la figure 3.6). Le contour des planchers (2, 4, 6, 8, toit) est modélisé avec des éléments de poutre dont la rigidité flexionnelle et axiale est très faible de façon à ce qu'il n'affecte pas le comportement global du bâtiment.

Un poteau fictif rotulé est représenté au centre de masse pour reprendre les charges de gravité à cet endroit et pour tenir compte des effets P-Δ. Chacun des nœuds de ce poteau fictif, situé au niveau d'une dalle, sert de nœud maître. Ce nœud maître possède quatre degrés de liberté: deux translations et une rotation, le tout dans le plan de la dalle, ainsi qu'un déplacement vertical pour reprendre les charges axiales pour les effets P-Δ. Des masses ponctuelles pour les trois degrés de liberté dans le plan de la dalle sont définies à chaque plancher au nœud maître.

D'autre part, tous les degrés de liberté des éléments verticaux sont libres, sauf les degrés de liberté des nœuds aux niveaux des étages qui sont contraints aux degrés de liberté des nœuds maîtres et à la base des éléments verticaux qui sont bloqués (base encastrée).

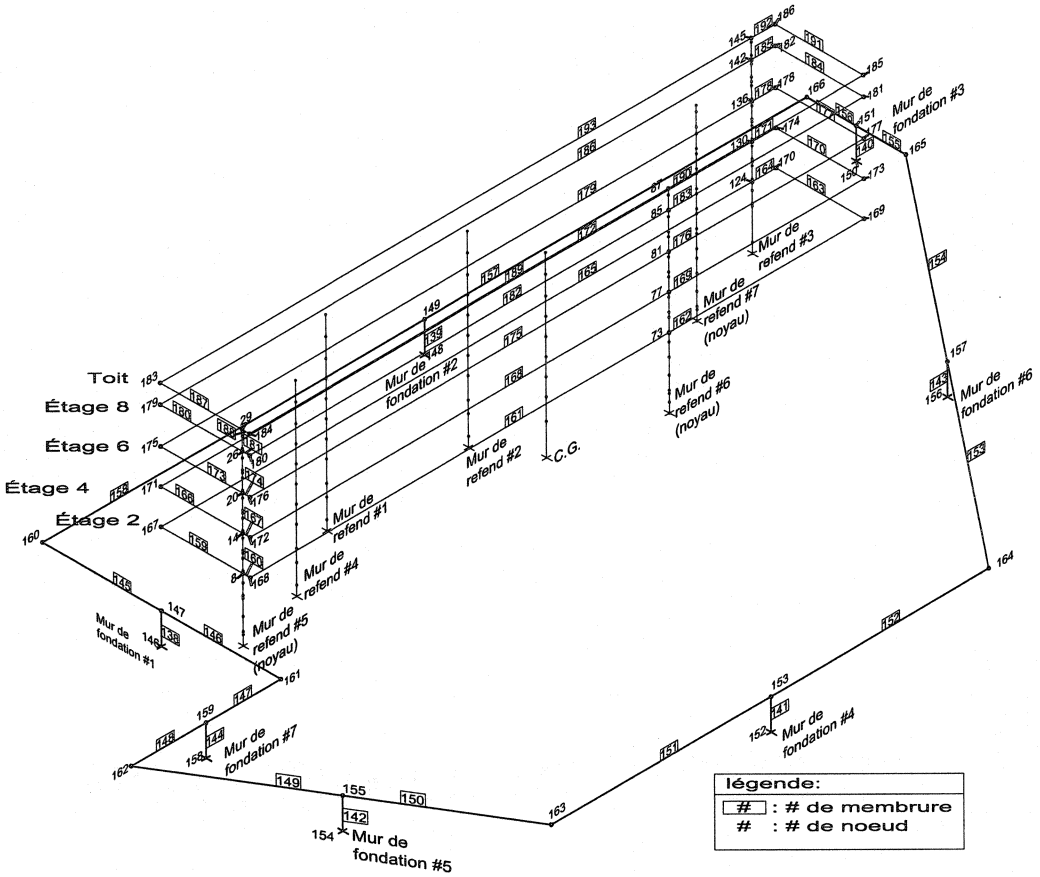


Figure 3.6 Modèle 3D du bâtiment utilisé dans SAP2000: modèle de base utilisé pour les variantes de modélisation des modèles A, B, C et D.

Seules les semelles des murs de refend sont modélisées dans les modèles 3D. Pour ce faire, les rigidités en flexion et en cisaillement dans les deux axes ainsi que la rigidité en torsion des semelles sont considérées dans les modèles.

Les propriétés des poteaux, des murs de fondations et des semelles des murs de refend ainsi que le calcul du moment d'inertie de masse au centre de masse sont présentés en annexe 3.

- **Modèle utilisé dans ETABS (diaphragmes flexibles)**

La figure 3.7 présente le modèle E avec diaphragmes flexibles utilisé dans le logiciel ETABS. Les degrés de liberté des éléments verticaux et horizontaux sont libres, sauf à la base des éléments verticaux qui sont bloqués. Contrairement aux modèles précédents, les semelles des murs de refend sont négligées dans la modélisation. Tous comme les modèles précédents, les murs de fondation sont pris en compte dans le modèle et les poteaux sont modélisés en négligeant leur rigidité en cisaillement. Enfin, une masse répartie uniformément sur chaque niveau est utilisée en calibrant la masse volumique du béton des dalles, des murs de refend et des colonnes de façon à avoir la même masse que le modèle utilisé dans SAP2000.

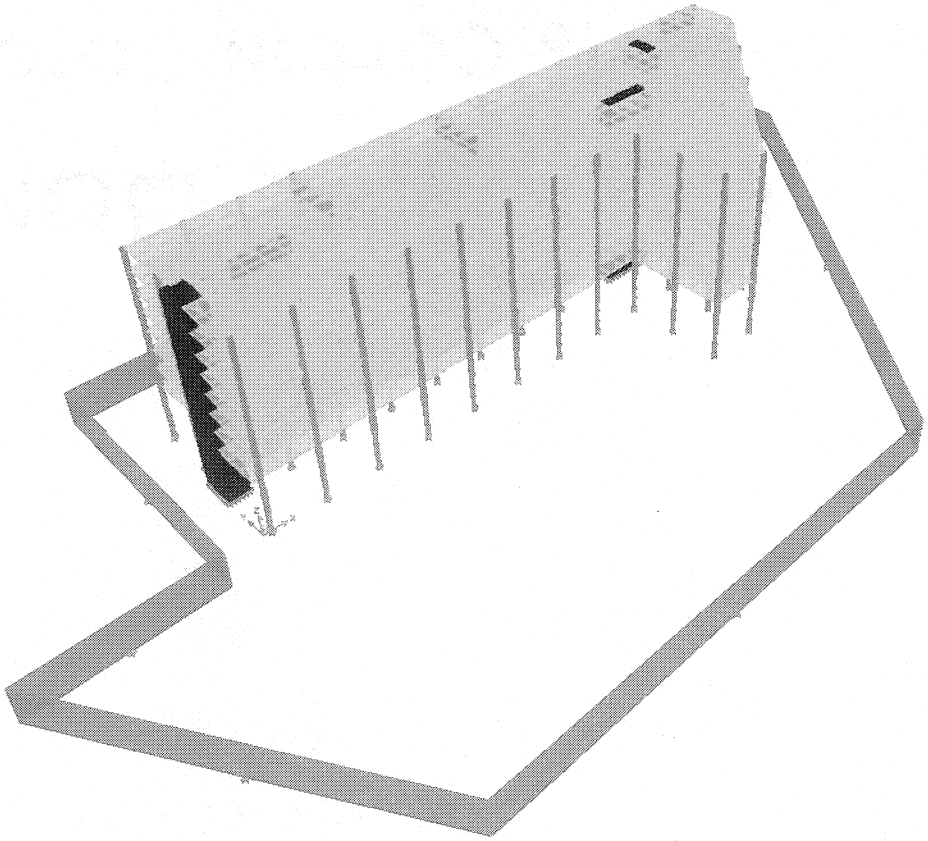


Figure 3.5 Modèle E utilisé dans ETABS: hypothèse de diaphragmes flexibles pour représenter les planchers.

- **Comparaison des différents modèles 3D**

Le tableau 3.11 présente les différentes réponses obtenues par les modèles 3D décrits précédemment. On remarque que la période fondamentale et les déplacements du bâtiment varient de façon significative entres certains modèles.

Tableau 3.11 Comparaison des résultats obtenus par les différents modèles du bâtiment.

	Mode	Période (s)	Mouvement principale du mode[1]	Estimation de la période fondamentale par la méthode de Rayleigh (s)	Flèche inter-étage, Δ_x au toit (mm) au centre de masse[2]
Modèle A	1	**1.328**	Translation en y	**1.256**	83.04
	2	1.137	Translation en x		
	3	0.973	Torsion en z		
	4	0.237	Translation en y		
Modèle B	1	**1.422**	Translation en y	**1.320**	95.89
	2	1.220	Translation en x		
	3	1.023	Torsion en z		
	4	0.252	Translation en y		
Modèle C	1	**1.418**	Translation en y	**1.317**	95.52
	2	1.217	Translation en x		
	3	1.021	Torsion en z		
	4	0.251	Translation en y		
Modèle D	1	**0.893**	Translation en y	**0.862**	42.33
	2	0.844	Translation en x		
	3	0.744	Torsion en z		
	4	0.220	Translation en y		
Modèle E	1	**1.068**	Translation en y	**1.013**	52.33
	2	0.960	Translation en x		
	3	0.863	Torsion en z		
	4	0.249	Translation en y		

1- Translation en «y» signifie une translation dans la direction nord-sud du bâtiment (voir figure 3.1); translation en «x» signifie une translation dans la direction est-ouest du bâtiment.

2- Flèche obtenue pour une force de 100 000kN appliquée au sommet du bâtiment dans la direction est du bâtiment (voir figure 3.1).

Lorsque les poteaux de gravité sont considérés et que les rotations des poteaux à la jonction des dalles sont bloquées (modèle D), le bâtiment devient

très rigide produisant une courte période de vibration et de faibles déplacements. On remarque également que le modèle E avec diaphragmes flexibles est relativement rigide comparé aux autres modèles. Ce phénomène peut s'expliquer par l'effet de cadre qui se produit entre les dalles et les poteaux, tel qu'expliqué précédemment. Une estimation de la période fondamentale par la méthode de Rayleigh a permis de valider les périodes (voir l'annexe 3 pour le détail des calculs) pour les différents modèles.

3.7 Synthèse et conclusions

Un bâtiment de 8 étages situé à Montréal et possédant un stationnement intérieur au sous-sol a été sélectionné pour étudier le comportement sismique linéaire et non-linéaire des bâtiments contreventés par des murs de refend en béton armé. Le bâtiment contient quatre murs de cisaillement et trois noyaux qui stabilisent le bâtiment latéralement.

La méthode pour calibrer un modèle équivalent avec des éléments de poutre à partir d'un modèle d'éléments finis des murs donne des résultats satisfaisants. Celle-ci permet d'avoir des écarts de moins de 7% sur les flèches. Pour les noyaux de section plus carrée, les écarts relatifs sont réduits à moins de 4%. Cette façon de modéliser les murs de refend permet de simplifier de façon importante la modélisation du bâtiment en trois dimensions en tenant compte des ouvertures. D'autres méthodes existent pour modéliser dans le domaine linéaire élastique les noyaux et les murs de refend avec des ouvertures, tel que la méthode suggérée par Stafford-Smith (1984) pour les noyaux et l'utilisation d'extensions rigides pour les murs de refend. Ces méthodes n'ont pas été retenues pour des raisons pratiques. Ces méthodes sont plus lourdes à gérer dans un modèle en 3D et très difficiles à utiliser pour des analyses non-linéaires.

Pour modéliser les noyaux, des modèles d'éléments finis avec murs découplés (modèles mur5decou, mur6decou et mur7decou) ont été comparés avec des modèles d'éléments finis semblables, mais sans découplage des murs (modèles mur5, mur6 et mur7). Les résultats démontrent que les écarts de flèches obtenues entre les deux types de modèle sont moins de 10% pour les étages supérieurs seulement, soit jusqu'au cinquième étage. Pour les étages inférieurs et les déplacements en rotation, les écarts obtenus entre les deux types de modèles sont élevés (de 11% à 49% pour les déplacements et de 35% à 108% pour les rotations). De grands écarts en rotation entre les modèles étaient prévisibles, puisqu'une section tubulaire et une section rectangulaire n'ont pas la même rigidité en torsion. Cette méthode de découpler les murs par un modèle d'éléments finis a été étudiée dans le but de simplifier les analyses 3D non-linéaires. Cette méthode satisfait les exigences du CNBC 2005 qui demande que le bâtiment soit analysé dans les deux directions principales orthogonales du bâtiment de façon indépendante. Cette approche peut être utilisée dans les analyses 3D non-linéaires, mais elle est relativement imprécise en translation pour les étages inférieurs.

Cinq modèles 3D ont été examinés dans ce chapitre, mais avec quelques caractéristiques distinctes. Les modèles suivants ont été développés : (a) les ouvertures des murs sont négligées, (b) les ouvertures des murs sont considérées, (c) les ouvertures des murs sont considérées et les rotations à la jonction des dalles et des poteaux du bâtiment sont libres, (d) les ouvertures des murs sont considérées et les rotations à la jonction des dalles et des poteaux du bâtiment sont bloquées et (e) les hypothèses sont les mêmes que le modèle C, sauf que les planchers sont représentés à l'aide de diaphragmes flexibles. Dans les quatre premiers cas, l'hypothèse d'un diaphragme rigide a été considérée pour chaque plancher. Ceci implique que l'effet de cadre entre les poteaux et les dalles est négligé : les efforts axiaux

sont nuls dans les poteaux et aucune redistribution des moments dans les dalles à la jonction des poteaux ne se produit. Pour ce qui est du modèle E, un effet de cadre se produit entre les dalles et les poteaux, rigidifiant de beaucoup la structure et entraînant ainsi une période relativement courte pour ce modèle.

Les résultats démontrent que la période et les déplacements varient de façon importante entre certains modèles (T_1=0.893 s à T_1=1.422 s). Les ouvertures dans les murs de refend n'ont pas un gros impact sur la rigidité latérale et torsionnelle du bâtiment (modèle **A**, T_1=1.328 s; modèle **B**, T_1=1.422 s) alors que les poteaux du bâtiment ont une influence majeure lorsque les rotations à la jonction des dalles et des poteaux sont bloquées (modèle **D**, T_1=0.893 s). Lorsque l'hypothèse d'un diaphragme rigide est considérée, le modèle **C** (T_1=1.418 s) se rapproche plus du comportement anticipé du bâtiment (modèle **E**, T_1=1.068 s) que du modèle **D** (T_1=0.893 s), cas où la rotation à la jonction des dalles et des poteaux soit nulle est peu probable. Également, lorsque les poteaux sont considérés comme faisant partie du système de résistance aux forces latérales, ils doivent alors être dimensionnés et ferraillés pour reprendre les déplacements relatifs, les moments et les efforts tranchants dus aux charges sismiques.

CHAPITRE 4

SOLLICITATIONS SISMIQUES DU BÂTIMENT

4.1 Introduction

Pour étudier le comportement sismique linéaire et non-linéaire du bâtiment dans les chapitres suivants, il est nécessaire avant de caractériser adéquatement les murs de refend et de définir les sollicitations sismiques représentatives de la région de Montréal. Tout d'abord, l'estimation de la période fondamentale du bâtiment sera évaluée selon différentes sources. Par la suite, les charges sismiques selon l'analyse statique équivalente du CNBC 1995 et 2005 seront définies ainsi que les spectres de réponse de Montréal nécessaires aux analyses modales pour les deux codes respectifs. Également, des accélérogrammes représentant des séismes de contenus fréquentiels différents, étalonnés selon les exigences du CNBC 2005 seront présentés. Enfin, une présentation des courbes moment-courbure des murs et des enveloppes de résistance P-M-M nécessaires à la construction des modèles 3D inélastiques conclura ce chapitre.

4.2 Estimation de la période (2D)

La période fondamentale du bâtiment a été estimée en utilisant les différentes formules empiriques et analytiques, décrites dans le chapitre 2 et destinées pour des bâtiments contreventés par des murs de refend. La période fondamentale du bâtiment a été estimée pour les modèles A et B, soit le bâtiment avec et sans ouverture dans les murs.

Il est important de mentionner que toutes les formules empiriques estiment le premier mode de vibration du bâtiment en utilisant la hauteur "h" du bâtiment. Or, pour ce bâtiment, la hauteur "h" du bâtiment est prise à partir du rez-de-chaussée, puisque les murs de fondation du stationnement rigidifient

beaucoup le sous-sol et que les déplacements selon le premier mode de vibration sont presque nuls au sous-sol. La figure 4.1 permet de constater ce fait où le premier mode de vibration au centre de masse des modèles (A et B) est présenté. Le premier mode de vibration du bâtiment consiste principalement en une translation dans la direction y (nord-sud).

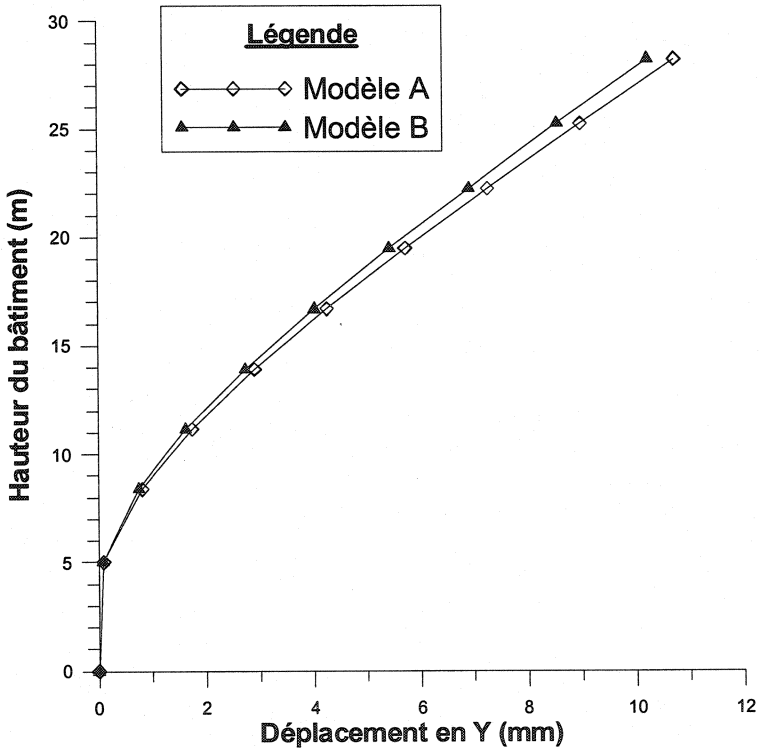


Figure 4.1 Mode fondamental de vibration du bâtiment au centre de masse: translation en y (nord-sud)

L'estimation du premier mode de vibration du bâtiment des modèles A et B est présentée dans le tableau 4.1 en considérant une rigidité effective des murs égale à 0.7EI et les détails des calculs sont présentés en annexe 4.

Tableau 4.1 Estimation du 1er mode de vibration du bâtiment par des formules empiriques et analytiques.

Méthode utilisée	Formules	Période obtenue (s)	
		Modèle en négligeant les ouvertures (modèle **A**)	Modèle en considérant les ouvertures (modèle **B**)
Modèle 3D: période réelle du bâtiment			
Première période de vibration du bâtiment (principalement en translation)		**1.328**	**1.422**
CNBC			
CNBC 1995	$T= 0.09*h_n/D_s^{1/2}$ (D_s=28.6m)	**0.391**	
CNBC 2005	$T= 0.05*h_n^{3/4}$	**0.530**	
Codes internationaux			
UBC-97	$T= 0,02*H^{3/4}$	**0.518**	
SEAOC-96	$T= 0.1/A_c^{1/2}*H^{3/4}$ et $A_c=\Sigma A_i*(0.2+(D_i/H)^2)$	**0.352**	**0.372**
ATC3-06	$T = 0.05*H/D_{bât}^{1/2}$	**0.339**	
PS92	(1) $T = 0.08*(H_{ef}/D_{bât}^{1/2})*(H_{ef}/(H_{ef}+D_{bât}))^{1/2}$ (2) $T = 0.1*H/D_{bât}^{1/2}$	**0.210** **0.414**	
EC8	$T=0.05H_t^{3/4}$	**0.529**	
Chopra et Goël (1998)	$T_L=0.0019H/\overline{A}_e^{1/2}$ $T_u=0.0026H/\overline{A}_e^{1/2}$	**0.724** **0.991**	**0.741** **1.015**
Formules analytiques			
Rayleigh	$T=2\pi/\omega$ ou $\varpi^2 = \frac{[\psi]^T[F]}{[\psi]^T[M][\psi]}$	**1.256**	**1.320**
Dunkerley	$T = 40\sqrt{\frac{\rho}{\kappa G}}\frac{1}{\sqrt{A_e}}H$	**0.953**	**0.975**
PS92	(3) $T=2\pi\delta_n^{1/2}$	**1.487**	**1.563**
EC8	$T= 2d^{1/2}$	**1.483**	**1.558**
AFPS	$T = 5\delta_n^{1/2}$	**1.183**	**1.244**

On remarque que selon le choix de la formule choisie, l'estimation de la période fondamentale du bâtiment varie beaucoup, principalement pour les formules empiriques où la période s'étend de 0.210 s à 1.015 s. Les hypothèses de calculs découlant des formules empiriques sont difficiles à déterminer, ce qui peut expliquer la si grande différence de valeur entre les périodes obtenues: Est-ce des formules pour des bâtiments considérés encastrés à la base? Quel niveau de conservatisme a été considéré pour tenir compte des éléments non structuraux ? La hauteur des bâtiments est-elle limitée? Est-ce valide pour des bâtiments asymétriques? Etc. Néanmoins, parmi les formules empiriques, celle de Chopra et Goël (1998) donne la meilleure estimation du bâtiment.

Dans la littérature, les formules empiriques semblent être définies pour des bâtiments contreventés par des murs sans ouvertures, puisqu'il n'est nullement mention de cet aspect. Néanmoins, une période différente du modèle A a été calculée pour le modèle B lorsque la période empirique faisait intervenir l'aire de la section des murs. Dans ce cas-ci, une aire moyenne pondérée en considérant la hauteur des ouvertures sur l'étage était calculée. Ainsi, l'écart des périodes trouvées entre les deux modèles est faible. Donc, la présence ou pas d'ouverture dans les murs n'est pas critique à ce stade préliminaire.

Également, les formules empiriques ignorent les phénomènes de torsion. Ils sont valides seulement pour estimer la période fondamentale d'un bâtiment associé à un mode en translation. Or, si le premier mode de vibration du bâtiment est principalement en torsion, ces formules empiriques ne sont pas appropriées. D'autre part, la formule empirique de la norme française PS92 (tableau 4.1, PS92, formule (1)), qui fait intervenir l'interaction sol-structure par une hauteur effective "H_{ef}" plus grande que les autres cas, donne la période la plus courte, ce qui s'avère étonnant.

La figure 4.2 présente le spectre de calcul pour la ville de Montréal selon le CNBC 2005 et les différentes périodes du modèle B trouvées selon les formules empiriques et analytiques présentées ci-haut. L'estimation de la période du bâtiment par ces méthodes est quand même problématique puisque selon la formule et la méthode choisies, l'estimation de la période s'étend sur une très grande plage (0.21 à 1.56 s). Néanmoins, on peut observer que les formules empiriques sont plus conservatrices que les formules analytiques et que ces dernières donnent une meilleure estimation de la période du bâtiment puisqu'elles se concentrent autour de la période du bâtiment. La formule empirique pour estimer la période fondamentale a changé entre l'édition 1995 du code ($T= 0.09*h_n/D_s^{1/2}$) et celle de 2005 ($T= 0.05*h_n^{3/4}$). Dans ce cas-ci, la période estimée par le CNBC 2005 est plus longue que celle estimée par le CNBC 1995, ce qui n'est pas nécessairement vraie dans tous les cas puisqu'une des formules dépend du paramètre D_s (D_s=28.6m).

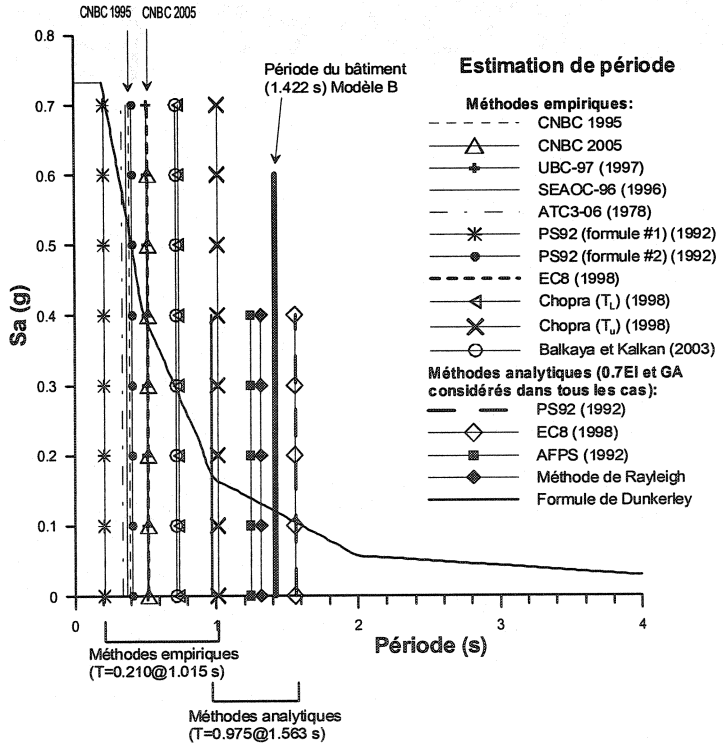


Figure 4.2 Spectre de Montréal avec l'estimation des périodes empiriques et analytiques du modèle B.

Dans un ordre d'idée, la période du Modèle E (diaphragme flexible) a été estimée par la formule empirique développée par Balkaya et Kalkan (2003) pour les bâtiments avec diaphragmes de plancher flexibles. Une période de 0.725 s a été obtenue comparativement à la période du bâtiment avec diaphragmes flexibles (modèle E) qui est de 1.013 s. Puisque le bâtiment n'a pas été construit en utilisant une technique de forme "tunnel", cette méthode donne dans ce cas-ci, une estimation pas très précise de la période du bâtiment.

4.3 Calculs des charges sismiques selon l'analyse statique équivalente du CNBC

L'objet de cette section consiste à présenter les charges sismiques selon l'analyse statique équivalente du CNBC 1995 et 2005, puis de les comparer entre elles.

- **CNBC 2005**

La force de cisaillement à la base selon l'analyse statique équivalente du CNBC 2005 se calcule comme suit :

$V = V_e /(R_d*R_o)$

où $V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et pour $R_d \geq 1.5$, $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

Pour les murs de refend, $\mathbf{R_o=1.6}$, $\mathbf{R_d=3.5}$ (table 4.1.8.9.) et $\mathbf{I_E=1}$ (bâtiment de catégorie normal, table 4.1.8.5.).

La période fondamentale, T_a, de la structure peut se calculer selon l'équation [2.8]: $T_a=0.05*h_n^{3/4} =0.05*(23.22)^{3/4}$ = **0.53 s**. La force au sommet de la structure $F_t=0$ puisque $T \leq 0.7$ s. Selon la table 3 du CNBC 2005 et en considérant la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) : $S_a(0.2)=0.69$, $S_a(0.5)=0.34$, $S_a(1.0)=0.14$, $S_a(2.0)=0.048$.

Le bâtiment existant a été conçu avec le CNBC 95 avec un coefficient de fondation F=1.3 et un facteur de modification de force R=3.5. Par correspondance avec le CNBC 2005, on peut considérer le sol du site comme à mi-chemin entre une catégorie C et D (Heidebrecht, 2003). Donc, F_a=1.062 et F_v=1.18 en interpolant linéairement (table 4.1.8.4.B et 4.1.8.4.C).

L'accélération du spectre de calcul $S(T_a)$ doit être calculée selon l'article 4.1.8.4.6) du CNBC 2005 (voir annexe 4) et être interpolée linéairement entre les deux valeurs suivantes puisque T=0.53s :

1) $S(T_a) = F_vS_a(0.5)$ ou $F_aS_a(0.2)$, soit la plus petite valeur des deux pour T=0.5 s, soit le minimum de 0.4012 ou 0.7328. Donc, 0.4012.
2) $S(T_a) = F_vS_a(1.0)$ pour T=1s = 0.1652.

Donc, **$S(T_a)$=0.387**.

Selon la table 4.1.8.11 du CNBC 05, le facteur **M_v=1.**

Le cisaillement élastique à base, V_e, et pour $R_d \geq 1.5$, doit être égale à:

$V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

$0.387W \geq 0.048W$ et $0.387W \leq 0.460W$ (correcte).

La force de cisaillement à la base exigée par le CNBC 05 est donc, V = $0.387W/(R_d*R_o)$= 0.387W/(3.5*1.6)=**0.06911W**

Le poids total du bâtiment , W, sur la hauteur h_n considérée est égal à **177820 kN**, soit la charge permanente totale plus 25% de la surcharge de neige.

Finalement, **V = 0.06911*177820kN= 12289 kN.**

Précédemment, l'hypothèse que la hauteur h_n du bâtiment soit égale à 23.22m à partir du rez-de-chaussée a été adoptée. Afin de comparer la méthode d'analyse statique équivalente avec la méthode spectrale, la masse du rez-de-chaussée a été rajoutée puisque à cette hauteur, h=0 et aucune

force n'est ainsi répartie à ce niveau. Cependant, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée est rajoutée ($F_{r\text{-}d\text{-}c}=S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$) pour tenir compte de cette masse :

$$\mathbf{F_{r\text{-}d\text{-}c}=S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)=0.06911*W_{r\text{-}d\text{-}c}= 0.06911*23953=1655kN}$$

Par la suite, la force de cisaillement V doit être répartie aux étages selon l'équation [2.1] et le moment de renversement est déterminé selon l'équation [2.2] à chaque étage. Le tableau 4.2 présente la répartition des charges sismiques au centre de masse du bâtiment. Se référer à l'annexe 4 pour le détail de certains calculs des charges sismiques et pour consulter les différentes tables du CNBC 2005 citées dans le texte.

Tableau 4.2 Charges sismiques du CNBC 2005 au centre de masse du bâtiment.

Étage	W_i (kN)	h_i (m)	F_x (kN)	V (kN)	J	M_x(kN-m)
Toit	29805	23,22	3505	0	1,000	0
8	21145	20,22	2165	3505	1,000	10504
7	21145	17,22	1844	5670	1,000	27497
6	21145	14,45	1548	7515	1,000	48306
5	21145	11,69	1251	9063	0,998	73258
4	21145	8,92	955	10314	0,996	101519
3	21145	6,15	658	11269	0,993	132270
2	21145	3,38	362	11927	0,991	164679
Rez-de-chaussée	23953	0,00	1655	12289	0,988	205210

Pour tenir compte de la torsion, le CNBC 2005 demande d'abord de calculer un facteur B (voir chapitre 2, équation [2.3]), soit la plus grande valeur de B_x, calculée pour chaque niveau x et calculée séparément dans chaque direction orthogonale du bâtiment. Dans le cas du bâtiment à l'étude, le facteur B est égale à 1.764 (voir l'annexe 4 pour les calculs). Puisque le facteur B est plus grand que 1.7, les effets de la torsion doivent être considérés dans une

analyse dynamique et le bâtiment est considéré irrégulier selon la table 4.1.8.6 (type 7 d'irrégularité).

- **CNBC 1995**

La formule pour calculer le cisaillement à la base selon l'analyse statique équivalente du CNBC 1995 est la suivante :

$V = \left(\frac{V_e}{R}\right)U$ où U=0.6 et V_e=νSFIW

Pour le bâtiment en question, **R=3.5** (mur en flexion ductile), **F=1.3** (sol compact, ferme) et **I=1** (catégorie autre bâtiments).

Pour la zone sismique de Montréal, **Z_a=4, Z_v=2** et la vitesse horizontale maximale du sol est de **ν=0.10m/s**.

La période fondamentale de la structure dans la direction nord-sud se calcul selon l'équation [2.7]: $T=0.09h_n/(D_s)^{1/2}$ = 0.09*23.22/$(28.6)^{1/2}$ = **0.391 s.** La force au sommet de la structure F_t=0 puisque T≤0.7 s. Le coefficient de réponse sismique "S" s'obtient comme suit: Z_a/Z_v>1 et 0.25<T<0.50; S=4.2-8.4(T-0.25) = 4.2-8.4(0.391-0.25) = **3.0156**

Le CNBC permet d'utiliser une méthode mécanique pour trouver la période du bâtiment. Cependant, la valeur de V_e servant au calcul doit être plus grande que 0.8*V_e calculé à partir de la période déterminée selon la formule empirique du CNBC. Puisque V_e est directement proportionnel à S, on peut utiliser 0.8*S. Donc, 0.8*S=0.8*3.0156=**2.41248.**

La période a été estimée par la méthode de Rayleigh en appliquant une force en y au centre de masse à chaque étage du modèle B et en considérant

une accélération de 1 m/s^2. Le premier mode de vibration de chacun des modèles est principalement en translation (direction y).

$$\omega^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[595.161]}{[26.283]} = 22.645$$

$\varpi = (22.645)^{0.5} = 4.759$ rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{4.759} = \mathbf{1.320\ s}$$

Dans ce cas-ci, le coefficient de réponse sismique est le suivant: $Z_a/Z_v>1$ et $T \geq 0.50$; $S=1.5/T^{1/2} = 1.5/1.320^{1/2}=$ **1.3054**
S=1.3054< 0.8*3.0156, donc S=0.8*3.0156=**2.41248**

Ainsi, la force de cisaillement à la base selon le CNBC 1995 est donc, V=νSFIWU/R=0.1*2.41248*1.3*W*0.6/3.5= **0.05376W**

Le poids du bâtiment à partir du rez-de-chaussée est de **177 820 kN** (charge morte + 25% de la charge de neige). Donc, **V = 0.05376*177820kN= 9560 kN.**

Tout comme le CNBC 2005 et pour fin de comparaison avec la méthode spectrale, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée est rajoutée ($F=\nu SFIW_{r\text{-}d\text{-}c}U/R$) pour tenir compte de cette masse, puisqu'à cette hauteur, h=0 et la répartition de V est nulle :

$F_{r\text{-}d\text{-}c}=\nu\ SFIW_{r\text{-}d\text{-}c}U/R$ =0.1*2.41248*1.3*23953*0.6/3.5= **1288kN**

Le tableau 4.3 présente la répartition des charges sismiques au centre de masse du bâtiment obtenues en utilisant les équations [2.1] et [2.2].

Tableau 4.3 Charges sismiques du CNBC 1995 au centre de masse du bâtiment.

Étage	W_i (kN)	h_i (m)	F_x (kN)	V (kN)	J	M_x(kN-m)
Toit	29805	23,22	2726	0	1,000	0
8	21145	20,22	1685	2726	1,000	8171
7	21145	17,22	1435	4411	1,000	21391
6	21145	14,45	1204	5846	1,000	37578
5	21145	11,69	974	7050	1,000	57100
4	21145	8,92	743	8024	1,000	79318
3	21145	6,15	512	8766	1,000	103592
2	21145	3,38	281	9279	1,000	129284
Rez-de-chaussée	23953	0,00	1288	9560	1,000	161578

- **Comparaison des charges sismiques**

La force de cisaillement, V, calculée selon les exigences du CNBC 2005 est plus élevée que celle obtenue selon les exigences du CNBC 1995. Dans le premier cas, on obtient un effort tranchant à la base égal à 0.06911W comparativement à 0.05376W, soit une augmentation de 29%, malgré le fait que la période calculée selon le CNBC 1995 soit plus courte que celle calculée en utilisant le CNBC 2005. Conséquemment, les moments de renversement au centre de masse obtenus selon le CNBC 2005 sont plus élevés. Cependant, le CNBC 1995 permet d'utiliser la période calculée à partir d'une méthode analytique en autant que le l'effort tranchant à la base (V) soit plus grand que 0.8*V obtenu à partir de la période empirique du code. Il est donc permis de limiter le cisaillement à la base à 0.8V lors d'un calcul pseudo-statique. Par contre, cette restriction n'a pas été conservée dans le CNBC 2005 et la version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet ne donnait aucune limite à la période fondamentale calculée selon la formule empirique du code ou une méthode mécanique. Or, si on recalcule le cisaillement à la base du CNBC 2005 selon les hypothèses du CNBC 1995, c'est-à-dire en limitant le cisaillement à 0.8V, on obtient un cisaillement de 0.05529W, comparable à

0.05376W obtenu selon les exigences du CNBC 1995. Ainsi, en limitant le cisaillement dans les deux cas, on obtient des forces de cisaillement comparable, légèrement supérieur dans le cas du CNBC 2005 (3% plus élevée). Une version plus récente du CNBC 2005 limite dorénavant la période fondamentale à $2T_a$ pour les bâtiments contreventés par des murs de refend.

D'autre part, les coefficients J_x du CNBC 2005 réduisent le moment de renversement à la base du bâtiment alors que les coefficients J_x du CNBC 1995 prennent une valeur de 1 pour le bâtiment à l'étude.

4.4 Sollicitations sismiques du bâtiment

Cette section présente les différentes sollicitations sismiques utilisées pour ce projet situé à Montréal selon les exigences du CNBC 1995 et 2005.

- **Spectres de réponse de la ville de Montréal selon le CNBC 1995 et 2005**

La figure 4.3 présente le spectre de réponse de la ville de Montréal selon le CNBC 1995 et 2005 (sol classe C). Le spectre du CNBC 1995 a été construit à partir de la figure J-4 du commentaire J, spectre à échelle logarithmique normalisé à une vitesse au sol maximal de 1 m/s. Le spectre ainsi trouvé a été multiplié par 0.1m/s pour la ville de Montréal. Pour ce qui est du CNBC 2005, les valeurs spectrales proviennent de la table 3 (Adams et Halchuk, 2003). Le modèle robuste avec une valeur médiane (50e percentile) et une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans a été utilisé pour le projet. Voir en annexe 4 pour le détail des calculs des spectres de réponse et des tables de référence du CNBC.

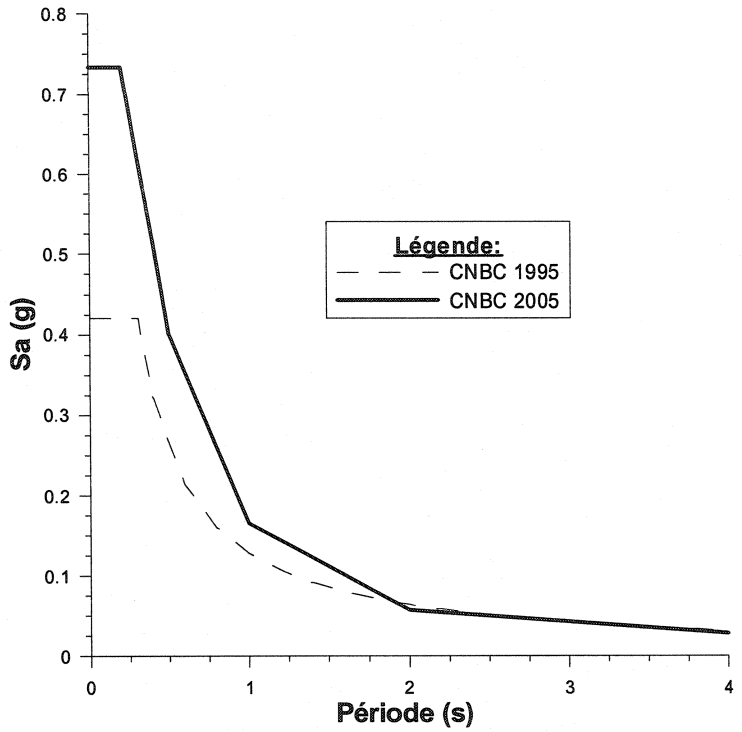


Figure 4.3 Spectre de réponse de la ville de Montréal, CNBC 1995 et 2005.

L'accélération spectrale est plus importante selon le CNBC 2005 comparativement au CNBC 1995 pour les courtes périodes. L'accélération maximale au sol (PGA) est maintenant de 0.43g à Montréal (modèle robuste, 50e percentile) comparativement à 0.18g (CNBC 1995). Cependant, pour les longues périodes, le contraire se produit : l'accélération spectrale du CNBC 1995 est légèrement supérieure à celle exigée par le CNBC 2005.

Accélérogrammes

Un séisme historique et deux séismes simulés ont été choisis pour évaluer la capacité sismique du bâtiment à Montréal lors des analyses temporelles non-linéaires. Les caractéristiques de chacun des séismes sont présentées dans le tableau 4.4. Les cas simulés sont représentatifs de tremblements de terre dont la magnitude et la distance contribuent le plus

fortement à atteindre le risque sismique spécifié à Montréal, soit le spectre de risque uniforme (2% dans 50ans), du CNBC 2005 pour cette ville (Tremblay et Atkinson, 2001). Les mouvements de sol ont été normalisés pour la ville de Montréal selon les facteurs spécifiés au tableau 4.4. Les facteurs utilisés pour les séismes sont légèrement supérieurs aux facteurs suggérés (Tremblay et Atkinson, 2001) puisque le bâtiment repose sur un sol situé à mi-chemin entre la catégorie C et D (Heidebrecht, 2003). Dans le tableau 4.4, le temps T_D représente la durée de la secousse sismique, soit le temps requis pour obtenir entre 5% et 95% de l'énergie total de la secousse (Tremblay et Atkinson, 2001).

Le séisme du Saguenay (1998) à La Malbaie a été enregistré sur un sol autre que du roc. Ceci permet, en examinant le spectre de réponse de ce mouvement de sol, d'obtenir des accélérations spectrales raisonnables sous les longues périodes contrairement à un signal enregistré sur un roc (par exemple la station Chicoutimi-Nord) où peu d'énergie se trouve sous le spectre de réponse vis-à-vis les longues périodes. Donc, le signal de la Malbaie est approprié pour le bâtiment à l'étude qui à une longue période fondamentale (autour de 1.5 s, dépendant de la rigidité effective utilisée).

Tableau 4.4 Caractéristiques des mouvements de sol non-normalisés.

Site	Séismes	Station	Compo-sante	PGA (g)	PGV (m/s)	T_D	Facteur suggéré*	Facteur utilisé
Montréal	1988 Saguenay	La Malbaie	63°	0,12	0,047	11.1	2.6	3.1
Montréal	Simulé M6.0	R=30 km	-	0,43	0,17	6.6	0.85	1
Montréal	Simulé M7.0	R=70 km	-	0,34	0.14	21.0	0.9	1.1

* : Facteur suggéré pour un sol de classe C du CNBC 2005 identique à un sol de classe B (Boore et al. 1993) correspondant à une vitesse moyenne des ondes de cisaillement du sol de 600m/s sur les premiers 30m d'épaisseur.

Il est connu que le contenu fréquentiel des secousses sismiques est plus élevé dans l'Est canadien (10Hz) que dans l'Ouest canadien (2Hz). Pour les séismes de l'Est, il devient donc plus difficile de normaliser le spectre de

réponse d'un mouvement de sol à un spectre cible lorsqu'on désire avoir la même énergie sous ces spectres vis-à-vis les premières périodes d'une structure flexibles (T>1s) pour lesquelles les masses modales sont les plus importantes. En agissant ainsi, l'énergie du spectre de réponse du mouvement de sol correspond bien au spectre cible pour les premières périodes de la structure, mais la contribution des modes supérieures dépasse largement le spectre cible vis-à-vis les courtes périodes comme l'illustre la figure 4.4. Cette méthode n'est donc pas appropriée pour des séismes de l'Est à haut contenu fréquentiel. Il faut plutôt normaliser les séismes en gardant à l'esprit que le spectre de risque uniforme établit par le CNBC 2005 représente une enveloppe médiane de spectres de réponse maximum où des valeurs spectrales peuvent dépasser de part et d'autre de cette enveloppe de façon raisonnable. Les facteurs suggérés au tableau 4.4 sont basés sur cette approche.

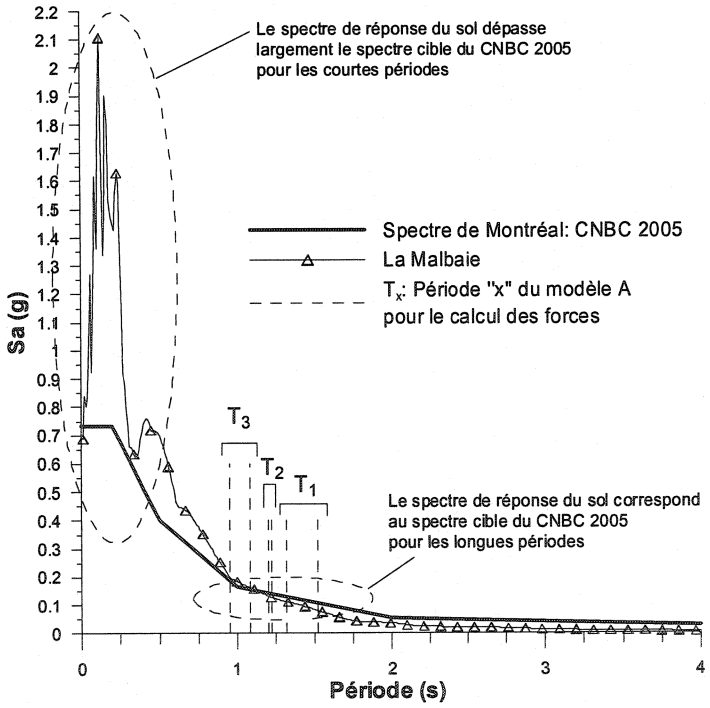


Figure 4.4 Problématique de normaliser un séisme de l'Est en fonction de longues périodes.

Une autre façon intéressante de remédier au problème précédent est de filtrer le contenu fréquentiel des accélérogrammes historiques afin de correspondre au spectre cible du CNBC 2005. Cette façon permet d'obtenir la même énergie sous le spectre de réponse du sol et le spectre cible pour les longues périodes et diminuer l'amplitude des hautes fréquences. Ces séismes filtrés permettront ainsi d'évaluer l'influence des modes supérieurs comparativement aux séismes d'origine. Cette méthode itérative consiste, globalement, à choisir une plage de fréquence dans laquelle on veut modifier l'accélération historique. Cette plage est subdivisée en une série de bandes de fréquences, par exemple de 0.1Hz. Par la suite, on passe au domaine des fréquences (FFT) et l'amplitude A_i de chaque fréquence i est diminuée ou augmentée d'un certain facteur r_i en fonction du spectre cible choisi. Enfin, on retourne dans le domaine du temps (FFT inverse) tout en préservant l'angle de phase pour obtenir un nouveau signal modifié qui servira comme entrée à la prochaine itération. Cette méthode est décrite plus en détail dans Ben Ftima (2003). Les caractéristiques des mouvements de sol filtrés sont présentées au tableau 4.5 et la figure 4.5 illustre les séismes historiques filtrés et non filtrés en fonction du temps et normalisés selon la ville de Montréal.

Tableau 4.5 Caractéristiques des mouvements de sol filtrés pour correspondre au spectre de réponse du CNBC 2005.

Site	Séismes	Station	PGA (g)	Facteur
Montréal	1988 Saguenay filtré	La Malbaie	0.40	1
Montréal	Simulé M6.0 filtré	R=30 km	0.35	1
Montréal	Simulé M7.0 filtré	R=70 km	0.35	1

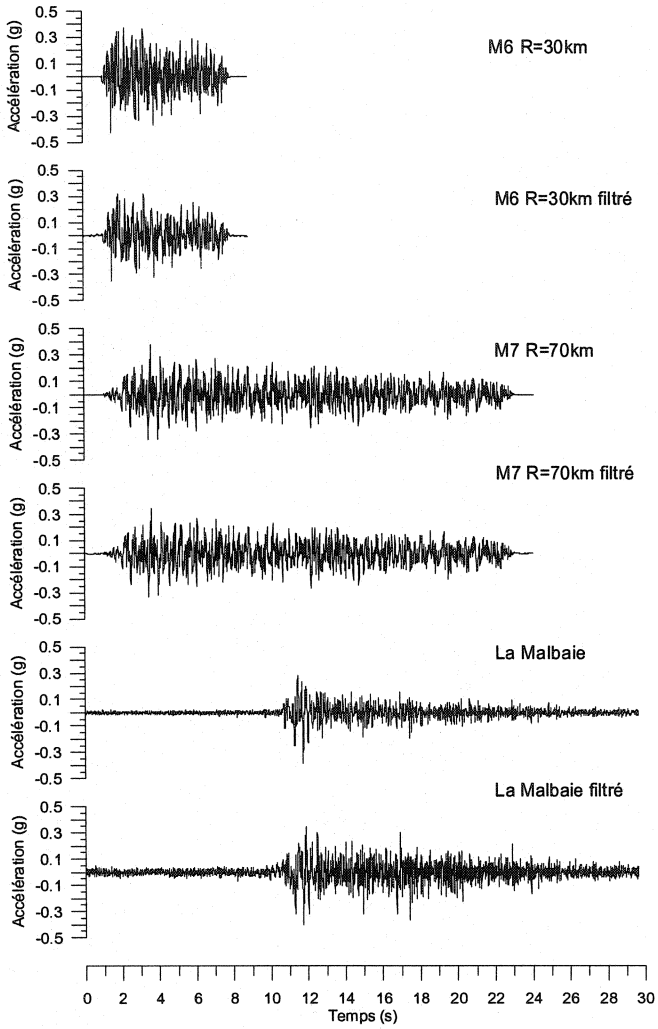


Figure 4.5 Historiques dans le temps des mouvements de sol, normalisés selon le site de Montréal.

Les figures 4.6 et 4.7 présentent les spectres de réponse des mouvements de sol filtrés et non filtrés ainsi que le spectre de réponse de la ville de Montréal selon le CNBC 2005. Les quatre premières périodes du modèle **A** pour le calcul des forces (modèle utilisé pour les analyses non-liéaires) sont également présentés pour illustrer la contribution des modes supérieurs sur le comportement sismique du bâtiment lors des secousses sismiques. On remarque que l'énergie est plus importante sous la période fondamentale lorsque les séismes sont filtrés. C'est également le cas pour les

modes supérieurs, sauf pour le quatrième mode et les suivants. Chacun des spectres de réponse des séismes a été calculé en utilisant le logiciel RESAS (Filiatrault, 1996) et en utilisant une valeur d'amortissement de 5%.

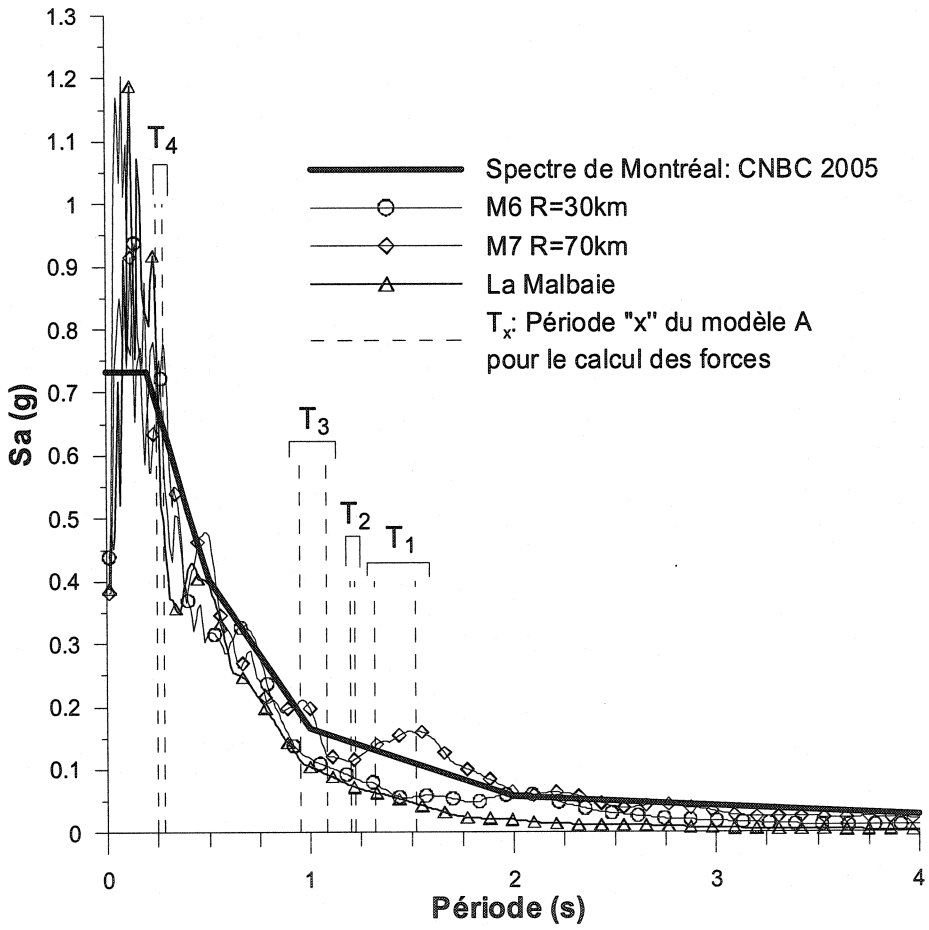


Figure 4.6 Spectres de réponse des mouvements de sol normalisés et spectre de conception du CNBC 2005 de la ville de Montréal.

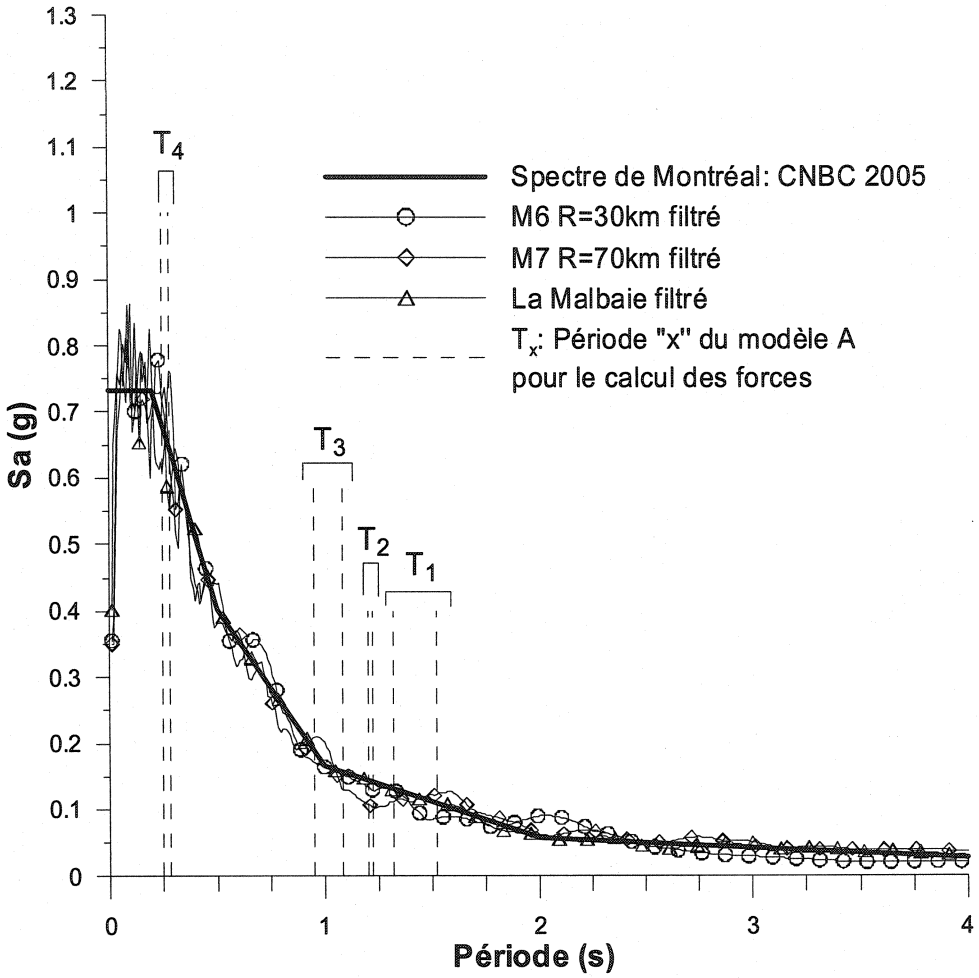


Figure 4.7 Spectres de réponse des mouvements de sol filtrés pour correspondre au spectre de conception du CNBC 2005 de la ville de Montréal.

4.5 Courbes d'hystérésis et enveloppes de résistance P-M-M des murs de refend

Cette section présente les caractéristiques des murs de refend, comme les enveloppes de résistance P-M-M et les courbes M-ϕ nécessaires à l'élaboration du modèle 3D non-linéaire du bâtiment. Également, d'autres paramètres sont présentés, comme la ductilité ultime en courbure ($\mu_{u\phi}$) des murs, qui permettront ultérieurement de statuer sur le comportement sismique du bâtiment.

D'abord, le logiciel Ruaumoko 3-Dimensional Version (Carr, 2003) a été utilisé pour les analyses 3D non-linéaires du bâtiment en utilisant la règle bilinéaire modifiée d'hystérésis de Takeda (figure 2.18 et 4.15a). D'autre part, les logiciels Response 2000 et CSI Section Builder 8 ont été utilisés respectivement pour déterminer les courbes moment-courbure et les enveloppes de résistance P-M-M des murs, nécessaire à l'élaboration des modèles 3D non-linéaires. La figure 4.8 présente la méthodologie utilisée pour déterminer les paramètres nécessaires au fonctionnement des modèles 3D avec le logiciel Ruaumoko 3D. Les courbes moment-courbure générées dans le logiciel Response 2000 permettent, entre autres, de déterminer les ductilités ultimes en courbure des murs ($\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$) et les paramètres de la loi d'hystérésis Takeda (r_y,r_z, K_{oy}, K_{oz}).

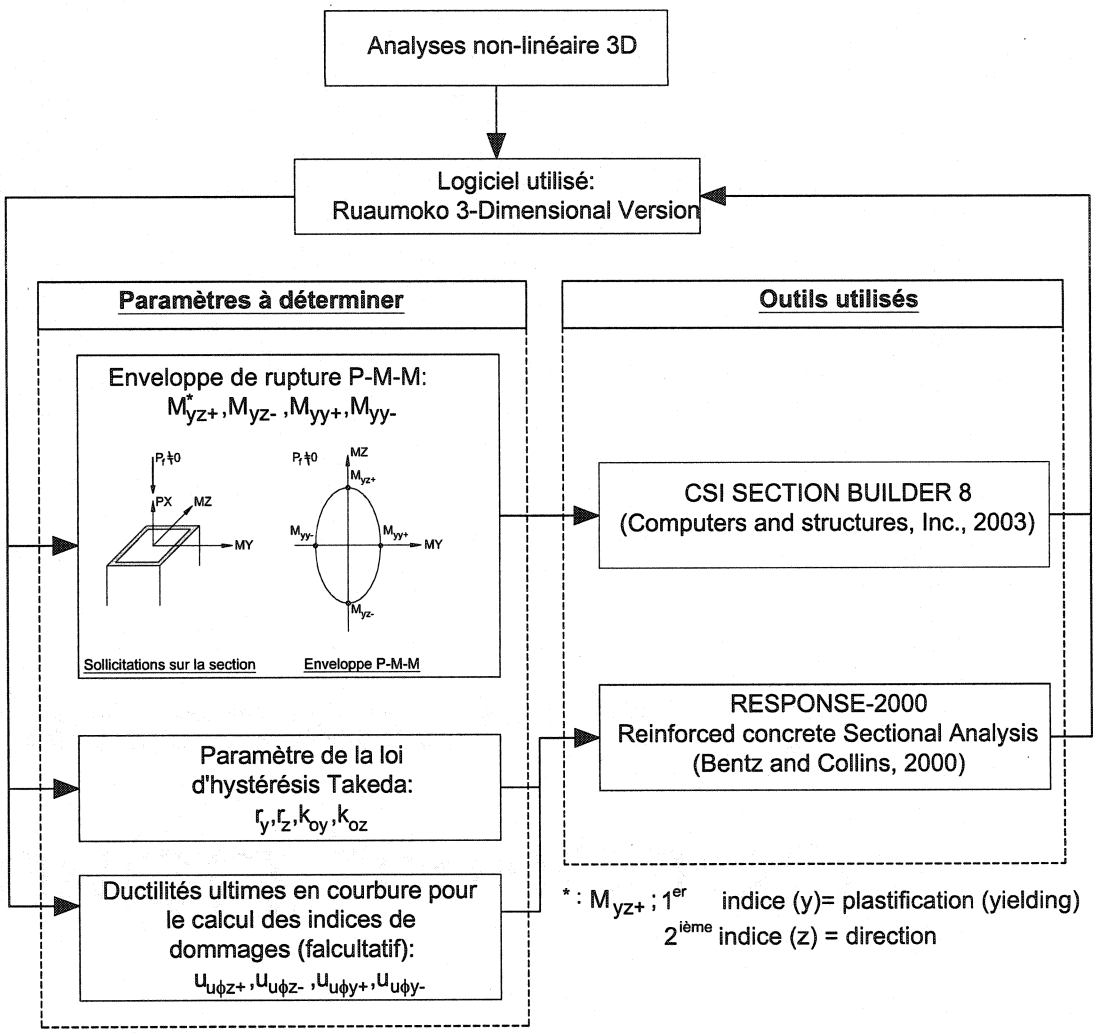
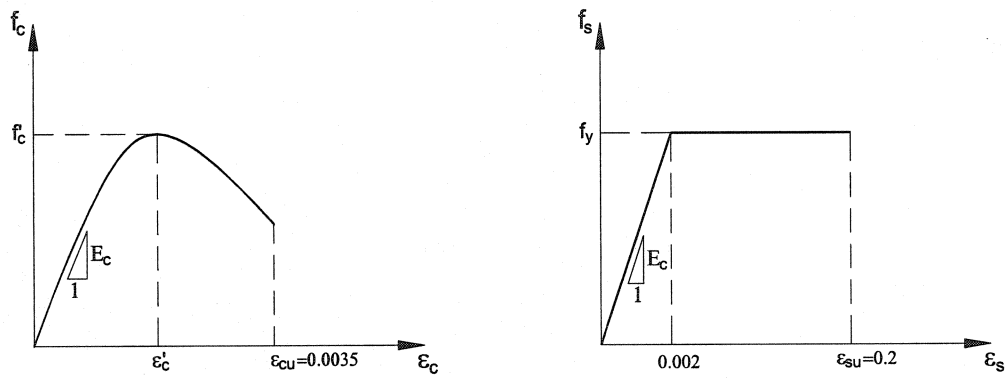


Figure 4.8 Organigramme de la méthode utilisée pour déterminer les paramètres nécessaires à l'élaboration des modèles 3D non-linéaires

Le deuxième indice (par exemple, M_{yz},M_{yy}) utilisé dans Ruaumoko pour indiquer la direction n'a pas été retenu pour la suite de la rédaction de ce mémoire pour fins de simplification. Dorénavant, les termes sans deuxième indice représente tout simplement les efforts ou les paramètres des murs de refend agissant dans la direction nord-sud de l'analyse du bâtiment, comme présenté depuis le début de ce mémoire.

La figure 4.9 présente les relations contrainte-déformation du béton et de l'acier utilisé dans les logiciels Response 2000 et CSI Section builder. La relation contrainte-déformation du béton suivante a été utilisée : $f_c=(2\varepsilon_c/\varepsilon'_c-(\varepsilon_c/\varepsilon'_c)^2)f_c'$ avec $\varepsilon'_c=2f'_c/E_c$ où $f'_c=30MPa$ et $E_c=4500f'_c{}^{1/2}=24648MPa$ (Park et Paulay, 1975). Une déformation ultime (ε_{cu}) de 0.0035 du béton a été utilisée. Pour l'acier, l'écrouissage a été négligé et une loi élasto-plastique a été employée avec les caractéristiques suivantes : $E_s=200\ 000MPa$, $f_y=400MPa$ et $\varepsilon_{su}=0.2$.



a) Relation contrainte-déformation du béton b) Relation contrainte-déformation de l'acier

Figure 4.9 Lois des matériaux utilisées dans les logiciels Response 2000 et CSI Section Builder 8.

- **Enveloppes de résistance P-M-M des murs de refend**

Ruaumoko utilise différents types de courbe d'interaction, dépendant du type de matériau (acier ou béton) utilisé, pour déterminer la capacité limite élastique des membrures employées dans un modèle 3D. Pour les membrures en béton, Ruaumoko utilise, entre autres, une courbe d'interaction de type P-M-M pour déterminer la capacité (limite) élastique des membrures. Il s'agit d'une courbe d'interaction entre une charge axiale (PX) et deux moments bi-axiaux (MZ, MY) agissant selon les axes orthogonaux de la section de la

membrure. Le diagramme d'interaction entre les moments bi-axiaux est symétrique par rapport aux moments (M_{yz-}+M_{yz+})/2, (M_{yy-}+M_{yy+})/2) tel que décrite par l'équation [2.37] suivante et illustré à la figure 4.10:

$$\left\{\frac{M_z - \left(\frac{M_{yz-} + M_{yz+}}{2}\right)}{M^*_{yz}}\right\}^{\alpha} + \left\{\frac{M_y - \left(\frac{M_{yy-} + M_{yy+}}{2}\right)}{M^*_{yy}}\right\}^{\alpha} = 1 \qquad [2.37]$$

où M_{yz} (M_{yz+}, M_{yz-}) et M_{yy} (M_{yy+}, M_{yy-}) sont respectivement les moments agissant dans la direction des moments MZ et MY. La valeur de alpha (α) peut varier entre 1 et 2 faisant changer la courbure de la surface d'interaction. Une valeur supérieure à 2 n'est pas considérée par le logiciel Ruaumoko et, par défaut, le logiciel prend α=2. Si α est égal à 2, la surface prend la forme d'une ellipse. Si α est égal à 0, la surface est un rectangle et aucune interaction n'existe entre les moments bi-axiaux (l'équation [2.37] n'est plus valide).

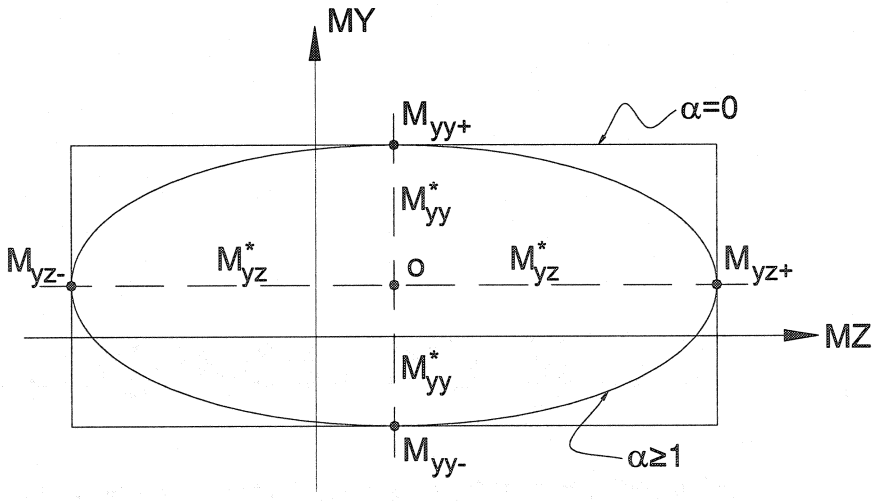


Figure 4.10 Enveloppes P-M-M générées par Ruaumoko 3D

Pour déterminer les courbes d'interaction réel des murs de refend et les valeurs des moments bi-axiaux (M_{yz+}, M_{yz-}, M_{yy+}, M_{yy-}) exigé par Ruaumoko 3D,

le logiciel CSI Section builder (Computers and Structures, Inc, 2003) a été utilisé en spécifiant les valeurs nominales des matériaux (ϕ_s=1, ϕ_c=1) et les charges axiales (P_f=D+0.5L) agissant aux sections considérées. La figure 4.11 illustre une courbe d'interaction générée dans le logiciel CSI Section Builder.

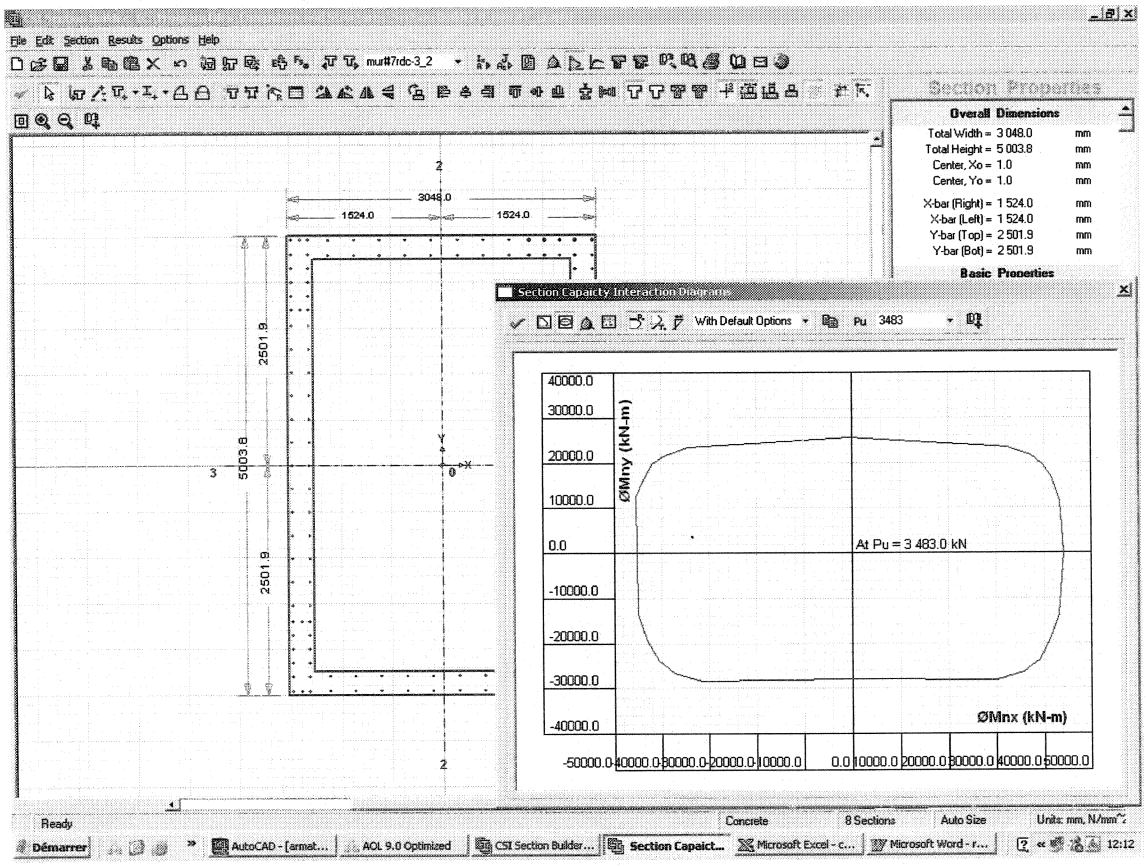


Figure 4.11 Courbe d'interaction P-M-M générée dans CSI Section Builder (mur de refend#7, rez-de-chaussée)

Une courbe a été générée pour chacun des murs de refend et à chaque niveau puisque les charges axiales varient entre les étages. Comme mentionné au chapitre 3, lorsque le bâtiment est modélisé avec un diaphragme rigide, il n'y a pas d'effet de cadre qui se produit dans les murs. Donc, la charge axiale est indépendante du chargement et peut être calculée facilement (voir à l'annexe 1).

Par la suite, les courbes d'interaction utilisées dans Ruaumoko 3D ont été reproduites et comparées avec celles générées par le logiciel CSI Section Builder. Le paramètre (α) de l'équation [2.37] a été ajusté de façon à avoir la meilleure approximation possible entre les courbes. Les figures 4.12 à 4.14 présentent quelques comparaisons de courbes d'interaction obtenues entre les deux logiciels pour différents murs. Ces figures présentent un échantillon de courbes d'interaction qui reflète bien l'ensemble des courbes d'interaction obtenu pour tous les murs du bâtiment : (1) la figure 4.12 présente un exemple typique de courbes obtenues pour les noyaux du bâtiment, soit pour les murs de refend #5, 6 et 7; (2) la figure 4.13 présente un exemple typique de courbes obtenues pour les murs plats du bâtiment, soit pour les murs de refend #1, 2 et 4 ; finalement, (3) la figure 4.14 présente un exemple typique de courbes obtenues pour les murs plats asymétriques comme le mur de refend #3 et le mur de refend #1, au sous-sol.

L'estimation des courbes d'interaction par Ruaumoko 3D n'est pas importante en tout point, puisque, dans le contexte de cette étude, le bâtiment est sollicité seulement par des séismes dans la direction nord-sud du bâtiment (100% N-S). C'est seulement la zone autour des moments uni-axiaux agissant dans la direction des sollicitations qui est importante. Le moment secondaire agissant dans l'autre direction (est-ouest) provient de la torsion. Les zones sollicitées par les analyses sont encerclées par une ligne pointillée sur les courbes d'interaction des figures 4.12 à 4.14.

En générale, les courbes d'interaction générées par Ruaumoko 3D donne une bonne estimation pour les murs plats, sauf pour le mur de refend #1 au sous-sol où l'approximation est moins bonne sur un côté de la courbe. Pour certains noyaux, les surfaces d'interaction rectangulaire auraient pu être utilisées, mais celles-ci ne sont pas du côté conservateur par rapport aux surfaces d'interaction des noyaux générés par CSI Section Builder. De plus,

aucune interaction n'existe entre les moments bi-axiaux. La surface d'interaction de type elliptique a été privilégiée pour ces raisons.

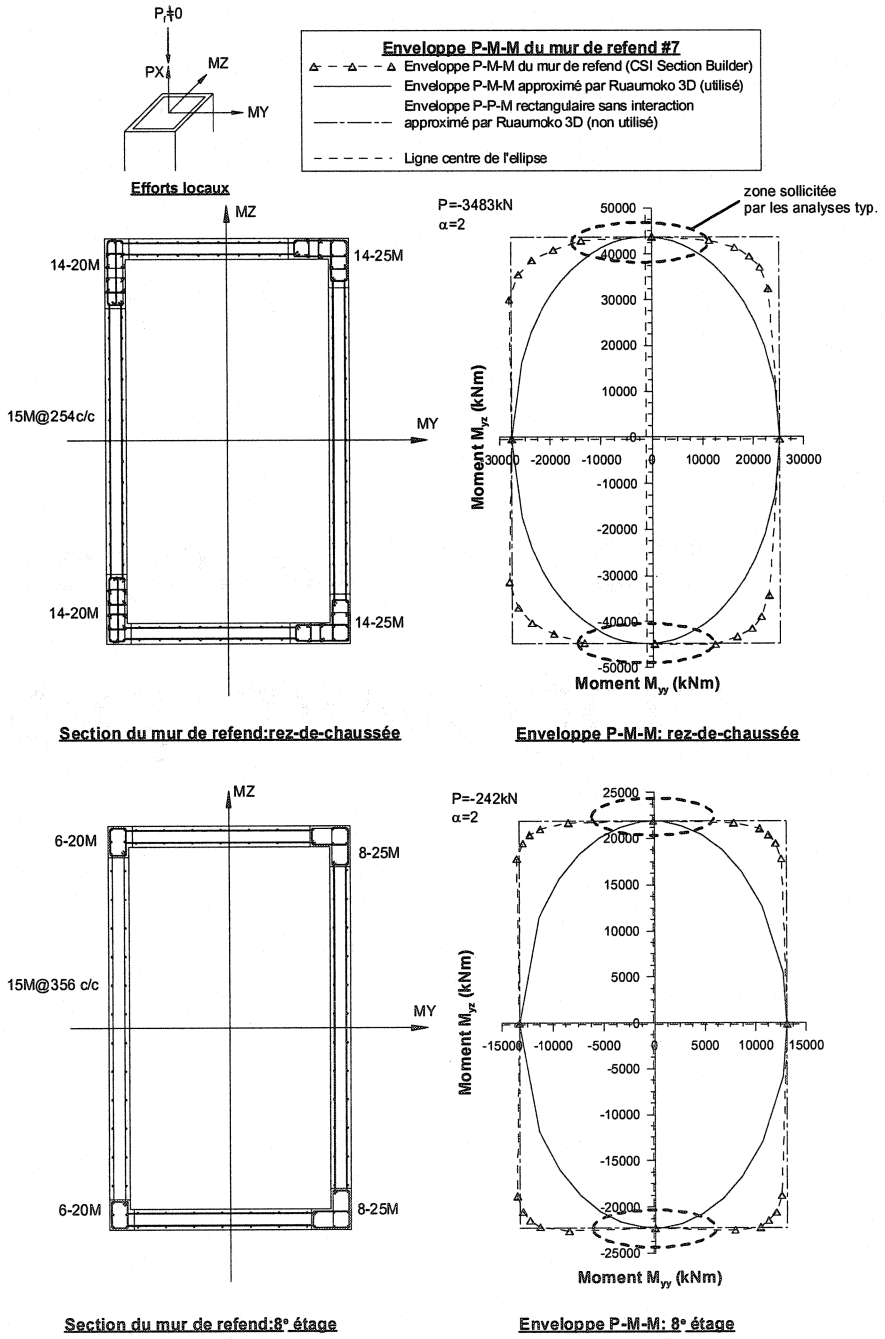


Figure 4.12 Exemples d'enveloppes de résistance P-M-M typiques des noyaux (murs de refend #5, 6 et 7): mur de refend #7 au r-d-c et au 8e étage.

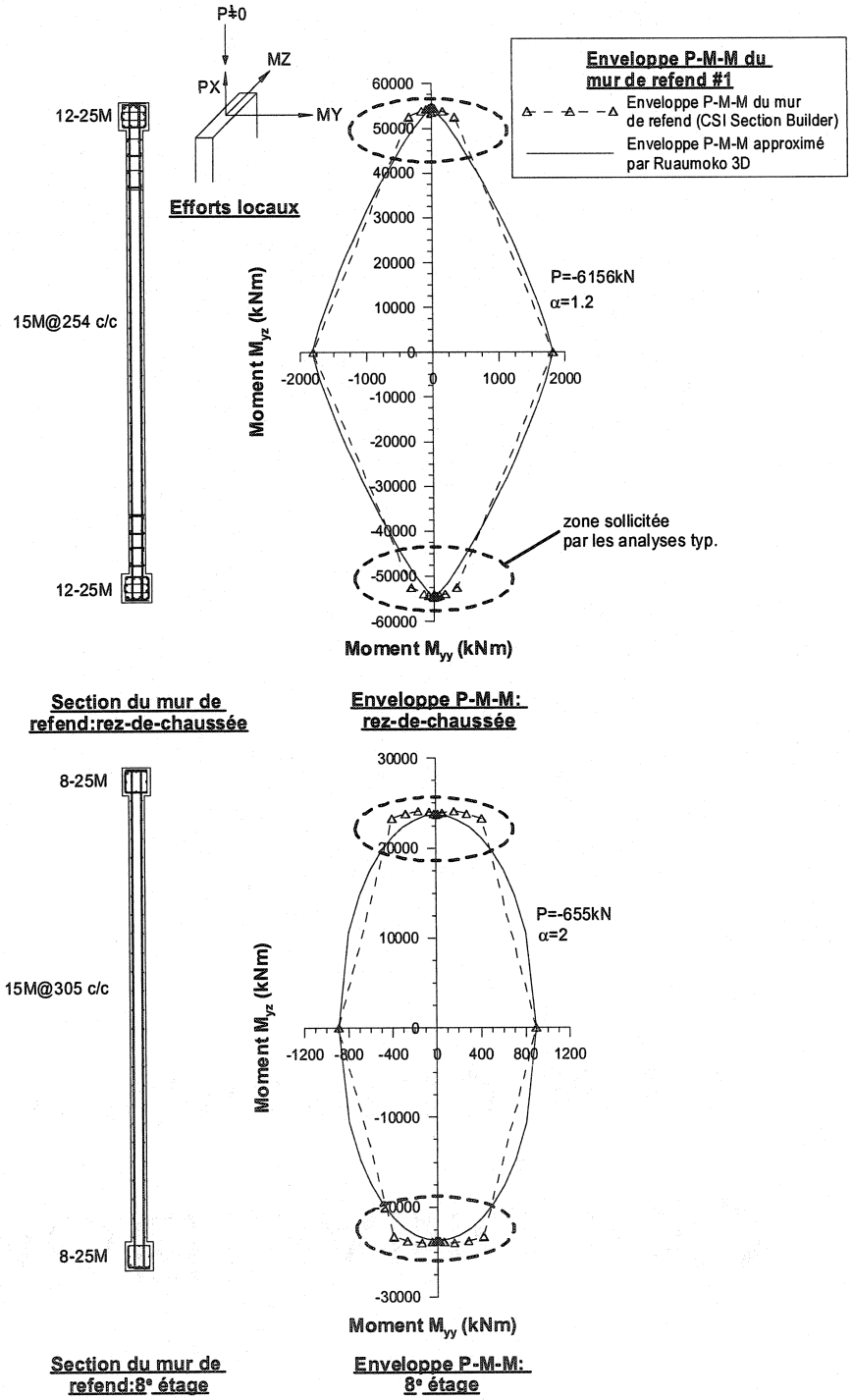


Figure 4.13 Exemples d'enveloppes de résistance P-M-M typiques des murs de refend plats (murs de refend #1, 2 et 4): mur de refend #1 au r-d-c et au 8e étage.

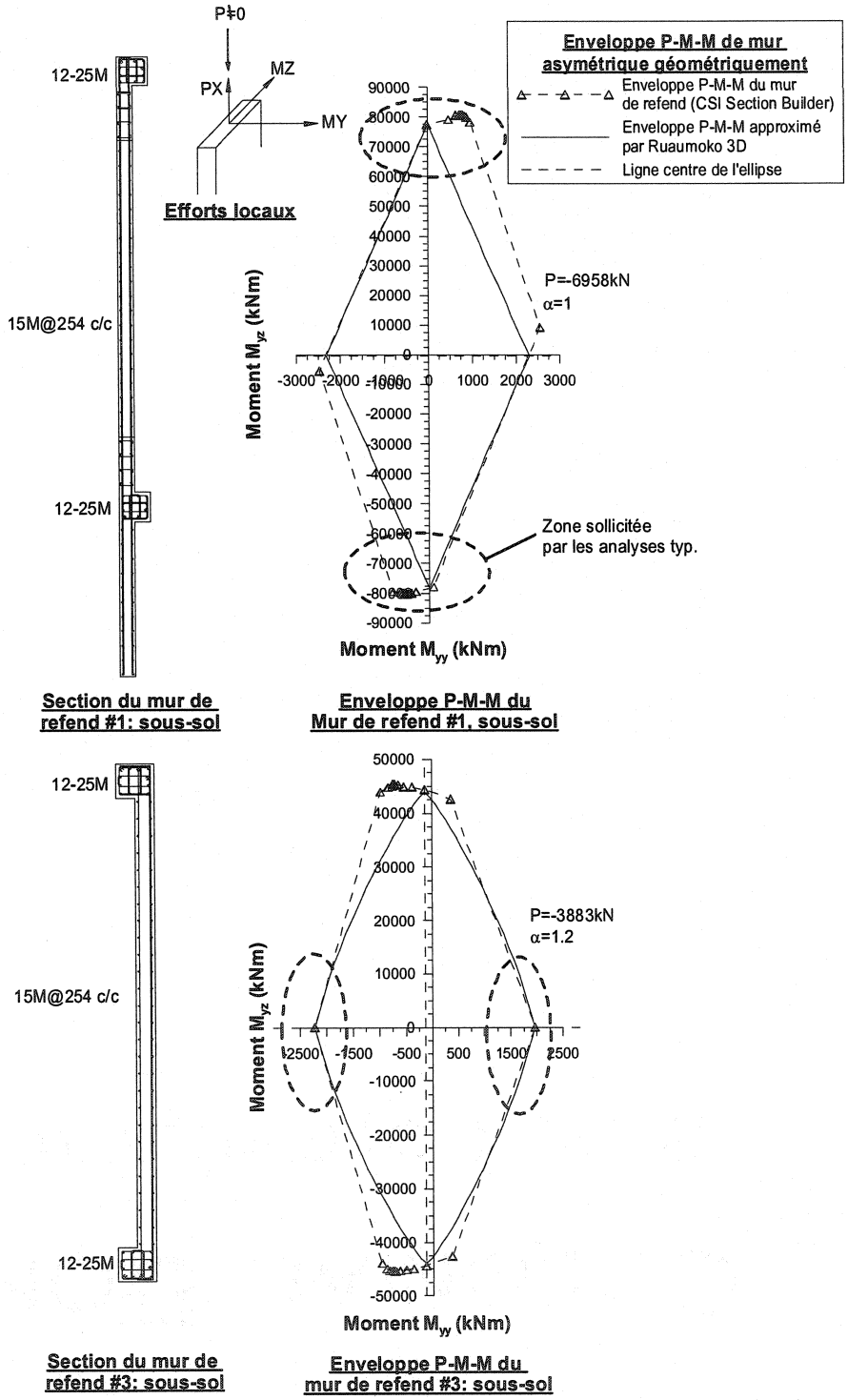
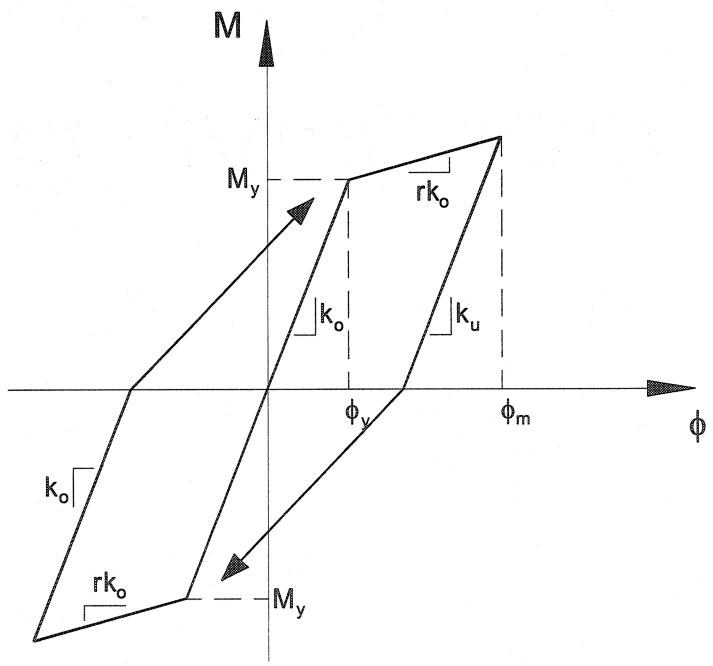


Figure 4.14 Exemples d'enveloppes de résistance P-M-M typiques de murs de refend asymétriques (sous-sol du mur de refend #1et mur de refend #3): sous-sol des murs de refend #1 et #3.

- **Courbes moment-courbure (M-ϕ)**

La règle bilinéaire modifié d'hystérésis de Takeda (figure 4.15 a)), qui tient compte de la dégradation de la rigidité, permet de modéliser la réponse moment-courbure de murs de refend en béton armé (figure 4.15 b). Les courbes moment-courbure ont été généré dans le logiciel Response 2000 (Bentz et Collins, 2000) en utilisant les valeurs nominales des matériaux (ϕ_s=1, ϕ_c=1) et en spécifiant la charge axiale (P_f=D+0.5L) agissant à la section considérée. Le moment plastique uni-axial (M_y) agissant dans la direction nord-sud des analyses a été déterminé à partir de l'enveloppe de rupture P-M-M généré dans le logiciel CSI Section builder. La courbure à la plastification (ϕ_y=M_y/k_o) est calculée en tenant compte de la rigidité effective de la norme de béton CSA-A23.3 utilisée (1994 ou 2004). Le facteur r est déterminé par la pente qui relie le moment ultime (M_u) et le moment plastique (M_y).

a)



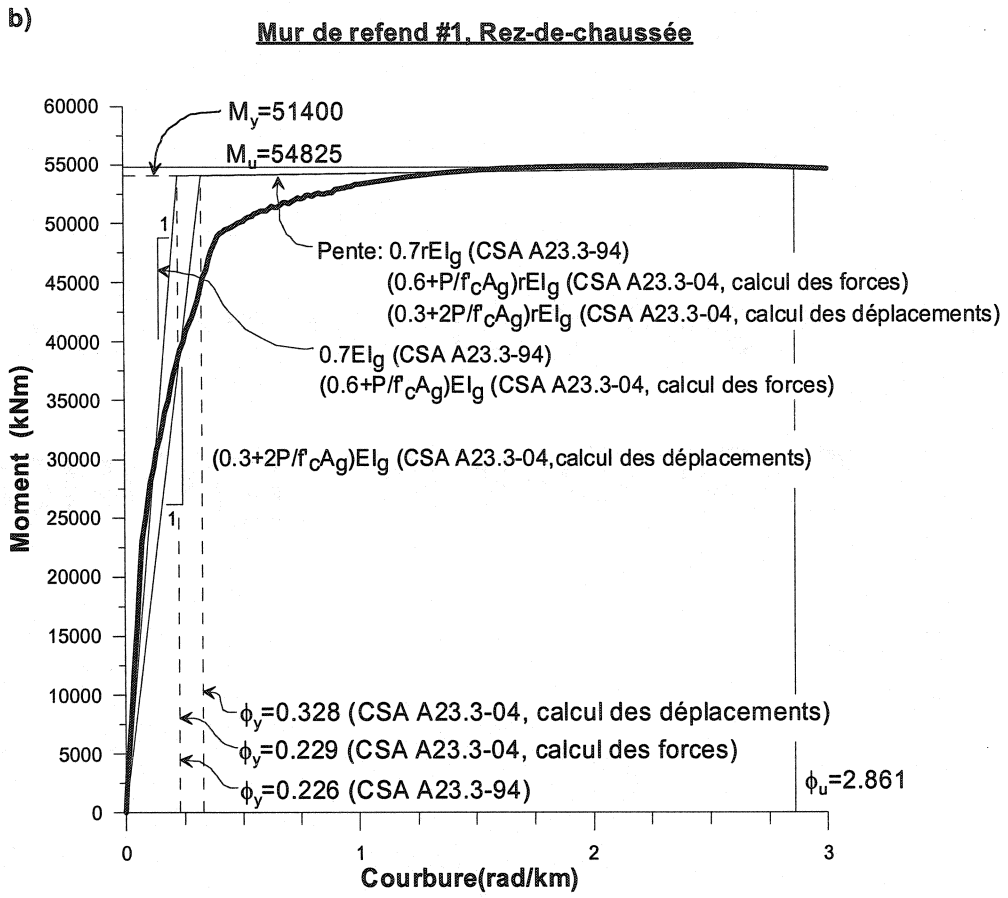


Figure 4.15 Exemple d'une courbe moment-courbure d'un mur de refend: (a) loi d'hystérésis Takeda assumée pour le comportement des murs de refend et (b) calcul typique des paramètres de modélisation d'une courbe.

Une courbe a été générée pour chaque mur et à chaque étage puisque la charge axiale diffère entre les étages. Puisque le bâtiment est analysé seulement dans une direction (nord-sud), seulement les courbes moment-courbure des murs de refend contreventant dans cette direction ont été générées, soit les murs de refend #1,2,5,6 et 7. Les murs de refend plats #3 et 4 ont des rigidités négligeables dans la direction nord-sud.

Les propriétés des courbes moment-courbure des murs de refend #1 et #5 pour le calcul des forces et des déplacements tel que spécifié par la norme

CSA A23.3-04 sont présentées aux tableaux 4.6 à 4.9. Le changement de rigidité spécifié par la norme a pour conséquence de changer le facteur r, la courbure à la plastification (ϕ_y) et par le fait même, la ductilité ultime en courbure de la section ($\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$). Des valeurs positives et négatives sont calculées pour certains murs, puisque la disposition de l'armature n'est pas nécessairement symétrique par rapport au centre géométrique de la section. Les propriétés des autres murs de refend et les propriétés des murs de refend calculées selon l'ancienne édition de la norme (CSA A23.3-94) sont présentées à l'annexe 4.

Tableau 4.6 Caractéristiques du mur de refend #1 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	15.699	78311	81836	7.174	0.202	1.472	7.274	-6958
3.126	Sous-sol*	17.367	77593	88009	13.947	0.181	1.926	10.625	-6958
5.004	R-d-c	6.692	54100	54825	1.736	0.328	2.861	8.723	-6156
8.382	2e étage	6.373	52400	52645	0.554	0.334	3.147	9.434	-5385
11.151	3e étage	6.068	50000	50270	0.577	0.334	3.462	10.357	-4615
13.92	4e étage	5.750	34500	34892	0.634	0.243	4.608	18.929	-3844
16.689	5e étage	5.431	32100	32409	0.478	0.240	5.069	21.139	-3072
19.458	6e étage	5.099	29400	29811	0.555	0.234	6.133	26.216	-2298
22.227	7e étage	4.752	26600	27080	0.629	0.227	6.746	29.706	-1459
25.224	8e étage	4.434	23700	24406	0.813	0.217	8.163	37.639	-655
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	15.699	77555	80603	3.274	0.200	2.606	13.002	-6958
3.126	Sous-sol*	17.367	69904	81782	9.278	0.163	3.154	19.313	-6958
5.004	R-d-c	6.692	54100	54825	1.736	0.328	2.861	8.723	-6156
8.382	2e étage	6.373	52400	52645	0.554	0.334	3.147	9.434	-5385
11.151	3e étage	6.068	50000	50270	0.577	0.334	3.462	10.357	-4615
13.92	4e étage	5.750	34500	34892	0.634	0.243	4.608	18.929	-3844
16.689	5e étage	5.431	32100	32409	0.478	0.240	5.069	21.139	-3072
19.458	6e étage	5.099	29400	29811	0.555	0.234	6.133	26.216	-2298
22.227	7e étage	4.752	26600	27080	0.629	0.227	6.746	29.706	-1459
25.224	8e étage	4.434	23700	24406	0.813	0.217	8.163	37.639	-655

* : changement de section à l'étage

Tableau 4.7 Caractéristiques du mur de refend #1 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des forces

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	23.979	78311	81836	4.452	0.132	1.472	11.110	-6958
3.126	Sous-sol*	26.526	77593	88009	8.815	0.119	1.926	16.229	-6958
5.004	R-d-c	9.588	54100	54825	1.166	0.229	2.861	12.497	-6156
8.382	2e étage	9.421	52400	52645	0.361	0.226	3.147	13.946	-5385
11.151	3e étage	9.269	50000	50270	0.364	0.219	3.462	15.819	-4615
13.92	4e étage	9.103	34500	34892	0.392	0.154	4.608	29.967	-3844
16.689	5e étage	8.950	32100	32409	0.285	0.146	5.069	34.837	-3072
19.458	6e étage	8.784	29400	29811	0.317	0.136	6.133	45.165	-2298
22.227	7e étage	8.618	26600	27080	0.341	0.125	6.746	53.870	-1459
25.224	8e étage	8.452	23700	24406	0.421	0.114	8.163	71.750	-655
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	23.979	77555	80603	2.084	0.131	2.606	19.860	-6958
3.126	Sous-sol*	26.526	69904	81782	5.962	0.107	3.154	29.499	-6958
5.004	R-d-c	9.588	54100	54825	1.166	0.229	2.861	12.497	-6156
8.382	2e étage	9.421	52400	52645	0.361	0.226	3.147	13.946	-5385
11.151	3e étage	9.269	50000	50270	0.364	0.219	3.462	15.819	-4615
13.92	4e étage	9.103	34500	34892	0.392	0.154	4.608	29.967	-3844
16.689	5e étage	8.950	32100	32409	0.285	0.146	5.069	34.837	-3072
19.458	6e étage	8.784	29400	29811	0.317	0.136	6.133	45.165	-2298
22.227	7e étage	8.618	26600	27080	0.341	0.125	6.746	53.870	-1459
25.224	8e étage	8.452	23700	24406	0.421	0.114	8.163	71.750	-655

* : changement de section à l'étage

Tableau 4.8 Caractéristiques du mur de refend #5 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	5.686	34753	36113	0.503	0.248	19.55	78.840	-5417
5.004	R-d-c	4.666	37883	38605	0.360	0.329	17.784	53.989	-4756
8.382	2e étage	4.546	36951	37244	0.136	0.330	19.564	59.330	-4151
11.151	3e étage	4.403	35003	35929	0.443	0.323	19.566	60.660	-3545
13.92	4e étage	4.271	30563	31357	0.391	0.290	19.574	67.423	-2938
16.689	5e étage	4.128	29820	30049	0.117	0.293	19.575	66.784	-2331
19.458	6e étage	3.984	23321	23787	0.245	0.237	19.576	82.429	-1723
22.227	7e étage	3.828	22136	22336	0.110	0.235	19.576	83.451	-1060
25.224	8e étage	3.685	20599	20900	0.171	0.227	19.577	86.319	-416
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	5.686	49664	54957	2.386	0.354	16.179	45.656	-5417
5.004	R-d-c	4.666	52561	55780	2.004	0.457	14.426	31.565	-4756
8.382	2e étage	4.546	51023	54461	2.196	0.455	14.425	31.680	-4151
11.151	3e étage	4.403	49485	53140	2.186	0.456	15.865	34.791	-3545
13.92	4e étage	4.271	34887	37288	1.185	0.331	19.581	59.088	-2938
16.689	5e étage	4.128	33470	35988	1.286	0.329	19.58	59.516	-2331
19.458	6e étage	3.984	25445	27602	1.137	0.259	19.579	75.560	-1723
22.227	7e étage	3.828	24004	26178	1.192	0.254	19.578	76.965	-1060
25.224	8e étage	3.685	22562	24775	1.260	0.248	19.578	78.813	-416

Tableau 4.9 Caractéristiques du mur de refend #5 selon le CSA A23.3-04 pour le calcul des forces

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	9.551	34753	36113	0.298	0.148	19.55	132.435	-5417
5.004	R-d-c	7.717	37883	38605	0.216	0.199	17.784	89.290	-4756
8.382	2e étage	7.657	36951	37244	0.080	0.196	19.564	99.924	-4151
11.151	3e étage	7.585	35003	35929	0.256	0.187	19.566	104.507	-3545
13.92	4e étage	7.513	30563	31357	0.221	0.165	19.574	118.605	-2938
16.689	5e étage	7.454	29820	30049	0.064	0.162	19.575	120.598	-2331
19.458	6e étage	7.382	23321	23787	0.132	0.128	19.576	152.728	-1723
22.227	7e étage	7.298	22136	22336	0.057	0.123	19.576	159.079	-1060
25.224	8e étage	7.226	20599	20900	0.087	0.116	19.577	169.276	-416
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y (rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	9.551	49664	54957	1.408	0.211	16.179	76.693	-5417
5.004	R-d-c	7.717	52561	55780	1.196	0.276	14.426	52.204	-4756
8.382	2e étage	7.657	51023	54461	1.287	0.270	14.425	53.357	-4151
11.151	3e étage	7.585	49485	53140	1.253	0.265	15.865	59.940	-3545
13.92	4e étage	7.513	34887	37288	0.669	0.188	19.581	103.941	-2938
16.689	5e étage	7.454	33470	35988	0.707	0.182	19.58	107.474	-2331
19.458	6e étage	7.382	25445	27602	0.610	0.140	19.579	140.001	-1723
22.227	7e étage	7.298	24004	26178	0.621	0.133	19.578	146.714	-1060
25.224	8e étage	7.226	22562	24775	0.639	0.127	19.578	154.556	-416

4.6 Synthèse et conclusion

L'estimation de la période fondamentale du bâtiment par les formules empiriques n'est pas une méthode très fiable puisque les périodes estimées s'étendent de 0.210 s à 1.015 s alors que la période fondamentale du bâtiment est de 1.328 s (modèle **A**) ou 1.422 s (modèle **B**). Les hypothèses de calculs de chacune des formules empiriques sont difficiles à déterminer puisqu'elles sont presque inexistantes dans la littérature. Néanmoins, la présence d'ouverture dans les murs de refend influence très peu l'estimation de la période du bâtiment. On sait également que ces formules estiment la période fondamentale du bâtiment selon un mode en translation et non torsionnel.

La formule empirique de Chopra et Goël (1998) donne la meilleure estimation de la période fondamentale du bâtiment (T_1=1.015 s) alors que celle estimée par la norme française PS92 (T_1=0.210 s), bien que faisant intervenir l'interaction sol-structure, donne la période la plus courte. Les formules analytiques donnent une meilleure estimation de la période du bâtiment puisqu'elles se concentrent autour de la période du bâtiment. Par contre, les formules empiriques sont beaucoup plus conservatrices que les formules analytiques.

La période calculée pour le bâtiment avec diaphragmes flexibles selon la formule empirique développée par Balkaya et Kalkan (2003) donne une estimation grossière de la période du bâtiment (0.725 s comparativement à la période du bâtiment de 1.013 s (modèle **E**)), puisque possiblement le bâtiment n'a pas été construit en utilisant une technique de forme "tunnel".

Le cisaillement à la base calculé selon les exigences du CNBC 2005 augmente de 29% comparativement à celui obtenue selon les exigences du CNBC 1995. Cependant, les hypothèses de calcul limitant le cisaillement à la base du bâtiment ne sont pas les mêmes dans les deux éditions du code :

dans un cas (CNBC 1995), on permet de limiter le cisaillement à 0.8V alors que cette limite n'a pas été retenue dans le CNBC 2005. D'autre part, la version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet ne donnait aucune limite à la période fondamentale calculée selon la formule empirique du code ou une méthode mécanique pour les murs de refend. Or, en limitant le cisaillement dans les deux cas à 0.8V, on obtient des forces de cisaillement comparable, légèrement supérieur dans le cas du CNBC 2005 (0.05529W vs 0.05376W). Une version plus récente du CNBC 2005 limite maintenant la période fondamentale des structures contreventées par des murs de refend à $2T_a$.

En superposant les spectres de réponse de la ville de Montréal selon les deux éditions du code, on remarque que les accélérations spectrales sont dorénavant plus importantes qu'auparavant pour les courtes périodes. Cependant, l'accélération spectrale selon le CNBC 1995 est légèrement supérieure à celle exigé par le CNBC 2005 pour les longues périodes.

Un séisme historique et deux séismes simulés ont été choisis afin d'analyser le comportement sismique du bâtiment lors des analyses temporelles non-linéaires. Les cas simulés correspondent à des mouvements de sol compatibles avec la ville de Montréal. Ces mêmes séismes ont été également filtrés pour diminuer l'amplitude des hautes fréquences et mieux correspondre au spectre de la ville de Montréal du CNBC 2005. Ces séismes permettront d'évaluer l'influence des modes supérieurs par rapport aux séismes d'origine.

Finalement, les enveloppes de résistance P-M-M et les courbes M-ϕ des murs de refend nécessaires à l'élaboration des modèles non-linéaires 3D du bâtiment ont été présentées. Ces courbes permettent de déterminer les paramètres de la loi d'hystérésis Takeda et, également, les ductilités ultimes en courbure des murs ($\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$). Seulement une partie des courbes d'interaction

P-M-M générées dans le logiciel CSI Section Builder seront principalement sollicitées lors des analyses, soit la zone autour des moments uni-axiaux agissant dans la direction des sollicitations. Les courbes d'interaction estimées par le logiciel d'analyse inélastique 3D (Ruaumoko) sont conservatrices pour les noyaux et relativement bonnes pour les murs plats dans les zones sollicitées.

CHAPITRE 5

RÉPONSES SISMIQUES ÉLASTIQUES PSEUDO-STATIQUES ET SPECTRALES DU BÂTIMENT (ÉTUDE PARAMÉTRIQUE)

5.1 Introduction

Ce chapitre permet principalement de statuer sur les nouvelles exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 concernant l'analyse et la conception de bâtiments contreventés par des murs de refend en béton armé à Montréal. Pour ce faire, la réponse en vibration libre du bâtiment ainsi que des analyses statiques équivalentes et spectrales selon les éditions 1995 et 2005 du CNBC ont été effectuées. Le modèle structural B (voir chapitre 3) a été utilisé tout au long de ce chapitre, soit le modèle avec ouvertures et avec diaphragmes de plancher rigides. Également, l'influence de certains paramètres de modélisation sur la réponse sismique a été étudiée, comme la rigidité en flexion et en cisaillement, les effets P-Δ, les conditions de base, les modes supérieurs, la rigidité des diaphragmes, la présence du stationnement souterrain et la torsion.

Entre autres, les résultats démontrent que le bâtiment respecte les critères de flèches inter-étages de 2.5%h_s exigés par le CNBC 2005 lors des analyses spectrales (T_a=1.960 s), mais non lors des analyses statiques (T_a=0.530 s) équivalentes puisque l'accélération spectrale est beaucoup plus importante ($S(T_a)$=0.387g) comparativement à celle obtenue lors de l'analyse spectrale ($S(T_a)$=0.061g). De plus, ce bâtiment est sensible aux phénomènes de torsion puisque le facteur B calculé est supérieur à 1.7.

Dans la version préliminaire du CNBC 2005, aucune limite n'était imposée à la période T_a pour les bâtiments avec des murs de refend. Les

résultats démontrent qu'il est important de limiter la période T_a à une certaine valeur puisqu'une période trop longue, basée sur des hypothèses souvent difficiles à justifier, sollicite peu la structure et peut entraîner une conception inadéquate des murs de refend. Également, l'effort tranchant à la base (V) devient plus grand lorsque la formule empirique du CNBC 2005 est utilisée. Pour ce projet, lorsque les exigences du CNBC 2005 ont été appliquées, l'effort tranchant à la base du bâtiment a augmenté de 29% comparativement à celles utilisées du CNBC 1995.

Ce chapitre présente d'abord la réponse en vibration libre et, par la suite, les réponses sismiques pseudo-statiques et spectrales 3D du bâtiment. Finalement, l'influence de certains paramètres de modélisation sur la réponse sismique sont présenté ainsi qu'une vérification du dimensionnement des murs de refend selon les nouvelles exigences de la norme CSA A23.3-04 et du CNBC 2005 permettant de constater l'impact sur la conception existante des murs de refend conçus selon la norme CSA A23.3-94 et le CNBC 1995.

5.2 Réponse en vibration libre

Dans cette section, certains paramètres du modèle B (diaphragmes rigides et avec ouvertures) ont été modifiés pour analyser leur influence sur la période et les modes de vibration du bâtiment.

5.2.1 Nouvelles exigences de la norme CSA A23.3-04

Dorénavant, la norme CSA A23.3-04 exige de créer deux modèles pour tenir compte de l'incertitude des paramètres de rigidité: un pour déterminer les efforts et un second pour déterminer les déplacements dont la rigidité effective est moindre. Dans chacun des cas, les rigidités effectives en flexion et en cisaillement des murs de refend ont été modifiées selon les exigences de la

norme CSA A23.3-94 et CSA A23.3-04 ($0.7I_g$ comparé à $(0,3+2P/f'_cA_g)I_g$ et $(0,3+2P/f'_cA_g)A_g$ pour les déplacements; $0.7I_g$ comparé à $(0,6+P/f'_cA_g)I_g$ et $(0,6+P/f'_cA_g)A_g$) pour les forces). Le tableau 5.1 présente les 9 premiers modes de vibration de chacun de ces modèles où au moins 90% de la masse modale est atteinte dans la direction du séisme (direction « y » ou nord-sud) tel qu'exigé par le CNBC.

Le tableau 5.1 révèle que les nouvelles prescriptions de la norme CSA A23.3-04 ne changent pas les modes de vibration du bâtiment et que les masses participantes pour chacun des modes ne changent pratiquement pas. Seules, bien sûr, les périodes changent entre les modèles puisque la rigidité effective diffère entre les éditions de la norme CSA A23.3. Les principaux modes de vibration du bâtiment sont la translation en y, en x et en torsion. Ces trois modes de vibration se suivent dans l'ordre et se répètent également dans le même ordre pour chacun des modèles.

Tableau 5.1 Masse modale effective du bâtiment selon les exigences de la norme CSA A23.3 édition 94 et 04.

Modèle selon les exigences de la norme CSA A23.3-94 (efforts internes et déplacements)								
Mode	Période (s)*	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1,439	2,16	45,39	16,23	2,16	45,39	16,23	Translation en y
2	1,233	59,81	4,63	0,57	61,96	50,02	16,79	Translation en x
3	1,027	3,06	14,30	46,60	65,02	64,31	63,39	Torsion en z
4	0,252	0,67	13,24	5,09	65,69	77,55	68,49	Translation en y
5	0,220	16,71	1,72	0,16	82,40	79,27	68,65	Translation en x
6	0,184	1,09	4,69	12,86	83,49	83,96	81,51	Torsion en z
7	0,102	0,28	3,77	1,47	83,77	87,73	82,98	Translation en y
8	0,092	4,45	0,72	0,01	88,21	88,45	82,99	Translation en x
9	0,076	0,33	1,48	3,39	88,54	89,93	86,38	Torsion en z

* : inclus les effets P-Δ.

Tableau 5.1 Masse modale effective du bâtiment selon les exigences de la norme CSA A23.3 édition 94 et 04 (suite)

Modèle selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (déplacements)								
Mode	Période (s)*	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1,960	2,48	44,11	17,51	2,48	44,11	17,51	Translation en y
2	1,685	60,76	4,35	0,12	63,24	48,46	17,63	Translation en x
3	1,357	1,98	16,09	46,27	65,22	64,56	63,90	Torsion en z
4	0,372	0,79	12,86	5,35	66,01	77,41	69,25	Translation en y
5	0,325	17,02	1,74	0,04	83,03	79,15	69,29	Translation en x
6	0,267	0,82	5,43	12,38	83,85	84,58	81,67	Torsion en z
7	0,158	0,38	3,58	1,56	84,23	88,17	83,22	Translation en y
8	0,144	4,55	0,82	0,00	88,79	88,99	83,22	Translation en x
9	0,116	0,29	1,80	3,24	89,08	90,78	86,46	Torsion en z
Modèle selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)								
Mode	Période (s)*	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1,532	2,40	44,70	17,17	2,40	44,70	17,17	Translation en y
2	1,316	60,45	4,74	0,34	62,85	49,44	17,50	Translation en x
3	1,086	2,69	15,41	46,38	65,54	64,85	63,88	Torsion en z
4	0,281	0,78	13,15	5,09	66,32	78,00	68,97	Translation en y
5	0,247	16,70	1,80	0,09	83,03	79,81	69,06	Translation en x
6	0,205	0,96	4,83	12,83	83,98	84,63	81,89	Torsion en z
7	0,118	0,37	3,55	1,42	84,35	88,19	83,31	Translation en y
8	0,108	4,28	0,82	0,00	88,63	89,00	83,31	Translation en x
9	0,088	0,31	1,50	3,26	88,93	90,50	86,58	Torsion en z

* : inclus les effets P-Δ.

5.2.2 Influence de la rigidité en flexion (EI) et en cisaillement (GA)

Plusieurs rigidités effectives en flexion et en cisaillement sont recommandées par divers codes et auteurs pour les murs de refend dans la littérature. Pour vérifier l'influence de ce paramètre sur la période fondamentale du bâtiment, les rigidités des murs de refend du modèle B ont été changées selon dix sources provenant de la littérature, tel que présenté dans le chapitre 2. Ces rigidités effectives en flexion et cisaillement sont synthétisées dans le

tableau 5.2. La rigidité effective en flexion peut varier de 0.2EI à EI alors que la rigidité effective en cisaillement peut être réduite jusqu'à 0.1GA.

Tableau 5.2 Rigidité effective en flexion et en cisaillement pour les murs de refend.

Rigidité en flexion	
Source # :	**Formule**
1) - CSA A23.3-94 - ACI 318-99	$I_e=0,7I_g$
2) - CSA A23.3-04 (1) (déplacement)	$I_e=(0,3+2P/f'_cA_g)I_g \leq 0,7I_g$
3) - Wallace et Moehle (1992) - FEMA (1997)	$I_e=0,5I_g$
4) - Adebar et Ibrahim (2000): borne supérieure - CSA A23.3-04 (2) (efforts internes) - Park et Paulay (1975)	$I_e=(0,6+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$
5) - Adebar et Ibrahim (2000): borne inférieure	$I_e=(0,2+2,5P/f'_cA_g)I_g \leq 0,7I_g$
6) - Priestley et Hart (1989)	$I_e=(100/f_y+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$
Rigidité en cisaillement	
Source # :	**Formule**
7) - CSA A23.3-04 (3) (déplacement)	$A_e=(0,3+2P/f'_cA_g)A_g$
8) - Adebar (1998)	$G_e=0,1G_g$
9) - Fuentes (1998)	$A_e=0,4A_g$
10) - CSA A23.3-04 (4) (efforts internes)	$A_e=(0,6+P/f'_cA_g)A_g$

La figure 5.1 présente le spectre de la ville de Montréal du CNBC 2005 sur lequel sont mis en relief les différentes périodes fondamentales du modèle B trouvées selon les dix sources précédentes. La source #1 représente les exigences du CNBC 1995 en combinaison avec la norme CSA A23.3-94. Les sources #7 et #10 représentent respectivement les exigences de la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements et des efforts internes en relation avec le CNBC 2005. Également, les périodes fondamentales des modèles du chapitre 3 selon les exigences du CNBC 1995 et de la norme CSA A23.3-94 (0.7EI) sont également présentées sur la figure 5.1. En combinaison avec les

rigidités effectives en cisaillement spécifiées par Adebar (source #8) et Fuentes (source #9), la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements a été utilisé. Pour les six premières sources, aucune diminution de la rigidité en cisaillement n'est appliquée. Également, les effets P-Δ ont été pris en compte pour tous les modèles, tel que demandé dans le CNBC. Le détail des calculs des rigidités effectives est présenté à l'annexe 5.

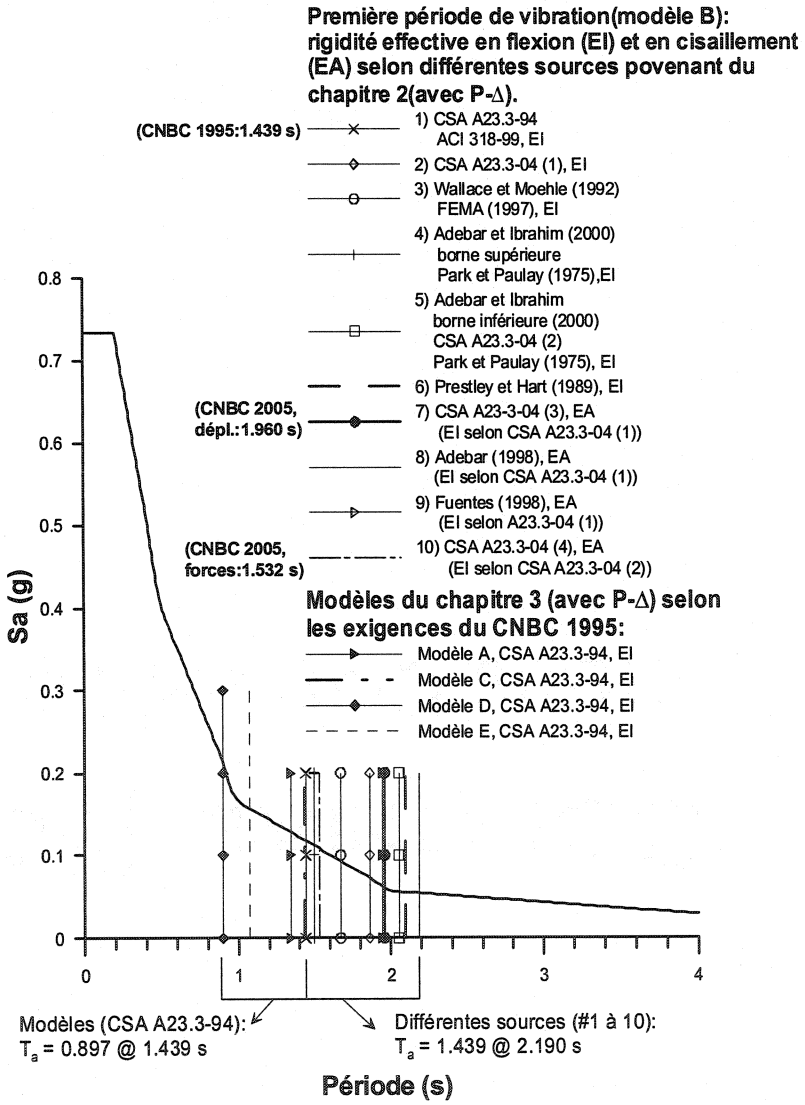


Figure 5.1 Influence de la rigidité effective sur la période fondamentale du bâtiment: mise en relief sur le spectre de réponse de la ville de Montréal du CNBC 2005.

En comparant les nouvelles et les anciennes éditions du CNBC et de la norme CSA A23.3, on observe que la période fondamentale utilisée pour trouver les efforts internes est légèrement plus longue selon les nouvelles exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 (1.532 s comparativement à 1.439 s). Par contre, la période fondamentale pour calculer les déplacements est beaucoup plus grande qu'auparavant, soit de 1.960 s comparativement à 1.439 s. Ceci aura comme conséquence d'augmenter les flèches inter-étages du bâtiment. L'augmentation des périodes fondamentales du bâtiment est due aux nouvelles rigidités effectives spécifiées dans la norme CSA A23.3-04 qui sont moindres qu'auparavant.

D'autre part, tout dépendant de la rigidité effective et des hypothèses de modélisation choisies, la période fondamentale du bâtiment varie de beaucoup, soit de 0.897 s à 2.190 s. Puisque l'accélération spectrale associée à chacune des périodes n'est pas la même, ceci a un impact majeur sur les efforts internes et les flèches ainsi calculées.

5.2.3 Influence des conditions de base

Pour tenir compte de l'interaction sol-structure dans le bâtiment, des ressorts, ayant approximativement la même rigidité que le sol, ont été introduits à la base des murs de refend et des murs de fondation. Pour ce faire, une étude géotechnique sur le site du bâtiment a été effectuée par des consultants pour déterminer la nature et les propriétés mécaniques du sol.

D'après l'étude géotechnique, le sol où repose les fondations consiste en un dépôt de moraines dense à très dense et considéré compact localement à quelques endroits. La moraine peut être décrite plus particulièrement comme un silt humide sablonneux brun avec des traces de gravier et de galet, puis devient gris pour des profondeurs plus grandes (2.8 à 3.2m sous la surface du sol). Ce dépôt de moraine est généralement très dense, avec des indices « N »

d'essai de pénétration standard au-dessus de 50 coups par 12 pouces de pénétration du carottier fendu. Pour les zones de compactes à denses (endroits locaux), les indices « N » variaient entre 18 et 39. Ainsi, à l'estimation de la profondeur des fondations, la capacité portante du sol a été évaluée à 300 kPa (6000lb/pi^2).

Également, d'après les indices « N » trouvés lors de l'étude géotechnique (Pion, 1999), le module d'élasticité dynamique a été estimé entre 200 et 300 MPa, et le coefficient de Poisson entre 0.25 et 0.3 pour N>30 (ICE, 1999, voir annexe 5). Ceci a permis de calculer une borne inférieure et supérieure pour chacun des ressorts en prenant une valeur appropriée du module d'élasticité et du coefficient de Poisson dans chacun des cas. La rigidité des ressorts a été déterminée en utilisant la méthode de Newmark-Rosenblueth pour le sol situé sous les semelles isolées des murs de refend. La méthode proposée par Gazeta (Sieffert et Cevaer, 1991) a été par contre utilisée pour modéliser le sol sous les semelles filantes des murs de fondation (voir en annexe 5 pour les calculs de rigidité des ressorts).

Le tableau 5.3 présente les périodes fondamentales du bâtiment en considérant les fondations rigides et flexibles de trois modèles B différents ($B^{1)}$,$B^{7)}$, $B^{10)}$). Un des modèles a été conçu selon les anciennes éditions du CNBC et de la norme de béton CSA A23.3 alors que pour les deux autres, les nouvelles éditions ont été considérées. Dans ce cas-ci, la période fondamentale rallonge entre 8 et 11% lorsque la fondation encastrée du bâtiment devient flexible.

Tableau 5.3 Périodes fondamentales du bâtiment en tenant compte de l'interaction sol-structure.

	Première période de vibration (s) (avec P-Δ)		
Modèle B selon la source* #	Base encastrée	Base sur ressorts (borne inférieure)	Base sur ressorts (borne supérieure)
1) CNBC 1995 et CSA A23.3-94	1,439	1,591	1,551
7) CNBC 2005 et CSA A23.3-04 (déplacement)	1,960	2,107	2,072
10) CNBC 2005 et CSA A23.3-04 (efforts internes)	1,532	1,686	1,647

* : Les numéros de source sont les mêmes que ceux présentés au tableau 5.2

D'autre part, que l'on considère la base flexible ou rigide, les modes de vibration et les masses modales effectives sont pratiquement les mêmes. Pour être plus précis, il se produit une légère augmentation de la masse modale effective cumulative en translation dans la direction y (nord-sud) de l'ordre de 5% au 9e mode lorsque la base du bâtiment devient flexible. La masse modale effective cumulative en translation dans la direction « y » passe en moyenne de 90,4% à 95,5%. En fait, le sous-sol du bâtiment, par sa géométrie, est beaucoup plus rigide que les autres étages du bâtiment. Ainsi, sous une fondation rigide, la masse du rez-de-chaussée est relativement fixe alors qu'elle est davantage sollicitée par la structure lorsque celle-ci repose sur une fondation flexible. Les modes et les masses modales effectives des bâtiments avec bases flexibles sont présentés en annexe 5.

5.2.4 Influence des effets P-Δ

L'influence des effets P-Δ sur la période de vibration du bâtiment a été analysée dans cette section. Pour ce faire, les dix premiers modèles tel que présenté sur la figure 5.1 ont été utilisés où les rigidités des murs de refend du modèle B ont été changées selon différentes sources. Le tableau 5.4 démontre que les effets P-Δ ont peu d'importance sur la période fondamentale et, par le fait même, sur les modes de vibration et les masses modales effectives du

bâtiment. En bref, les effets P-Δ n'ont pas d'influence significative sur le comportement sismique du bâtiment.

Tableau 5.4 Influence des effets P-Δ sur la période fondamentale du bâtiment.

Rigidités en flexion (EI) et en cisaillement (EA) utilisées		Première période de vibration (s)		Écart relatif %
Source # :	Formule	sans P-Δ	avec P-Δ	
1) - CSA A23.3-94 - ACI 318-99	$I_e=0{,}7I_g$	1,422	1,439	1,2%
2) - CSA A23.3-04 (1)	$I_e=(0{,}3+2P/f'_cA_g)I_g \leq 0{,}7I_g$	1,824	1,859	1,9%
3) - Wallace et Moehle (1992) - FEMA (1997)	$I_e=0{,}5I_g$	1,642	1,668	1,6%
4) - Adebar et Ibrahim (2000): borne supérieure - CSA A23.3-04 (2) - Park et Paulay (1975)	$I_e=(0{,}6+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$	1,474	1,492	1,2%
5) - Adebar et Ibrahim (2000): borne inférieure	$I_e=(0{,}2+2{,}5P/f'_cA_g)I_g \leq 0{,}7I_g$	2,007	2,054	2,3%
6) - Priestley et Hart (1989)	$I_e=(100/f_y+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$	2,042	2,094	2,5%
7) - CSA A23.3-04 (3)	$A_e=(0{,}3+2P/f'_cA_g)$	1,919	1,960	2,0%
8) - Adebar (1998)	$G_e=0{,}1G_g$	2,133	2,190	2,6%
9) - Fuentes (1998)	$A_e=0{,}4A_g$	1,867	1,904	2,0%
10) - CSA A23.3-04 (4)	$A_e=(0{,}6+P/f'_cA_g)A_g$	1,512	1,532	1,3%

5.2.5 Période fondamentale du bâtiment selon le CNBC 2005

Comme on le sait déjà, le CNBC 2005 permet dorénavant d'utiliser la période fondamentale d'un modèle structural au lieu d'utiliser une formule empirique (T_a) du code à condition que $T_{modèle}<1.5*T_{empirique}$ pour les ossatures résistant aux moments et les ossatures contreventées. Cependant, aucune limite n'était imposée à la période T_a pour les bâtiments avec des murs de refend dans la version du CNBC utilisée au début de ce projet. On pouvait donc calculer la période du bâtiment avec les formules empiriques données dans le code ou une méthode mécanique dont la période n'est pas limitée.

La figure 5.2 présente le spectre de conception de la ville de Montréal selon le CNBC 2005. Toutes les périodes fondamentales trouvées selon les méthodes empiriques (méthode empirique de la figure 4.2), les méthodes analytiques (méthodes analytiques de la figure 4.2) et les modèles numériques (les 14 modèles de la figure 5.1 et les 6 modèles sur fondation flexible du tableau 5.3) ont été mis en relief sur le spectre. On remarque qu'en fonction de la méthode choisie, la plage balayée par les périodes trouvées est très large, soit de 0.210 s à 2.190 s. L'influence de la modélisation du bâtiment (rigidité effective, conditions frontières, etc.) sur la période fondamentale de vibration est également importante, puisque la période varie entre 0.897 à 2.190 s.

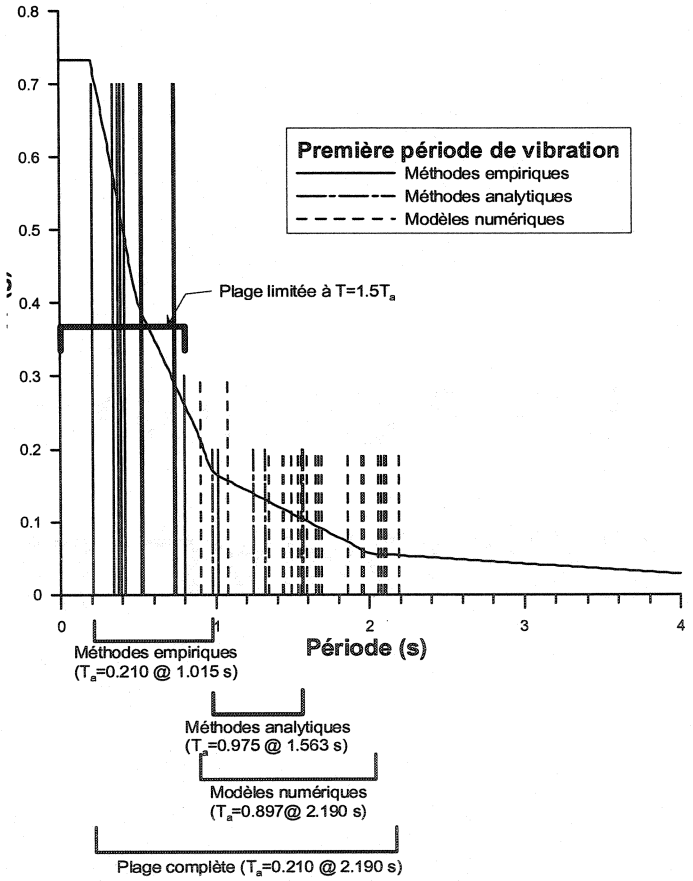


Figure 5.2 Spectre de réponse de la ville de Montréal selon le CNBC 2005 sur lequel une plage de la période limitée à $1.5T_a$ est utilisée.

Le cas du bâtiment à l'étude peut se produire dans la pratique. Il serait donc préférable de limiter la période à une certaine valeur. Si la période est limitée à $1.5T_a$ comme les autres systèmes de résistance aux charges latérales du code, on obtiendrait la plage limitée indiquée sur la figure 5.2, qui est beaucoup plus conservatrice et sécuritaire. Dans ce cas-ci, on limiterait l'accélération spectrale à peu près 0.28g au lieu d'utiliser d'une période très longue qui solliciterait très peu la structure. La dernière version du CNBC 2005 limite maintenant la période fondamantale des ossatures contreventées par des murs de refend à $2T_a$.

5.3 Réponse sismique 3D du bâtiment: comparaison entre le CNBC 1995 et 2005

Dans cette section, des analyses statiques équivalentes et spectrales faites à partir du modèle B et selon les exigences du CNBC 1995 et 2005 sont présentées. Pour chacun des CNBC, la norme de béton CSA A23.3 correspondante a été utilisée, soit l'édition 1994 avec le CNBC 1995 et l'édition 2004 avec le CNBC 2005. Pour toutes les analyses, la torsion accidentelle a été prise en compte en introduisant des couples de torsion à chaque étage équivalents à T_x=+/-0.1($D_{nx}F_x$). La direction nord-sud a été privilégiée pour les analyses. Il ne faut pas oublier également que les nouvelles dispositions de la norme de béton CSA A23.3-04 exigent maintenant de faire deux modèles, soit un pour calculer les efforts internes et un deuxième pour déterminer les déplacements dont la rigidité effective est moindre.

5.3.1 Analyse statique équivalente

Dans le CNBC 2005, un nouveau paramètre «B» a été introduit pour tenir compte de l'importance de la réponse en torsion du bâtiment et lorsque

celui-ci est supérieur à 1.7, le code exige de procéder à une analyse spectrale plutôt que statique. Ainsi, pour les bâtiments sensibles à la torsion, le nouveau code met plus d'accent sur l'analyse dynamique qui a un meilleur contrôle sur la distribution des efforts de torsion. Dans le cas de ce projet, le facteur B calculé est de 1.764. Puisque le facteur B calculé est à la frontière de la limite demandée par le code et que le but du projet est de statuer sur les nouvelles exigences du CNBC 2005, les analyses statiques équivalentes selon le CNBC 2005 ont quand même été effectuées.

Pour le CNBC 2005, trois analyses différentes ont été exécutées : (a) une en utilisant la formule empirique du code (T_a=0.05$(h_n)^{3/4}$), (b) une autre en limitant la période à 1.5T_a et (c) une dernière en utilisant la période du modèle du bâtiment. Aucune limite n'était spécifiée pour les murs de refend dans la version du CNBC 2005 utilisée au début de cette étude. La même limite de 1.5T_a utilisée pour les autres systèmes de résistance aux charges latérales du code a été choisie pour étudier l'impact de celle-ci sur les efforts et les déplacements des murs. Pour le CNBC 1995, deux analyses seulement ont été effectuées: (a) une en utilisant la formule empirique du code et (b) une autre en utilisant le facteur d'amplification dynamique des efforts tranchants du code de béton de la Nouvelle-Zélande (ω_v) pour tenir compte des modes supérieurs. Le résultat de ces analyses est présenté au tableau 5.5 et le diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants de certains murs (#1, 5 et 7) découlant de ces analyses sont illustrées à la figure 5.3. Le détail du calcul des forces sismiques du CNBC 2005 est présenté en annexe 5.

D'abord, on remarque que l'effort tranchant à la base trouvé selon le CNBC 2005 est plus important que celui obtenu selon les exigences du CNBC 1995 lorsque les formules empiriques du code sont utilisées. Dans le premier cas, l'effort tranchant à la base (V) est de 0.0691W comparativement à 0.0538W, soit une augmentation de 29%. Par contre, le cisaillement à la base

du CNBC 1995 est limité à 0.8V alors qu'aucune restriction n'est imposée pour les murs de refend dans le CNBC 2005. Ainsi, si on restreint le cisaillement à la base en limitant la période à $1.5T_a$, l'effort tranchant à la base (V) devient 0.0468W et se retrouve inférieur à celui du CNBC 1995, soit de 13%. Les efforts internes deviennent dans ce cas-ci inférieurs à ceux du CNBC 1995, allant jusqu'à 34% moindre pour les moments fléchissant et jusqu'à 58% moindre pour les efforts tranchants.

D'autre part, en utilisant la période du modèle du bâtiment selon CNBC 2005, l'effort tranchant se trouve très en dessous de celui obtenu selon le CNBC 1995. On voit ici la nécessité de limiter la période à une certaine valeur, puisqu'une période très longue génère peu d'efforts dans la structure et peut amener un dimensionnement inadéquat des murs de refend, compte tenu des incertitudes de modélisation. De plus, en utilisant la période du modèle, le facteur de réduction J pour le calcul des moments de renversement devient petit (J=0.587).

Aussi, les nouvelles règles combinées du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 sont très sévères pour les flèches puisque la limite de $2.5\%h_s$ n'est pas respectée lorsque la méthode pseudo-statique est utilisée. La formule empirique du CNBC 2005 donne une période courte (T=0.530 s), ce qui entraîne une l'accélération spectrale ($S(T_a)$=0.387g) relativement importante comparativement à celle obtenue lors de l'analyse spectrale ($S(T_a)$=0.061g). Ainsi, le nouveau code 2005 augmente l'effort tranchant à la base de l'ordre de 29% et la norme CSA A23.3-04 diminue de beaucoup les rigidités effectives en cisaillement et en flexion pour le calcul des déplacements. On obtient alors une flèche inter-étage de $3.37\%h_s$ pour le centre de masse et $5.23\%h_s$ pour le mur le plus éloigné du centre de masse.

D'autres analyses complémentaires sont présentées dans le tableau 5.5 entre parenthèses (indices 1 à 4) pour explorer d'autres alternatives raisonnables et moins critiques. D'abord, on remarque que la réduction de la rigidité en cisaillement n'a pas une grosse influence sur les flèches inter-étages si on compare l'analyse actuelle et l'analyse 1 ainsi que l'analyse 2 comparée à l'analyse 3. D'autre part, même si le CNBC 2005 est appliqué avec les dispositions de la norme CSA A23.3-94 (analyse 4), la flèche inter-étage ne respecte pas le critère de 2.5%h_s pour le mur le plus éloigné du centre de masse. Cependant, les phénomènes de torsion peuvent influencer les flèches inter-étages de ce mur, puisque le bâtiment est sensible à la torsion. Il est donc difficile de porter un jugement éclairé sur ces flèches inter-étages et ces flèches devraient être plutôt analysées lors d'une analyse spectrale. Enfin, l'analyse 2 permet de respecter les critères de flèche au centre de masse (2.04%h_s) pour l'analyse qui utilise la période empirique du code et celle qui limite la période à 1.5T_a (1.43%h_s). Cependant, cette disposition ne peut pas être utilisée en pratique puisqu'elle va à l'encontre des exigences de la norme CSA A23.3-04.

Tableau 5.5 Analyse statique équivalente: comparaison des efforts internes et des déplacements entre le CNBC 1995 et 2005.

	CNBC 1995		CNBC 2005		
	Méthode statique	Méthode statique (avec ω_v)	Méthode statique (T_a=0,05$h_n^{3/4}$)	Méthode statique (T_a=1.5*0,05$h_n^{3/4}$)	Méthode statique (T_a=$T_{modèle}$)
Effort tranchant (V)	0,0538W	0,0842W	0,0691W	0,0468W	0,0345W (forces) 0,0266W (dépl.)
%V (murs de refend)	36%	36%	33%	33%	34% (force)
%V (murs de fondation)	64%	64%	67%	67%	66% (force)
Flèche au sommet au C.G. en mm	166,59	166,59	627,38	437,01	258,39
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$ maximum (% de h_s)	0,90%	0,90%	**3,37%** **(3.19%)**[1] (2.04%)[2] (1.99%)[3] (1.84)[4]	2,37% (2.24)[1] (1.43)[2] (1.39)[3] (1.29)[4]	1,42%
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$ maximum (% de h_s)	1,38%	**1,38%**	**5,23%** **(4.95%)**[1] **(3.16%)**[2] **(3.08%)**[3] **(2.83)**[4]	**3,67%** **(3.48)**[1] (2.22)[2] (2.16)[3] (1.99)[4]	2,20%
M_{max} Mur #1 (kN-m)	49543	49543	63855	39406	19716
M_{max} Mur #5 (kN-m)	32737	32737	39552	24387	12192
M_{max} Mur #7 (kN-m)	68973	68973	84697	52231	26116
V_{max} mur #1 (kN)	3659	5733	4543	3096	2298
V_{max} mur #5 (kN)	3828	5997	3506	2430	1830
V_{max} mur #7 (kN)	7678	12028	7203	4991	3760

Note : Le caractère gras indique que le critère de flèche inter-étage du CNBC correspondant n'est pas respecté (2.5%h_s pour le CNBC 2005 et 2%h_s pour le CNBC 1995).

1. Flèche inter-étage obtenue en utilisant les dispositions de la norme CSA A23.3-04, mais sans réduire l'aire en cisaillement brute des murs.
2. Flèche inter-étage obtenue en utilisant les rigidités effectives en flexion et en cisaillement pour le calcul des forces selon la norme CSA A23.3-04.
3. Flèche inter-étage obtenue en utilisant seulement les rigidités effectives en flexion pour le calcul des forces selon la norme CSA A23.3-04 (aire en cisaillement brute utilisée).
4. Flèche inter-étage obtenue en utilisant les rigidités effectives en flexion (0.7EI) selon la norme CSA A23.3-94.

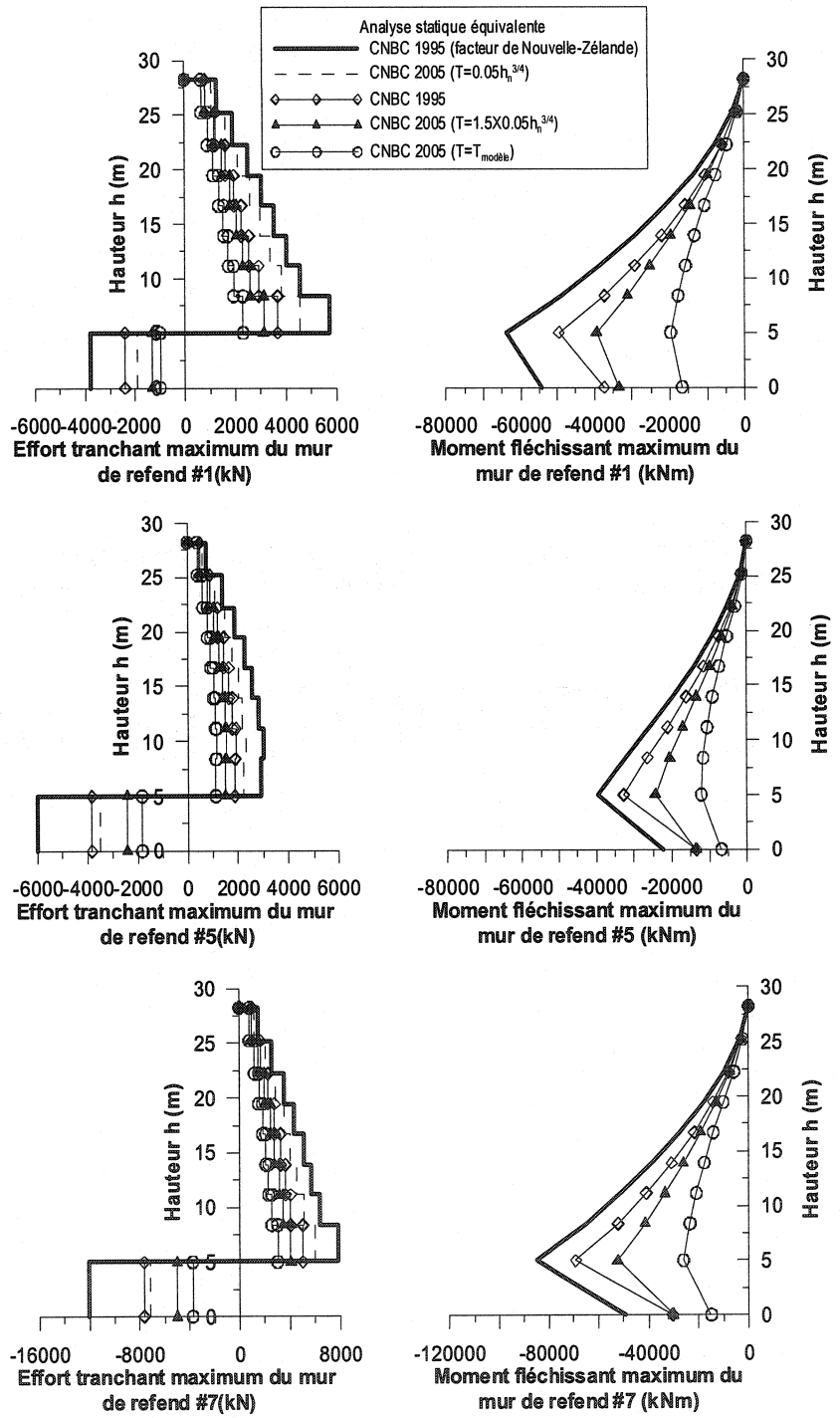


Figure 5.3 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants maximums des murs de refend #1, 5 et 7 selon les analyses statiques.

En observant les diagrammes des efforts tranchants de la figure 5.3, on remarque que les efforts générés par le facteur d'amplification dynamique de la Nouvelle-Zélande (ω_v), combiné avec le CNBC 1995, semblent surestimer les efforts tranchant comparativement à ceux trouvés selon le CNBC 2005. Le facteur d'amplification dynamique de la Nouvelle-Zélande (ω_v) s'applique seulement aux efforts tranchants et non aux moments fléchissants ni aux déplacements. Également, on remarque que les efforts maximums dans les murs de refend se produisent au niveau de la dalle du rez-de-chaussée puisque le sous-sol est beaucoup plus rigide que les autres étages. En fait, un moment stabilisant se développe dans le sous-sol pour contrer les moments produits par les étages supérieurs.

Dans un autre ordre d'idée, on peut observer également que les murs de fondation reprennent une grande proportion des efforts tranchants à la base du bâtiment, soit les deux tiers pour toutes les analyses considérées.

5.3.2 Analyse spectrale

Les analyses spectrales sont plus appropriées pour ce bâtiment puisque le facteur B calculé est supérieur à 1.7. Comme précédemment, trois analyses spectrales différentes ont été faites selon CNBC 2005, soit (a) une en calibrant l'effort tranchant à la base (V) avec la formule empirique du code ($T_a=0.05(h_n)^{3/4}$), (b) une autre avec la période à $1.5T_a$ et (c) une dernière en utilisant avec la période du modèle du bâtiment. Ces trois modèles sont différents seulement au niveau de la calibration et de la torsion accidentelle $T_x=+/-0.1(D_{nx}F_x)$ où F_x dépend directement de la période choisie. Pour le CNBC 1995, l'analyse spectrale a été faite seulement en calibrant l'effort tranchant (V) avec la formule empirique du code ($T=0.09h_n/(D_s)^{1/2}$). Les résultats de ces analyses sont présentés au tableau 5.6.

Tableau 5.6 Analyse spectrale: comparaison des efforts internes et des déplacements entre le CNBC 1995 et 2005.

	CNBC 1995	CNBC 2005		
	Analyse spectrale	Analyse spectrale (T_a=0,05$h_n^{3/4}$)*	Analyse spectrale (T_a=1.5*0,05$h_n^{3/4}$)*	Analyse spectrale (T_a=$T_{modèle}$)*
Effort tranchant (V^1)	0,0538W	0,0691W (force) 0,0691W (dépl.)	0,0502W (force) 0,0374 (dépl.)	0,0502W (force) 0,0345 (dépl.)
%V^1(murs de refend)	39 à 45%	35 à 41%	35 à 41%	36 à 40%
%V^1 (murs de fondation)	55 à 61%	59 à 65%	59 à 65%	60 à 64%
Flèche au sommet au C.G. en mm	48,75	181,00	106,35	85,71
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$ maximum (% de h_s)	0,27%	1,00%	0,59%	0,48%
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$ maximum (% de h_s)	0,64%	2,33%	1,46%	1,07%
M_{max} mur #1 (kN-m)	18179	25815	18337	16357
M_{max} mur #5 (kN-m)	20304	27365	19286	16473
M_{max} mur #7 (kN-m)	32391	42940	30444	26892
V_{max} mur #1 (kN)	1506	2251	1597	1451
V_{max} mur #5 (kN)	2859	3133	2207	1876
V_{max} mur #7 (kN)	3989	4119	2915	2612

* : T pour calibration de V

1 : Effort tranchant V à la base du bâtiment

Tout d'abord, en calibrant l'effort tranchant à la base (V) avec la période calculée selon la formule empirique, le CNBC 2005 est encore une fois plus sévère que le CNBC 1995 pour l'effort tranchant à la base. Celui-ci passe de 0.0538W à 0.0691W, soit une augmentation de 29%, comme l'analyse statique

équivalente. Pour les deux autres analyses du CNBC 2005, les forces de cisaillement à la base sont les mêmes, soit 0.0502W qui est légèrement inférieures aux exigences du CNBC 95 qui est de 0.0538W. Cependant, pour ces deux analyses, les couples de torsion accidentels ne sont pas les mêmes ce qui entraînent une distribution des efforts différente et, globalement, les efforts internes que l'on retrouve dans l'analyse où la période est limitée à $1{,}5T_a$ sont sensiblement les mêmes que ceux du CNBC 1995.

Ainsi, en l'absence de limite imposée à la période T_a pour les murs de refend (version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet), le concepteur a le choix de calibrer l'effort tranchant (V) selon la période de la formule empirique ou la période du modèle. Dans ce cas-ci, dépendant du choix fait, on obtient des efforts internes soit plus grands ou plus petits que ceux obtenus selon le CNBC 1995. Ces observations sont illustrées sur les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants des murs de refend #1, 5 et 7 à la figure 5.4.

Contrairement à l'analyse statique équivalente, les flèches inter-étages obtenues selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 sont en deçà de la limite de $2.5\%h_s$. Quand même, les nouvelles dispositions du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 sont beaucoup plus sévères qu'auparavant puisque la flèche inter-étage passe de 0.27% à $1\%h_s$ au centre de masse et de 0.64% à $2.33\%h_s$ pour le mur de refend le plus éloigné du centre de masse. L'augmentation de la flèche inter-étage est donc causée principalement par la norme CSA A23.3-04 qui diminue de façon significative les rigidités effectives en cisaillement et en flexion pour le calcul des déplacements. Aussi, les flèches inter-étages sont moins importantes pour les murs de refend en périphérie du bâtiment en comparaison de celles obtenues de l'analyse statique équivalente puisque l'analyse spectrale redistribue mieux les efforts dus à la torsion et que les accélérations spectrales sont moins

importantes ($S(T_a)$=0.061g comparativement à la méthode pseudo-statique où $S(T_a)$=0.387g).

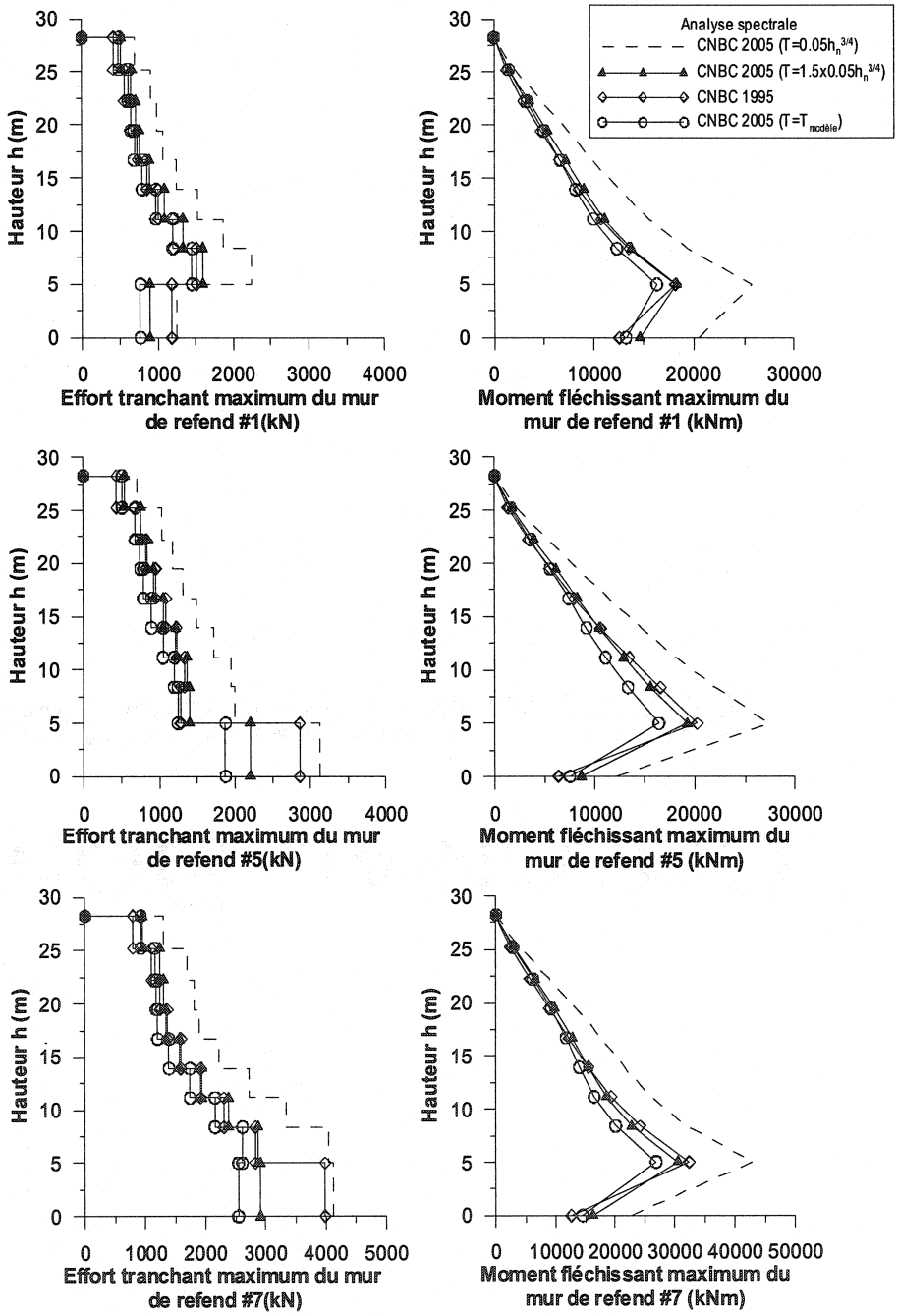


Figure 5.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants maximums des murs de refend #1, 5 et 7 selon les analyses spectrales.

Également, la proportion des efforts tranchants à la base reprise par les murs de refend au détriment des murs de fondation à augmenter comparativement aux analyses statiques équivalentes.

5.3.2.1 Influence des effets P-Δ

En utilisant les effets P-Δ sur un modèle, la période à tendance à augmenter légèrement, ce qui a pour conséquence de réduire l'accélération spectrale de chacun des modes et de réduire les forces appliquées sur la structure lors d'une analyse spectrale. Cependant, les effets P-Δ créent des moments du second ordre qui augmentent les moments globaux appliqués sur la structure qui sont par la suite balancés par des efforts tranchants internes plus grands. Donc, globalement, les effets P-Δ peuvent, dans certains cas, soit augmenter ou diminuer les efforts internes dans les murs. Ainsi, en effectuant des analyses spectrales sur le modèle B selon le CNBC 1995 et 2005, les efforts internes de certains murs ont augmenté d'au plus 6% et diminué d'au plus 0.9%.

Tous comme les efforts internes, les flèches de certains murs peuvent augmenter ou diminuer lorsque les effets P-Δ sont appliqués. Cependant, ces fluctuations sont peu importantes, puisque les flèches inter-étages diminuent et augmentent respectivement d'au plus 1 et 2%. Les comparaisons des efforts internes et des flèches inter-étages avec et sans effets P-Δ selon le CNBC 1995 et 2005 sont présentées à l'annexe 5.

La figure 5.5 montre l'influence des effets P-Δ sur les flèches au centre de masse du bâtiment selon des analyses spectrales effectuées selon les exigences du CNBC 1995 et 2005. On remarque que les effets P-Δ font augmenter les flèches au centre de masse, mais de façon peu significative. En

bref, les effets P-Δ ont peut d'influence sur le comportement structural de la structure : l'augmentation des flèches inter-étages et des efforts internes observés sont peu significatifs.

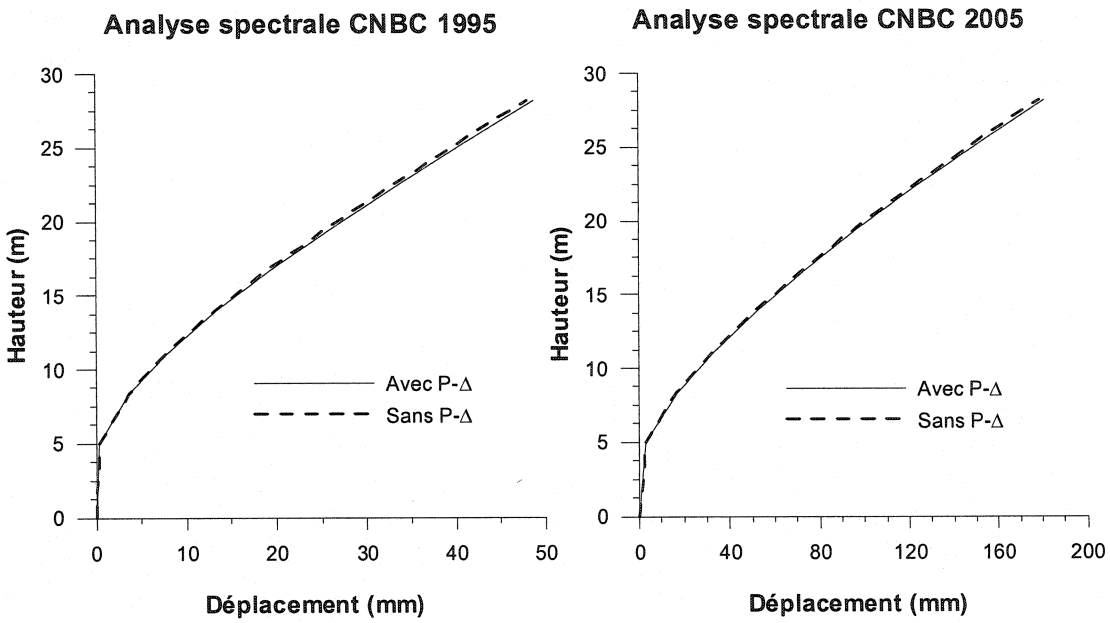


Figure 5.5 Influence des effets P-Δ au centre de masse du bâtiment.

5.3.2.2 Influence des conditions de base

Des analyses spectrales sur les modèles B avec fondations flexibles et rigides de la section 5.2.3 ont été effectuées. Les analyses entre les deux types de modèles démontrent que l'effort tranchant à la base des modèles est la même, mais que la distribution des efforts est différente.

Pour le CNBC 2005, le facteur de calibration $\beta=V_d/V_e$ et V_d est la plus grande valeur obtenue entre 100% de V_{sta} et V_e*I_E/R_dR_o pour les bâtiments irréguliers. Pour toutes ces analyses, 100% de V_{sta} était toujours plus grand, ce qui revient au même facteur de calibration du CNBC 1995 qui est $\beta=V_{sta}/V_e$. Également, selon la méthode statique équivalente du CNBC, 1995 ou 2005, le

cisaillement à la base obtenu (V_{sta}) reste le même que le bâtiment soit encastré ou non. Pour le CNBC 2005, les facteurs de fondation (F_a et F_v) reste aussi les mêmes puisque le site est le même, que le bâtiment soit sur base rigide ou flexible. Ainsi, peu importe l'édition du code, le facteur de calibration β appliquée sur le modèle à base rigide ou à base flexible est défini toujours de la même façon, expliquant le fait que l'effort tranchant à la base des modèles découlant des analyses spectrales est inchangé.

Lorsque le bâtiment est sur base flexible, la masse modale effective se cumule plus rapidement, entraînant des efforts internes plus grands puisque les facteurs de participation de la masse augmentent. D'un autre côté, la période à tendance à augmenter, ce qui a pour conséquence de réduire l'accélération spectrale de chacun des modes et de réduire les forces appliquées sur la structure. Globalement, les efforts internes ont tendance à augmenter malgré le fait que dans certains cas, ces efforts diminuent. Ainsi, le moment et l'effort tranchant maximum de certains murs de refend analysés selon le CNBC 1995 ont augmenté respectivement jusqu'à 20% et 16%. D'autre part, pour les modèles analysés selon le CNBC 2005, le moment et l'effort tranchant maximum de certains murs de refend sont limités seulement à une augmentation respective d'au plus 9% et 6%. Par contre, à quelques endroits dans les murs, les efforts internes diminuent, jusqu'à 24% dans certains cas selon le CNBC 1995 et jusqu'à 12% selon le CNBC 2005.

D'autre part, une fondation flexible fait augmenter les flèches du bâtiment. La figure 5.6 montre les différences de flèches entre les modèles encastrés et les modèles flexibles pour les analyses spectrales effectuées selon le CNBC 1995 et 2005. La différence de flèche entre la borne supérieure et inférieure d'une base flexible est peu significative. Les flèches selon les exigences du CNBC 2005 sont beaucoup plus importantes, puisque les

rigidités effectives en flexion et en cisaillement exigées par la norme CSA A23.3-04 sont beaucoup moindres qu'auparavant. Les comparaisons des efforts internes et les déplacements entre les modèles à base rigide et flexible et selon le CNBC 1995 et 2005 sont présentées en annexe 5.

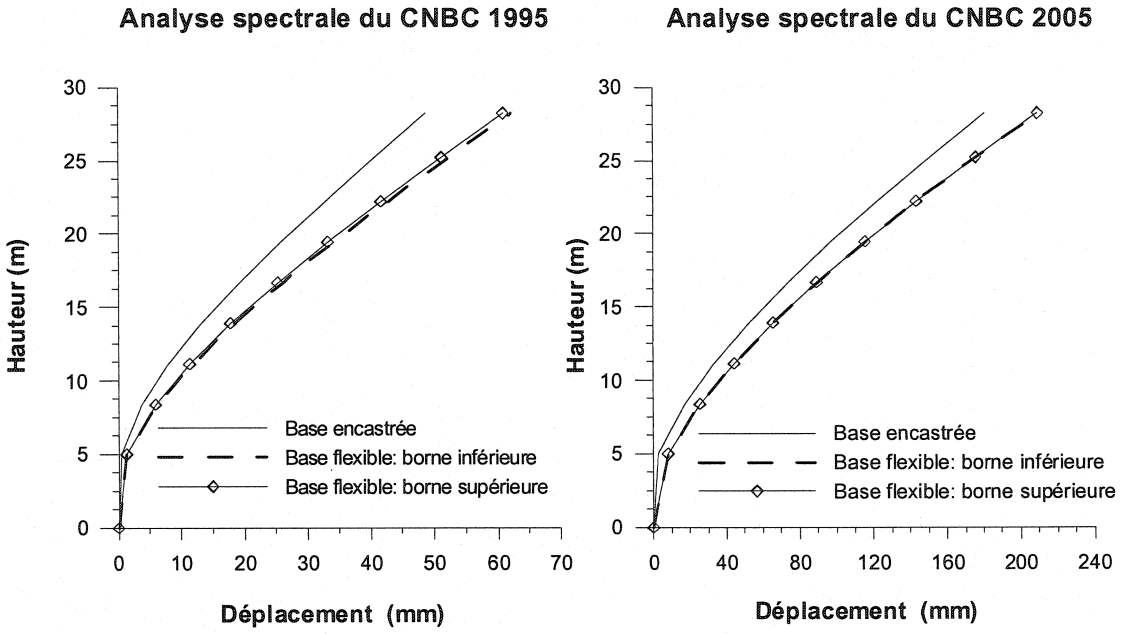
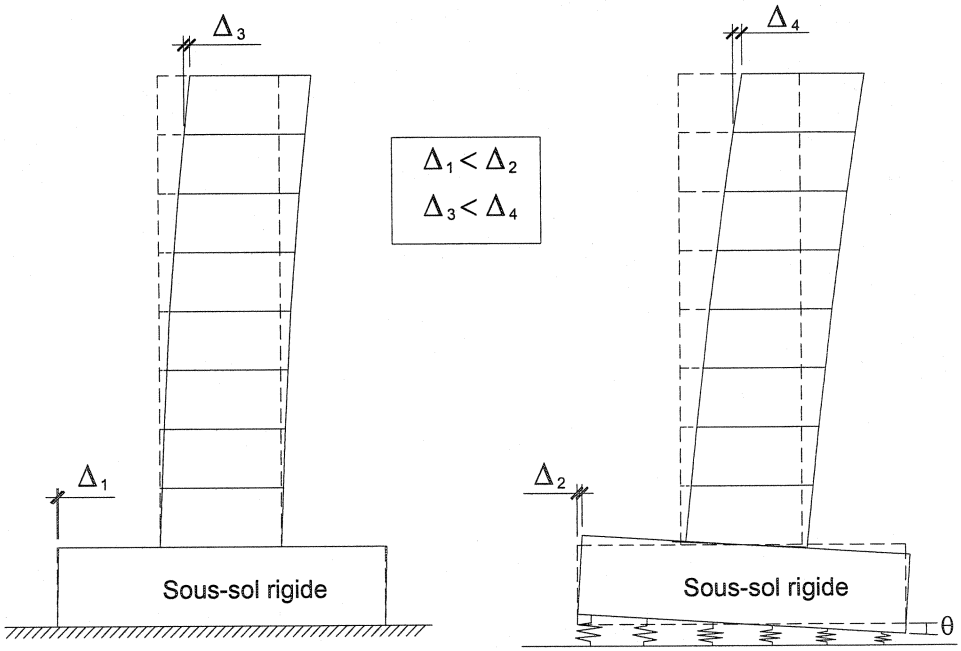


Figure 5.6 Déplacements au centre de masse selon les analyses spectrales du CNBC 2005 et 1995.

Également, lorsque le bâtiment est sur fondation flexible, les flèches inter-étages augmentent. Comparativement au modèle à base rigide, les flèches inter-étages augmentent jusqu'à 50% pour les modèles conçus selon le CNBC 1995 et jusqu'à 25% pour les modèles conçus selon le CNBC 2005. Cependant, la flèche inter-étage augmente de beaucoup au rez-de-chaussée pour les modèles faits selon les deux éditions du CNBC, soit jusqu'à 300% (Δ_{rigide}=0.0084%h_s, $\Delta_{flexible}$=0.025%h_s). En fait, lorsque le bâtiment est sur base rigide, les flèches inter-étages sont très faibles (au plus 0.08%h_s) puisque le sous-sol du bâtiment est très rigide. En considérant maintenant la base du bâtiment flexible, le sous-sol se déforme comme un corps rigide, c'est-à-dire qu'il se déforme très peu et subit une légère rotation, ce qui entraîne un

déplacement inter-étage au rez-de-chaussée beaucoup plus grand (jusqu'à 0.21%h_s). Ce phénomène est illustré à la figure 5.7. Puisqu'il s'agit de petit déplacement inter-étage, le ratio de ces déplacements donne une augmentation importante, mais bien en deçà de la limite imposer par le CNBC (2.5%h_s pour le CNBC 2005 et 2%h_s pour le CNBC 1995).

La notion de déplacement inter-étage du CNBC sert à quantifier d'une certaine façon l'endommagement causé par la déformation en flexion ou/et en cisaillement des éléments verticaux de la structure. Or, la flèche inter-étage du sous-sol du bâtiment à base flexible n'a pas beaucoup de signification, puisque le sous-sol se déforme peu. Le déplacement inter-étage provient principalement de la rotation.



A) Modèle sur base rigide B) Modèle sur base flexible

Figure 5.7 Déformée du sous-sol sur fondation rigide et flexible.

5.3.2.3 Influence des modes supérieurs

Un nouveau facteur M_v a été introduit dans le CNBC 2005 par Humar et Mahgoub (2000) pour tenir compte des effets des modes supérieurs lors des analyses statiques équivalentes puisque celles-ci reproduisent l'influence du premier mode seulement en supposant une répartition triangulaire des forces. La valeur du facteur M_v dépendant principalement (1) de la valeur relative des périodes modales, (2) de la masse participante des différents modes et (3) du spectre de réponse utilisé.

Pour trouver les valeurs de M_v inscrites dans le tableau 4.1.8.11 du CNBC 2005, les auteurs (Humar et Mahgoub, 2003) ont utilisé un bâtiment multi-étagé symétrique avec diaphragme rigide. Les effets de torsion ont été négligés de façon à ce que le système de résistance aux charges latérales du bâtiment soit isolé et analysé en deux dimensions. Pour les régions de l'Est du pays, dix villes ont été choisies avec leur spectre de risque uniforme (UHS) respectifs et cinq types de systèmes de résistance aux charges latérales ont été choisis, entre autres le mur de refend. Pour fins d'analyse, un mur de refend de 10 étages de 8m de large et de 0.4m d'épaisseur a été choisi. Une masse uniforme à chaque étage a été considérée. Le module d'élasticité du mur a été ajusté afin d'obtenir différentes périodes fondamentales du mur. Ainsi, différentes valeurs de M_v ont été obtenues en utilisant la formule 2.4 du chapitre 2 pour différentes périodes fondamentales du mur.

En reprenant les analyses faites par les auteurs (Humar et Mahgoub, 2003), on se rend compte que le facteur M_v ne change pratiquement pas lorsque le nombre d'étages considéré augmente pour des bâtiments de même période fondamentale. Par exemple, trois murs de même période fondamentale (T_a= 2 s) ont été comparés : un mur de 30 étages (M_v =2.363) et

un second de 20 étages (M_v =2.384), tous d'eux ayant les mêmes propriétés que le mur de 10 étages analysé par les auteurs Humar et Mahgoub (M_v =2.439). Ainsi, le nombre d'étages considéré diminue le facteur M_v jusqu'à 3.11% dans ce cas-ci, ce qui n'est pas très significatif. Pour une même période donnée, le nombre d'étages à donc peu d'influence sur le facteur M_v. Celui-ci dépend surtout de la période du bâtiment. Les calculs des facteurs M_v sont présentés à l'annexe 5.

D'autre part, le tableau 5.7 montre les différents facteurs M_v calculés selon la méthode statique équivalente en utilisant différentes périodes T_a. La valeur de M_v est de 1,8 lorsque la période du modèle B est utilisée, alors que dans les autres cas, M_v est égal à 1. En utilisant la formule [2.4] et en effectuant une analyse spectrale (T_a=1.532 s), la valeur de M_v est de 1.05 pour le bâtiment à l'étude. En principe, la valeur trouvée selon la formule [2.4] (M_v=1.05) devrait être proche de celle obtenue lorsque la période du modèle (T_a=1.532 s) est utilisé (M_v=1.8), puisque les valeurs inscrites dans le tableau 4.1.8.11 du CNBC 2005 ont été calculées à partir de cette formule.

Tableau 5.7 Facteur M_v calculé à partir du tableau 4.1.8.11 du CNBC 2005 selon différentes périodes T_a.

	CNBC 2005		
	Méthode statique (T_a=0,05$h_n^{3/4}$) T_a=0.530 s	**Méthode statique (T_a=1.5*0,05$h_n^{3/4}$) T_a=0.795 s**	**Méthode statique (T_a=$T_{modèle}$) T_a=1.532 s**
Facteur M_v	1	1	1,8

Cependant, le facteur M_v est calculé à partir du bâtiment asymétrique à l'étude où les modes de vibration sont couplés (translation-rotation) contrairement aux facteurs M_v inscrits dans le CNBC 2005, calculés à partir d'analyse spectrale en deux dimensions où les effets de la torsion ont été négligés. Ainsi, les valeurs relatives des périodes modales et les masses

participantes des différents modes sont complètement différentes dans les deux cas (voir le tableau 5.1 pour les périodes modales et les masses participantes du bâtiment). Le calcul de M_v du bâtiment est présenté à l'annexe 5.

- **Influence de la torsion sur M_v**

Une analyse spectrale effectuée sur le bâtiment en considérant seulement la masse en translation dans la direction « y » (nord-sud) et en permettant seulement la translation du bâtiment dans la direction « y » nord-sud permet d'obtenir un facteur M_v (1.309) comparable à celui que l'on retrouve dans le CNBC 2005 (M_v =1.55). Il faut mentionner que les facteurs M_v dans le CNBC 2005 sont du côté sécuritaire. Or, la valeur de M_v calculé par Humar et Mahgoub (2003) pour Montréal à la période T=1.365 s, soit la nouvelle période du bâtiment en limitant le bâtiment en translation, est de 1.44. Cette valeur est donc très comparable à celle trouvé avec le bâtiment, validant ainsi les valeurs de M_v du code. Le calcul de M_v du bâtiment en considérant seulement la masse en translation est présenté à l'annexe 5.

Une façon de déterminer l'influence des modes supérieurs lors d'une analyse spectrale est de faire le ratio de l'effort tranchant à la base considérant tous les modes (V_n) sur l'effort tranchant à la base considérant un seul mode (V_1). Ce ratio (V_n/V_1) est semblable à la formule 2.4 sauf qu'au dénominateur, la masse modale effective du premier mode est utilisée alors que la masse totale est utilisée dans la formule 2.4. En calculant ce ratio pour le modèle B, on obtient un facteur de 1.55 (56 695 kN/36 650 kN).

La démarche précédente démontre bien que la formule 2.4 n'est pas adéquate lorsque le bâtiment est soumis à des phénomènes de torsion

importants. D'ailleurs, le CNBC 2005 exige de procéder à une analyse spectrale où les effets des modes supérieurs sont automatiquement inclus lorsque le bâtiment est sensible à la torsion, ce qui est le cas pour ce bâtiment à l'étude.

5.3.2.4 Influence de la rigidité des planchers (diaphragmes rigides vs flexibles)

Des analyses spectrales sur les modèles C (diaphragmes rigides) et E (diaphragmes flexibles) ont été effectuées pour vérifier l'influence de la rigidité des planchers sur le comportement sismique du bâtiment. Dans le modèle E, les dalles et les murs de refend (noyaux et murs) ont été modélisés avec des éléments finis de type « coque », permettant une distribution des moments entre les éléments verticaux (murs et poteaux de gravité) et les dalles. Les analyses ont été effectuées selon les exigences du CNBC 2005 et la norme de béton CSA A23.3-04. La direction nord-sud a été utilisée pour les analyses et les effets P-Δ n'ont pas été pris en compte. Un certain nombre de modes dans chacun des modèles a été considéré de façon à avoir au moins 90% de la masse dans la direction du séisme et approximativement les mêmes pourcentages de masse participante dans les autres directions de chacun des modèles (9 modes pour le modèle C et 36 modes pour le modèle E).

- **Réponses en vibrations libres**

Comme mentionné au chapitre 3, le modèle E est plus rigide que le modèle C puisqu'il se produit un effet de cadre entre les poteaux et les dalles contrairement au modèle C où aucun effet de cadre se produit : le diaphragme rigide ne fait que pousser sur les poteaux. La période fondamentale du modèle E conçu selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des efforts internes est de 1,090 s comparativement à 1,507 s pour le modèle C.

Cependant, lorsque les modèles sont conçus pour le calcul des déplacements, les périodes fondamentales passent à 1.216 s pour le modèle E et à 1.909 s pour le modèle C.

Le tableau 5.8 présente les modes de vibration et les masses participantes des modèles E et C. Le tableau révèle que la rigidité des planchers influence peu les premiers modes de vibration (1 à 6) du bâtiment, mais elle influence de façon plus marquée les modes suivants. À partir du septième mode, le mouvement principal des modes ne sont plus les mêmes. Également, les masses participantes pour chacun des modes changent entre les modèles, mais pas de façon significative, sauf pour la translation en x du mode trois où la masse participante change de façon importante (2.82% comparé à 15.03%). Enfin, les modes de vibration et les masses participantes des modèles E et C conçus pour le calcul des déplacements sont présentés à l'annexe 5. Les mêmes conclusions peuvent en être tirées.

Tableau 5.8 Masses modales effectives des modèles C et E selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)

Modèle C* selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)								
Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1,507	2,38	44,10	17,76	2,38	44,10	17,76	Translation en y
2	1,297	60,33	4,84	0,35	62,71	48,95	18,11	Translation en x
3	1,079	2,82	15,92	45,75	65,53	64,86	63,86	Torsion en z
4	0,279	0,76	13,17	5,09	66,29	78,03	68,95	Translation en y
5	0,246	16,73	1,77	0,09	83,02	79,81	69,04	Translation en x
6	0,204	0,95	4,84	12,82	83,97	84,64	81,86	Torsion en z
7	0,117	0,35	3,61	1,42	84,32	88,25	83,28	Translation en y
8	0,107	4,33	0,79	0,00	88,66	89,04	83,28	Translation en x
9	0,088	0,30	1,50	3,28	88,96	90,54	86,56	Torsion en z

Tableau 5.8 Masses modales effectives des modèles C et E selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes), suite

Modèle E* selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)								
Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1,090	1,78	48,52	16,38	1,78	48,52	16,38	Translation en y
2	0,980	50,73	8,88	7,46	52,51	57,40	23,85	Translation en x
3	0,882	15,03	9,46	42,13	67,55	66,86	65,98	Torsion en z
4	0,258	1,81	8,48	5,30	69,36	75,34	71,28	Translation en y
5	0,240	11,40	3,69	0,03	80,75	79,03	71,31	Translation en x
6	0,206	1,76	3,46	8,55	82,51	82,49	79,86	Torsion en z
7	0,198	0,03	0,61	1,22	82,54	83,10	81,08	Torsion en z
8	0,143	0,30	0,37	0,54	82,84	83,47	81,62	Torsion en z
9	0,131	2,22	0,18	0,81	85,06	83,66	82,42	Translation en x

* : Caractéristiques du Modèle C : avec ouvertures, avec poteaux, DDL en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres (rotation autour de l'axe x et y si on considère l'axe z vertical) et planchers rigides.
Caractéristiques du Modèle E : avec ouvertures, avec poteaux, DDL en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres (rotation autour de l'axe x et y si on considère l'axe z vertical) et planchers flexibles.

- **Déplacements**

Tel que montré à la section 5.3.2, l'analyse spectrale effectuée sur ce bâtiment (modèle B) permet de respecter le critère de flèche inter-étage de 2.5%h_s du CNBC 2005 pour les murs de refend (le modèle B est semblable au modèle C, mais sans les poteaux du bâtiment). Cependant, l'analyse spectrale effectuée sur le modèle C démontre que pour certains poteaux, ce critère n'est pas respecté. Pour analyser le déplacement des poteaux du bâtiment, quatre d'entre eux ont été choisis, soit deux aux extrémités est et ouest du bâtiment, un près du centre de masse et un en périphérie. Ce sont les poteaux #1, 8, 22 et 28 tels que numérotés sur la figure 5.8. Les flèches inter-étages de ces poteaux et du centre de masse sont présentées au tableau 5.9. Les poteaux

les plus critiques sont ceux les plus éloignés du centre de rigidité du bâtiment, soit les poteaux #1 et, #22.

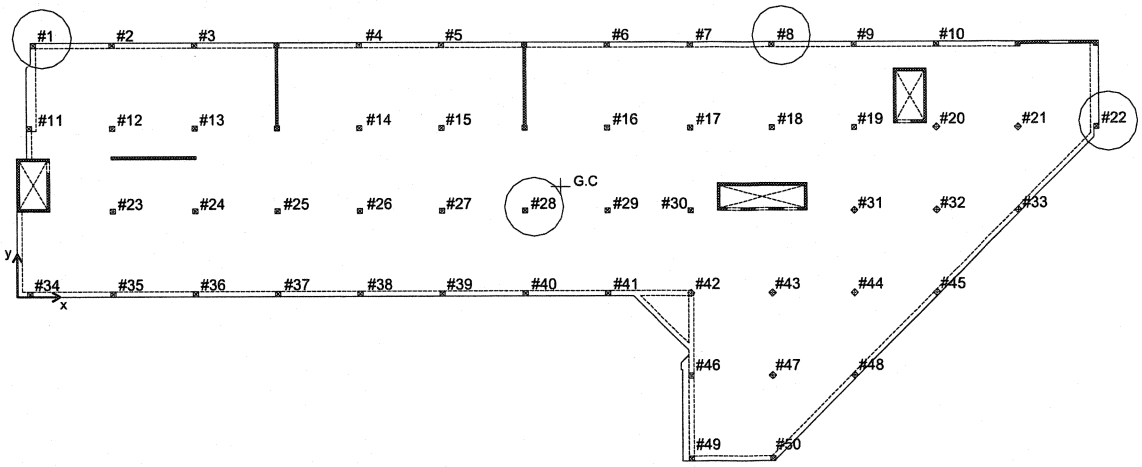


Figure 5.8 Numérotation des poteaux du bâtiment

Les résultats démontrent que le poteau #22 du modèle C ne respecte pas le critère de flèche inter-étage de 2.5%h_s aux étages supérieurs. Cependant, dû à la rigidité supplémentaire apportée par les effets de cadre entre les dalles et les poteaux du modèle E, les critères de flèches inter-étages respectent les exigences du CNBC 2005. En fait, le tableau révèle que les flèches inter-étages du bâtiment avec diaphragmes flexibles (modèle E) sont beaucoup plus faibles et qu'elles sont au moins deux fois plus petites au toit que celles du bâtiment avec diaphragmes rigides (modèle C).

Tableau 5.9 Flèches inter-étage des poteaux

	% de h_s									
	Centre de masse		poteau #1		poteau #8		poteau #22		poteau #28	
	Modèle C	Modèle E	Modèle C	Modèle E	Modèle C	Modèle E	Modèle C	Modèle E	Modèle C	Modèle E
sous-sol	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
R-D-C	0,06	0,02	0,06	0,02	0,07	0,02	0,08	0,03	0,06	0,02
2	0,41	0,32	0,79	0,55	0,72	0,53	1,26	0,89	0,36	0,30
3	0,58	0,40	1,19	0,72	1,05	0,69	1,84	1,15	0,51	0,37
4	0,68	0,45	1,45	0,83	1,24	0,77	2,21	1,29	0,59	0,41
5	0,76	0,47	1,64	0,89	1,40	0,81	2,48	1,36	0,66	0,43
6	0,83	0,48	1,79	0,92	1,52	0,82	**2,70**	1,38	0,73	0,44
7	0,90	0,48	1,89	0,92	1,62	0,82	**2,87**	1,36	0,79	0,44
8	0,95	0,48	1,95	0,92	1,71	0,81	**3,00**	1,34	0,84	0,44
Toit	0,99	0,46	1,97	0,87	1,76	0,75	**3,07**	1,22	0,87	0,42

Note : Le caractère gras indique que le critère de flèche inter-étage du CNBC correspondant n'est pas respecté (2.5%h_s pour le CNBC 2005).

Caractéristiques du Modèle C : avec ouvertures, avec poteaux, ddl en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres (rotation autour de l'axe x et y si on considère l'axe z vertical), planchers rigides.

Caractéristiques du Modèle E : avec ouvertures, avec poteaux, ddl en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres (rotation autour de l'axe x et y si on considère l'axe z vertical), planchers flexibles.

- **Efforts internes**

La figure 5.9 présente les diagrammes des moments maximums des murs de refend des modèles C et E. Les moments fléchissants des murs de refend du modèle E sont moins importants puisqu'une partie des moments sont repris par les poteaux du bâtiment qui agissent comme des cadres en combinaison avec les dalles flexibles. Il y a également une redistribution des moments entre les dalles et les murs de refend. En fait, le moment maximum de chacun des murs, soit celui que l'on retrouve vis-à-vis le rez-de-chaussée, diminue entre 20 et 30% lorsque l'hypothèse de diaphragmes flexibles est utilisée. La figure permet de constater également que le moment fléchissant au sommet des murs de refend n'est pas nul puisque celui-ci s'équilibre avec le

moment que l'on retrouve dans la dalle lorsque des planchers flexibles sont utilisées.

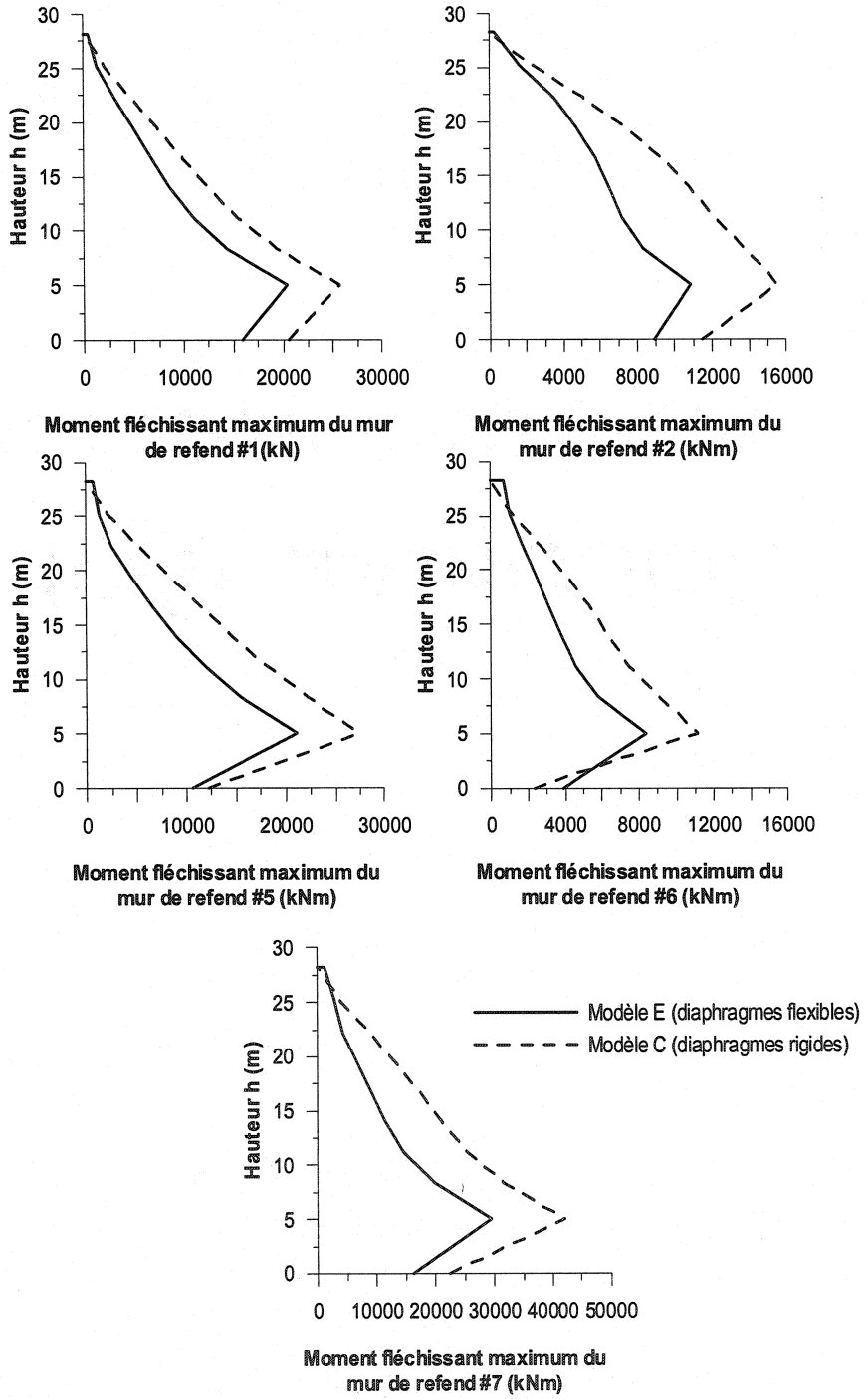


Figure 5.9 Diagrammes des moments fléchissants maximums des murs de refend du bâtiment avec planchers rigides et flexibles.

Les analyses spectrales effectuées révèlent que la proportion de l'effort tranchant reprit par les poteaux à la base est très faible et varie très peu entre les deux modèles. L'effort tranchant à la base (V) reprit par les poteaux du modèle C varie de 0.84% à 1.35% du cisaillement total repris par le bâtiment alors que celui du modèle E est compris entre 1.47% à 1.81%, dépendant de la combinaison de charge considérée (analyse spectrale combinée à plus ou moins la torsion accidentelle).

La figure 5.10 présentent les efforts tranchants et les moments fléchissants des quatre poteaux analysés ci-haut du bâtiment avec planchers rigides et flexibles. Les résultats démontrent que les efforts internes sont plus importants lorsque les planchers sont flexibles et que la distribution des moments fléchissants n'est pas la même dépendant de l'hypothèse sur la rigidité des planchers. Dans le cas du modèle E, les moments fléchissants dans les poteaux sont équilibrés par ceux des dalles pour assurer l'équilibre des forces au niveau de chaque étage, sauf au rez-de-chaussée où l'hypothèse d'un diaphragme rigide a été conservée. Par contre, pour le modèle C, l'équilibre des moments fléchissants des poteaux à chaque étage est assuré uniquement par les efforts que l'on retrouve dans les poteaux. Enfin, le moment maximum et l'effort tranchant maximum que l'on retrouve dans tous les poteaux du bâtiment avec planchers flexibles sont respectivement de 107kN-m et 65 kN comparativement à 43 kN-m et 12kN pour le bâtiment avec planchers rigides. Ces différences ne sont pas négligeables. Ces poteaux doivent par contre être ferraillés en conséquence pour reprendre ces efforts.

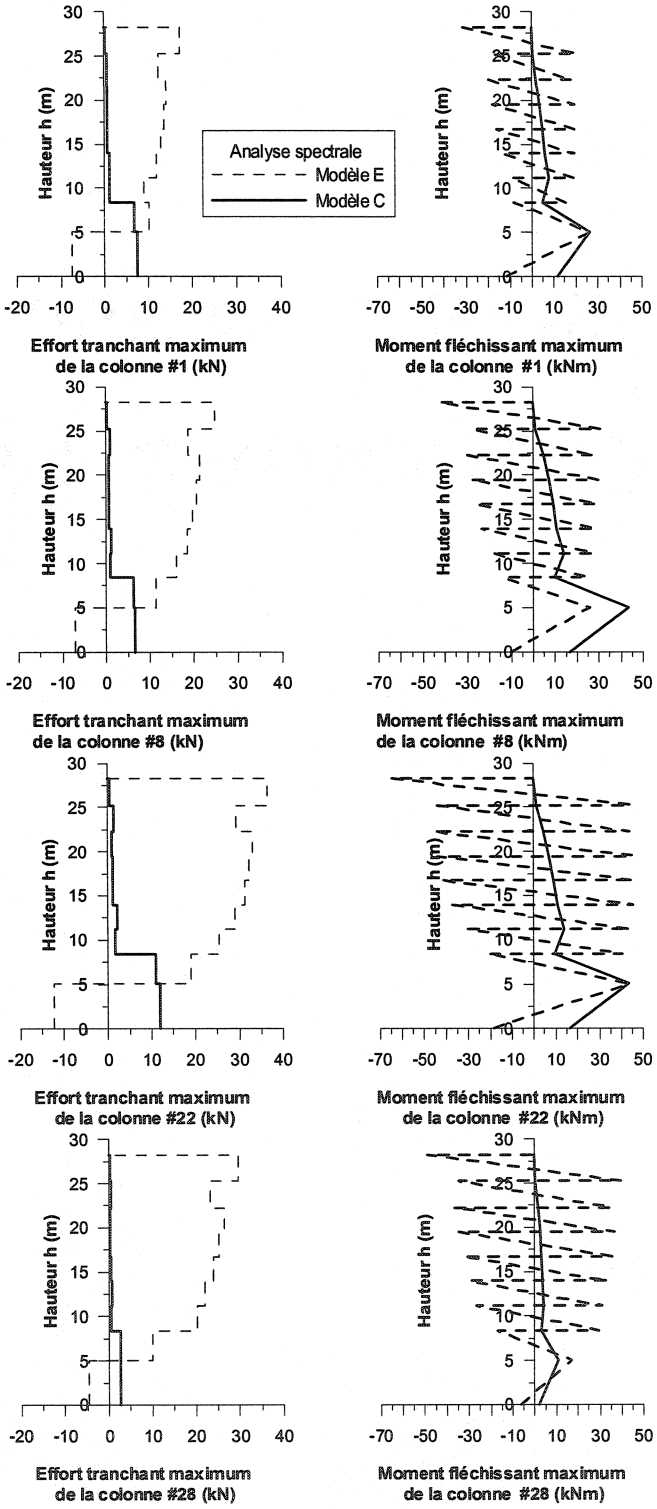


Figure 5.10 Efforts tranchants et moments fléchissants maximums de quatre poteaux du bâtiment avec planchers rigides et flexibles.

5.4 Comparaison entre l'analyse spectrale et l'analyse statique équivalente du CNBC 2005.

En observant les analyses spectrales et les analyses statiques équivalentes du CNBC 2005 présentées précédemment et en les comparant entre elles, on peut constater certains écarts importants entre les moments fléchissants alors que les écarts entre les efforts tranchants sont moins significatifs. Les figures 5.11 à 5.13 présentent les efforts tranchants et les moments fléchissants des murs de refend de trois analyses différentes: (a) une en utilisant la formule empirique du code ($T_a=0.05(h_n)^{3/4}$) (figure 5.11), (b) une autre en limitant la période à $1.5T_a$ (figure 5.12) et (c) une en utilisant la période du modèle du bâtiment (figure 5.13). Également, les efforts du Modèle B, mais en négligeant de modéliser les murs de fondation du sous-sol ont été mis en relief sur ces mêmes figures.

En observant les moments fléchissants, on remarque que plus la période utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base (V) du bâtiment est longue ($T_{empirique}$,$T=1.5xT_{empirique}$ ou $T=T_{modèle}$), plus les écarts entre les moments fléchissants des analyses spectrales et des analyses statiques diminuent. Ceci peut s'expliquer par le fait que plus la période utilisée est longue, plus le facteur J de l'analyse statique diminue, facteur qui vient diminuer le moment fléchissant à la base des murs sur une certaine hauteur. En utilisant la période du modèle, le facteur J est égal à 0.587 comparativement à 0.988 lorsque la formule empirique du CNBC est utilisée pour déterminer la période ($T=0.05h_n^{3/4}$).

- **Influence des murs de fondation du sous-sol**

Lorsque les murs de fondation du sous-sol ne sont pas modélisés, les moments maximums se produisent à la base plutôt qu'au rez-de-chaussée. Également, les écarts entre les moments fléchissants des analyses spectrales

et des analyses statiques sont beaucoup plus importants pour les deux premières analyses ($T_{empirique}$ et $T=1.5xT_{empirique}$). Ces écarts peuvent être observés sur les figures 5.11 à 5.13. Les forces calculées selon la méthode statique équivalente sont légèrement plus faibles lorsqu'elles sont calculées pour le modèle B sans mur de fondation puisque le bâtiment est plus élancé (h_n passe de 23.22m à 28.221m et $T_a=0,05h_n^{3/4}$). D'autre part, la grande rigidité des murs de fondation a pour conséquence d'augmenter de façon importante l'effort tranchant élastique à la base (V_e) lors des analyses spectrales, puisque la période diminue légèrement (1.674 s à 1.532 s), ce qui a pour conséquence d'augmenter l'accélération spectrale de chacun des modes et d'augmenter les forces appliquées sur la structure lors des analyses spectrales. Par exemple, lorsque les murs de fondation sont modélisés, l'effort tranchant élastique (V_e) est de 56695 kN comparativement à 30451 KN lorsque les murs de fondation sont négligés. Ceci a pour conséquence d'entraîner un facteur de calibration β beaucoup plus petit et ainsi accroître l'écart des moments fléchissants entre l'analyse statique et spectrale ($\beta=V_d/V_e$ où V_d est la plus grande valeur obtenue entre 100% de V_{sta} et V_e*I_E/R_dR_o pour les bâtiments irréguliers). Ainsi, lorsque la formule empirique du CNBC 2005 est utilisée pour calibrer l'effort tranchant à la base du modèle B, le facteur de calibration β est égal à 0.246 comparativement à 0.412 lorsque les murs de fondation sont négligés.

Par contre, négliger les murs de fondation dans la modélisation du bâtiment n'est pas la solution à préconiser, puisque ces murs font partie intégrante du bâtiment et influence le comportement de celui-ci. Pour réduire l'écart entre les moments fléchissants des analyses statiques et spectrales, il vaut mieux calibrer l'effort tranchant de l'analyse spectrale à l'endroit où le moment fléchissant est maximum, c'est-à-dire au rez-de-chaussée plutôt qu'à la base. Les figures 5.11 à 5.13 montrent également les moments fléchissants de l'analyse spectrale calibrés à partir du rez-de-chaussée. Cette méthode

suggérée ici montre que les écarts entre les moments fléchissants des analyses statiques et spectrales sont beaucoup moins importants et ces écarts sont sensiblement les mêmes que ceux où les moments maximums se produisent à la base (modèle B sans murs de fondation au sous-sol).

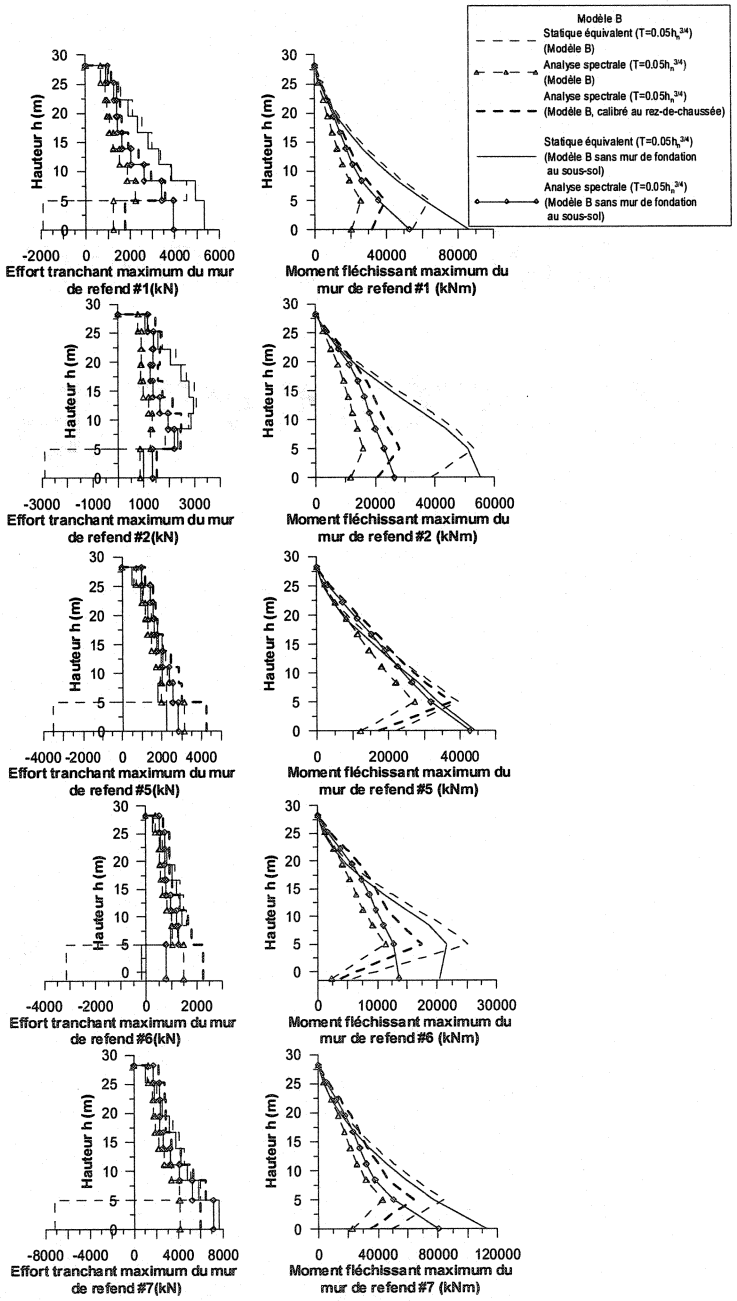


Figure 5.11 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B avec et sans murs de fondation au sous-sol ($T=0.05h_n^{3/4}$).

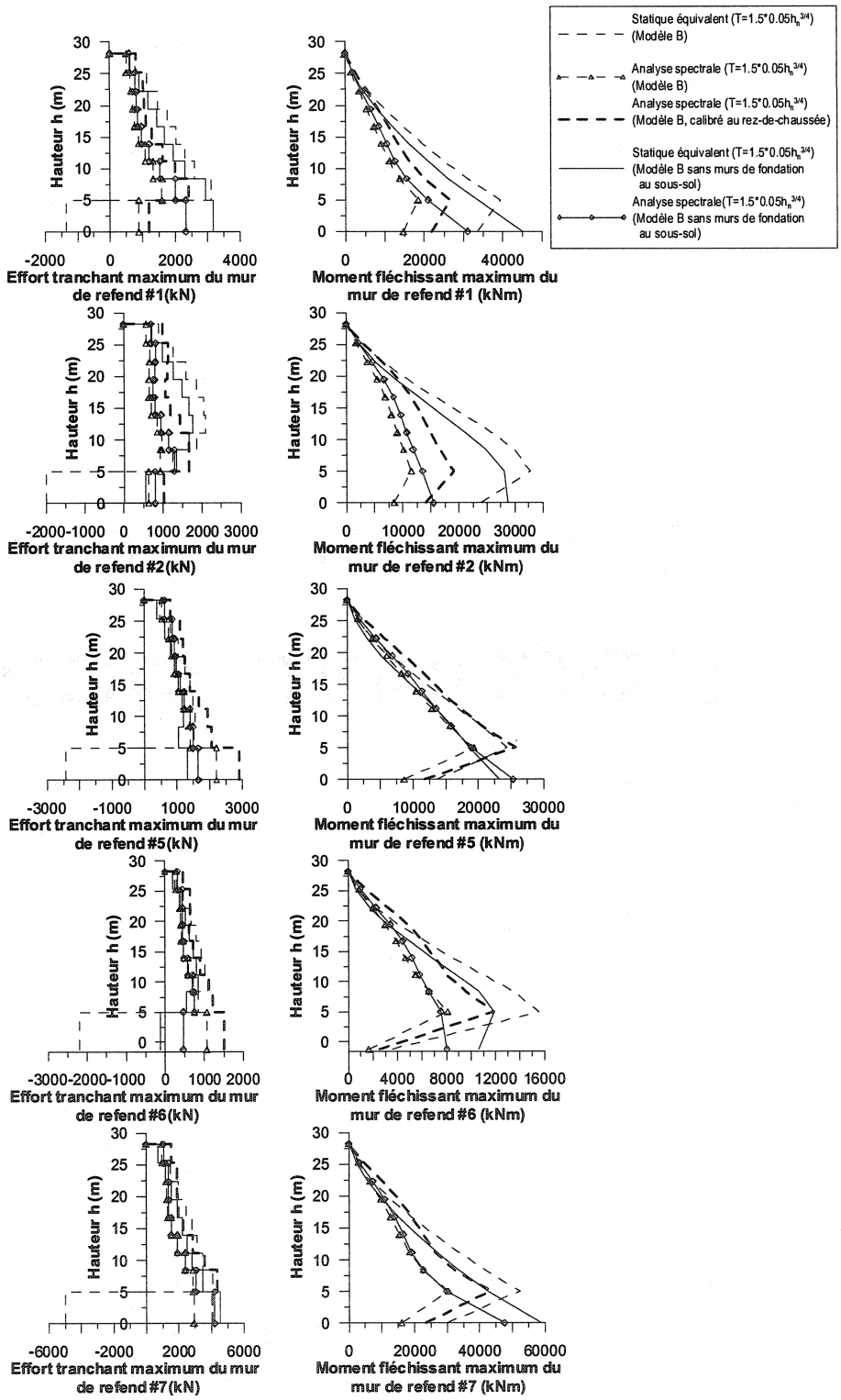


Figure 5.12 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B avec et sans murs de fondation au sous-sol ($T=1.5x0.05h_n^{3/4}$).

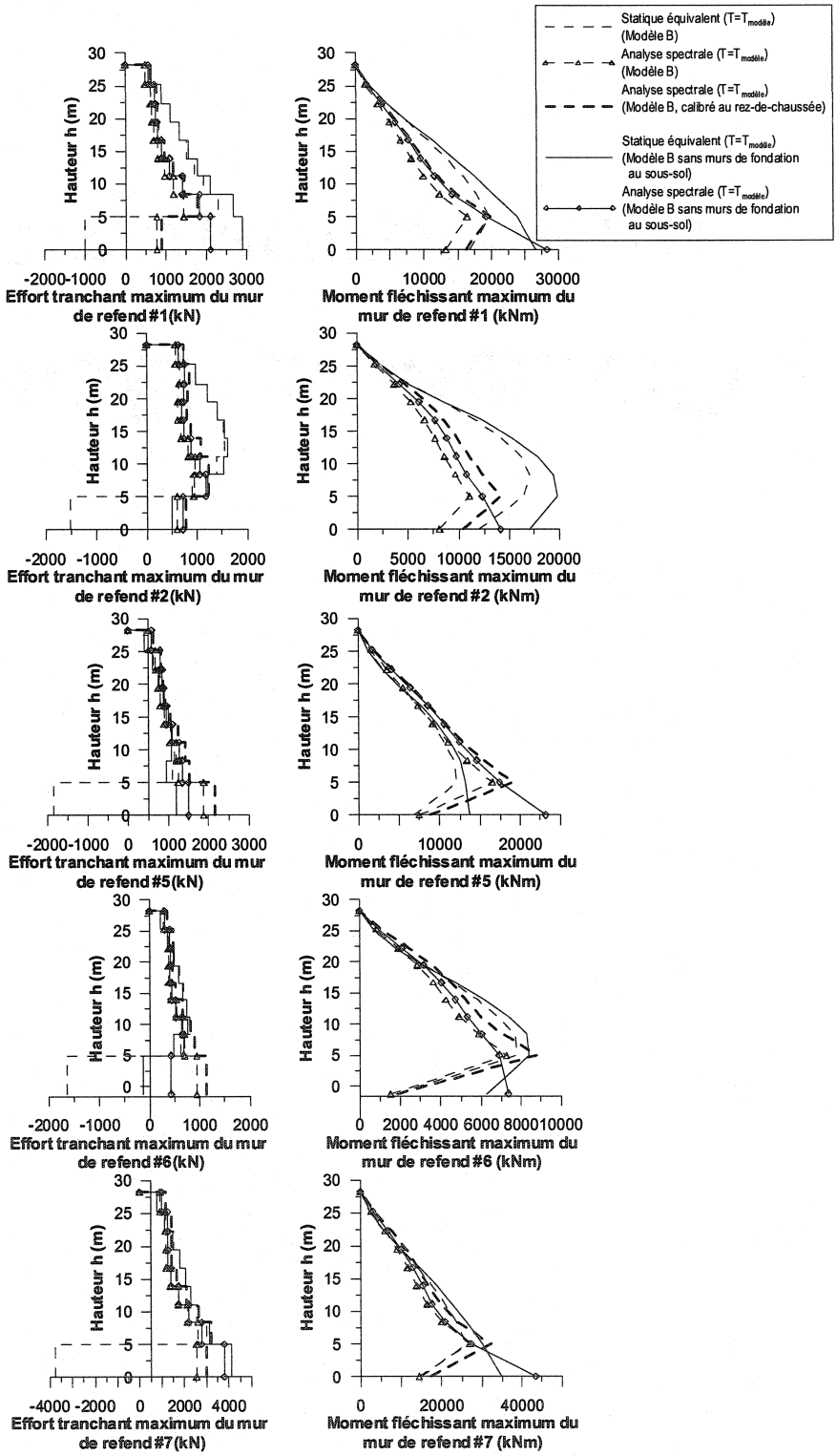


Figure 5.13 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B avec et sans murs de fondation au sous-sol (T=T$_{modèle}$).

Le tableau 5.10 montre les déplacements du modèle B, avec et sans murs de fondation au sous-sol. Les déplacements et les flèches inter-étages des analyses spectrales sont légèrement supérieurs lorsque les murs de fondation sont absents dans la modélisation puisque le bâtiment est plus flexible, malgré le fait que les forces appliquées soient plus petites. Par contre, de façon générale, en utilisant les formules empiriques ($T=T_a$ et $T=1.5T_a$), les déplacements des analyses statiques sont plus petits lorsque les murs de fondation sont négligés alors qu'en utilisant la période du modèle, le contraire se produit.

Tableau 5.10 Influence des murs de fondation du sous-sol sur les déplacements

		CNBC 2005		
		Méthode statique ($T_a=0{,}05h_n^{3/4}$)	Méthode statique ($T_a=1.5*0{,}05h_n^{3/4}$)	Méthode statique ($T_a=T_{modèle}$)
Analyse statique	Flèche au sommet au C.G. en mm	660.74[2] (627,38)[1]	402.60 (437,01)	284.51 (258,39)
	$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$ maximum (% de h_s)	3.34% (3,37%)	2.06% (2,37%)	1.47% (1,42%)
	$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$ maximum (% de h_s)	5.21% (5,23%)	3.21% (3,67%)	2.30% (2,20%)
Analyse Spectrale	Flèche au sommet au C.G. en mm	239.61[2] (181,00)[1]	141.66 (106,35)	96.38 (85,71)
	$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$ maximum (% de h_s)	1.26% (1,00%)	0.74% (0,59%)	0.51% (0,48%)
	$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$ maximum (% de h_s)	2.73% (2,33%)	1.63% (1,46%)	1.13% (1,07%)

1: Modèle B **avec** murs de fondation
2 : Modèle B **sans** mur de fondation

- **Influence de la torsion**

Des analyses ont été effectuées sur le bâtiment (modèle B) en considérant seulement la masse en translation dans la direction « y» (nord-sud) et en permettant seulement la translation du bâtiment dans la direction

« y» (nord-sud) permettant ainsi de déterminer l'influence de la torsion sur les efforts internes. La figure 5.14 présentent les efforts tranchants et les moments fléchissants du modèle sans les effets de la torsion, avec et sans murs de fondation au sous-sol. On remarque que des écarts importants demeurent entre les analyses statiques et spectrales pour les moments lorsque la torsion est éliminée dans le bâtiment. Lors des analyses précédentes, les écarts étaient moins importants pour certains murs et plus importants pour d'autres. Par contre, en enlevant les phénomènes de torsion, les écarts des moments entre les analyses statiques et spectrales sont relativement constants pour tous les murs du bâtiment.

Le tableau 5.11 présente le ratio des moments entre les analyses statiques et spectrales pour le modèle B avec et sans les effets de la torsion. En comparant les ratios, on constate que les phénomènes de torsion diminuent les écarts des moments entre les analyses statiques et spectrales pour tous les murs de refend, sauf pour le mur de refend #2 où les écarts augmentent. Donc, pour la plupart des murs de refend, les phénomènes de torsion peuvent être bénéfiques pour réduire les écarts entre les analyses, comme particulièrement le mur de refend #5.

Tableau 5.11 Influence de la torsion sur les écarts des moments entre les analyses statiques et spectrales

ratio $M_{spectrale}/M_{statique}$ ($T_a=0.05h_n^{3/4}$)					
Étage	**Mur #1**	**Mur #2**	**Mur #5**	**Mur #6**	**Mur #7**
Sous-sol	0.38[1](0.32)[2]	0.30(0.32)	0.55(0.33)	0.39(0.35)	0.46(0.33)
R-D-C	0.40(0.32)	0.30(0.32)	0.69(0.32)	0.45(0.34)	0.51(0.32)
2	0.40(0.31)	0.30(0.31)	0.69(0.31)	0.44(0.31)	0.49(0.31)
3	0.41(0.32)	0.32(0.33)	0.70(0.33)	0.46(0.34)	0.51(0.33)
4	0.43(0.37)	0.36(0.37)	0.74(0.39)	0.52(0.41)	0.56(0.39)
5	0.48(0.43)	0.42(0.45)	0.81(0.47)	0.61(0.52)	0.64(0.48)
6	0.53(0.52)	0.49(0.54)	0.90(0.59)	0.74(0.66)	0.75(0.61)
7	0.60(0.63)	0.58(0.64)	1.01(0.73)	0.92(0.87)	0.90(0.76)
8	0.66(0.73)	0.67(0.75)	1.18(0.91)	1.22(1.25)	1.08(0.98)
Toit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

[1] : Modèle B avec torsion; [2] : Modèle B sans torsion

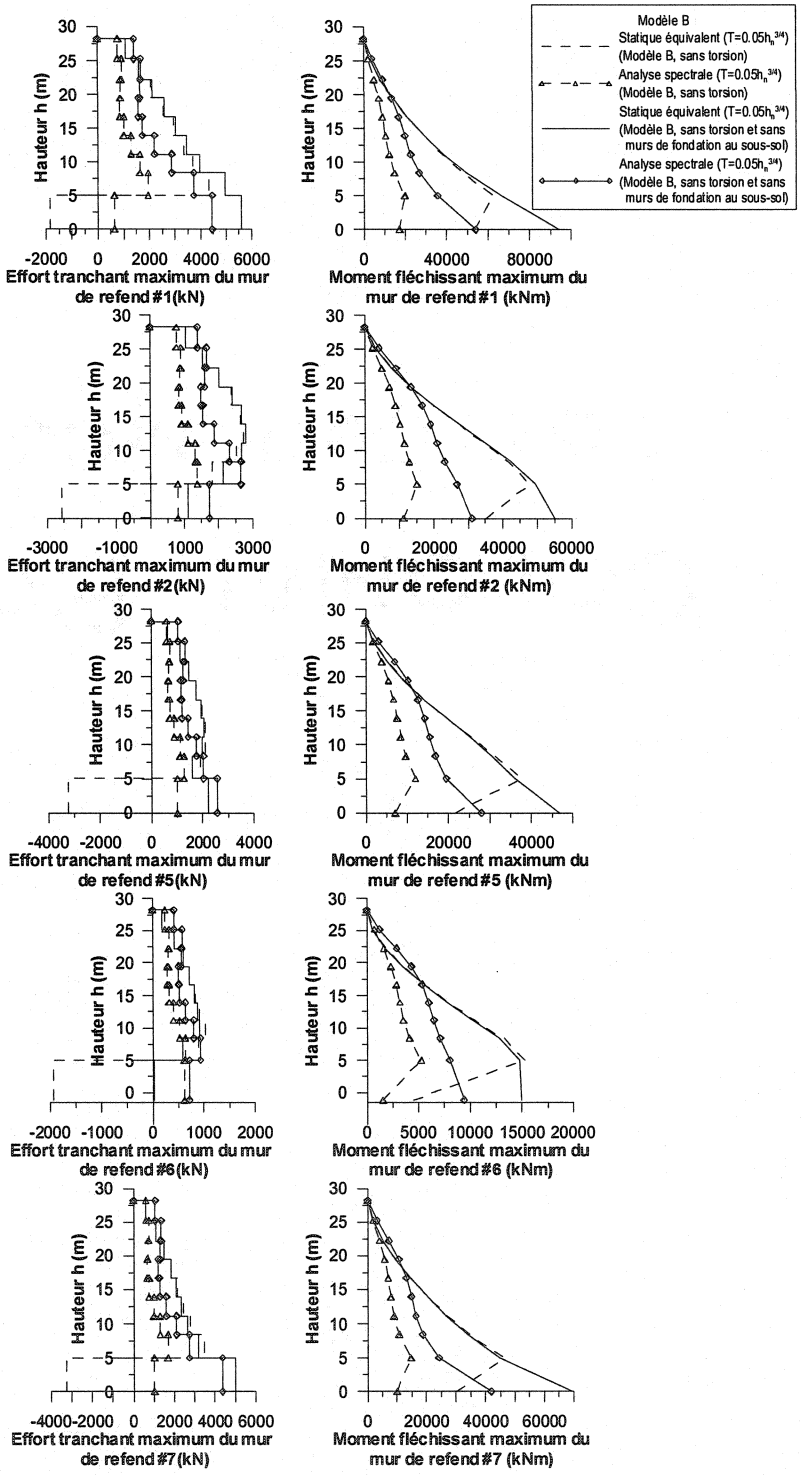


Figure 5.14 Comparaisons entre l'analyse spectrale et l'analyse statique (CNBC 2005) : Modèle B sans les effets de la torsion, avec et sans murs de fondation au sous-sol ($T=0.05h_n^{3/4}$).

Le tableau 5.12 présente les déplacements du modèle B avec et sans phénomène de torsion pour les analyses statiques équivalentes et spectrales. On remarque que les phénomènes de torsion augmentent légèrement les flèches et les déplacements inter-étages du bâtiment au centre de masse. Par contre, pour le mur de refend le plus éloigné du centre de masse, les déplacements inter-étages augmentent de façon significative, passant de 2.79%h_s à 5.23%h_s pour l'analyse statique et de 0.86%h_s à 2.33%h_s pour les analyses spectrales. Donc, les phénomènes de torsion ont une incidence non négligeable sur les déplacements des murs en périphérie du bâtiment.

Tableau 5.12 Influence de la torsion sur les déplacements

	CNBC 2005	
	Analyse statique (T_a=0,05$h_n^{3/4}$)	**Analyse spectrale (T_a=0,05$h_n^{3/4}$)***
Flèche au sommet au C.G. en mm	519.61[1] (627,38)[2]	155.22 (181,00)
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$ maximum (% de h_s)	2.79% (3,37%)	0.86% (1,00%)
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$ maximum (% de h_s)	2.79% (5,23%)	0.86% (2,33%)

* : T pour calibration de V
[1] : Modèle B sans torsion
[2] : Modèle B avec torsion

5.5 Dimensionnement des murs de refend et des noyaux selon la norme CSA A23.3-94 et la norme CSA A23.3-04

Le bâtiment à l'étude a été conçu et dimensionné par un bureau de génie-conseil situé à Montréal. Pour le dimensionnement des murs de refend, les principales méthodes et hypothèses suivantes ont été adoptées:

- Le bâtiment a été modélisé avec le logiciel ETABS et les murs de refend (noyaux et murs) ont été modélisés avec des éléments finis de type

« coque » en tenant compte des ouvertures. Chacun des murs constituant un noyau a été analysé séparément et a été dimensionné dans le logiciel de dimensionnement W-Section (Softek Services Ltd, 2002). ETABS permet de constituer le nombre de murs désirés en regroupant un certain nombre d'éléments finis. Les contraintes de chacun de ces groupes d'éléments finis sont par la suite intégrées pour évaluer les efforts internes de chacun des murs ainsi créés.

- Les dalles sont considérées rigides dans leur plan (diaphragmes rigides) et les effets P-Δ ont été considérés. Également, 15% des efforts des murs de refend ont été considérés repris par les dalles par effet de cadre en combinaison avec les murs de refend.
- L'analyse statique équivalente selon le CNBC 1995 a été utilisé pour déterminer les forces sismiques avec V_e= 44743kN (V_e n'a pas été diminué à 0.8V_e) alors que V_e=37968kN a été utilisés dans ce projet.
- Les efforts tranchants (V_f) des murs de refend n'ont pas été majorés par γ_p dans la zone de rotule plastique pour éviter que le cisaillement n'entrave le comportement ductile du mur.

Les efforts internes des murs de refend du modèle B selon la méthode statique équivalente du CNBC 1995 et 2005 sont rapportés au tableau 5.13. En vérifiant le dimensionnement selon le CNBC 1995, on remarque que certains murs du bâtiment n'ont pas une capacité en flexion et en cisaillement adéquate, surtout ceux que l'ont retrouve aux extrémités du bâtiment (le mur de refend #7 en particulier). Ceci pourrait être dû à la torsion accidentelle utilisée par le bureau génie-conseil pour le dimensionnement des murs qui semble plus faible que celle utilisée dans ces calculs, ce qui peut expliquer que les murs les plus éloignés du centre de masse ne rencontrent pas pleinement les exigences de la méthode statique équivalente utilisée au tableau 5.13. Le dimensionnement selon le CNBC 2005 n'est pas adéquat également. Ceci était

prévisible, car les efforts trouvés avec la nouvelle édition du code génèrent de plus grands efforts que l'édition précédente. Les résistances en cisaillement et en flexion ont été calculées à la section la plus critique des murs, soit au rez-de-chaussée où les efforts sont les plus importants. Les ouvertures présentes à cette section ont été prises en compte lors du calcul de ces résistances.

Tableau 5.13 Vérification du dimensionnement selon la méthode statique équivalente du CNBC 1995 et du CNBC 2005

			Mur #1	Mur #2	Mur #5	Mur #6	Mur #7
Anciennes exigences	CNBC 1995 (Analyse statique)	V_f (kN)	3659	2328	3828	2922	7678
		M_f (kNm)	49543	38052	32737	19847	68973
	CSA A23.3-94	V_r (kN)	4431	4431	4482	2323	4683
		M_r (kNm)	46542	46561	32269	24668	36430
		M_p (kNm)	61924	61948	42143	32064	50158
		$\gamma_p=M_p/M_f$	1.250	1.628	1.287	1.616	1.000
		V_p (kN)	4573	3790	4928	4721	7678
	Vérification	V_f/V_r	0.83	0.53	0.85	**1.26**	**1.64**
		V_p/V_r	**1.03**	0.86	**1.10**	**2.03**	**1.64**
		M_f/M_r	**1.06**	0.82	**1.01**	0.80	**1.89**
Anciennes exigences	CNBC 2005 (Analyse statique)	V_f (kN)	4543	2879	3506	3168	7203
		M_f (kNm)	63855	53003	39552	25266	84697
	CSA A23.3-04	V_r (kN)	3078	2954	3814	1858	3661
		M_r (kNm)	46542	46561	32269	27227	36430
		M_p (kNm)	61924	61948	42143	35753	50158
		$\gamma_p=M_p/M_f$	1.000	1.169	1.066	1.415	1.000
		V_p (kN)	4543	3365	3736	4483	7203
	Vérification	V_f/V_r	**1.48**	0.97	0.92	**1.71**	**1.97**
		V_p/V_r	**1.48**	**1.14**	0.98	**2.41**	**1.97**
		M_f/M_r	**1.37**	**1.14**	**1.23**	0.93	**2.32**

Or, les murs de refend sont bien dimensionnés pour l'effort tranchant (V_f/V_r) et le moment fléchissant (M_f/M_r) en utilisant la méthode spectrale du CNBC 1995 et du CNBC 2005, sauf pour la résistance en flexion du mur #7 (M_f/M_r=1.18) conçu selon le nouveau code où les efforts sont beaucoup plus

importants (tableau 5.14). Par contre, en limitant la période à $1.5xT_{empirique}$ pour la calibration, la résistance de ce mur devient adéquate. D'autre part, en majorant l'effort tranchant (V_f) par γ_p pour obtenir l'effort tranchant V_p à considérer dans la zone plastique, on se rend compte que la capacité des murs en cisaillement n'est pas adéquate selon le CNBC 1995, puisque au départ, ces murs n'ont pas été dimensionnés avec ce facteur. C'est le cas également pour les murs vérifiés selon le CNBC 2005, sauf pour le mur de refend #5 où la capacité devient suffisante en cisaillement lorsque les efforts tranchants sont majorés par le facteur γ_p. Selon le CNBC 2005, les ductilités dans les zones plastiques sont adéquates puisque dans tous les cas, les capacités inélastiques en rotation du mur, θ_{ic} (équation [2.28]), sont plus grandes que les demandes inélastiques des murs θ_{id} (équation [2.27]).

Le logiciel W-Section, qui permet de dimensionner des murs de refend, limite le facteur γ_p à 1.1*R. Cette limite n'est pas mentionnée dans la norme CSA-A23.3-94. Elle a plutôt été programmée dans le logiciel suite à des discussions effectuées auprès des usagers du logiciel qui ne jugeaient pas nécessaire de majorer la capacité des murs de refend par un facteur supérieur à R. En utilisant cette nouvelle limite, seul la capacité en cisaillement du mur #2 de l'analyse spectrale du CNBC 1995 et de l'analyse spectrale ($T=1.5xT_{empirique}$) du CNBC 2005 devient adéquate.

Tableau 5.14 Vérification du dimensionnent avec l'analyse spectrale selon les anciennes et les nouvelles exigences

			Mur #1	Mur #2	Mur #5	Mur #6	Mur #7
Anciennes exigences	CNBC 1995 (Analyse Spectrale)	V_f (kN)	1506	768	2859	1253	3989
		M_f (kNm)	18179	10212	20304	8177	32391
	CSA A23.3-94	V_r (kN)	4431	4431	4482	2787	4576
		M_r (kNm)	46542	46561	32269	24668	36430
		M_p (kNm)	61924	61948	42143	32064	50158
		$\gamma_p=M_p/M_f$	3.406	6.066	2.076	3.921	1.549
		V_p (kN)	5130	4659	5934	4913	6177
	Vérification	V_f/V_r	0.34	0.17	0.64	0.45	0.87
		V_p/V_r	**1.16**	**1.05**	**1.32**	**1.76**	**1.35**
		V_p/V_r^*	**1.16**	0.67	**1.32**	**1.73**	**1.35**
		M_f/M_r	0.39	0.22	0.63	0.33	0.89
Nouvelles exigences	CNBC 2005 (Analyse Spectrale)	V_f (kN)	2251	1348	3133	1481	4119
		M_f (kNm)	25815	15967	27365	11386	42940
	CSA A23.3-04	V_r (kN)	4431	4431	4647	2787	4212
		M_r (kNm)	46542	46561	32269	27227	36430
		M_p (kNm)	61924	61948	42143	35753	50158
		$\gamma_p=M_p/M_f$	2.399	3.880	1.540	3.140	1.168
		V_p (kN)	5400	5230	4825	4650	4811
	Vérification	V_f/V_r	0.51	0.30	0.67	0.53	0.98
		V_p/V_r	**1.22**	**1.18**	**1.04**	**1.67**	**1.14**
		V_p/V_r^*	**1.22**	**1.17**	**1.04**	**1.67**	**1.14**
		M_f/M_r	0.55	0.34	0.85	0.42	**1.18**
		$\theta_{id}/\theta_{ic}<1$	0.71	0.19	0.36	0.15	0.91
Nouvelles exigences	CNBC 2005 (Analyse Spectrale $T=1.5xT_{empirique}$)	V_f (kN)	1497	936	2207	1052	2915
		M_f (kNm)	18337	11498	19286	8092	30444
	CSA A23.3-04	V_r (kN)	4431	4431	5379	2787	5217
		M_r (kNm)	46542	46561	32269	27227	36430
		M_p (kNm)	61924	61948	42143	35753	50158
		$\gamma_p=M_p/M_f$	3.377	5.388	2.185	4.418	1.648
		V_p (kN)	5055	5043	4823	4648	4803
	Vérification	V_f/V_r	0.34	0.21	0.41	0.38	0.56
		V_p/V_r	**1.14**	**1.14**	0.90	**1.67**	0.92
		V_p/V_r^*	**1.14**	0.81	0.90	**1.45**	0.92
		M_f/M_r	0.39	0.25	0.60	0.30	0.84
		$\theta_{id}/\theta_{ic}<1$	0.25	0.10	0.18	0.01	0.49

* : Rapport V_p/V_f calculé en limitant γ_p à 3.85

Pour un même mur de refend donné, l'effort tranchant résistant (V_r) change parfois entre l'ancienne et la nouvelle édition de la norme CSA A23.3, puisque le facteur k_o (équation [2.30]) de l'effort tranchant maximum développé (V_{rmax}) par les murs n'est pas défini de la même façon entre les deux éditions (voir la revue de la littérature, chapitre 2).

Les restrictions relatives aux dimensions changent quelque peu pour les murs de refend entre les deux éditions de la norme CSA A23.3. Dorénavant, la largeur efficace de l'aile à utiliser dans le calcul des noyaux et des profilés en L, en C ou en T ne doit pas se prolonger au-delà de la face de l'âme plus de (a) la moitié de la distance jusqu'à l'âme d'un mur structural adjacent ou (b) 25% de la hauteur totale du mur au lieu de 10% qui était mentionné dans l'ancienne édition de la norme. Cette modification à cette clause ne restreint plus la largeur de l'aile du mur de refend #6, ce qui explique la différence des moments résistants entre les deux éditions de la norme CSA A23.3 (M_r=24668kNm comparativement à M_r=27227kNm).

Une vérification de la capacité en cisaillement dans la zone de rotule plastique des murs a été effectuée selon l'analyse spectrale du CNBC 2005, une fois que les murs ont été épaissis de 50mm (Tableau 5.15) . Les efforts tranchant (V_f) des murs de refend ont donc été majorés par γ_p. La vérification démontre que la capacité des murs en cisaillement devient adéquate pour tous les murs, sauf pour le mur de refend #6. Cependant, ce noyau n'est pas critique puisqu'il travaille dans son axe faible lorsqu'il est sollicité dans la direction nord-sud. Les âmes de ce mur sont donc petites dans cette direction, expliquant sa faible résistance en cisaillement dans cette direction.

Tableau 5.15 Vérification du dimensionnent après épaississement des murs de 50mm (analyse spectrale 2005)

			Mur #1	Mur #2	Mur #5	Mur #6	Mur #7
Nouvelles exigences	CNBC 2005 (Analyse Spectrale)	V_f (kN)	2151	1348	3133	1481	4119
		M_f (kNm)	25815	15967	27365	11386	42940
	CSA A23.3-04	V_r (kN)	5318	5318	5577	3345	5060
		M_r (kNm)	47277	47298	32290	27236	36668
		M_p (kNm)	62313	62339	42170	35760	50311
		$\gamma_p=M_p/M_f$	2.414	3.904	1.541	3.141	1.172
		V_p (kN)	5192	5263	4828	4651	4826
	Vérification	$V_f/V_r<1$	0.40	0.25	0.56	0.44	0.81
		$V_p/V_r<1$	0.98	0.99	0.87	**1.39**	0.95
		$V_p/V_r^*<1$	0.98	0.98	0.87	**1.39**	0.95
		$M_f/M_r<1$	0.55	0.34	0.85	0.42	**1.17**
		$\theta_{id}/\theta_{ic}<1$	0.63	0.16	0.36	0.15	0.75
Nouvelles exigences	CNBC 2005 (Analyse Spectrale $T=1.5xT_{empirique}$)	V_f (kN)	1497	936	2207	1052	2915
		M_f (kNm)	18337	11498	19286	8092	30444
	CSA A23.3-04	V_r (kN)	5318	5318	6455	3345	6265
		M_r (kNm)	47277	47298	32290	27236	36668
		M_p (kNm)	62313	62339	42170	35760	50311
		$\gamma_p=M_p/M_f$	3.398	5.422	2.187	4.419	1.653
		V_p (kN)	5087	5075	4826	4649	4817
	Vérification	$V_f/V_r<1$	0.28	0.18	0.34	0.31	0.47
		$V_p/V_r<1$	0.96	0.95	0.75	**1.39**	0.77
		$V_p/V_r^*<1$	0.96	0.68	0.75	**1.21**	0.77
		$M_f/M_r<1$	0.39	0.24	0.60	0.30	0.83
		$\theta_{id}/\theta_{ic}<1$	0.21	0.10	0.18	0.01	0.40

5.6 Synthèse et conclusions

Ce chapitre a permis principalement d'appliquer les nouvelles exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 et d'analyser l'influence de certains paramètres (rigidités, effets P-Δ, conditions de base, etc.) sur le comportement sismique du bâtiment. L'application de ces nouvelles exigences permet de conclure les points suivants :

1- Les modes de vibration du bâtiment et les masses participantes pour chacun des modes ne changent pratiquement pas. La période fondamentale du modèle utilisée pour trouver les efforts internes est légèrement plus longue (1.532 s (CNBC 2005) comparativement à 1.439 s (CNBC 1995)) alors que celle pour calculer les déplacements est beaucoup plus grande qu'auparavant, soit de 1.960 s (CNBC 2005) comparativement à 1.439 s (CNBC 1995).

2- Le bâtiment à l'étude est sensible à la torsion, puisque le facteur B calculé est supérieur à 1.7. Le CNBC 2005 privilégie alors une analyse dynamique qui distribuent mieux les efforts de torsion. Ainsi, pour l'analyse spectrale, les critères de flèches inter-étages de 2.5%h_s exigés par le CNBC 2005 sont respectés. Par contre, lorsque la méthode statique équivalente est appliquée, les flèches inter-étages augmentent de façon importante et ne peuvent respecter le critère de 2.5%h_s demandé par le CNBC 2005. Les analyses démontrent que la réduction de la rigidité en cisaillement n'a pas une grosse influence sur les flèches inter-étages. Or, la période courte (T_a=0.530 s) obtenue selon la formule empirique de la méthode statique équivalente du CNBC 2005 entraîne une l'accélération spectrale ($S(T_a)$=0.387g) relativement importante comparativement à celle obtenue lors de l'analyse spectrale ($S(T_a)$=0.061g) où la période du bâtiment

(modèle B) est beaucoup plus longue (T_a=1.960 s), causant par conséquence des efforts plus importants dans la structure.

3- Les nouvelles dispositions du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 appliquées aux analyses spectrales sont quand même plus sévères qu'auparavant puisque la flèche inter-étage passe de 0.27% à 1%h_s au centre de masse et de 0.64% à 2.33%h_s pour le mur de refend le plus éloigné du centre de masse. Ceci est dû principalement aux nouvelles dispositions de la norme CSA A23.3-04 qui réduit de beaucoup les rigidités effectives en cisaillement et en flexion pour le calcul des déplacements.

4- Que l'analyse spectrale ou statique équivalente soit utilisée, l'effort tranchant à la base (V) devient plus grand lorsque la formule empirique du CNBC 2005 est utilisée. Pour ce bâtiment, l'effort tranchant à la base a augmenté de 29%.

5- Aucune limite n'était imposée à la période T_a pour les bâtiments avec des murs de refend dans la version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet. On pouvait donc calculer la période du bâtiment avec les formules empiriques données dans le code ou une méthode mécanique dont la période n'est pas limitée. Par contre, une période très longue sollicite peu la structure et génère peu d'efforts dans la structure, ce qui peut amener un dimensionnement inadéquat des murs de refend. Les résultats démontrent également que, tout dépendant des hypothèses de modélisation et des rigidités effectives choisies, la plage des périodes fondamentales est importante. Une période limitée à 1.5T_a serait adéquate pour ce bâtiment lorsque l'analyse spectrale est utilisée. Les efforts internes que l'on retrouve ainsi selon l'analyse spectrale sont sensiblement les mêmes que ceux du CNBC 1995 alors que ceux de l'analyse statique équivalente se retrouvent inférieurs à ceux du CNBC 1995. L'effort tranchant à la base du bâtiment

devient en fait 13% moins élevé. Par contre, la plus récente version du CNBC 2005 limite maintenant la période fondamentale des ossatures contreventées par des murs de refend à $2T_a$.

6- Des écarts importants des moments de flexion entre les analyses statiques et spectrales sont observés. Les analyses démontrent que la grande rigidité des murs de fondation du stationnement souterrain accentue cet écart. Calibrer l'effort tranchant de l'analyse spectrale au rez-de-chaussée où le moment est maximal diminue cet écart à un niveau comparable à celui qu'on aurait si le bâtiment n'avait pas de stationnement souterrain. Également, pour certains murs de refend, la torsion du bâtiment peut augmenter ou diminuer les écarts des moments entre les analyses statiques et spectrales.

7- La vérification du dimensionnement des murs démontre qu'en utilisant la méthode spectrale du CNBC 1995, les murs de refend sont adéquats pour l'effort tranchant (V_f/V_r) et le moment fléchissant (M_f/M_r) ainsi que pour les nouvelles exigences du CNBC 2005 ($T=1.5x0.05h_n^{3/4}$) et de la norme CSA A23.3-04. Cependant, la capacité en cisaillement de la plupart des murs n'est pas adéquate dans les zones de rotule plastique où l'effort tranchant (V_f) doit être majoré par γ_p. Toutefois, en épaississant les murs de 50mm, la capacité en cisaillement des murs travaillant selon leur axe fort dans la direction des analyses (nord-sud) devient adéquate. Donc, l'impact pour rendre ce bâtiment conforme au nouveau CNBC 2005 est mineur.

Ce chapitre permet également de dégager les conclusions suivantes :

- Les effets P-Δ ont peut d'influence sur le comportement structural du bâtiment : l'augmentation des flèches inter-étages et des efforts internes observés sont peu significatifs.

- Lorsque la base du bâtiment devient flexible, la masse modale se cumule plus rapidement puisque la masse du rez-de-chaussée est davantage sollicitée par la structure lorsque celle-ci repose sur une fondation flexible. Dans le cas de ce bâtiment, la masse modale effective cumulative au 9e mode a augmentée approximativement de 5% en translation dans la direction nord-sud.

- Une fondation flexible fait augmenter les flèches et, par le fait même, les flèches inter-étages du bâtiment. Dans ce cas-ci, comparativement au modèle à base rigide, les flèches inter-étages ont augmenté jusqu'à 50% pour les modèles analysés selon le CNBC 1995 et jusqu'à 25% pour les modèles analysés selon le CNBC 2005. La redistribution des efforts internes est également différente puisque la masse modale effective et les périodes de vibration ne sont pas les mêmes. Globalement, les efforts internes ont eu tendance à augmenter même si dans certains cas, ils diminuent. Dans les analyses effectuées avec ressorts pour représenter la flexibilité de la fondation, l'effort maximum (effort tranchant ou moment fléchissant) servant au dimensionnement de certains murs a augmenté jusqu'à 20% pour les modèles conçus selon le CNBC 1995 et jusqu'à 9% pour ceux conçus selon le CNBC 2005. Par contre, cet effort a diminué jusqu'à 24% dans certains cas.

- Les efforts maximums se produisent vis-à-vis la dalle du rez-de-chaussée, puisque le sous-sol est beaucoup plus rigide que les autres étages et que le sous-sol agit comme une boîte rigide dans lequel un couple se développe pour stabiliser les moments générés par les étages supérieurs.

- Les résultats démontrent que la formule 2.4 pour déterminer le facteur M_v n'est pas adéquate pour un bâtiment sensible à la torsion où des modes de

vibration couplés (translation-torsion) se produisent. D'ailleurs, le CNBC 2005 exige de procéder à une analyse spectrale lorsque le bâtiment est sensible à la torsion, analyse qui prend automatiquement compte de l'effet des modes supérieurs. Lors d'une analyse spectrale, faire le ratio de l'effort tranchant à la base considérant tous les modes (V_n) sur l'effort tranchant à la base considérant un seul mode (V_1) donne une bonne indication de l'effet des modes supérieurs.

- L'hypothèse de diaphragmes flexibles en combinaison avec les poteaux du bâtiment permet de réduire de façon plus significative les flèches inter-étages comparativement à un bâtiment conçu avec diaphragmes rigides. Dans cette étude, les flèches inter-étages diminuent au moins de moitié au toit. Également, les moments fléchissants des murs de refend sont moins importants puisqu'une partie des moments sont repris par les poteaux du bâtiment qui agissent comme des cadres en combinaison avec les dalles flexibles. Une partie des moments fléchissants sont aussi redistribuée aux dalles à la jonction des murs de refend. Une diminution entre 20% et 30% du moment maximum au niveau du rez-de-chaussée de chacun des murs a été observée. Enfin, les résultats démontrent que les efforts internes dans les poteaux sont plus importants lorsque les planchers sont flexibles (107kN-m comparé à 43 kN-m pour les moments maximums et 65kN comparé à 12kN pour les efforts tranchants maximums) et que la distribution des moments fléchissants n'est pas la même que celle observée lorsque les planchers sont rigides.

- Les phénomènes de torsion ont une incidence significative sur les déplacements des murs en périphérie du bâtiment.

CHAPITRE 6

RÉPONSES SISMIQUES TEMPORELLES ÉLASTIQUES ET INÉLASTIQUES DU BÂTIMENT

6.1 Introduction

Ce chapitre étudie le comportement sismique non linéaire du bâtiment à l'aide d'analyses temporelles inélastiques. Ces analyses ont permis de statuer sur les exigences du CNBC 2005 concernant les analyses statiques équivalentes et les analyses spectrales. De même, des facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants ont été évalués. Pour ce faire, des analyses temporelles élastiques ont été d'abord effectuées afin de valider l'intensité des efforts sismiques induits par les accélérogrammes. Le modèle **A** a été utilisé pour ce chapitre, soit le modèle sans ouverture et avec diaphragmes rigides. Également, des analyses de poussée latérale du bâtiment ont permis de déterminer la ductilité en déplacement au centre de masse du bâtiment.

Les analyses révèlent, entre autres, que des rotules plastiques se développent au-dessus de la base des murs malgré le fait que le moment résistant probable soit supérieur au moment anticipé lors de la formation de la rotule plastique à la base en supposant une variation linéaire du moment. De même, les déplacements obtenus des analyses du code (spectrales et statiques équivalentes) sont très conservateurs alors que les efforts internes sont sous-estimés. Les analyses dynamiques permettent de constater aussi que la distribution des efforts est également différente de celle obtenue à partir des analyses du CNBC 2005.

Ce chapitre présente d'abord les analyses de poussée latérale du bâtiment ainsi que les analyses temporelles élastiques. Puis, les analyses

temporelles inélastiques suivent : les efforts internes, les déplacements, les facteurs d'amplification dynamique, les demandes en ductilité en courbure ainsi que les indices de dommages obtenus sont présentés. Enfin, l'influence des effets P-Δ sur le comportement sismique du bâtiment et les conclusions terminent ce chapitre.

6.2 Choix du logiciel pour les analyses non-linéaires

Au préalable pour ce projet, le logiciel SAP2000 version 8 a été préconisé pour les analyses inélastiques puisqu'il s'agit d'un logiciel commercial largement répandu et plus convivial que les logiciels destinés à la recherche comme Ruaumoko par exemple.

Suite à l'évaluation du logiciel SAP2000, on peut conclure qu'il n'est pas tout à fait au point pour les analyses non-linéaires. Cette conclusion a été obtenue en comparant un modèle simple sur les logiciels Ruaumoko et SAP2000. Le modèle consistait en un mur de 12 étages modélisés avec des éléments de poutre. Tout d'abord, les logiciels SAP2000 et Ruaumoko ont été validés dans le domaine linéaire : les deux logiciels donnaient les mêmes résultats dans ce domaine. Néanmoins, ce n'est pas le cas pour les analyses non-linéaires.

Tout d'abord, les courbes d'hystérésis utilisées pour chacun de ces logiciels ne sont pas les mêmes. SAP2000 permet seulement de modéliser des rotules rigide-plastiques alors que Ruaumoko permet de modéliser des rotules élasto-plastiques entre autres. En comparant les deux logiciels, on s'attend à obtenir des différences puisque les comportements des rotules ne sont pas tout à fait les mêmes. Cependant, en comparant le déplacement au sommet du bâtiment obtenu par les deux logiciels, on se rend compte qu'il n'est pas identique avant même que la première plastification survienne dans l'un des

cas, ce qui n'est pas normale puisque précédemment, les deux logiciels ont été validés dans le domaine linéaire.

De plus, une analyse non-linéaire supplémentaire avec le logiciel SAP2000 a été effectuée. L'analyse consistait à mettre des rotules plastiques dont les moments plastique (M_y) étaient très élevés de façon à ce que le modèle reste dans le domaine linéaire tout en gardant les autres paramètres du modèle inchangés. Les résultats obtenus n'étaient pas les mêmes que ceux de l'analyse précédente effectuée dans le domaine linéaire, ce qui est un non sens.

Également, en effectuant des analyses non-linéaires et en utilisant des rotules dont l'enveloppe de résistance P-M-M était définie, le logiciel SAP2000 ne réussait pas à converger à une réponse pour le modèle analysé. Plusieurs alternatives ont été utilisées, mais en vain (réduction du pas de temps, changement du niveau de tolérance, changement de la méthode d'intégration, etc.). Les analyses ont permis également de constater que les résultats obtenus lors d'analyses non-linéaires en utilisant des rotules plastiques en cisaillement ne convergeaient pas lorsque l'on diminuait le pas temps d'intégration.

Suite à ces constatations, on peut en déduire que le logiciel SAP2000 version 8.2.3 n'est pas tout a fait au point pour les analyses non-linéaires et qu'il est difficile d'obtenir des résultats fiables pour un modèle simple. Il est a noté que la version 8.2.3 de SAP2000 non-linéaire est un logiciel relativement nouveau sur le marché et qu'il est fort probable qu'il ne soit pas parfaitement fonctionnel. Par contre, le logiciel Ruaumoko est utilisé souvent en recherche (Tremblay et al., 2001, Harries et al., 1998) et a donc été utilisé pour ce projet.

6.3 Description du modèle pour les analyses temporelles inélastiques.

Pour les analyses temporelles inélastiques de ce chapitre, le Modèle **A** a été utilisé, soit le modèle sans ouverture et avec diaphragmes rigides de plancher. Ces analyses ont été effectuées en conformité avec les exigences du CNBC 2005. Les rigidités effectives des murs ont été définies selon la norme de béton CSA A23.3-04 pour le calcul des forces ($E(0.6+P/f'_cA_g)I_g$) et des déplacements ($E(0.3+2P/f'_cA_g)I_g$). Les murs ont été modélisés avec des membrures de type « Gilberson » où la formation de rotules plastiques est possible à leurs extrémités à l'aide du logiciel Ruaumoko (Carr, 2003). La longueur des rotules plastiques aux extrémités de chaque membrure a été fixée à 30% de la longueur horizontale des murs de refend pour obtenir les demandes en ductilité en courbure maximale définis comme étant $\mu_{m\phi}=\phi_m/\phi_y$ ($0.3<l_p/l_w<0.8$ selon Paulay et Priestly, 1992). Les enveloppes de résistance P-M-M définis à la section 4.5 et la règle bilinéaire modifiée d'hystérésis de Takeda, qui tient compte de la dégradation de la rigidité, ont été utilisées pour modéliser la réponse inélastique des rotules plastiques. La déformation élastique en cisaillement a été considérée dans les modèles.

Ruaumoko exige, pour chaque membrure et chaque direction (nord-sud, est-ouest), un seul facteur r qui détermine la seconde pente de la loi d'hystérésis de Takeda (figure 2.18 et 4.15a)). Or, à la section 4.5, deux facteurs r ont été déterminés dans la direction nord-sud de certains murs, puisque la disposition de l'acier d'armature n'est pas nécessairement symétrique par rapport au centre géométrique de la section. Donc, le facteur r utilisé dans Ruaumoko est la moyenne des deux valeurs de r calculé dans cette direction. De même, puisque aucune valeur de r n'a été calculée dans le second axe des murs, cette valeur moyenne calculée a été spécifiée dans les deux axes des murs. De plus, aucun facteur r n'a été calculé pour les murs de refend plats #3 et #4 qui travaillent selon leur axe faible dans la direction des

sollicitations (nord-sud). Un facteur r=0.0001 a donc été utilisé dans les deux axes de ces murs.

Pour toutes les analyses dynamiques temporelles, la méthode numérique Newmark (méthode d'accélération moyenne β=0.25) a été utilisée avec un amortissement de Rayleigh de 5% assumé au premier et onzième mode qui inclue 93% de la masse modale en translation dans la direction des sollicitations (nord-sud) et 87% de la masse en torsion. Également, un pas de temps de 0.00025 s a été employé et les effets P-Δ ont été activés. Tout comme les autres analyses précédentes, la direction nord-sud a été privilégiée pour les analyses.

Les murs de fondation ont été modélisés avec une loi linéaire élastique puisque étant donné leur élancement H/l inférieur ou égal à 2, ces murs subissent essentiellement qu'une déformation en cisaillement alors que les déformations en flexion sont négligeables. Toutefois, en modélisant des rotules plastiques aux extrémités de ces murs lors des analyses inélastiques, ceci ne n'a aucun effet. Ces murs ne plastifient jamais puisque leurs moments de plastification (M_y) sont très élevés, étant donné leur grande longueur horizontale. Finalement, les murs ont été considérés encastrés à leur base.

6.4 Analyse de poussée latérale 3D (pushover) selon le CNBC 1995 et 2005.

Dans cette section, des poussées latérales ont été effectuées selon les exigences du CNBC 1995 et 2005 afin de déterminer la ductilité ultime en déplacement au centre de masse du bâtiment ($\mu_{u\Delta}=\Delta_u/\Delta_y$) . Pour chacun des CNBC, la norme de béton CSA A23.3 correspondante a été utilisée, soit l'édition 1994 avec le CNBC 1995 et l'édition 2004 avec le CNBC 2005.

Pour chacune des éditions du CNBC, deux poussées latérales ont été effectuées dans la direction nord-sud du bâtiment (figure 6.1 A) puisque les enveloppes de résistance P-M-M des murs de refend ne sont pas toutes nécessairement symétriques dans la direction considérée. La distribution de charge statique équivalente a été déterminée par l'équation [2.1] et normalisée de façon à obtenir V=1kN à la base. Puisque l'hypothèse de la hauteur h_n du bâtiment a été prise égale à 23.22m à partir du rez-de-chaussée, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée a été rajoutée. Ce chargement est par la suite appliqué au centre de masse du bâtiment (figure 6.1 B)). Les forces sismiques normalisées des deux codes (CNBC 1995 et 2005), appliquées au centre de masse, donnent les mêmes valeurs à quatre chiffres significatifs. Cette distribution de charge est par la suite multipliée dans le temps de façon statique par une fonction g(t) de façon à déterminer la résistance ultime en déplacement du bâtiment (figure 6.1 C)).

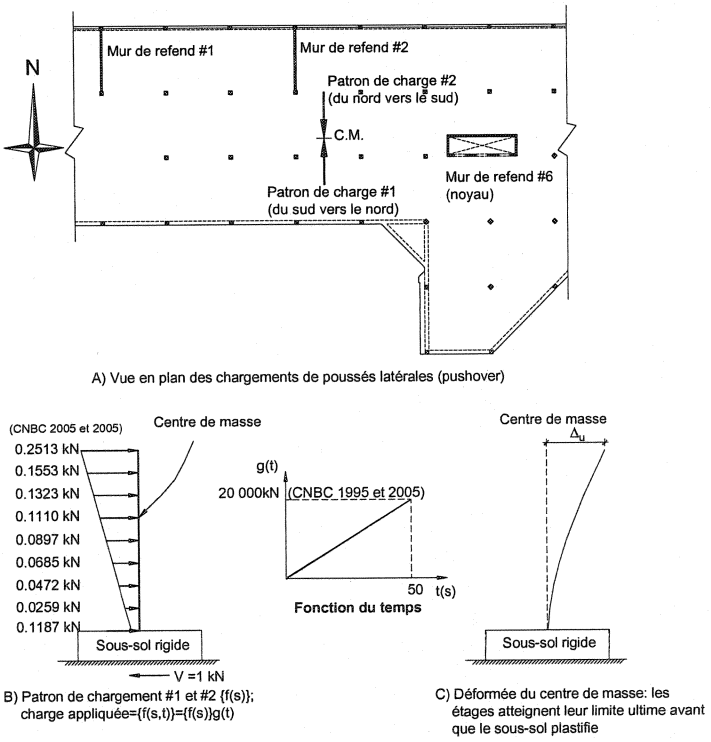
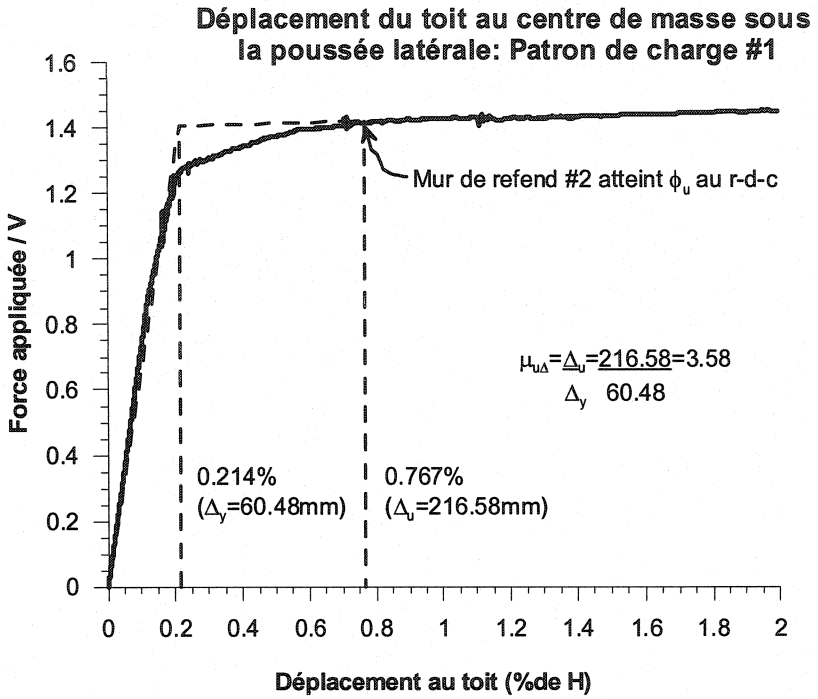


Figure 6.1 Direction et amplitude des patrons de charge de la poussée latérale (CNBC 2005).

Les résultats des poussées latérales des deux patrons de charge de chacun des CNBC sont présentés aux figures 6.2 et 6.3. Les ruptures à la base des murs, conduisant à la rupture générale du bâtiment, se produisent au niveau du rez-de-chaussée et non au niveau du sol. Ceci est dû à la trop grande rigidité du sous-sol en flexion par rapport aux étages supérieurs. Le déplacement ultime (Δ_u) du bâtiment se produit lorsque l'un des murs agissant dans la direction nord-sud (soient les murs #1, 2, 5, 6 ou 7) atteint sa courbure ultime (ϕ_u). Dans les deux cas, le mur de refend #2 atteint sa courbure ultime en premier au niveau du rez-de-chaussée (ϕ_u=0.002861 rad/m), soit quand V=3463kN à la base du mur (patron de charge#1) et quand V=3298kN (patron de charge#2) pour le CNBC 1995 alors qu'elle se produit quand V=1867kN (patron de charge#1) et quand V=1767kN (patron de charge#2) pour le CNBC 2005.

Pour une même analyse, on remarque que les déplacements élastiques et ultimes sont sensiblement les mêmes dans les deux directions (Δ_y=65.04mm vs Δ_y=60.484mm et Δ_u=216.58mm vs Δ_u=217.84mm pour le CNBC 1995, par exemple). La ductilité ultime en déplacement ainsi calculée au sommet du centre de masse du bâtiment est 3.35, soit la plus petite des deux ductilités ultimes calculées pour le CNBC 1995 et 2.37 pour le CNBC 2005. La ductilité ultime de 3.35 est comparable au facteur R=3.5 exigé par le CNBC 1995 pour les murs de refend ductiles. Par contre, la ductilité ultime en déplacement calculée selon le CNBC 2005 est plus faible (2.37), puisque la rigidité effective exigée par la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements est beaucoup plus petite qu'auparavant ($0.7EI_g$ vs $E(0,3+2P/f'_cA_g)I_g$).



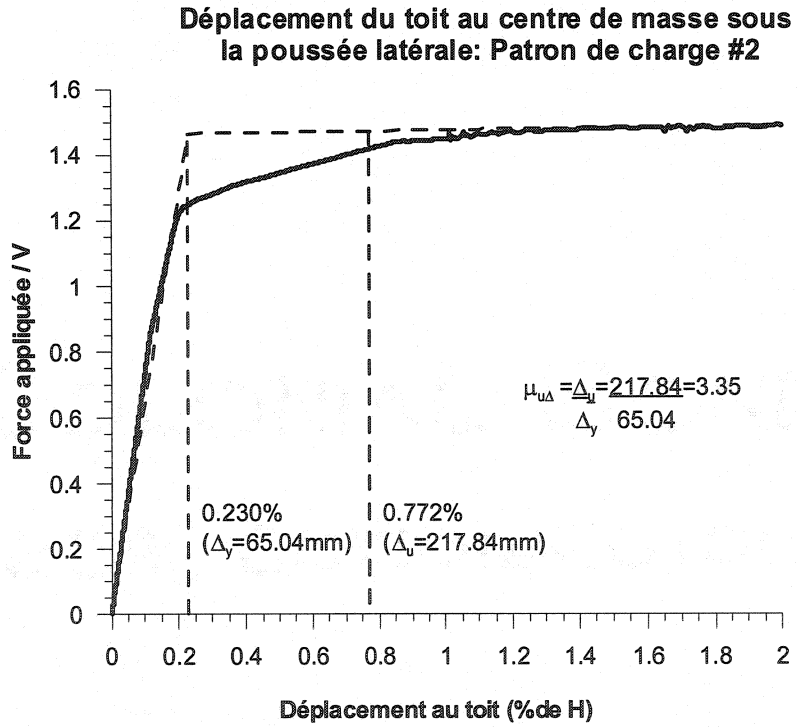
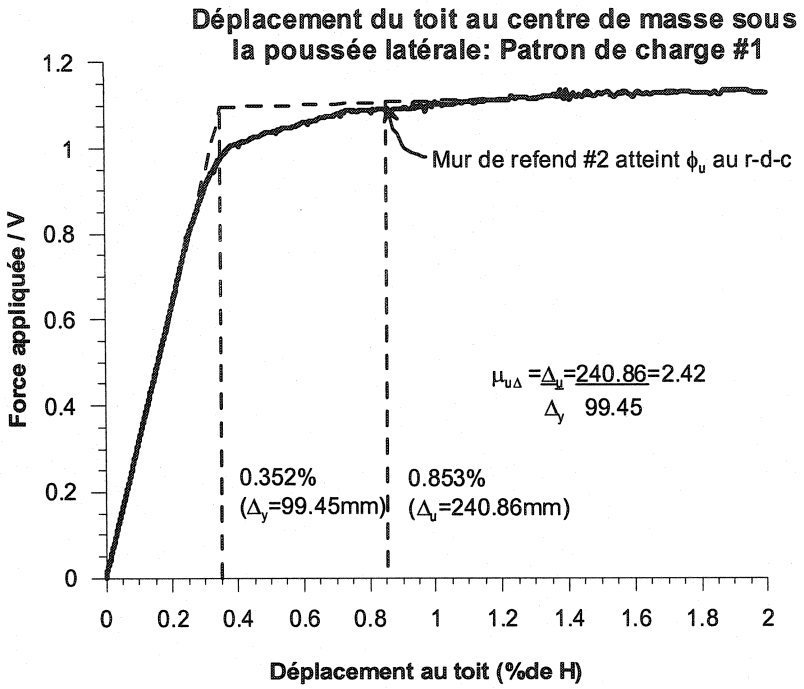


Figure 6.2 Poussées latérales au centre de masse du bâtiment au niveau du toit (CNBC 1995)



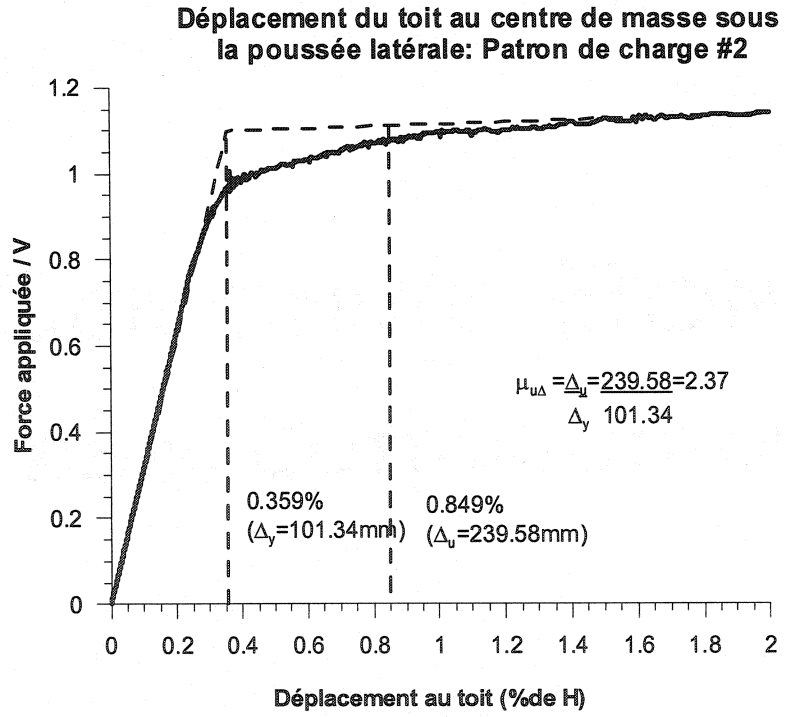


Figure 6.3 Poussées latérales au centre de masse du bâtiment au niveau du toit (CNBC 2005)

Pour un niveau de performance donné, la norme américaine FEMA 273 (1997) sur la réhabilitation sismique des bâtiments prescrit des rotations maximales acceptables pour des membrures qui subissent des déformations inélastiques en flexion. En multipliant la courbure ultime du mur critique du bâtiment, soit le mur de refend #2, par sa longueur de la rotule plastique, on obtient une rotation ultime (θ_u) de 0.0097 rad comparativement à une rotation maximale acceptable ($\theta_{acceptable}$) de 0.0091 rad prescrite par la norme pour le niveau de performance « life safety ». La rotation ultime obtenue des analyses dépasse donc seulement de 6% la rotation acceptable exigée par la norme américaine FEMA 273. (voir l'annexe 6 pour le détail des calculs). Par contre, si le niveau de performance suivant moins critique est choisi, la rotation acceptable devient égal à 0.0136 rad et la capacité en rotation du mur devient adéquate ($\theta_{acceptable}/\theta_u$=0.71). Donc, tout dépendant du niveau de performance choisi, les rotations obtenues sont comparables à celles de la norme américaine FEMA 273. Une réhabilitation mineure des murs pour augmenter leur capacité en rotation serait nécessaire pour que le niveau de performance « life safety » du bâtiment soit adéquat.

6.5 Réponses sismiques temporelles élastiques du bâtiment selon le CNBC 2005

Des analyses temporelles élastiques ont été effectuées avec trois séismes, soient ceux filtrés de façon à épouser le spectre de réponse du CNBC 2005. L'effort tranchant à la base (V) des analyses temporelles élastiques a été calibré de la même façon que l'analyse spectrale, soit en utilisant la période déterminée par la formule empirique du code ($T_a=0.05(h_n)^{3/4}$). Également, la torsion accidentelle a été considérée de la même façon que l'analyse spectrale, soit en introduisant un couple de torsion au nœud maître de chaque plancher ($T_x=F_x(+/-0.1D_{nx})$). Le tableau 6.1 et la figure 6.4 donnent respectivement les résultats des déplacements et des

efforts internes des analyses temporelles élastiques en comparaison avec ceux obtenus lors de l'analyse spectrale. Les résultats démontrent que les analyses temporelles élastiques donnent sensiblement les mêmes résultats que ceux obtenus lors de l'analyse spectrale, tant au point de vue des déplacements que des efforts internes. Ces analyses historiques élastiques permettent donc de valider les accélérogrammes utilisés pour les analyses temporelles inélastiques.

Tableau 6.1 Analyses temporelles: comparaison des efforts internes et des déplacements avec l'analyse spectrale

	CNBC 2005	Séismes		
	Analyse spectrale (T_a=0,05$h_n^{3/4}$)*	M6 R=30km filtré	M7 R=70km filtré	Malbaie filtré
Effort tranchant (V^1)	0,0691W (force) 0,0691W (dépl.)	0,0691W (force) 0,0691W (dépl.)	0,0691W (force) 0,0691W (dépl.)	0,0691W (force) 0,0691W (dépl.)
Flèche au sommet au C.G. en mm	175.85	156.52	176.29	171.53
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$ maximum (% de h_s)	0.96%	1.06%	1.08%	1.06%
$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$ maximum (% de h_s)	2.11%	2.35%	2.46%	2.35%
M_{max} mur #1 (kN-m)	23684	23700	21810	22720
M_{max} mur #5 (kN-m)	26752	27210	28970	27080
M_{max} mur #7 (kN-m)	43634	40750	41640	42890
V_{max} mur #1 (kN)	2068	2130	2478	2246
V_{max} mur #5 (kN)	3039	2989	3458	3165
V_{max} mur #7 (kN)	4070	5174	4840	4897

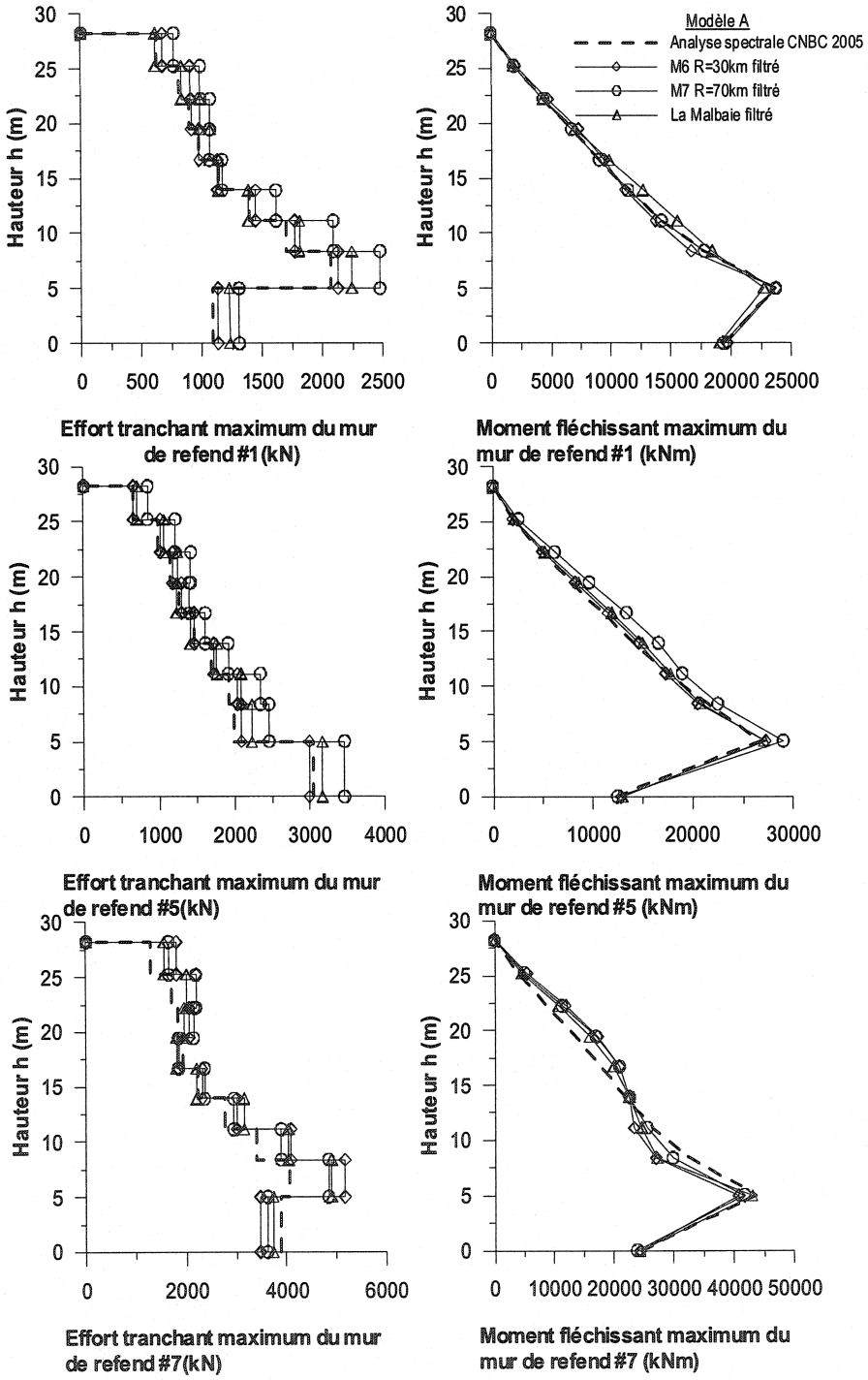


Figure 6.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants maximums des murs de refend #1, 5 et 7: analyses temporelles élastiques en comparaison avec l'analyse spectrale.

- **Calcul du Facteur B**

De nouveaux facteurs B, qui détermine la sensibilité à la torsion du bâtiment, ont été calculés (tableau 6.2) à l'aide d'analyses historiques dans le temps et en tenant compte de la torsion accidentelle où le centre de masse a été déplacé de +/-0.05$D_{nx.}$. Les effets de la torsion accidentelle seront pris en compte dans le domaine non-linéaire de la même façon, soit en déplaçant le centre de masse de +/-0.05D_{nx}. Ce choix a été préconisé plutôt qu'utiliser un couple de torsion fixe dans le temps à chaque plancher (T_x= (+/-0.1D_{nx})F_x) puisque la rigidité des murs risque de varier dans le temps suite à la plastification de certains murs et, par le fait même, influencer les effets de torsion aussi. Les six séismes ont été utilisés pour le calcul des facteurs B.

Tableau 6.2 Facteur B calculé avec les analyses temporelles élastiques

Séismes	Facteur B (CNBC 2005)
M6 R=30km	1.361
M6 R=30km filtré	1.342
M7 R=70km	1.442
M7 R=70km filtré	1.412
La Malbaie	1.458
La Malbaie filtré	1.452
Moyenne=	**1.411**

L'auteur est conscient que ce facteur B n'est pas calculé conformément au CNBC 2005 puisque celui-ci demande que le facteur B soit calculé avec les forces statiques équivalentes (V) agissant à une distance de +/-0.10D_{nx} du centre de masse de chaque plancher. Cependant, ce facteur B est calculé sensiblement de la même façon, soit en effectuant des analyses temporelles élastiques à l'aide de séismes normalisés au spectre de réponse du CNBC et en déplaçant le centre de masse de +/-0.05$D_{nx.}$ Ainsi, ces nouveaux facteurs B serviront de référence pour quantifier les effets de la torsion lors des analyses

inélastiques puisque de nouveaux facteurs B seront calculés par la suite dans le domaine inélastique.

6.6 Réponses sismiques inélastiques 3D du bâtiment selon le CNBC 2005

Cette section présente la réponse sismique inélastique 3D du bâtiment selon le CNBC 2005. Les paramètres tels que les efforts internes, les déplacements, les ductilités en déplacement et en courbure, la sensibilité à la torsion ainsi que l'influence des effets P-Δ seront analysés.

Puisque les enveloppes de résistance P-M-M ne sont pas nécessairement symétriques par rapport au centre géométrique de la section des murs et que la torsion accidentelle est prise en compte en déplaçant le centre de masse de +/-0.05D_{nx}, les quatre situations suivantes ont été considérées dans chacune des analyses afin de déterminer l'enveloppe maximum des paramètres étudiés:

- un séisme se propageant du nord au sud et un déplacement du centre de masse de +0.05D_{nx};
- un séisme se propageant du nord au sud et un déplacement du centre de masse de -0.05D_{nx};
- un séisme se propageant du sud au nord et un déplacement du centre de masse de +0.05D_{nx};
- un séisme se propageant du sud au nord et un déplacement du centre de masse de -0.05D_{nx}.

- **Efforts internes**

Les figures 6.5 et 6.6 présentent les efforts internes des analyses inélastiques de certains murs en comparaison avec les analyses du CNBC 2005. Les séismes non filtrés (figure 6.5) et filtrés (figure 6.6) ont été utilisés pour ces analyses. Globalement, on remarque que les efforts tranchants des analyses inélastiques dépassent largement ceux des analyses du CNBC 2005. Il important de mentionner que les analyses temporelles inélastiques ne tiennent pas compte de la dégradation des murs en cisaillement. Les modèles considèrent des déformations en cisaillement élastiques et les efforts tranchants ne sont pas limités à des efforts tranchants plastiques (V_y) tout comme les moments fléchissants (M_y). Ce qui peut expliquer pourquoi les efforts tranchants sont si élevés par rapport aux efforts tranchants obtenus du CNBC 2005. D'ailleurs, des rotules plastiques en cisaillement peuvent dorénavant être introduites dans Ruaumoko. Il serait donc intéressant dans des travaux futurs d'activer ce paramètre et de constater l'influence de ce paramètre sur la magnitude des efforts tranchants obtenus.

Les moments fléchissants obtenus à la base sont, pour certains murs, adéquats si la méthode statique équivalente est utilisée alors que les moments fléchissants aux étages sont inadéquats dû principalement à la contribution des modes supérieurs de vibration.

Paradoxalement, les analyses statiques donnent une meilleure estimation des efforts internes comparativement à ceux obtenus des analyses spectrales. Les moments fléchissants des analyses inélastiques dépassent largement ceux obtenus des analyses spectrales des murs de refend #1 et #5, alors que ceux des analyses spectrales du mur de refend #7 dépassent toujours, mais les moments fléchissants sont plus comparables. Donc, les analyses modales ne sont pas sécuritaires dans ce cas-ci, tant au niveau des

moments fléchissants que des efforts tranchants. Même en calibrant les analyses modales au rez-de-chaussée comme suggéré à la section 5.4, cela ne serait pas suffisant pour rendre les analyses modales adéquates. De plus, en limitant la période T à $1.5T_{empirique}$ pour calibrer les efforts tranchants des analyses spectrales, on obtient des écarts encore plus importants avec les analyses temporelles inélastiques.

La distribution des efforts des analyses modales est plus représentative des analyses temporelles inélastiques. Les analyses modales mettent en relief l'augmentation des moments aux étages supérieurs par une légère courbe en « S » inversée à partir du rez-de-chaussée qui reflète mieux les moments fléchissants obtenus des analyses temporelles inélastiques. Cependant, dans ce cas-ci, les diagrammes des efforts tranchants des analyses spectrales ne mettent pas en évidence l'augmentation des efforts tranchants aux étages supérieurs. Néanmoins, les analyses spectrales sont plus appropriées que les analyses statiques pour représenter la distribution des efforts puisqu'elles tiennent compte de la masse et des modes de vibration réels du bâtiment. Par contre, ces efforts sont beaucoup moindres que ceux générés par les analyses statiques équivalentes.

Les moments fléchissants et les efforts tranchants importants aux étages supérieurs et médians des analyses temporelles inélastiques mettent en évidence la contribution importante des modes supérieurs où la formation de rotules plastiques risquent de se produire à ces endroits.

D'autre part, les efforts internes varient de façon importante à certains endroits dans la structure, tout dépendant de l'accélérogramme choisi, d'où l'importance de choisir un nombre suffisant d'accélérogrammes pour déterminer une enveloppe raisonnable maximum des efforts. Le séisme simulé M7 R=70km semble être le plus critique des 3 séismes utilisés pour ce

bâtiment. Les efforts internes obtenus des séismes filtrés sont plus importants que ceux obtenus par les séismes non filtrés, puisque les ordonnés spectrales sous les périodes T_1, T_2 et T_3 sont plus importantes (figures 4.6 et 4.7), bien que les ordonnés spectrales des modes supérieurs (T_4 et plus) soient moindres.

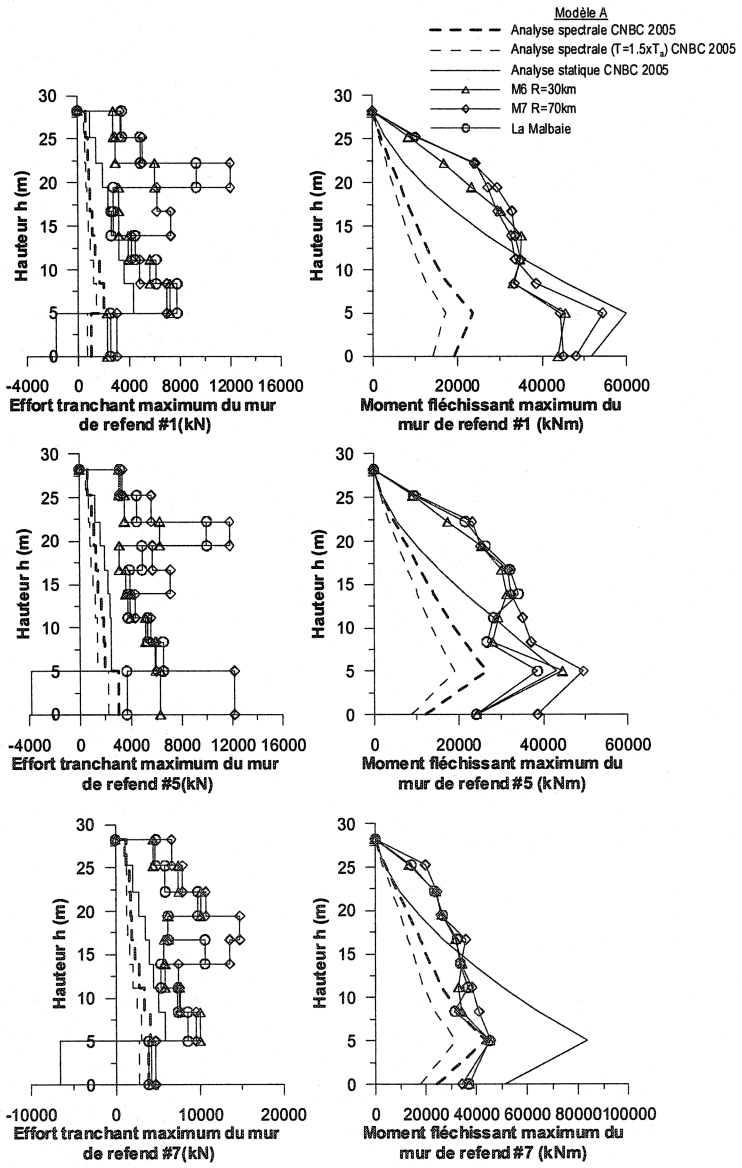


Figure 6.5 Efforts internes des murs de refend #1, 5 et 7: analyses inélastiques des trois séismes en comparaison avec les analyses du CNBC (statiques équivalentes et spectrales).

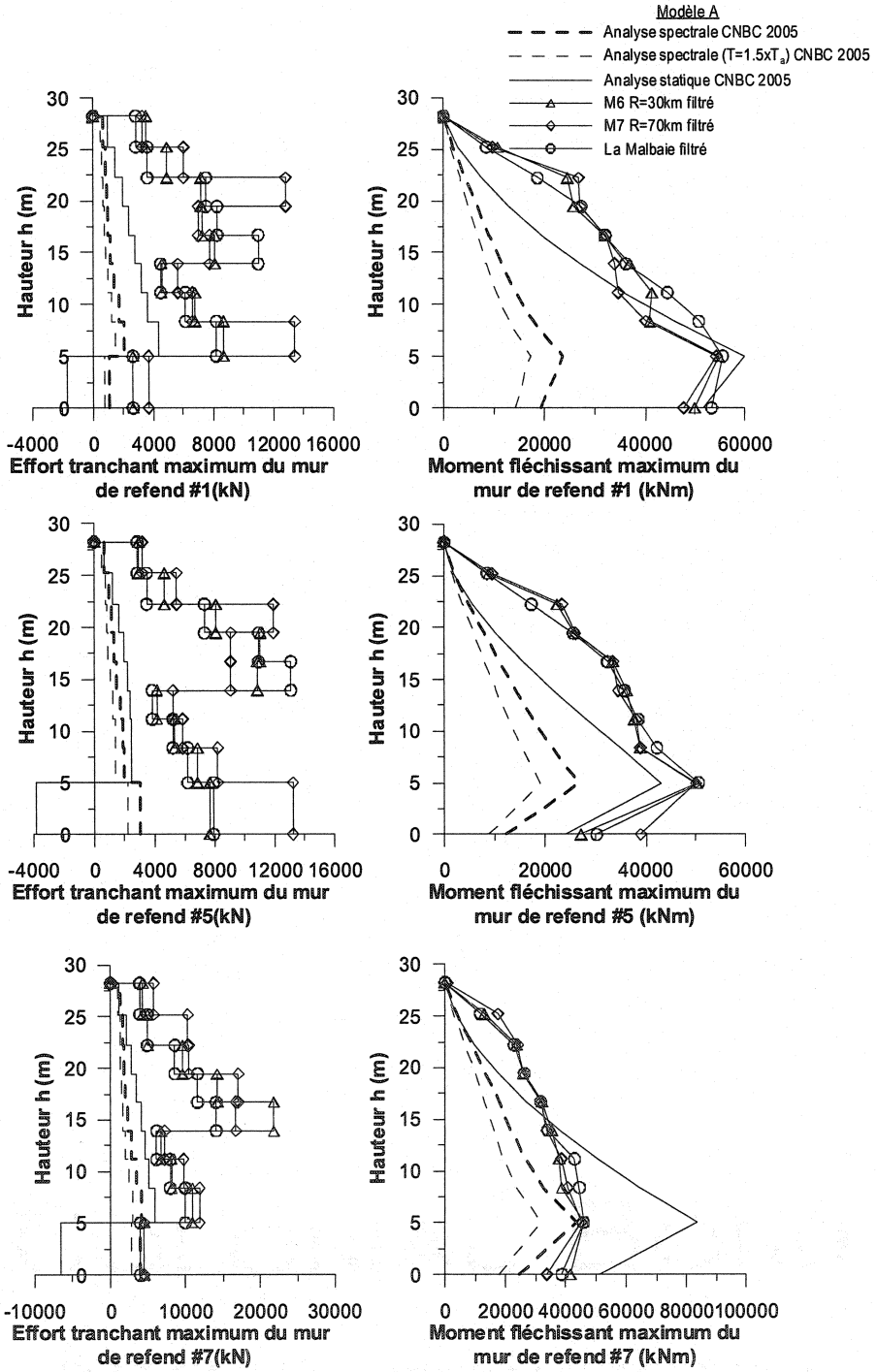


Figure 6.6 Efforts internes des murs de refend #1, 5 et 7: analyses inélastiques des trois séismes filtrés en comparaison avec les analyses du CNBC (statiques équivalentes et spectrales).

- **Déplacements et ductilité en déplacement**

Le tableau 6.3 présente les déplacements et les flèches inter-étages obtenus des analyses temporelles inélastiques pour les six accélérogrammes (séismes filtrés et non filtrés). D'abord, les flèches inter-étages obtenues respectent le critère de 2.5%h_s du CNBC 2005. Les flèches inter-étages maximales moyennes obtenues des analyses inélastiques sont seulement de 0.560%h_s pour le centre de masse et de 0.806%h_s pour le mur le plus sensible au déplacement. De plus, en comparant le déplacement obtenu des accélérogrammes filtrés au centre de masse avec le déplacement obtenu de l'analyse spectrale au centre de masse en utilisant la période du modèle pour la calibration (T_a=$T_{modèle}$), on obtient sensiblement les mêmes déplacements. Il en va de même pour les flèches inter-étages. Ainsi, pour les analyses inélastiques, on obtient un déplacement moyen de 83.78mm et une flèche inter-étage de 0.560%h_s comparativement à un déplacement de 85.71mm et une flèche inter-étage de 0.480%h_s pour les analyses spectrales. Pour le mur le plus critique au déplacement, on obtient également sensiblement les mêmes déplacements, soit une flèche inter-étage de 1.07%h_s lors des analyses spectrales (T_a=$T_{modèle}$) comparativement à une flèche inter-étage de 0.806%h_s lors des analyses inélastiques (accélérogrammes filtrés).

D'autre part, les déplacements obtenus des analyses spectrales et statiques en utilisant la formule empirique du CNBC 2005 sont très conservateurs, plus particulièrement l'analyse statique équivalente (voir tableau 6.3). Par exemple, on obtient un déplacement au centre de masse de 627,38mm et de 181,00mm pour respectivement les analyses statiques équivalentes et spectrales comparativement à un déplacement moyen de 60.46mm et 83.78mm des analyses inélastiques (accélérogrammes non filtrés et filtrés). Les mêmes conclusions peuvent être observées pour les flèches inter-étages. Par contre, on peut constater que les déplacements obtenus des

analyses spectrales en limitant la période à $1.5T_a$ sont acceptables puisqu'ils sont supérieurs à ceux obtenus des analyses inélastiques, sans que les écarts soient trop importants.

Tableau 6.3 Déplacements et flèches inter-étages inélastiques maximums du bâtiment.

	Flèche maximum au sommet au C.G. en mm	$\Delta_{inter\text{-}étage,\ C.G.}$ maximum (% de h_s)	$\Delta_{inter\text{-}étage,\ murs}$ maximum (% de h_s)
M6 R=30km	60.15	0.435%	0.711%
M7 R=70km	87.12	0.509%	0.806%
La Malbaie	34.13	0.300%	0.421%
Moyenne	60.47	0.415%	0.646%
M6 R=30km filtré	76.55	0.545%	0.861%
M7 R=70km filtré	79.90	0.514%	0.832%
La Malbaie filtré	94.90	0.622%	0.724%
Moyenne	83.78	0.560%	0.806%
Méthode statique ($T_a=0.05h_n^{3/4}$)	627.38	3.37%	5.23%
Méthode statique ($T_a=1.5x0.05h_n^{3/4}$)	437.01	2.37%	3.67%
Méthode statique ($T_a=T_{modèle}$)	258.39	1.42%	2.20%
Analyse spectrale ($Ta=0.05h_n^{3/4}$)*	181	1.00%	2.33%
Analyse spectrale ($T_a=1.5x0.05h_n^{3/4}$)	106.35	0.59%	1.46%
Analyse spectrale ($T_a=T_{modèle}$)	85.71	0.48%	1.07%

* : T pour calibration de V

La figure 6.7 présente des historiques dans le temps du déplacement et de la ductilité en déplacement au sommet du centre de masse du bâtiment pour trois accélérogrammes. Les ductilités en déplacement (Δ_y et Δ_u) ont été déterminées à partir des valeurs obtenues des analyses de poussée latérale. Le déplacement au sommet du centre de masse demeure élastique, puisque

aucune ductilité en déplacement n'est supérieure à 1.0. La sollicitation la plus sévère est le séisme simulé de magnitude 7 avec une ductilité maximum en déplacement ($\mu_{m\Delta}$) de 0.77 alors que le séisme de la Malbaie est le moins demandant avec une ductilité en déplacement ($\mu_{m\Delta}$) de 0.34.

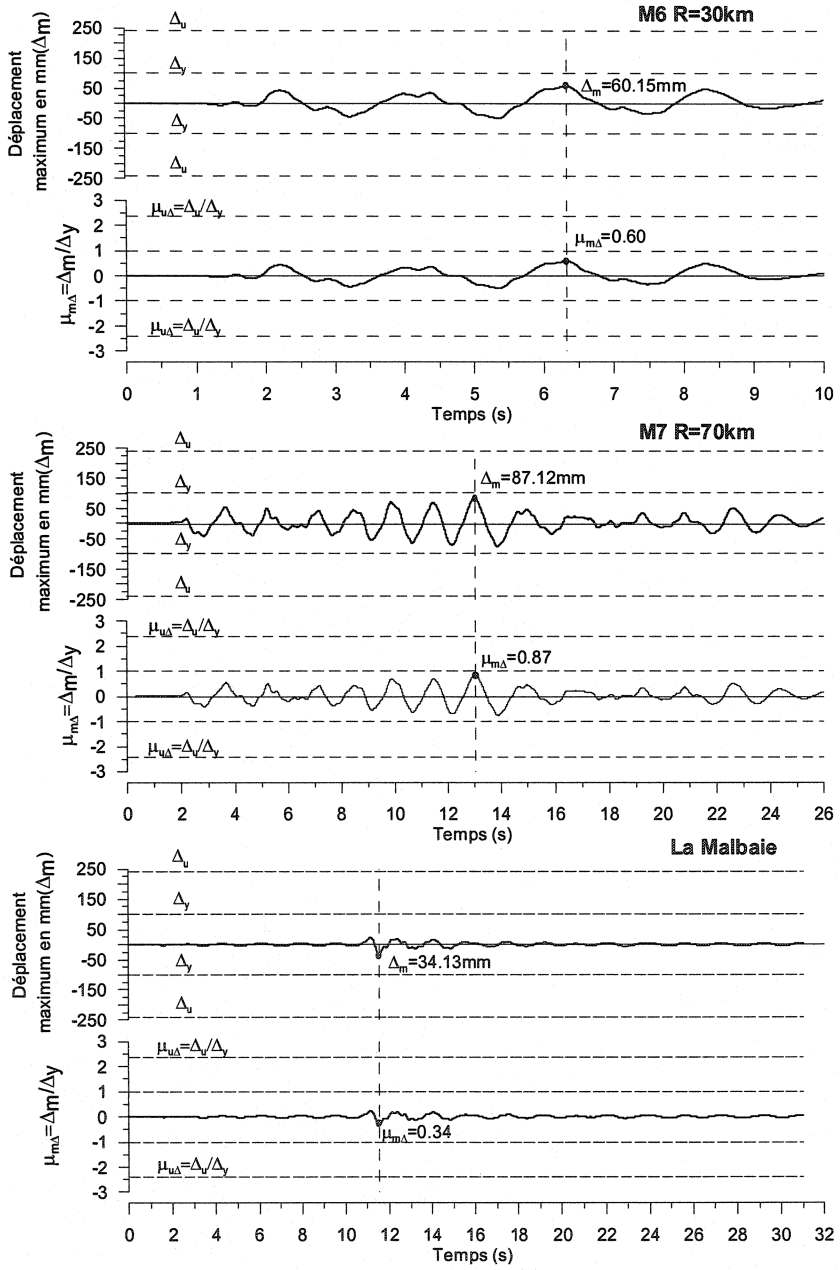


Figure 6.7 Historique dans le temps des déplacements et de la dutilité en déplacement au sommet du centre de masse du bâtiment.

- **Facteur d'amplification dynamique des efforts tranchants**

Afin de quantifier l'augmentation des efforts tranchants par rapport à ceux obtenus des analyses du CNBC 2005, des facteurs d'amplification dynamique ont été calculés à partir des analyses spectrales. Les facteurs d'amplification dynamique peuvent être estimés par $V_{iné}/\gamma_p V_f$ où $V_{iné}$ est l'effort tranchant obtenu d'une analyse temporelle inélastique; γ_p est le ratio du moment résistant probable sur la charge pondéré imposée au mur (M_p/M_f) et V_f est l'effort tranchant pondéré provenant dans ce cas-ci de l'analyse spectrale. Les facteurs d'amplification dynamique selon l'analyse statique équivalente du CNBC 2005 n'ont pas été calculés puisque les efforts tranchants obtenus dépassent la capacité en cisaillement des murs conçus selon le CNBC 1995.

Les analyses spectrales où les efforts tranchants sont calibrés en utilisant la formule empirique du code ($T_a=0.05(h_n)^{3/4}$) et en limitant la période à $1.5T_a$ ont été utilisées. Dans le cas où la capacité en cisaillement d'un mur est dépassé en majorant l'effort tranchant pondéré (V_f) par γ_p, la capacité maximale du mur a été utilisée, soit $\gamma_p V_f=V_r$. Les facteur γ_p utilisés pour le calcul des facteurs d'amplification sont présentés à l'annexe 6 (voir vérification de la résistance en flexion et en cisaillement du modèle A des analyses spectrales).

Les figures 6.8 et 6.9 présentent les facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants obtenus des analyses spectrales et des analyses temporelles inélastiques où les accélérogrammes non filtrés ont été utilisés. Pour chacun des murs de refend, un facteur d'amplification dynamique moyen obtenu à partir des facteurs d'amplification dynamique de tous les étages a été mis en relief avec des facteurs d'amplification proposés dans la littérature.

Le code de béton de la Nouvelle-Zélande (NZS3101 :1995 Concrete Structures Standard) propose un facteur d'amplification dynamique des efforts

tranchant égal à 0.9+n/10 pour les bâtiments de moins de 6 étages et 1.3+n/30, mais pas plus grand que 1.8 pour les bâtiments plus hauts. Gosh et Markevicius (1990) recommandent que l'effort tranchant à la base soit égal à $0.25Wa+M_y/0.67h_n$ où a est l'accélération maximale au sol utilisée pour la conception (PGA). Filiatrault et al. (1994) proposait pour le CNBC 1995 de calculer les efforts tranchants en remplaçant le facteur R par un facteur $R_v=1$ si $Z_a \geq Z_v$ et $R_v=1.50$ si $Z_a < Z_v$. Pour Montréal, $Z_a \geq Z_v$, donc $R_v=1$. Cette méthode permettait d'inclure automatiquement l'amplification dynamique des efforts tranchants et le facteur de sur-résistance (γ_p) de la norme de béton CSA A23.3-04. Pour ce bâtiment, le code de béton de la Nouvelle-Zélande donne un facteur dynamique de 1.566. Les facteurs d'amplification dynamique selon Gosh et Markevicius varient entre les murs en fonction des séismes utilisés (voir à l'annexe 6 pour le détail des calculs de ses facteurs). Ces facteurs varient entre 1.342 et 1.556 pour les séismes non filtrés et entre 1.296 et 1.508 pour les séismes filtrés. Enfin, les efforts tranchants à la base des analyses spectrales ont été calibrés avec l'effort tranchant (V) de l'analyse statique en utilisant R=3.5 et R=1 afin de déterminer les facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants selon la méthode proposée par Filiatrault et al. (1994). Les facteurs d'amplification dynamique obtenus de cette méthode ne sont pas constants d'un étage à l'autre puisque la torsion accidentelle reste la même après la calibration de l'effort tranchant à la base. Un facteur d'amplification dynamique moyen obtenu à partir des facteurs d'amplification de tous les étages de chacun des murs sont présentés sur les figures. Ces facteurs varient entre 0.80 et 2.52.

Sur les figures 6.8 et 6.9, les facteurs d'amplification dynamique moyens des efforts tranchants calculés à partir des analyses varient entre 2.09 et 3.33 alors que les facteurs varient entre 0.76 et 7.48 sur les différents étages. Plus précisément, un facteur d'amplification dynamique moyen de 2.57 a été

obtenu. Les plus fortes amplifications dynamiques se produisent aux étages supérieurs, provoquées par l'action des modes supérieurs de vibration. Dans ce cas-ci, elles se produisent au 6e étage, sauf pour le mur de refend #7 où elles se produisent au 5e étage. Également, le fait d'utiliser l'une ou l'autre des analyses spectrales (T_a=0.05$h_n^{3/4}$ ou T=1.5T_a), le facteur d'amplification dynamique moyen d'un mur est très semblable d'une figure à l'autre (2.09 vs 2.11 pour le mur de refend #1; 2.43 vs 2.48 pour le mur de refend #5; 2.95 vs 3.33 pour le mur de refend #7).

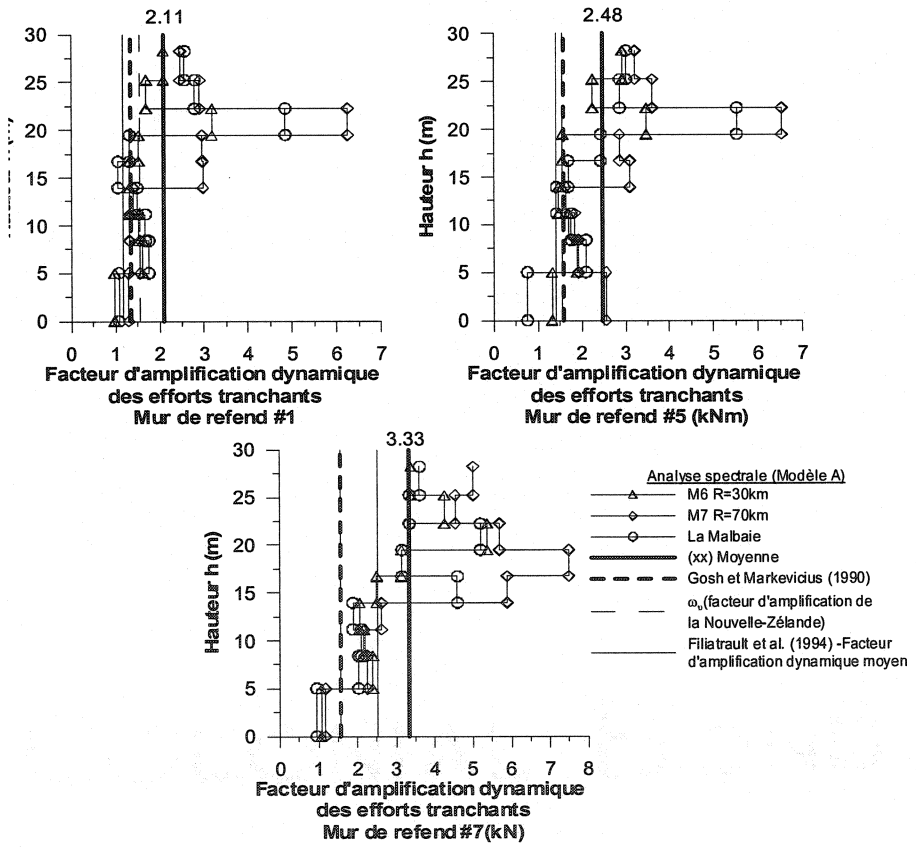


Figure 6.8 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale du CNBC 2005 comme référence de calcul.

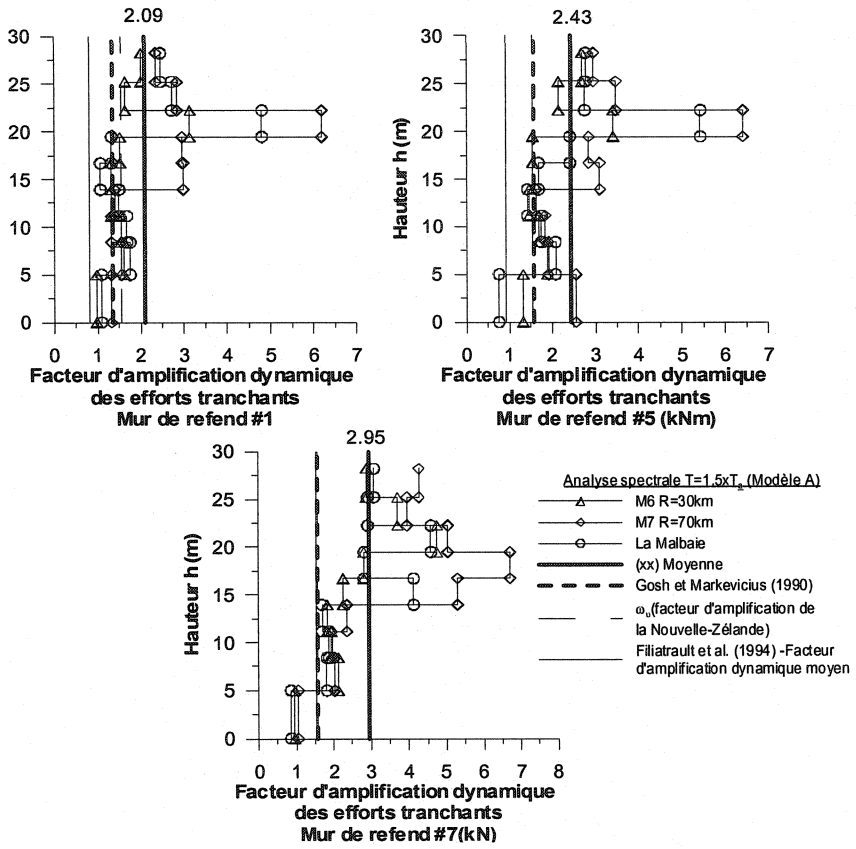


Figure 6.9 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale ($T=1.5xT_a$) du CNBC 2005 comme référence de calcul

Les figures 6.10 et 6.11 présentent cette fois-ci les facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants calculés à partir des analyses temporelles inélastiques où les accélérogrammes filtrés ont été employés. Comparativement aux figures précédentes, les facteurs d'amplification dynamique moyens sont légèrement supérieurs puisque les ordonnés spectrales sous les périodes T_1, T_2 et T_3 du bâtiment sont plus importantes (figures 4.6 et 4.7), malgré le fait que les ordonnés spectrales des modes supérieurs (T_4 et plus) soient plus petits. Ainsi, les facteurs d'amplification dynamique moyens des efforts tranchants varient entre 2.67 et 3.97 alors que les facteurs varient entre 0.88 et 9.46 sur les différents étages. Les facteurs

d'amplification maximums se produisent au 6e étage pour les murs de refend #1 et #5 alors qu'ils se produisent au 4e étage pour le mur de refend #7. Le facteur d'amplification moyen calculé est de 3.2 lorsque les accélérogrammes filtrés sont utilisés.

Dans tous les cas, les facteurs d'amplification dynamique moyens des efforts tranchants des différents murs sont sous évalués par les facteurs proposés dans la littérature. En fait, les facteurs proposés dans la littérature se chevauchent souvent ou sont très prêts l'un de l'autre. Également, tout comme les efforts internes, le séisme simulé M7 R=70km est celui qui génère les facteurs d'amplification dynamique les plus importants.

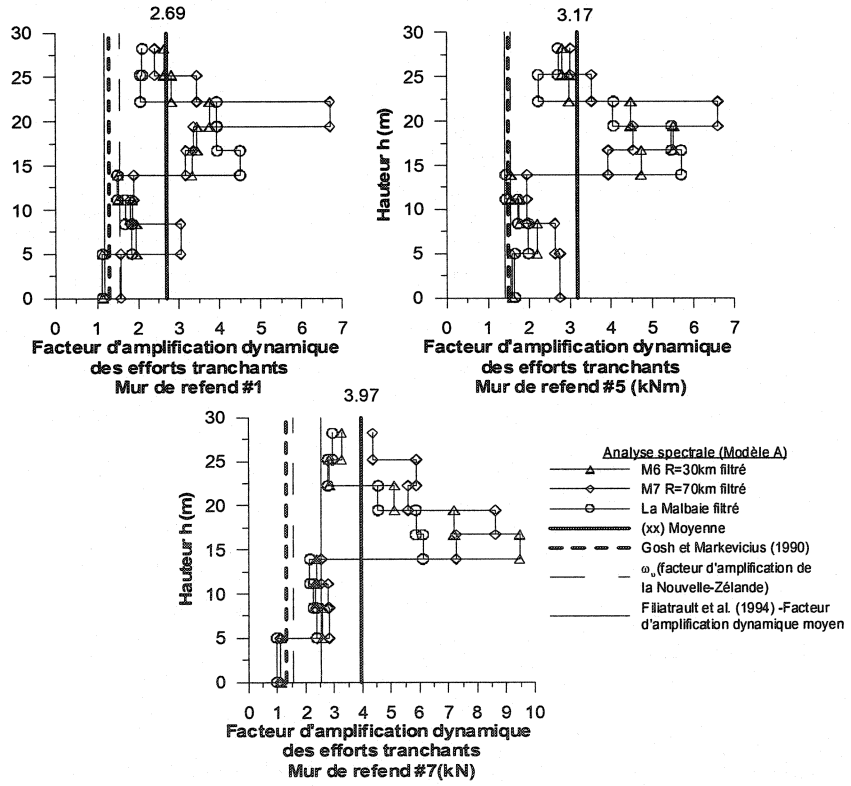


Figure 6.10 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale du CNBC 2005 comme référence de calcul et les accélérogrammes filtrés

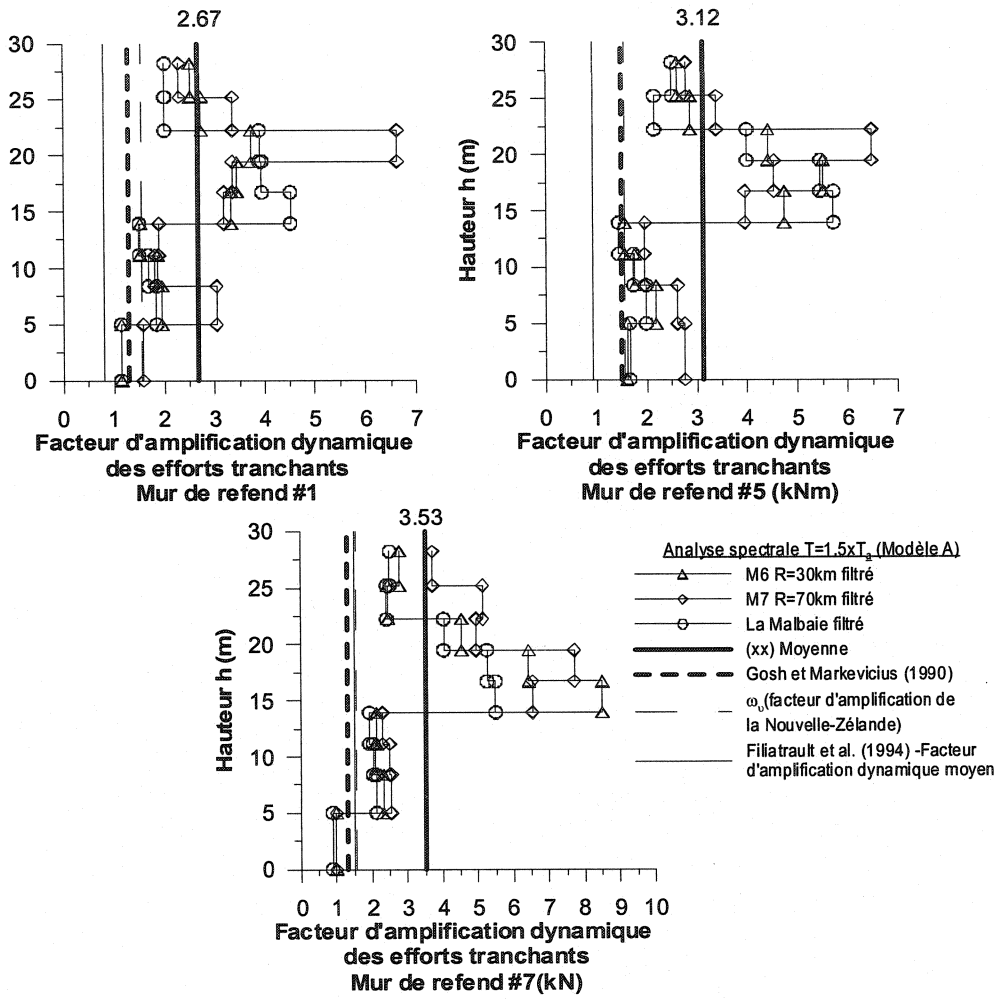


Figure 6.11 Facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants en utilisant l'analyse spectrale ($T=1.5xT_a$) du CNBC 2005 comme référence de calcul et les accélérogrammes filtrés.

- **Vérification du moment anticipée après formation d'une rotule plastique à la base.**

Pour les murs, on assume que les rotules plastiques se produisent à la base. L'approche proposée par la norme CSA A23.3-04 pour vérifier cette hypothèse consiste à comparer la demande anticipée en flexion du mur au dessus de la rotule plastique à la base au moment probable (M_p) à chaque étage. La figure 6.12 montre le diagramme des moments anticipés après la formation de la rotule plastique à la base des murs de refend sollicités dans la direction nord-sud. Cette figure montre également les analyses spectrales du CNBC 2005 et les analyses statiques du CNBC 1995. L'analyse statique du mur #7 n'a pas été présenté puisqu'il a été démontré à la section 5.5 que ce mur ne passe pas en flexion selon nos hypothèses de calculs qui semblent différentes de celles utilisées par le bureau génie-conseil. La hauteur des rotules plastiques, tel que définie par la norme CSA A23.3-04 ($l_p=l_w$, mais $l_p \geq h_w/6$ et $l_p \leq 2l_w$), varie d'un mur à l'autre. En comparant les moments anticipés avec les moments résistants probables, on peut conclure que les rotules plastiques vont se produirent à la base de tous les murs, sauf peut-être les murs de refend #1 et 2 où les moments anticipés dépassent légèrement le moment de résistance probable au quatrième niveau. À cet endroit, il y a un changement brusque de la disposition de l'acier d'armature longitudinal.

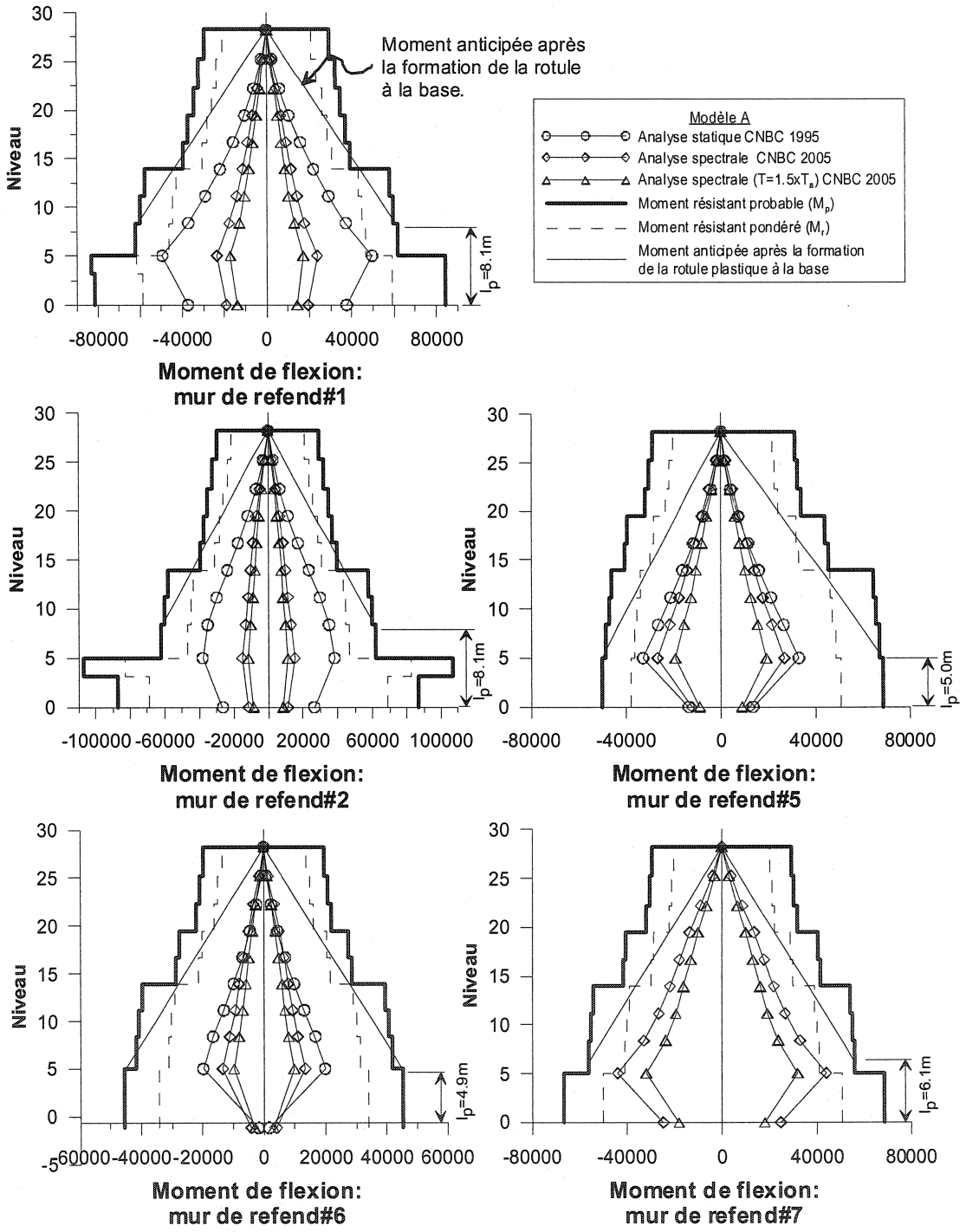


Figure 6.12 Moments de flexion anticipés après la formation de la rotule plastique à la base des murs de refend.

- **Ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) et indices de dommage (DI) des murs de refend**

Pour calculer les demandes en ductilité maximum en courbure des murs, la courbure uniaxiale associée au moment de plastification ($\phi_{y\text{-uniaxial}}$) a été utilisée, puisque la demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) n'arrive pas nécessairement quand la demande en courbure est maximum (ϕ_m). La figure 6.13 explique cette situation. Supposons deux points (1 et 2) sur la courbe de résistance P-M-M d'un mur sollicité dans la direction des moments z (MZ). Dans les deux cas, ϕ_{yz} ne sont pas les mêmes puisque le moment plastique (M_{yz}) varie le long de la courbe d'interaction ($\phi_{yz}= M_{yz}/EI$) et les demandes en courbure maximum (ϕ_{mz}) peuvent se produire autant au point 1 qu'au point 2. Ce qui implique que la demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) peut se produire à l'un des points et pas nécessairement au point où la demande en courbure est maximum. Donc, il devient difficile de prévoir l'endroit où la demande en ductilité en courbure sera maximum. De plus, lorsque le moment plastique (M_{yz}) varie sur une courbe d'interaction, la demande en ductilité en courbure obtenue par calcul ($\mu_{m\phi}=\phi_m/\phi_y$) devient difficile à interpréter puisque les deux paramètres définissant ce terme (ϕ_m et ϕ_y) varient constamment dans le temps. Pour ces raisons, les demandes en ductilité en courbure ont été calculés avec un paramètre fixe, soit la courbure uniaxial associée à la plastification ($\phi_{y\text{-uniaxial}}$). Dans ce cas-ci, le moment plastique (M_y) dans la direction nord-sud de chacun des murs a été utilisé pour calculer la courbure associée à la plastification ($\phi_{y\text{-uniaxial}}$).

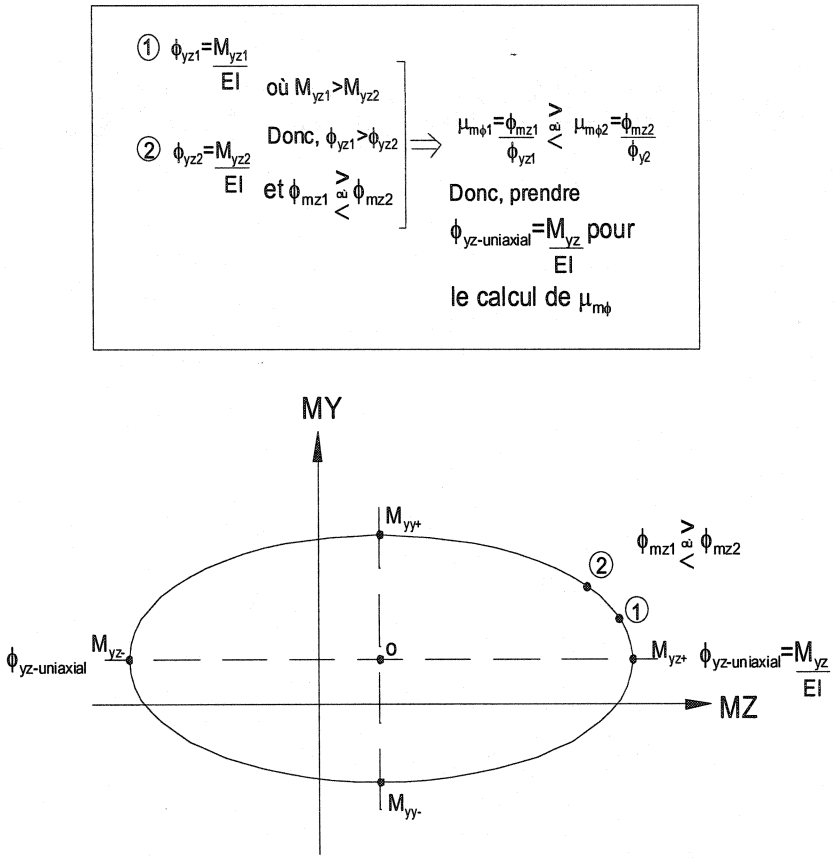


Figure 6.13 Demande en ductilité en courbure d'une membrure défini par une enveloppe de résistance P-M-M.

D'autre part, en négligeant l'écrouissage de l'acier d'armature, on obtient une limite inférieure pour le facteur r, ce qui a pour conséquence d'engendrer le cas le plus critique pour déterminer la demande en ductilité en courbure des murs. Également, les effets P-Δ imposent une demande en ductilité plus grande lorsque ceux-ci sont activés puisque les effets du deuxième ordre augmentent les déformations et les efforts internes. Des études antérieures (Tremblay et al., 2001) ont démontré que les effets P-Δ n'ont pas une influence significative sur les demandes en ductilité maximum en courbure des murs de refend. L'influence des effets P-Δ sera étudiée dans ce chapitre.

Les figures 6.14 à 6.16 présentent les demandes en ductilité en courbure des murs de refend dans la direction étudiée du bâtiment (nord-sud). Les séismes filtrées et non filtrées ont été utilisés sur les mêmes figures pour mettre en relief l'influence des modes supérieurs. Les analyses temporelles ont été effectuées avec les modèles pour le calcul des déplacements comme l'exige la norme de béton CSA A23.3-04 pour déterminer la ductilité des murs.

D'abord, on observe que les demandes en ductilité maximum en courbure ne se produisent pas seulement à la base des murs, mais également aux étages des murs. Donc, la méthode proposée par la norme de béton A23.3-04 de s'assurer que le moment résistant propable ne dépasse le moment anticipé après la formation de la rotule plastique à la base n'est pas adéquate pour prévenir la formation de rotules plastiques aux étages supérieurs. Également, les rotules plastiques ne se développent jamais à la base des murs, mais plutôt au rez-de-chaussée puisque la grande rigidité du stationnement souterrain empêche la plastification à cette endroit. Le mur #7 est le mur où on observe les plus grandes demandes en ductilité en courbure, soit de 21.8 et 5.6 lorsque respectivement les séismes filtrés et non filtrés sont utilisés. Ces grandes demandes en ductilité en courbure se produisent au sixième niveau où il y a un changement brusque de la disposition de l'acier d'armature longitudinal. D'ailleurs, les demandes en ductilité en courbure maximum des murs se produisent généralement où il y a un changement brusque de la disposition de l'acier d'armature longitudinal, comme aux niveaux 4 et 6 pour les noyaux (murs de refend #5, 6 et 7) et le niveau 4 pour les murs de refend plats (murs de refend #1 et 2). D'autres parts, les séismes filtrés provoquent de plus grandes demandes en ductilité aux étages que les séismes non filtrés puisque la contribution des modes de vibration est plus importante sous ces séismes.

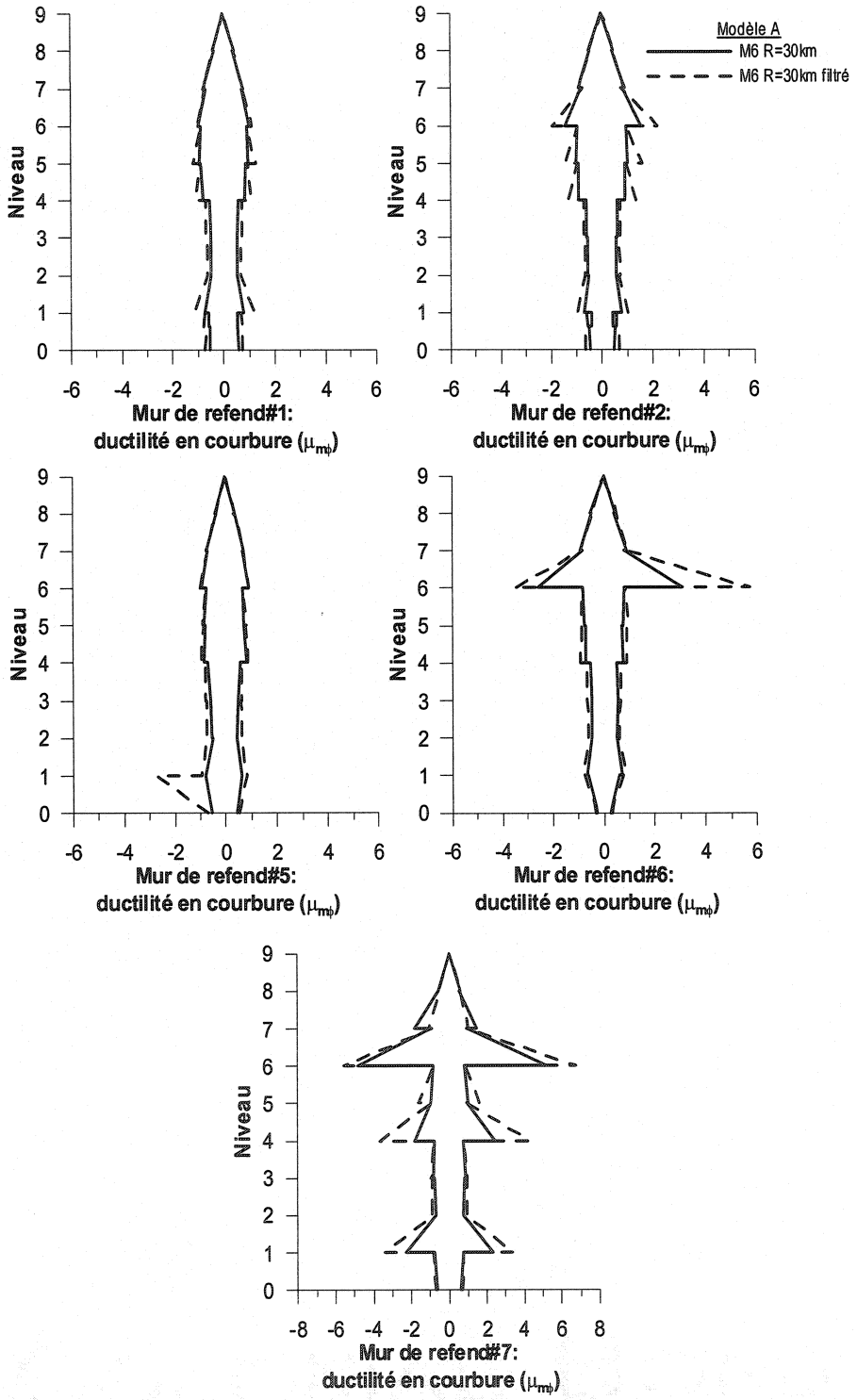


Figure 6.14 Demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) des murs de refend sous les séismes M6 R=30km.

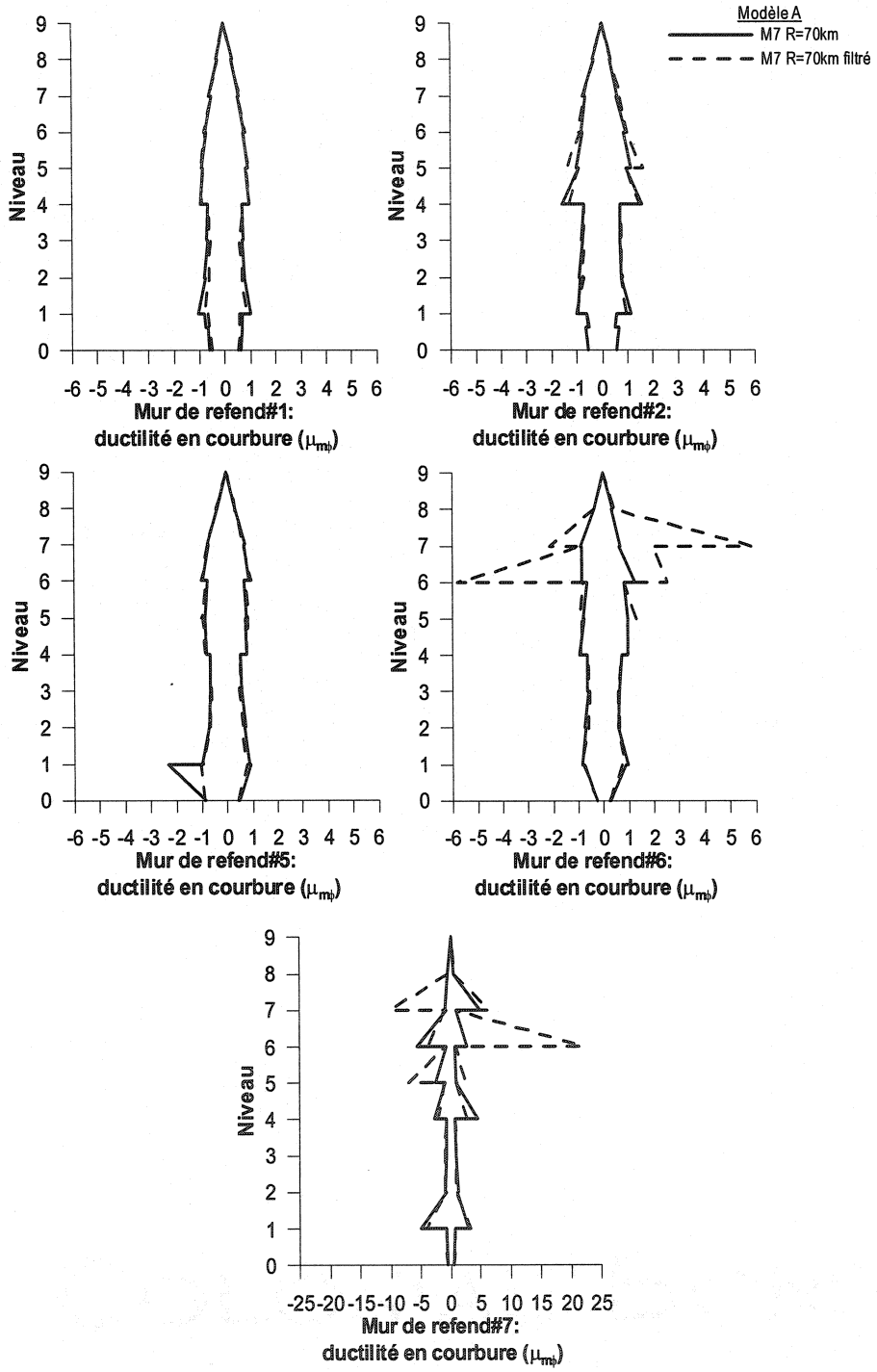


Figure 6.15 Demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) des murs de refend sous les séismes M7 R=70km.

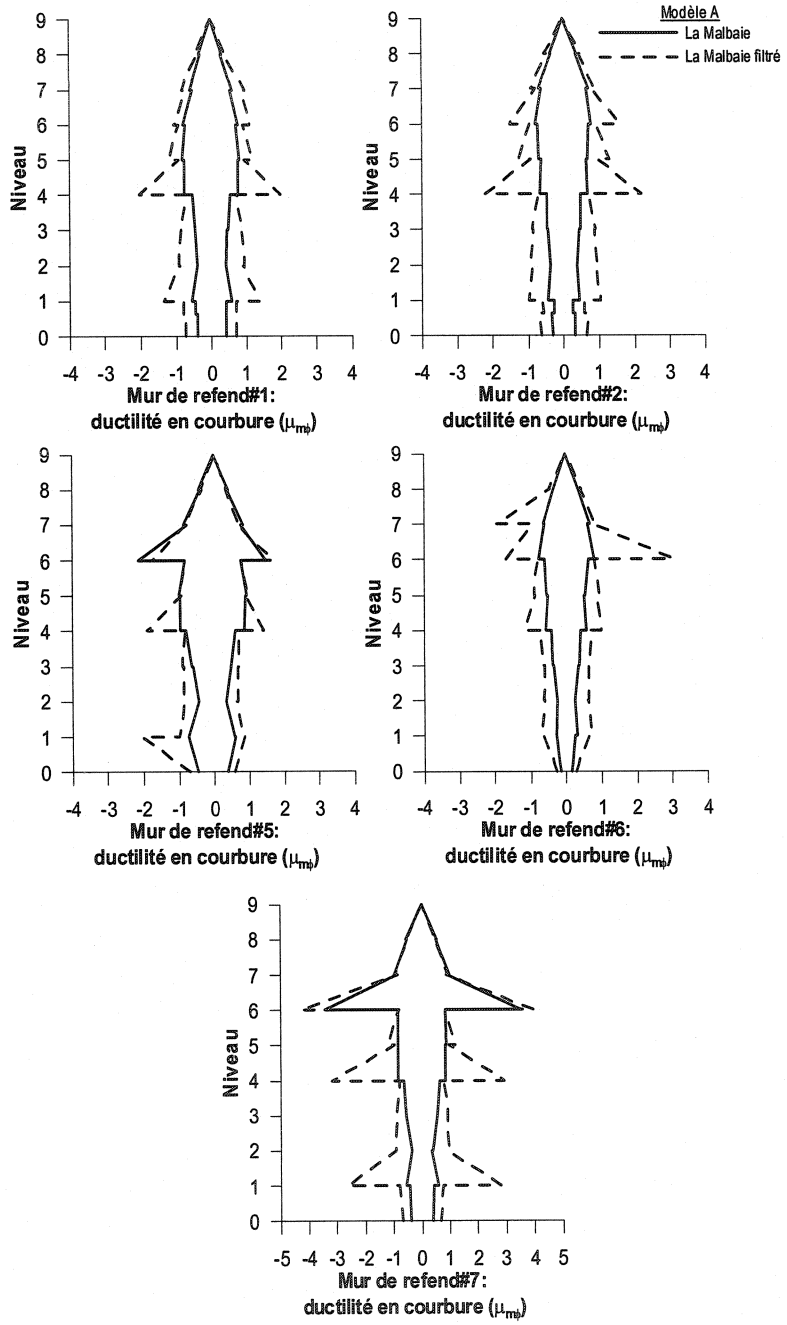


Figure 6.16 Demande en ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) des murs de refend sous les séismes de La Malbaie.

Les tableaux 6.4 à 6.8 présentent les indices de dommage (DI), calculés comme étant le ratio entre la ductilité maximum en courbure ($\mu_{m\phi}$) sur la ductilité ultime en courbure ($\mu_{u\phi}$). Les indices de dommages des murs de

refend sollicités par les séismes filtrés sont présentés à l'annexe 6. En observant ces tableaux, on peut conclure que tous les murs ont une très grande réserve en ductilité puisque tous les indices de dommage calculés sont inférieurs à 1. En fait, les indices varient entre 0.004 et 0.268. Le plus grand indice de dommage correspond à la ductilité maximum en courbure de 21.8 du mur de refend #7 mentionné précédemment (voir à l'annexe 6 pour retrouver cet indice). Donc, malgré le fait que des rotules plastiques se produisent aux étages, tous les murs ont une capacité suffisante en ductilité pour se déformer sous les accélérogrammes étudiés sans qu'ils y aient rupture des murs qui compromettraient l'intégrité du bâtiment.

Tableau 6.4 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #1 sous les trois séismes.

		M6 R=30km		M7 R=70km		La Malbaie	
Mur de refend #1	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	13.002(-7.274)	0.580(-0.573)	0.045(0.079)	0.623(-0.613)	0.048(0.084)	0.405(-0.401)	0.031(0.055)
-	13.002(-7.274)	0.541(-0.536)	0.042(0.074)	0.651(-0.663)	0.050(0.091)	0.405(-0.402)	0.031(0.055)
-	19.313(-10.625)	0.541(-0.601)	0.028(0.057)	0.651(-0.743)	0.034(0.070)	0.405(-0.450)	0.021(0.042)
Sous-sol-haut	19.313(-10.625)	0.524(-0.583)	0.027(0.055)	0.676(-0.785)	0.035(0.074)	0.406(-0.450)	0.021(0.042)
R-d-c bas	8.723(-8.723)	0.760(-0.745)	0.087(0.085)	0.998(-1.044)	0.114(0.120)	0.589(-0.576)	0.067(0.066)
R-d-c haut	8.723(-8.723)	0.501(-0.489)	0.057(0.056)	0.750(-0.757)	0.086(0.087)	0.404(-0.396)	0.046(0.045)
2-bas	9.434(-9.434)	0.521(-0.511)	0.055(0.054)	0.781(-0.792)	0.083(0.084)	0.421(-0.413)	0.045(0.044)
2-haut	9.434(-9.434)	0.511(-0.502)	0.054(0.053)	0.666(-0.670)	0.071(0.071)	0.464(-0.455)	0.049(0.048)
3-bas	10.357(-10.357)	0.533(-0.526)	0.051(0.051)	0.694(-0.703)	0.067(0.068)	0.484(-0.477)	0.047(0.046)
3-haut	10.357(-10.357)	0.564(-0.556)	0.054(0.054)	0.663(-0.661)	0.064(0.064)	0.538(-0.527)	0.052(0.051)
4-bas	18.929(-18.929)	0.806(-0.799)	0.043(0.042)	0.947(-0.950)	0.050(0.050)	0.768(-0.757)	0.041(0.040)
4-haut	18.929(-18.929)	0.893(-0.892)	0.047(0.047)	0.837(-0.834)	0.044(0.044)	0.761(-0.755)	0.040(0.040)
5-bas	21.139(-21.139)	0.960(-0.968)	0.045(0.046)	0.900(-0.904)	0.043(0.043)	0.818(-0.819)	0.039(0.039)
5-haut	21.139(-21.139)	0.898(-0.897)	0.042(0.042)	0.699(-0.699)	0.033(0.033)	0.698(-0.717)	0.033(0.034)
6-bas	26.216(-26.216)	0.994(-0.980)	0.038(0.037)	0.766(-0.763)	0.029(0.029)	0.765(-0.783)	0.029(0.030)
6-haut	26.216(-26.216)	0.715(-0.703)	0.027(0.027)	0.525(-0.531)	0.020(0.020)	0.541(-0.539)	0.021(0.021)
7-bas	29.706(-29.706)	0.790(-0.777)	0.027(0.026)	0.580(-0.587)	0.020(0.020)	0.598(-0.596)	0.020(0.020)
7-haut	29.706(-29.706)	0.377(-0.376)	0.013(0.013)	0.272(-0.275)	0.009(0.009)	0.296(-0.295)	0.010(0.010)
8-bas	37.639(-37.639)	0.422(-0.422)	0.011(0.011)	0.304(-0.309)	0.008(0.008)	0.331(-0.331)	0.009(0.009)
Toit	37.639(-37.639)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)

Tableau 6.5 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #2 sous les trois séismes.

		M6 R=30km		M7 R=70km		La Malbaie	
Mur de refend #2	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	23.46(-23.46)	0.484(-0.481)	0.021(0.020)	0.566(-0.563)	0.024(0.024)	0.316(-0.315)	0.013(0.013)
-	23.46(-23.46)	0.503(-0.498)	0.021(0.021)	0.652(-0.665)	0.028(0.028)	0.323(-0.322)	0.014(0.014)
-	18.69(-18.69)	0.408(-0.408)	0.022(0.022)	0.530(-0.545)	0.028(0.029)	0.262(-0.264)	0.014(0.014)
Sous-sol-haut	18.69(-18.69)	0.435(-0.434)	0.023(0.023)	0.579(-0.596)	0.031(0.032)	0.266(-0.267)	0.014(0.014)
R-d-c bas	8.741(-8.741)	0.739(-0.717)	0.085(0.082)	1.127(-0.982)	0.129(0.112)	0.451(-0.441)	0.052(0.051)
R-d-c haut	8.741(-8.741)	0.548(-0.534)	0.063(0.061)	0.747(-0.881)	0.085(0.101)	0.367(-0.359)	0.042(0.041)
2-bas	9.455(-9.455)	0.571(-0.557)	0.060(0.059)	0.778(-0.920)	0.082(0.097)	0.382(-0.374)	0.040(0.040)
2-haut	9.455(-9.455)	0.581(-0.571)	0.061(0.060)	0.682(-0.754)	0.072(0.080)	0.448(-0.439)	0.047(0.046)
3-bas	10.357(-10.357)	0.606(-0.598)	0.058(0.058)	0.711(-0.789)	0.069(0.076)	0.467(-0.460)	0.045(0.044)
3-haut	10.357(-10.357)	0.638(-0.630)	0.062(0.061)	0.724(-0.719)	0.070(0.069)	0.475(-0.468)	0.046(0.045)
4-bas	18.929(-18.929)	0.912(-0.905)	0.048(0.048)	1.595(-1.598)	0.084(0.084)	0.679(-0.673)	0.036(0.036)
4-haut	18.929(-18.929)	0.918(-0.904)	0.048(0.048)	0.939(-0.911)	0.050(0.048)	0.635(-0.630)	0.034(0.033)
5-bas	21.139(-21.139)	0.986(-0.980)	0.047(0.046)	1.124(-0.993)	0.053(0.047)	0.683(-0.683)	0.032(0.032)
5-haut	21.139(-21.139)	0.935(-0.947)	0.044(0.045)	0.869(-0.766)	0.041(0.036)	0.716(-0.716)	0.034(0.034)
6-bas	26.287(-26.287)	1.537(-1.448)	0.058(0.055)	0.952(-0.836)	0.036(0.032)	0.784(-0.781)	0.030(0.030)
6-haut	26.287(-26.287)	0.812(-0.827)	0.031(0.031)	0.568(-0.681)	0.022(0.026)	0.632(-0.630)	0.024(0.024)
7-bas	29.793(-29.793)	0.898(-0.916)	0.030(0.031)	0.628(-0.753)	0.021(0.025)	0.699(-0.696)	0.023(0.023)
7-haut	29.793(-29.793)	0.431(-0.453)	0.014(0.015)	0.305(-0.338)	0.010(0.011)	0.345(-0.344)	0.012(0.012)
8-bas	37.639(-37.639)	0.481(-0.508)	0.013(0.013)	0.341(-0.379)	0.009(0.010)	0.386(-0.386)	0.010(0.010)
Toit	37.639(-37.639)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0.000	0(0)

Tableau 6.6 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #5 sous les trois séismes.

		M6 R=30km		M7 R=70km		La Malbaie	
Mur de refend #5	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	45.656(-78.840)	0.436(-0.551)	0.010(0.007)	0.455(-0.870)	0.010(0.011)	0.367(-0.465)	0.008(0.006)
Sous-sol-haut	45.656(-78.840)	0.639(-0.818)	0.014(0.010)	0.898(-2.297)	0.020(0.029)	0.602(-0.746)	0.013(0.009)
R-d-c bas	31.565(-53.989)	0.603(-0.785)	0.019(0.015)	0.848(-0.977)	0.027(0.018)	0.568(-0.715)	0.018(0.013)
R-d-c haut	31.565(-53.989)	0.405(-0.522)	0.013(0.010)	0.692(-0.695)	0.022(0.013)	0.337(-0.433)	0.011(0.008)
2-bas	31.680(-59.330)	0.417(-0.537)	0.013(0.009)	0.713(-0.716)	0.023(0.012)	0.347(-0.447)	0.011(0.008)
2-haut	31.680(-59.330)	0.472(-0.607)	0.015(0.010)	0.572(-0.630)	0.018(0.011)	0.475(-0.608)	0.015(0.010)
3-bas	34.791(-60.660)	0.486(-0.626)	0.014(0.010)	0.590(-0.649)	0.017(0.011)	0.490(-0.627)	0.014(0.010)
3-haut	34.791(-60.660)	0.560(-0.721)	0.016(0.012)	0.532(-0.673)	0.015(0.011)	0.620(-0.788)	0.018(0.013)
4-bas	59.088(-67.423)	0.794(-0.874)	0.013(0.013)	0.755(-0.817)	0.013(0.012)	0.879(-0.956)	0.015(0.014)
4-haut	59.088(-67.423)	0.706(-0.801)	0.012(0.012)	0.738(-0.824)	0.012(0.012)	0.889(-0.954)	0.015(0.014)
5-bas	59.516(-66.784)	0.736(-0.835)	0.012(0.013)	0.769(-0.859)	0.013(0.013)	0.926(-0.995)	0.016(0.015)
5-haut	59.516(-66.784)	0.674(-0.734)	0.011(0.011)	0.674(-0.727)	0.011(0.011)	0.778(-0.821)	0.013(0.012)
6-bas	75.560(-82.429)	0.886(-0.934)	0.012(0.011)	0.887(-0.925)	0.012(0.011)	1.491(-2.145)	0.020(0.026)
6-haut	75.560(-82.429)	0.671(-0.718)	0.009(0.009)	0.666(-0.709)	0.009(0.009)	0.758(-0.768)	0.010(0.009)
7-bas	76.965(-83.451)	0.712(-0.761)	0.009(0.009)	0.706(-0.752)	0.009(0.009)	0.822(-0.848)	0.011(0.010)
7-haut	76.965(-83.451)	0.359(-0.383)	0.005(0.005)	0.324(-0.343)	0.004(0.004)	0.387(-0.406)	0.005(0.005)
8-bas	78.813(-86.319)	0.382(-0.407)	0.005(0.005)	0.344(-0.365)	0.004(0.004)	0.411(-0.432)	0.005(0.005)
Toit	78.813(-86.319)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)

Tableau 6.7 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #6 sous les trois séismes.

		M6 R=30km		M7 R=70km		La Malbaie	
Mur de refend #6	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	67.210(-42.159)	0.251(-0.253)	0.004(0.006)	0.271(-0.261)	0.004(0.006)	0.157(-0.159)	0.002(0.004)
-	67.210(-42.159)	0.304(-0.309)	0.005(0.007)	0.381(-0.356)	0.006(0.008)	0.177(-0.179)	0.003(0.004)
-	67.210(-42.159)	0.304(-0.309)	0.005(0.007)	0.381(-0.356)	0.006(0.008)	0.177(-0.179)	0.003(0.004)
Sous-sol-haut	67.210(-42.159)	0.607(-0.609)	0.009(0.014)	0.844(-0.756)	0.013(0.018)	0.262(-0.265)	0.004(0.006)
R-d-c bas	63.388(-55.927)	0.695(-0.669)	0.011(0.012)	0.966(-0.830)	0.015(0.015)	0.299(-0.291)	0.005(0.005)
R-d-c haut	63.388(-55.927)	0.500(-0.445)	0.008(0.008)	0.558(-0.722)	0.009(0.013)	0.240(-0.233)	0.004(0.004)
2-bas	64.396(-62.494)	0.517(-0.460)	0.008(0.007)	0.577(-0.746)	0.009(0.012)	0.248(-0.241)	0.004(0.004)
2-haut	64.396(-62.494)	0.550(-0.468)	0.009(0.007)	0.598(-0.625)	0.009(0.010)	0.358(-0.348)	0.006(0.006)
3-bas	70.908(-62.555)	0.570(-0.485)	0.008(0.008)	0.619(-0.647)	0.009(0.010)	0.371(-0.360)	0.005(0.006)
3-haut	70.908(-62.555)	0.532(-0.494)	0.007(0.008)	0.702(-0.682)	0.010(0.011)	0.410(-0.398)	0.006(0.006)
4-bas	95.161(-92.901)	0.741(-0.693)	0.008(0.007)	0.978(-0.956)	0.010(0.010)	0.571(-0.558)	0.006(0.006)
4-haut	95.161(-92.901)	0.721(-0.715)	0.008(0.008)	0.939(-0.767)	0.010(0.008)	0.520(-0.509)	0.005(0.005)
5-bas	96.264(-93.973)	0.758(-0.752)	0.008(0.008)	0.987(-0.806)	0.010(0.009)	0.547(-0.535)	0.006(0.006)
5-haut	96.264(-93.973)	0.818(-0.813)	0.008(0.009)	0.804(-0.682)	0.008(0.007)	0.647(-0.616)	0.007(0.007)
6-bas	115.773(-113.592)	3.124(-2.562)	0.027(0.023)	1.275(-0.851)	0.011(0.007)	0.810(-0.775)	0.007(0.007)
6-haut	115.773(-113.592)	0.825(-0.813)	0.007(0.007)	0.624(-0.854)	0.005(0.008)	0.615(-0.604)	0.005(0.005)
7-bas	118.593(-116.360)	0.896(-0.882)	0.008(0.008)	0.669(-0.915)	0.006(0.008)	0.659(-0.647)	0.006(0.006)
7-haut	118.593(-116.360)	0.419(-0.455)	0.004(0.004)	0.335(-0.357)	0.003(0.003)	0.335(-0.329)	0.003(0.003)
8-bas	122.238(-119.933)	0.452(-0.491)	0.004(0.004)	0.360(-0.385)	0.003(0.003)	0.361(-0.354)	0.003(0.003)
Toit	122.238(-119.933)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)

Tableau 6.8 Indice de dommage ($DI=\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$) du mur de refend #7 sous les trois séismes.

		M6 R=30km		M7 R=70km		La Malbaie	
Mur de refend #7	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max. ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	13.723(-58.633)	0.620(-0.627)	0.045(0.011)	0.581(-0.595)	0.042(0.010)	0.379(-0.387)	0.028(0.007)
Sous-sol-haut	13.723(-58.633)	0.756(-0.791)	0.055(0.013)	0.757(-0.798)	0.055(0.014)	0.435(-0.442)	0.032(0.008)
R-d-c bas	45.904(-44.787)	2.322(-2.245)	0.051(0.050)	2.888(-4.966)	0.063(0.111)	0.583(-0.566)	0.013(0.013)
R-d-c haut	45.904(-44.787)	0.742(-0.702)	0.016(0.016)	1.030(-0.788)	0.022(0.018)	0.359(-0.350)	0.008(0.008)
2-bas	50.559(-44.844)	0.759(-0.719)	0.015(0.016)	1.373(-0.807)	0.027(0.018)	0.367(-0.358)	0.007(0.008)
2-haut	50.559(-44.844)	0.823(-0.786)	0.016(0.018)	0.862(-0.783)	0.017(0.017)	0.551(-0.538)	0.011(0.012)
3-bas	50.626(-49.390)	0.843(-0.805)	0.017(0.016)	0.888(-0.802)	0.018(0.016)	0.565(-0.551)	0.011(0.011)
3-haut	50.626(-49.390)	0.776(-0.772)	0.015(0.016)	0.802(-0.794)	0.016(0.016)	0.643(-0.627)	0.013(0.013)
4-bas	64.518(-63.477)	2.469(-1.811)	0.038(0.029)	4.657(-2.689)	0.072(0.042)	0.839(-0.825)	0.013(0.013)
4-haut	64.518(-63.477)	0.968(-0.959)	0.015(0.015)	0.958(-0.983)	0.015(0.015)	0.837(-0.826)	0.013(0.013)
5-bas	64.877(-63.829)	1.003(-0.991)	0.015(0.016)	0.993(-2.637)	0.015(0.041)	0.865(-0.853)	0.013(0.013)
5-haut	64.877(-63.829)	0.824(-0.828)	0.013(0.013)	0.796(-0.793)	0.012(0.012)	0.825(-0.825)	0.013(0.013)
6-bas	81.506(-80.147)	5.216(-4.809)	0.064(0.060)	2.796(-5.580)	0.034(0.070)	3.512(-3.432)	0.043(0.043)
6-haut	81.506(-80.147)	0.952(-0.942)	0.012(0.012)	0.956(-0.802)	0.012(0.010)	0.915(-0.900)	0.011(0.011)
7-bas	82.663(-81.284)	1.492(-1.797)	0.018(0.022)	5.075(-0.842)	0.061(0.010)	0.992(-0.974)	0.012(0.012)
7-haut	82.663(-81.284)	0.560(-0.558)	0.007(0.007)	0.532(-0.527)	0.006(0.006)	0.523(-0.526)	0.006(0.006)
8-bas	85.871(-84.434)	0.603(-0.585)	0.007(0.007)	0.557(-0.552)	0.006(0.007)	0.548(-0.552)	0.006(0.007)
Toit	85.871(-84.434)	0(0)	0(0)	0(0)	0.000	0(0)	0(0)

- **Influence de la torsion**

Le Facteur B spécifié dans le CNBC 2005 permet de définir la sensibilité du bâtiment à la torsion. Le tableau 6.9 présente les facteurs B calculés lors des analyses temporelles élastiques en comparaison avec ceux calculés lors des analyses temporelles inélastiques. De façon générale, les facteurs B calculés suite aux analyses inélastiques augmentent légèrement puisqu'il y augmentation de la torsion provoquée par la plastification de certains murs de refend. Cependant, dans certains cas, les facteurs B diminuent comme ceux calculés avec les séismes de La Malbaie.

Le facteur B est un ratio entre le déplacement maximum sur le déplacement moyen à un étage x produit par les forces sismiques ($B=\delta_{max}/\delta_{ave}$). Or, pour les séismes de La Malbaie, le numérateur de ce ratio calculé lors de l'analyse temporelle inélastique est plus petit que le numérateur de ce même ratio calculé lors de l'analyse temporelle élastique. Il en est de même pour le dénominateur ($\delta_{ave\ iné}<\delta_{ave\ éla}$ et $\delta_{max\ iné} < \delta_{max\ éla}$). Il est donc possible que la plastification de certains murs ait diminué l'excentricité entre le centre de rigidité et le centre de masse du bâtiment et ainsi diminuer la sensibilité du bâtiment en torsion. Par contre, on observe une augmentation de 2% (1.411 vs 1.436) des facteurs B moyens entre les analyses inélastiques et les analyses élastiques. Donc, la plastification de certains murs ne fait pas augmenter de façon importante la torsion dans le bâtiment lors d'un séisme.

Tableau 6.9 Facteur B calculé avec les analyses inélastiques

Séismes	Facteur B (temporel élastique)	Facteur B (temporel inélastique)
M6 R=30km	1.361	1.361
M6 R=30km filtré	1.342	1.462
M7 R=70km	1.442	1.516
M7 R=70km filtré	1.412	1.463
La Malbaie	1.458	1.367
La Malbaie filtré	1.452	1.447
Moyenne=	**1.411**	**1.436**

- **Influence des effets P-Δ**

Le tableau 6.10 montre les déplacements et les flèches inter-étages obtenus lors des analyses temporelles inélastiques avec et sans effets P-Δ. Les résultats indiquent que les effets P-Δ ont peu d'influence sur les déplacements et les flèches inter-étages. La plus grosse augmentation des déplacements et des flèches inter-étages est respectivement de 5.7% et de 4.4% sous le séisme simulé M6 R=30km.

Tableau 6.10 Influence des effets P-Δ sur les déplacements

	M6 R=30km	M7 R=70km	La Malbaie	M6 R=30km filtré	M7 R=70km filtré	La Malbaie filtré
Flèche maximum au sommet au C.G. en mm	60.15 (56.92)*	87.12 (87.34)	34.13 (34.42)	76.55 (77.75)	79.90 (80.33)	94.90 (95.30)
$\Delta_{\text{inter-étage, C.G.}}$ maximum (% de h_s)	0.435% (0.434%)	0.509% (0.506%)	0.300% (0.301%)	0.545% (0.547%)	0.514% (0.522%)	0.622% (0.624%)
Flèche maximum des murs en mm	102.10 (96.99)	133.70 (135.70)	42.42 (42.40)	137.90 (139.70)	124.70 (125.30)	104.10 (104.80)
$\Delta_{\text{inter-étage, murs}}$ maximum (% de h_s)	0.711% (0.681%)	0.806% (0.804%)	0.421% (0.421%)	0.861% (0.882%)	0.832% (0.873%)	0.724% (0.726%)

*: sans les effets P-Δ.

Le tableau 6.11 présente l'influence des effets P-Δ sur les efforts internes. Les résultats ont été obtenus des trois accélérogrammes (non filtrés) utilisés dans ce projet. Le tableau présente les efforts tranchants et les moments fléchissants à la base ainsi que l'étage le plus sensible aux effets P-Δ (6e étage). Les résultats démontrent que les effets P-Δ ont peu d'influence sur les moments fléchissants. Globalement, on note une augmentation moyenne des moments fléchissants des trois murs de moins de 1% à la base

et de 1.3% au 6e étage. Par contre, les efforts tranchants sont plus sensibles aux effets P-Δ à certains endroits. Par exemple, pour le mur de refend #1, l'augmentation moyenne des efforts tranchants est de 23% avec une augmentation maximum de 41% au 6e étage sous le séisme de La Malbaie. Par contre, de façon globale pour les trois murs, une augmentation moyenne des efforts tranchants de seulement 4.7% à la base et de 5.7% au 6e étage a été observée. Finalement, en prenant tous les étages des trois murs, on observe une diminution moyenne des efforts tranchants de 0.42% et une augmentation moyenne de 1% pour les moments fléchissants.

Tableau 6.11 Influence des effets P-Δ sur l'enveloppe des efforts internes

	sans P-Δ			effets P-Δ (avec P-Δ /sans P-Δ)		
Efforts internes	**Max.**	**Min.**	**moyenne**	**Max.**	**Min.**	**moyenne**
		Mur de refend #1				
V_{base} (kN)	2661	2264	2480	1.14	1.00	1.05
$V_{6e\ étage}$ (kN)	9026	6392	7332	1.41	0.95	1.23
M_{base} (kN·m)	48520	44710	46087	1.00	0.98	0.99
$M_{6e\ étage}$ (kN·m)	29590	22650	25387	1.21	0.98	1.06
		Mur de refend #5				
V_{base} (kN)	11060	3627	6694	1.17	1.00	1.09
$V_{6e\ étage}$ (kN)	11620	7381	8952	1.35	0.80	1.06
M_{base} (kN·m)	38900	22430	28560	1.09	0.99	1.02
$M_{6e\ étage}$ (kN·m)	26470	25630	26150	1.00	0.96	0.99
		Mur de refend #7				
V_{base} (kN)	4638	3864	4278	1.02	0.99	1.00
$V_{6e\ étage}$ (kN)	12240	10950	11520	0.89	0.87	0.88
M_{base} (kN·m)	37140	34380	36163	1.00	0.99	1.00
$M_{6e\ étage}$ (kN·m)	27210	25840	26570	1.00	0.97	0.99

Enfin, les figures 6.17 à 6.19 présentent l'influence des effets P-Δ sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs de refend. Les figures démontrent que, globalement, les effets P-Δ n'ont pas d'influence significative sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs. Cependant, on observe une augmentation significative de la demande en ductilité en courbure

du mur de refend sous le séisme M7 R=70km au 6e et 7e niveau dû aux effets P-Δ. La ductilité en courbure maximum augmente de 46% au 6e niveau et de 41% au 7e niveau. Le facteur r de la loi d'hystérésis Takeda est près de zéro lorsque ces augmentations importantes se produisent.

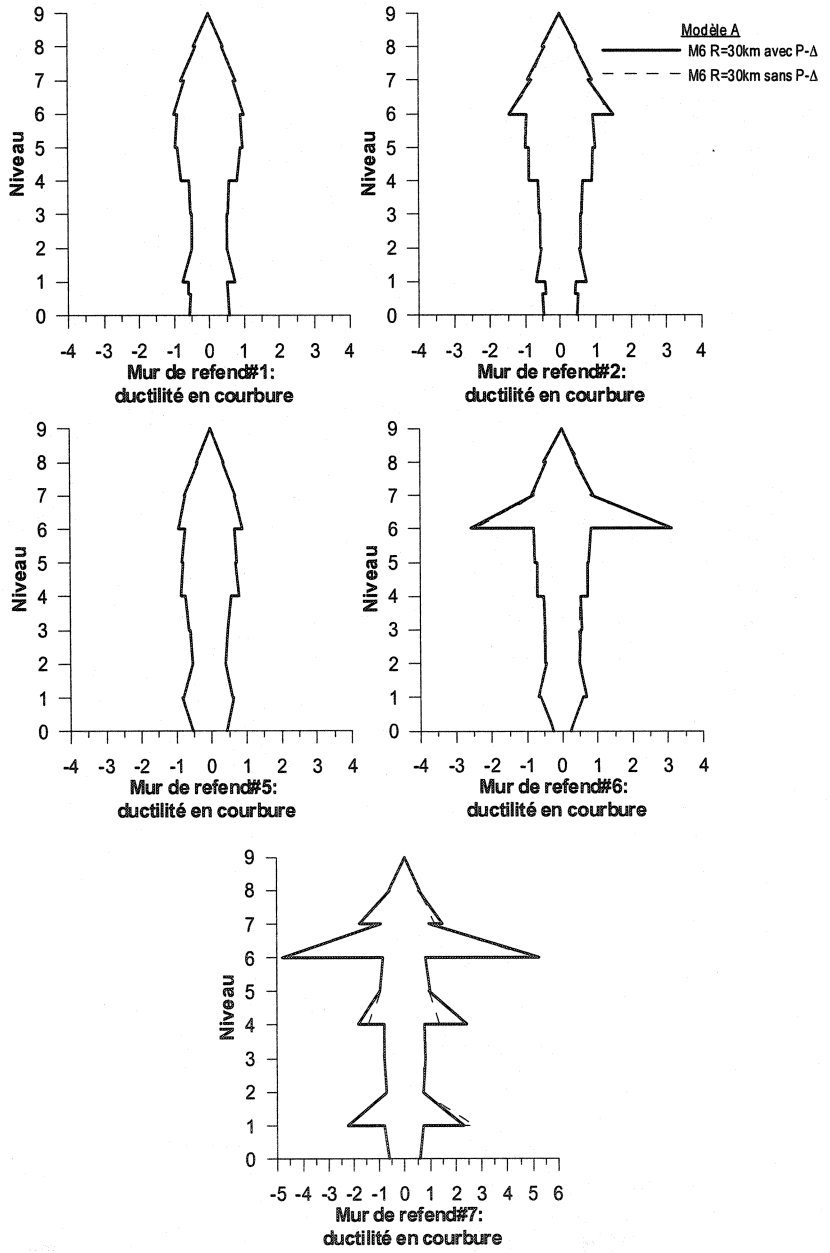


Figure 6.17 Influence des effets P-Δ sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs de refend: séisme simulé M6 R=30km

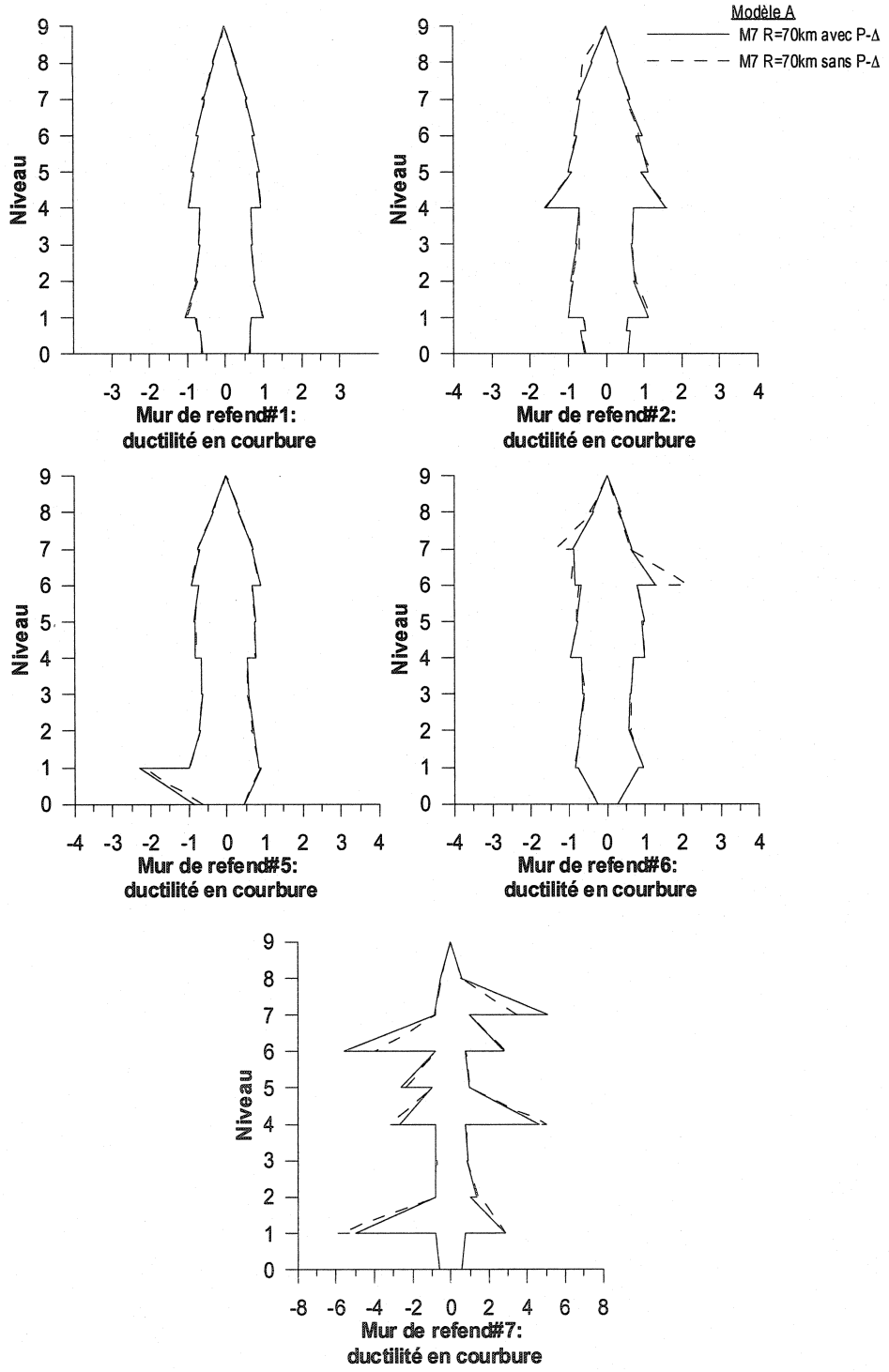


Figure 6.18 Influence des effets P-Δ sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs de refend: séisme simulé M7 R=70km

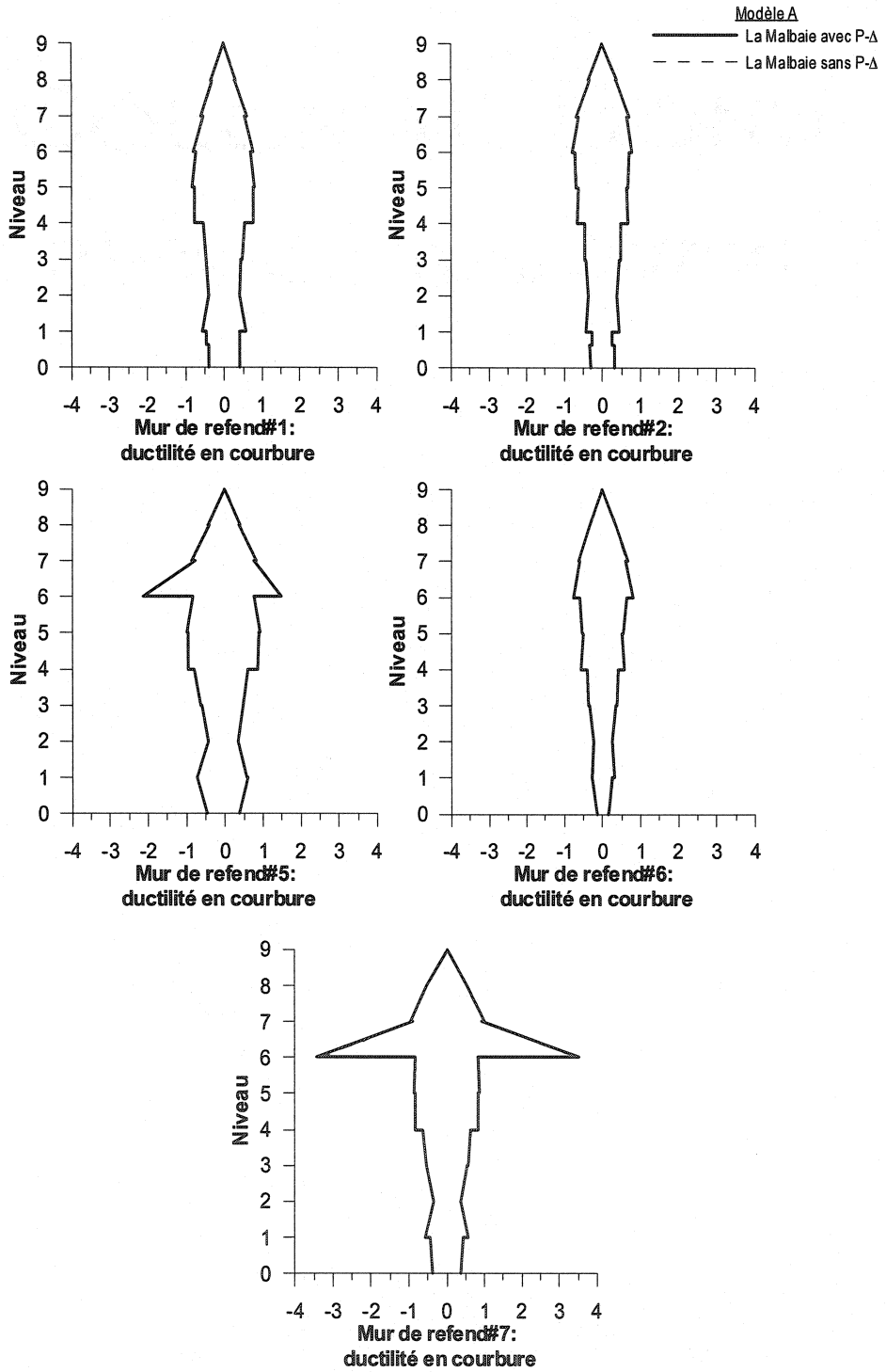


Figure 6.19 Influence des effets P-Δ sur la demande en ductilité maximum en courbure des murs de refend: séisme de La Malbaie.

6.7 Synthèse et conclusions

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement sismique non-linéaire du bâtiment selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04. Certains résultats tels que les efforts internes et les déplacements ont été comparés avec les analyses statiques et spectrales du code. Dans ces analyses du code, on utilise les coefficients R_d et R_o pour réduire les efforts issus d'un calcul élastique afin d'estimer les valeurs inélastiques. Suite aux analyses dynamiques non-linéaires, plusieurs points importants peuvent soulignés:

1- Lors des analyses de poussée latérale du bâtiment, la rotation ultime du mur conduisant à la rupture du bâtiment est comparable à celle demandée par la norme américaine FEMA 273 (1997) sur la réhabilitation sismique des bâtiments.

2- La ductilité ultime (Δ_u/Δ_y) en déplacement calculée au sommet du centre de masse du bâtiment à l'aide d'une poussée latérale (pushover) passe de 3.35 à 2.37 lorsque celle-ci est calculée selon les nouvelles exigences du CNBC 2005 et CSA A23.3-04. Cette baisse de ductilité est due principalement à l'utilisation d'une rigidité effective beaucoup plus petite qu'auparavant ($0.7EI_g$ comparé à $E(0,3+2P/f'_cA_g)I_g$ et $E(0,3+2P/f'_cA_g)A_g$). Les analyses dynamiques inélastiques démontrent que le déplacement au sommet du centre de masse du bâtiment reste élastique, puisque aucune ductilité en déplacement supérieure à un n'a été signalée.

3- Les analyses temporelles inélastiques montrent que les efforts tranchants et les moments fléchissants sont le plus souvent sous-estimés par les analyses du code (spectrale et statique), surtout ceux obtenus des analyses

spectrales. Paradoxalement, les analyses statiques équivalentes évaluent mieux les efforts internes que ceux obtenus des analyses spectrales.

4- La distribution des efforts tranchants et des moments fléchissants est différente de celle obtenue des analyses du code. Par contre, la distribution des efforts des analyses spectrales est plus représentative des analyses temporelles inélastiques malgré le fait que les efforts des analyses spectrales sont beaucoup moindres que ceux engendrés par les analyses statiques équivalentes.

5- Les flèches inter-étages obtenues des analyses inélastiques respectent le critère de $2.5\%h_s$ demandé par le CNBC 2005. Également, les déplacements et les flèches inter-étages sont sensiblement les mêmes que ceux obtenus de l'analyse spectrale en utilisant la période du modèle pour la calibration (T_a=$T_{modèle}$) alors que les déplacements obtenus des analyses spectrales et statiques en utilisant la formule empirique du CNBC 2005 sont très conservateurs, plus particulièrement ceux de l'analyse statique équivalente.

6- Des facteurs d'amplification dynamique importants des efforts tranchants ont été observés à partir des analyses spectrales (entre 0.76 et 9.46). L'action des modes de vibration supérieurs crée les amplifications dynamiques les plus importantes aux étages supérieurs. Le facteur d'amplification dynamique moyen calculé à partir des accélérogrammes non filtrés est de 2.57 et de 3.2 pour les accélérogrammes filtrés. Ces facteurs d'amplification dynamique moyens des efforts tranchants sont plus importants que ceux proposés dans la littérature.

7- En limitant la période à $1.5T_a$, on obtient des déplacements comparables et sécuritaires comparativement avec ceux obtenus des analyses inélastiques puisqu'ils sont légèrement supérieurs alors qu'on observe des écarts plus importants des efforts internes comparativement aux analyses inélastiques. Par contre, le fait d'utiliser l'une ou l'autre des analyses spectrales ($T_a=0.05h_n^{3/4}$ ou $T=1.5T_a$), le facteur d'amplification dynamique moyen calculé d'un mur est très semblable (2.09 vs 2.11 pour le mur de refend #1; 2.43 vs 2.48 pour le mur de refend #5; 2.95 vs 3.33 pour le mur de refend #7).

8- Des rotules plastiques se produisent au dessus de la base des murs malgré le fait que la résistance probable des murs est supérieure au moment anticipée après la formation de rotule plastique à la base. Cependant, les indices de dommage démontrent que les murs de refend ont une réserve en ductilité suffisante pour résister à des séismes représentatifs de la ville de Montréal. Dû à la grande rigidité du stationnement souterrain du bâtiment, aucune plastification ne se produit à la base des murs, mais plutôt au rez-de-chaussée. Les demandes en ductilité en courbure maximum des murs se produisent généralement aux étages où il y a un changement brusque de la disposition de l'acier d'armature longitudinal.

9- Les demandes en ductilité en courbure, les efforts internes ainsi que les facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants obtenus des accélérogrammes filtrés sont généralement plus importants que ceux obtenus par les accélérogrammes non filtrés, puisque la contribution des modes de vibration est plus importante sous ces sollicitations.

10-La plastification de certains murs n'accentue pas de façon significative la torsion dans le bâtiment lors d'un séisme.

11-Globalement, les effets P-Δ n'ont pas beaucoup d'influence sur le comportement sismique du bâtiment. Cependant, des augmentations importantes des efforts tranchants (jusqu'à 41%) et de la demande en ductilité en courbure (jusqu'à 46%) ont été observées localement à certains étages. Le facteur r de la loi d'hystérésis Takeda est près de zéro lorsque ces augmentations importantes se produisent.

12-Les modèles utilisés pour les analyses inélastiques considèrent des déformations en cisaillement élastiques et ne tiennent pas compte de la dégradation des murs en cisaillement comme c'est le cas en flexion. La grande magnitude des efforts tranchants et des facteurs d'amplification dynamique peut être expliquée par cette hypothèse de modélisation. Pour des travaux futurs, il serait pertinent de permettre les déformations inélastiques en cisaillement et d'observer l'influence de ce paramètre sur les efforts tranchants. Par contre, la philosophie adoptée par la norme CSA A23.3-04 demande que le cisaillement ne contrôle pas la capacité du mur de façon à ne pas entraver le comportement ductile en flexion du mur. Lors de ces analyses, il sera donc difficile de déterminer l'effort interne (cisaillement ou flexion) qui contrôlera le mur.

CHAPITRE 7

SOMMAIRE ET CONCLUSIONS

7.1 Sommaire

Le principal objectif de ce mémoire était d'approfondir les connaissances sur le comportement sismique linéaire et non-linéaire de bâtiments multi-étagés comportant des murs de refend en béton armé comme système de contreventement et de statuer sur les nouvelles exigences du CNBC 2005 comparativement au CNBC 1995 concernant l'analyse et la conception de murs de refend d'un bâtiment construit à Montréal.

Pour ce faire, un bâtiment de 8 étages situé à Montréal et construit selon le CNBC 1995 et la norme CSA A23.3-94 a été sélectionné pour ce projet. Ce bâtiment comporte quatre murs et trois noyaux qui contreventent le bâtiment latéralement et comprend un stationnement souterrain qui s'étend au-delà de la limite des étages supérieurs. Ce bâtiment a été étudié en le sollicitant dans la direction nord-sud.

D'abord, au chapitre 2, une revue sélective de la littérature a été effectuée sur les aspects importants de la modélisation nécessaire à l'étude sismique du bâtiment, tels que les rigidités en flexion et en cisaillement, les courbes d'hystérésis, l'interaction sol-structure, l'estimation de la période vibration, les effets P-Δ, etc. Les nouvelles éditions du CNBC 2005 et de la norme de béton CSA A23.3-04 ont été également revues.

Par la suite, une description du bâtiment et des murs de refend a été présentée au chapitre 3. Les hypothèses et la méthode de modélisation de même qu'une description des différents modèles 3D utilisés ont été également

définies. Par la suite, afin de procéder aux analyses sismiques, les sollicitations sismiques représentatives de la région de Montréal ainsi que les courbes d'hystérésis et les enveloppes de résistance P-M-M des murs de refend ont été présentées au chapitre 4.

Le chapitre 5 a présenté les analyses sismiques 3D du bâtiment selon les exigences du CNBC 1995 et du CNBC 2005. De même, une étude paramétrique sur la réponse en vibration libre et sur différentes analyses spectrales a été effectuée. Enfin, le dimensionnement des murs selon les nouvelles exigences de la norme de béton CSA A23.3-04 a été vérifié.

Finalement, les analyses dynamiques inélastiques 3D selon les exigences du CNBC 2005 ainsi que des poussées latérales 3D du bâtiment ont été réalisé au chapitre 6. Ces analyses ont permis de comparer les résultats obtenus avec ceux des analyses du code.

7.2 Conclusions

Cette section présente les conclusions pouvant être tirées de l'ensemble du projet suite aux nombreuses analyses effectuées et les méthodes de modélisation utilisées pour étudier le comportement structural du bâtiment.

- **Méthode de modélisation et modèles utilisés**

Chacun des murs de refend et des noyaux avec ouvertures ont été modélisés par des éléments de poutres ayant approximativement la même rigidité qu'un modèle d'éléments finis. La méthode consiste principalement à faire un modèle d'éléments finis avec des poutres de ceinture à chaque étage pour simuler la présence d'un diaphragme rigide. Un modèle équivalent avec des éléments de poutre est construit en parallèle dont les propriétés

mécaniques sont calculées à chaque section où il y a un changement de géométrie. Par la suite, une force et un couple sont appliqués séparément au sommet des deux modèles. Enfin, les rigidités du modèle équivalent sont calibrées par des facteurs alpha (α_1, α_2, α_3, α_4) de façon à obtenir les mêmes déplacements et rotations au sommet des deux modèles. Cette méthode donne des résultats satisfaisants. Celle-ci a permis d'obtenir des écarts de moins de 7% sur les flèches. Cette façon de modéliser les murs de refend avec ouvertures par des éléments finis à permis de simplifier les analyses linéaires 3D.

D'autre part, cinq modèles 3D ont été étudiés dans ce projet, mais avec quelques paramètres distincts pour étudier leurs influences : (a) les ouvertures des murs ont été négligées (modèle **A**), (b) les ouvertures des murs ont été considérées (modèle **B**), (c) les ouvertures des murs ont été considérées et les rotations à la jonction des dalles et des poteaux du bâtiment sont libres (modèle **C**), (d) les ouvertures des murs ont été considérées et les rotations à la jonction des dalles et des poteaux du bâtiment ont été bloquées (modèle **D**) et (e) les hypothèses sont les mêmes que le modèle C, sauf que les planchers ont été représentés à l'aide de diaphragmes flexibles et modélisés avec des éléments finis de type « coque » (modèle **E**). Dans les quatre premiers cas, l'hypothèse d'un diaphragme rigide a été considérée pour chaque plancher. La modélisation des poteaux (modèles C, D et E) a permis de déterminer leur incidence sur la rigidité latérale et torsionnelle du bâtiment. Pour ces cinq modèles de base, la rigidité effective de 0.7EI spécifiée par la norme CSA A23.3-94 a été utilisée.

Les résultats démontrent que la période fondamentale des modèles varie de façon significative entre certains modèles (T_1=0.893 s à T_1=1.422 s; modèle **A**, T_1=1.328 s). Les ouvertures dans les murs n'ont pas une grande

influence sur la période fondamentale du bâtiment (modèle **B**, T_1=1.422 s) ainsi que le rajout des poteaux lorsque les rotations à la jonction des dalles sont libres (modèle **C**, T_1=1.418 s). Par contre, lorsque les rotations des poteaux à la jonction des dalles sont bloquées (modèle **D**, T_1=0.893 s), le bâtiment devient très rigide produisant la période naturelle de vibration la plus courte. D'autre part, lorsque l'hypothèse d'un diaphragme flexible est adoptée (modèle **E**, T_1=1.068 s), un effet de cadre se produit entre les dalles et les éléments verticaux, rigidifiant beaucoup la structure et entraînant une période fondamentale relativement courte. Ce modèle se situe entre les modèles C (T_1=1.418 s) et D (T_1=0.893 s) au point de vue de la rigidité et représente le comportement attendu du bâtiment, à condition que le ferraillage à la jonction des dalles et des poteaux soit adéquat pour reprendre les charges latérales. Finalement, pour la suite du projet, le modèle B a été utilisé pour les analyses linéaires et le modèle A pour les analyses inélastiques avec les rigidités effectives spécifiées de la norme de béton CSA A23.3-04, sauf dans le cas où les analyses ont été effectuées selon le CNBC 1995, la rigidité effective en flexion de 0.7EI a été appliquée (CSA A23.3-94).

- **Estimation de la période fondamentale du bâtiment (2D)**

L'estimation de la période fondamentale du bâtiment démontre que les formules empiriques ne sont pas très précises puisque les périodes estimées varient entre 0.210 s à 1.015 s alors que la période fondamentale du bâtiment est de 1.328 s (modèle A) ou 1.422 s (modèle B) lorsque la rigidité effective de 0.7EI est utilisée. Les hypothèses de calcul sur l'applicabilité de ces formules sont difficiles à déterminer puisqu'elles ne sont pas bien documentées dans la littérature. Par contre, il est connu que ces formules sont destinées pour estimer la période fondamentale d'un bâtiment selon un mode en translation et non torsionnel.

Les résultats ont démontré que la présence d'ouvertures dans les murs de refend a très peu d'influence sur l'estimation de la période fondamentale du bâtiment et que parmi les formules empiriques, celle de Chopra et Goël (1998) donne la meilleure estimation de la période fondamentale du bâtiment (T_1=1.015 s, équation [2.25]) alors que celle estimée par la norme française PS92 (équation [2.13]) donne la période la plus courte (T_1=0.210 s). Enfin, les méthodes analytiques estiment mieux la période fondamentale du bâtiment que les formules empiriques qui sont beaucoup plus conservatrices.

La formule empirique pour estimer la période fondamentale a changé entre le CNBC 1995 ($T_1=0.09*h_n/D_s^{1/2}$) et celui de 2005 ($T_1=0.05*h_n^{3/4}$). Dans le bâtiment à l'étude, la période estimée par le CNBC 2005 (T_1=0.530 s) est plus longue que celle estimée par le CNBC 1995 (T_1=0.391 s), ce qui n'est pas nécessairement vrai dans tous les cas puisqu'une des formules dépend du paramètre D_s. Ces formules donnent des périodes conservatrices comparativement aux périodes fondamentales trouvées à partir du modèle mécanique **B** (T_1=1.439s selon le CNBC 1995, T_1=1.532 s et T_1=1.960 s selon le CNBC 2005 pour le calcul des efforts internes et des déplacements respectivement).

- **Impact de la norme CSA A23.3-04 en combinaison avec le CNBC 2005**

Dorénavant, la norme de béton CSA A23.3-04 exige de faire deux modèles, soit un pour calculer les efforts internes et un second pour déterminer les déplacements. Pour chacun des cas, des rigidités effectives sont spécifiées en flexion et en cisaillement alors que l'ancienne édition spécifiait seulement une rigidité effective en flexion. D'autre part, ces rigidités effectives sont plus sévères qu'auparavant ($0.7I_g$ comparé à $(0,3+2P/f'_cA_g)I_g$ et $(0,3+2P/f'_cA_g)A_g$

pour les déplacements; $0.7I_g$ comparé à $(0,6+P/f'_cA_g)I_g$ et $(0,6+P/f'_cA_g)A_g)$ pour les forces).

Ces nouvelles dispositions créent des périodes fondamentales du bâtiment légèrement plus longues qu'auparavant pour le calcul des forces (1.532 s comparé à 1.439 s) et beaucoup plus longues pour le calcul des déplacements (1.960 s comparé à 1.439 s) lorsqu'un modèle mécanique est utilisé.

Les analyses spectrales démontrent, qu'en combinant les critères de la norme CSA A23.3-04 et du CNBC 2005, les exigences pour les flèches inter-étages sont plus sévères qu'auparavant (CSA A23.3-94 et du CNBC 95), principalement dû aux nouvelles rigidités effectives spécifiées par la norme CSA A23.3-04. Les résultats démontrent que la flèche inter-étage passe de 0.27% à $1\%h_s$ au centre de masse et de 0.64% à $2.33\%h_s$ pour le mur de refend le plus éloigné du centre de masse. Également, ces nouvelles exigences réduisent la ductilité en déplacement du bâtiment. Les analyses inélastiques de poussées latérales démontrent que la ductilité ultime (Δ_u/Δ_y) en déplacement calculée au sommet du centre de masse du bâtiment passe de 3.35 (CNBC 1995 et CSA A23.3-94) à 2.37 (CNBC 2005 et CSA A23.3-04) lorsque celle-ci est calculée selon les nouvelles exigences.

- **Impact du CNBC 2005 comparativement au CNBC 1995**

L'évaluation de l'intensité des secousses sismiques a changé entre les deux éditions du CNBC. Une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans est utilisée au lieu de 10% dans 50 ans pour l'édition 1995. Une période de retour de 2475 ans à la place de 475 ans est donc privilégiée.

Les analyses démontrent que le CNBC 2005 génère de plus grands efforts et déplacements que le CNBC 1995 lorsque la période fondamentale empirique du code est appliquée (T_1=0.530 s). Pour ce bâtiment, on a observé une augmentation de 29% de l'effort tranchant à la base du bâtiment. Cependant, les hypothèses de calcul permettant de limiter le cisaillement à la base du bâtiment ne sont pas les mêmes dans les deux codes. Le CNBC 1995 permet d'utiliser la période calculée à partir d'une méthode analytique en autant que le l'effort tranchant à la base (V) soit plus grand que 0.8*V obtenue à partir de la période empirique du code lors d'un calcul pseudo-statique. Par contre, cette limite de 0.8*V n'a pas été retenue dans le CNBC 2005 et la version du CNBC 2005 utilisée au début de ce projet ne donnait aucune limite à la période fondamentale pour les murs de refend, calculée selon la formule empirique du code ou une méthode mécanique. En limitant le cisaillement dans les deux cas à 0.8V, on obtient des forces de cisaillement comparable, légèrement supérieur dans le cas du CNBC 2005.

Cependant, en l'absence de limite donnée à la période et tout dépendant des hypothèses de modélisation, cela peut entraîner une période très longue (T_a=1.532 s) qui génère peu d'efforts dans la structure. Également, les résultats ont démontré que, tout dépendant des rigidités effectives et des hypothèses de modélisation choisies, la plage couverte par les périodes fondamentales trouvées pour ce bâtiment est importante. Il est donc recommandé de limiter la période fondamentale des bâtiments contreventés par des murs de refend. Limiter la période fondamantale à 1.5T_a (T_a=0.795 s) apparaît raisonnable puisque les efforts internes obtenus selon l'analyse spectrale sont sensiblement les mêmes que ceux du CNBC 1995. Par contre, les efforts internes obtenus de l'analyse statique équivalente se retrouvent légèrement inférieurs à ceux du CNBC 1995. En fait, l'effort tranchant à la base (V) du CNBC 2005 devient 13% moins élevé. L'approche adoptée dans la

dernière version du CNBC 2005 limite dorénavant la période fondamentale d'une structure contreventée par des murs de refend à $2T_a$.

Lorsque le bâtiment est sensible à la torsion (B>1.7), le CNBC 2005 exige de procéder à des analyses spectrales. Dans ce projet, le facteur B calculé était proche de la limite exigée par le code (1.764). Donc, les analyses statiques équivalentes selon le CNBC 2005 ont quand même été effectuées.

Le critère de flèche inter-étage de $2.5\%h_s$ a été respecté lorsque des analyses spectrales ont été effectuées alors que le critère n'a pu être respecté lorsque les analyses statiques équivalentes ont été appliquées : les flèches inter-étages ont augmenté de façon significative, jusqu'à $3.37\%h_s$ au centre de masse. Les analyses démontrent que la réduction de la rigidité en cisaillement spécifiée par la norme CSA A23.3-04 n'a pas une grosse influence sur les flèches inter-étages du bâtiment. Les résultats permettent de constater que la période courte (T_a=0.530 s) obtenue par la formule empirique du CNBC 2005 conduit à une accélération spectrale relativement élevée ($S(T_a)$=0.387g) comparativement à celle obtenue lors de l'analyse spectrale ($S(T_a)$=0.061g) où la période du bâtiment (modèle B) est beaucoup plus longue (T_a=1.960 s). Or, la durée de cette dernière période du bâtiment est une conséquence directe des nouvelles rigidités effectives spécifiées par la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements.

La vérification du dimensionnement des murs de refend montre que ceux-ci doivent être redimensionnés pour être conforme aux nouvelles exigences du CNBC 2005. La capacité en cisaillement de la plupart des murs dans les zones de rotule plastique où l'effort tranchant (V_f) doit être majoré par γ_p est l'élément contrôlant du dimensionnement. En utilisant les efforts générés par l'analyse spectrale et en limitant la période à $1.5T_a$, les calculs démontrent

que le dimensionnement des murs de refend travaillant selon leur axe fort dans la direction des analyses devient adéquat lorsque les murs sont épaissis de 50mm. Donc, une réhabilitation mineure serait nécessaire pour rendre le bâtiment à l'étude conforme aux nouvelles exigences du CNBC 2005.

- **Études paramétriques**

Plusieurs études paramétriques ont été effectuées dans ce projet. Les analyses spectrales selon le CNBC 2005 ont été utilisées, sauf indication contraire. Ces études permettent de dégager les conclusions suivantes :

- Les effets P-Δ ont peu d'influence sur le comportement sismique du bâtiment. L'augmentation des déplacements, des efforts internes et des demandes en ductilité en courbure est globalement peu significatif. Par contre, des augmentations importantes des efforts tranchants (jusqu'à 41%) et de la demande en ductilité en courbure (jusqu'à 43%) ont été observées localement à certains étages lors des analyses inélastiques.

- Le stationnement souterrain du bâtiment crée les efforts maximums au niveau de la dalle du rez-de-chaussée et lors des analyses inélastiques, des rotules plastiques ne se produisent jamais à la base, mais plutôt au niveau du rez-de-chaussée puisque le sous-sol est beaucoup plus rigide que les autres étages. À cause de la grande rigidité du sous-sol, la masse au rez-de-chaussée est peu sollicitée lorsque la base est encastrée. Par contre, lorsque la base du bâtiment devient flexible, celle-ci devient davantage sollicitée et la masse modale se cumule plus rapidement. Les analyses élastiques démontrent également que le stationnement souterrain du sous-sol accentue les écarts entre les analyses statiques et spectrales du CNBC 2005.

- Une fondation flexible comparativement à une fondation rigide fait augmenter les déplacements et les flèches inter-étages du bâtiment; jusqu'à 25% d'augmentation a été observée pour ce bâtiment. Également, les résultats démontrent que, globalement, les efforts internes tendent à augmenter malgré le fait que dans certains cas, ces efforts diminuent. L'effort interne maximum de certains murs a augmenté jusqu'à 20% et diminué jusqu'à 12% dans certains cas.

- L'hypothèse de diaphragmes flexibles en combinaison avec les poteaux du bâtiment permet de réduire de façon significative les moments fléchissants des murs de refend et les flèches inter-étages comparativement à un modèle identique conçu avec diaphragmes rigides. Une diminution entre 20% et 30% du moment maximum au niveau du rez-de-chaussée de chacun des murs a été observée alors que les flèches inter-étages ont diminué au moins de moitié. Par contre, les analyses démontrent que les efforts internes dans les poteaux sont plus significatifs lorsque les diaphragmes sont considérés flexibles et que la distribution des moments fléchissants n'est pas la même que celle observée lorsque les diaphragmes sont rigides.

- Enfin, les résultats ont démontré que les phénomènes de torsion du bâtiment ont une influence importante sur les déplacements des murs de refend en périphérie du bâtiment.

- **Analyses inélastiques selon le CNBC 2005**

Les analyses temporelles inélastiques montrent que les efforts tranchants et les moments fléchissants sont le plus souvent sous-estimés par les analyses du code (spectrale et statique), surtout ceux obtenus des analyses spectrales. En observant les moments fléchissants des analyses

statiques équivalentes, ceux-ci sous-estiment l'influence des modes supérieurs aux étages supérieurs

Une grande magnitude des efforts tranchants a été particulièrement observé ainsi que des facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants aux étages supérieurs, causés entre autres par l'action des modes supérieurs de vibration. Ces facteurs d'amplification dynamique ont été calculés à partir d'analyses modales et le facteur d'amplification dynamique moyen calculé à partir des accélérogrammes non filtrés se situe autour de 2.5 (moyenne de 2.57) et de 3.0 (moyenne de 3.2) pour les accélérogrammes filtrés. Ces facteurs d'amplification dynamique moyens des efforts tranchants sont plus importants que ceux proposés dans la littérature. Par rapport à l'ancienne édition, la norme CSA A23.3-04 recommande toujours de tenir compte de l'amplification dynamique des efforts tranchants et les résultats de cette étude vont en ce sens.

La distribution des efforts internes générés par les analyses inélastiques est également différente de celle obtenue des analyses du CNBC 2005. Par contre, la distribution des efforts des analyses spectrales est plus représentative des analyses temporelles inélastiques même si les efforts des analyses spectrales sont beaucoup plus petits que ceux produits par les analyses statiques équivalentes.

Les analyses inélastiques démontrent que le critère de 2.5%h_s exigé par le CNBC est respecté et que les déplacements obtenus des analyses spectrales et statiques en utilisant la formule empirique du CNBC 2005 sont très conservateurs, plus particulièrement ceux de l'analyse statique équivalente. Par contre, les déplacements et les flèches inter-étages sont sensiblement les mêmes que ceux obtenus de l'analyse spectrale en utilisant

la période du modèle pour la calibration (T_a=$T_{modèle}$) de l'effort tranchant à la base du bâtiment.

Par ailleurs, en limitant la période à 1.5T_a, on obtient des déplacements comparables et sécuritaires comparativement à ceux obtenus des analyses inélastiques puisqu'ils sont légèrement supérieurs. Cependant, on observe des écarts plus importants des efforts internes comparativement aux analyses inélastiques et le facteur d'amplification dynamique moyen d'un mur change très peu lorsque l'une ou l'autre des analyses spectrales (T_a=0.05$h_n^{3/4}$ ou T=1.5T_a) est utilisées (2.09 vs 2.11 pour le mur de refend #1; 2.43 vs 2.48 pour le mur de refend #5; 2.95 vs 3.33 pour le mur de refend #7).

Des rotules plastiques peuvent se développer au-dessus de la base des murs bien que la résistance probable des murs est supérieure au moment anticipée après la formation de rotule plastique à la base. Par contre, les indices de dommage permettent de constater que les murs de refend ont une réserve en ductilité suffisante pour supporter des sollicitations sismiques représentatives de la ville de Montréal. Généralement, les demandes en ductilité en courbure maximum des murs se produisent aux étages où il y a un changement brusque de la disposition de l'acier d'armature longitudinal. La plastification des murs de refend n'a fait que très peu augmenter les phénomènes de torsion dans le bâtiment. Une augmentation moyenne de 2% a été observé.

Enfin, les séismes filtrés produisent généralement des efforts internes, des facteurs d'amplification dynamique ainsi que des demandes en courbure plus importants que les séismes non filtrés dû à la contribution accrue des modes de vibration; les ordonnées spectrales des accélérogrammes filtrés étant proches de celles du spectre cible du CNBC 2005.

7.3 Recommandations

Suite aux analyses effectuées au cours de cette recherche, certaines recommandations et suggestions peuvent être avancées:

1- Limiter la période fondamentale du bâtiment T_a pour le calcul des forces statiques équivalentes du CNBC 2005. Ceci éviterait obtenir une période très longue qui sollicite peu la structure sur un spectre de réponse et qui pourrait entraîner un dimensionnement inadéquat des murs de refend. Une limite de $1.5T_a$ apparaît raisonnable puisque les efforts internes obtenus selon l'analyse spectrale sont sensiblement les mêmes que ceux du CNBC 1995. Une limite de $2T_a$ a été adoptée dans la version la plus récente du CNBC 2005 pour les structures contreventées par des murs de refend.

2- Calibrer les efforts tranchants de l'analyse spectrale à l'endroit où l'effort tranchant est maximum pour des structures comportant des stationnements souterrains qui rigidifient beaucoup la base du bâtiment et non nécessairement à la base comme exigé par le CNBC. Cela permettrait de réduire les écarts des moments fléchissants entre les analyses statiques et spectrales. Les résultats démontrent que la présence du stationnement souterrain accentue les écarts des moments fléchissants entre les analyses statiques et spectrales et qu'en calibrant au rez-de-chaussée où l'effort tranchant est le maximum, cet écart a été diminué à un niveau comparable à celui qu'on aurait si le bâtiment n'avait pas eu de stationnement souterrain. Cette suggestion devrait par contre être étudiée davantage avec d'autres bâtiments comportant un ou plusieurs stationnements souterrains.

3- Introduire des rotules plastiques en cisaillement dans les murs de refend lors d'analyses inélastiques futures de bâtiment afin de permettre la dégradation en cisaillement des murs de refend. Cela permettrait de

constater l'influence de ce paramètre sur la magnitude des efforts tranchants et des facteurs d'amplification dynamique obtenus. Depuis tout récemment, des rotules plastiques en cisaillement peuvent être introduites dans les logiciels Ruaumoko et SAP2000 version 8.2.3. Cependant, cet aspect de la modélisation ne semble pas être au point pour ce dernier logiciel.

Suite à l'évaluation des logiciels d'analyses de structure :

4- Toujours tester et valider les logiciels d'analyse de structures par des modèles simples, et parallèlement, si c'est possible, avec un autre logiciel semblable, avant de modéliser un modèle plus complexe en 3D afin valider les résultats générés par ces logiciels, surtout lorsque ces logiciels sont récents sur le marché. L'évaluation du logiciel SAP2000 version 8 a démontré que celui-ci n'est pas tout à fait au point pour les analyses dynamiques inélastiques.

De nouvelles analyses et des essais expérimantaux pourraient être développés:

5- Effectuer d'autres analyses sismiques linéaires et non-linéaires 3D selon le CNBC 2005 et la norme CSA A23.3-04 sur d'autres bâtiments de différentes formes et hauteurs ayant approximativement la même sensiblité à la torsion que le bâtiment étudié de façon à mieux approfondir certains aspects, tels que:
   - l'amplification dynamique des efforts tranchants des murs;
   - la distribution et la magnitude des demandes en ductilité en courbure des murs;

- la validation des analyses du code par comparaison avec des analyses inélastiques (efforts et déplacements);
- l'amplification des phénomènes de torsion en régime inélastique;
- l'impact de la norme CSA A23.3-04 et du CNBC 2005.
- l'influence de stationnements souterrains, des effets P-Δ, des effets de la rigidités des planchers et de l'interaction-sol structure.

6- Analyser en 3D des bâtiments de différentes formes et hauteurs non sensibles à la torsion (B<1.7) à partir d'analyses statiques équivalentes et d'analyses dynamiques inélastiques selon le CNBC 2005. Cela permettrait de déterminer si les flèches inter-étages sont respectés et que les facteurs M_v utilisés par le CNBC 2005 estiment bien l'influence des modes supérieurs lorsque les modes de vibration sont couplés (translation-rotation). Il a été démontré dans cette étude que les facteurs M_v développés dans le CNBC 2005 n'ont pas été développés pour des bâtiments soumis à des phénomènes de torsions importants. Le CNBC 2005 exige de procéder à des analyses spectrales lorsque le facteur B>1.7. En deçà de ce cette valeur, l'analyse statique et spectrale sont permises alors que les phénomènes de torsion sont tout de même présents.

7- Effectuer des tests pseudo-dynamiques en laboratoire sur des murs de refend simples pour tenter d'évaluer la rigidité effective des murs de refend et confirmer ceux suggérées par Adebar et Ibrahim (2000) et ceux de la norme CSA A23.3-04. Par ailleurs, des tests de laboratoire sur simulateur sismique pourrait être effectués pour étudier les facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants.

BIBLIOGRAPHIES ET RÉFÉRENCES

ACI, Comitee 318. 1999. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, MI : American Concrete Institute. ACI 318-99/ACI 318R-99.

ADAMS, J., WEICHERT, D. H., HALCHUK, S., et BASHAM, P. W. 1995. « Towards fourth generation seismic hazard maps of Canada ». Compte-rendu, 7ème conférence canadienne sur le génie sismique (5-7 juin). Montréal, Québec : l'Association Canadienne du Génie Parasismique:843-848.

ADAMS, J., et HALCHUK, S. 2003. *Fourth generation seismic hazard maps of Canada : Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 building Code of Canada*. Ottawa : Geological Survey of Canada. Rapport technique Geological survey of Canada, open file 4459.

ADAMS, J., et ATKINSON, G. 2003. *Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of National Building Code of Canada*. Revue canadienne de génie civil. 30 : 255-271.

ADEBAR, P. 1997. *Design of seismic forces below grade*. Note manuscrite. Vancouver : Université de la Colombie-Britannique, Canada. 5pp.

ADEBAR, P. 1998. *Shear stiffness of walls*. Note manuscrite. Vancouver : Université de la Colombie-Britannique, Canada. 4pp.

ADEBAR, P. 2000. « Seismic performance of concrete walls : recent large-scale tests». Newsletter, Canadian Association for Earthquake Engineering. 7 :3. 6-10.

ADEBAR, P., et IBRAHIM, A. M. M. 2000. « Effective flexural stiffness of concrete shear walls ». ASCE Structural Journal, In press.

ADEBAR, P., et IBRAHIM, A. M. M. 2002. « Simple nonlinear flexural stiffness model for concrete structural walls ». Earthquake Spectra. 18 :3. 407-426.

ATKINSON, G., et BERESNEV, I. 1998. « Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps ». Revue cannadienne de génie civil. 25 : 305-318.

BALKAYA, C., et KALKAN, E. 2003. « Estimation of fondamental periods of shear-wall dominant building structures ». Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 32 : 985-998.

BENABDELLAH, B., et MERZOUQ, S. 2002. *L'effet de la construction en sous-œuvre sur les efforts sismiques dans les bâtiments multi-étagés contreventés par des murs de refend*. 46pp. Projet de fin d'étude, département des génies civils, géologies et des mines, École de Polytechnique de Montréal.

BEN FITMA, M. 2003. *Stabilité sismique des barrages-poids fissurés par la dynamique des corps rigides: définition de l'excitation sismique*.170pp. Mémoire de maîtrise, département des génies civils, géologies et des mines, École de Polytechnique de Montréal.

BENTZ, E., et COLLINS, M. P. 2000. *Response-2000*. Version 1.0.5. [Logiciel]. Toronto, Ontario, Canada : Université de Toronto.

BEVAN-PRITCHARD, G. L., MAN, E., et ANDERSON, D. L. 1983. « Force distribution between the core and subgrade structure of high rise buildings subjected to lateral load induced forces ». Compte rendu, quatrième conférence canadienne sur le génie sismique (15-17 juin). Vancouver : l'Association Canadienne du Génie Parasismique: 210-219.

BOORE, D., JOYNER, W., et FUMAL, T. 1993. *Estimation of response spectra and peak accelerations from western North American earthquakes : an interium report*. USGS Open-file report 93-509.

BURDET, O., CHARIF, H., FAVRE, R., et JACCOUD, J. 2004. *Dimensionnement des structures en béton : aptitude au service et éléments de structures*. Volume 8. Lausanne : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. 591 pp.

CARR, A. J. décembre 2003. *Ruaumoko3D*. 3-Dimensional Version. [Logiciel]. Christchurch, Nouvelle-Zélande : Département de génie civil, Université de Canterbury.

CHAALLAL, O, et GAUTHIER, D. 2000. « Seismic shear demand on wall segments of ductile coupled shear walls ». Revue canadienne de génie civil. 27 : 506-522.

CHOPRA, A. K., et GOEL, R. K. 1998. « Period fomulas for concrete shear wall buildings ». ASCE Journal of Structural Engineering. 124 :4. 426-433.

CHOPRA, A. K., et GOEL, R. K. 2000. « Building period formulas for estimating seismic displacements ».Earthquake Spectra. 16 :2. 533-536.

CHOPRA, A. K. 2001. *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering*. 2e édition. Upper Saddle River, New Jersey : Prentice Hall. 844pp.

CNRC. 2002. *Code national du bâtiment du Canada 2005 : proposed changes to NBC 1995, part 4*. 12e édition. [Ottawa] : Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Conseil national de recherches du Canada. 39pp.

CNRC.1995. *Code national du bâtiment du Canada 1995*. 11e édition. [Ottawa] : Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Conseil national de recherches Canada. 571pp.

COMARTIN, C. D., NIEWIAROWSKI, R. W., et ROJAHN C. 1996. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Californie : Applied Technology Council. SSC 96-01; ATC-40.

COMITÉ Euro-International du Béton. 1998. *Seismic design of reinforced concrete structures for controlled inelastic response*. Lausanne, Switzerland : Thomas Telford Ltd. 174 pp.

CÔTÉ, B. 1997. « Amplification de la résistance sismique pour contrer les effets P-delta dans les bâtiments multi-étagés ». Mémoire de maîtrise, département des génies civils, géologies et des mines, École de Polytechnique de Montréal.

COURNOYER, T. 2003. *Modélisation 3D des bâtiments multi-étagés à l'aide du logiciel ETABS pour la conception parasismique*. 88pp. Projet de fin d'étude, département des génies civils, géologies et des mines, École de Polytechnique de Montréal.

CPCA.1995. *Concrete Design Handbook*. 2e édition. [Ottawa] : Canadian Portland Cement Association. 650pp. CSA Standard A23.3-94.

CSA. Décembre 2002. *Design of Concrete Structures, draft 4*. [Ottawa] : Canadian standards Association. 227pp. CSA Standard A23.3-04.

CSI, Inc. 2003. *SAP2000*. Version 8.2.3. [Logiciel]. Berkeley, Californie, USA : Computers and Structures, Inc.

CSI, Inc. 2003. *Section Builder*. Version 8.1.1. [Logiciel]. Berkeley, Californie, USA : Computers and Structures, Inc.

CSI, Inc. 2003. *ETABS Nonlinear*. Version 8.3.0. [Logiciel]. Berkeley, Californie, USA : Computers and Structures, Inc.

CSI, Inc. 2003. *ETABS, User's manual, volume 1 et 2*. 1ère édition. Berkeley, Californie, USA : Computers and Structures, Inc. 840pp.

DAVIDOVICI, V. 1999. *La construction en zone sismique*. Paris : Éditions Le Moniteur. 253 pp.

EL MASRI, W. S. 2001. *Conception parasismique des murs de refend pour bâtiments multi-étagés : comparaison des éditions 1995 et 2003 du Code national du bâtiment du Canada*. 213pp. Mémoire de maîtrise, département des génies civils, géologies et des mines, École de Polytechnique de Montréal.

FEMA. 1997. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings and Commentary*. [Washington] : Federal Emergency Management Agency. FEMA publication 273, 274.

FENWICK, R. C., DAVIDSON, B. J., et CHUNG, B. T. 1992. « P-delta actions in seismic resistant structures ». Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 25 : 56-69.

FILIATRAULT, A., ANDERSON, D. L., et DEVALL, R. H. 1992. « Effect of weak foundation on the seismic response of core wall type buildings ». Revue canadienne de génie civil, 19 : 530-539.

FILIATRAULT, A., D'ARONCO, D., et TINAWI, R. 1994. « Seismic shear demand of ductile cantilever walls : a canadian code perspective ». Revue cannadienne de génie civil. 21 : 363-376.

FILIATRAULT, A. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal. 478pp.

FUENTES, A. 1998. *Bâtiment en zone sismique*. Paris : Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. 218 pp.

GOSH, S. K., et MARKEVICIUS, V. P. 1990. *Design of earthquake resistant shear walls to prevent shear failure*. Comptes rendus. Palm Springs, Californie : Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. 2 : 905-913.

HARRIES, K. A., MITCHELL, D., REDWOOD, R. G., et COOK, W. D. 1998. « Nonlinear seismic response predictions of walls coupled with steel and concrete beams ». Revue canadienne de génie civil. 25 : 803-818.

HARRIES, K. A. 2001. « Ductility and deformability of coupling beams in reinforced concrete coupled walls ». Earthquake Spectra. 17 :3. 457-478.

HEIDEBRECHT, A. C . 2000. « What's happening with seismic design in Canada ». Newsletter, Canadian Association for Earthquake Engineering. 7 :3. 3-5.

HEIDEBRECHT, A. C. 2003. « Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada ». Revue canadienne de génie civil. 30 : 241-254.

HUMAR, J. L., et MAHGOUB, M. A. 2000. « Effect of higher Modes in UHS-Based Design » Newsletter, Canadian Association for Earthquake Engineering. 7 :1. 6-10.

HUMAR, J. L., et YAVARI, S. 2002. « Design of concrete shear wall buildings for earthquake induced torsion ». Montréal, Québec, Canada : 4e conférence spécialisé en génie des structures de la Société canadienne de génie civil, 5-8 juin.

HUMAR, J. L., et MAHGOUB, M. A. 2003. « Determination of seismic design forces by equivalent static load method ». Revue canadienne de génie civil. 30 : 287-307.

IBRAHIM, A. M. M. 2000. *Linear and nonlinear flexural stiffness models for concrete walls in high-rise buildings.* 153pp. Thèse de doctorat en génie civil, Université de la Colombie-Britannique.

LÉGER, P., TAYEBI, A. K., et PAULTRE, P. 1993. « Spectrum-compatible accelerations for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada. Revue canadienne de génie civil. 20 :6. 951-968.

MACGREGOR, G. J., et BARTLETT, F. M. 2000. *Reinforced Concrete, Mechanics and design*. Scarborough, Ontario : Prentice-Hall Canada Inc. 1042pp.

MACLEOD, L. A. 1990. *Analytical modelling of Structural systems : an entirely new approach with emphasis on the behaviour of building structures*. New York : Ellis Horwood Limited. 222pp.

MAGUIRE, J.R., et WYATT, T. A. 1999. *Dynamics, an introduction for civil and structural engineers.* Londre : Institution of Civil Engineers (ICE), Design and Practice Guide. 80pp.

NZS. 1995. *Concrete structures standard*. Wellington, Nouvelle-Zélande : New Zealand Standards Association. NZS 3101 :1995 Concrete Structures Standard.

OTANI, S. 1974. *A computer program for ineslastic response of R/C frames to earthquakes*. Rapport UILU-Eng-74-2029, Civil engineering studies. Urbana-Champaign, Illinois: Université de l'Illinois.

PARK, R., et PAULAY, T. 1975. *Reinforced Concrete structures*. New York, N.Y. : John Wiley & Sons. 769pp.

PAULAY, T., et PRIESTLEY, M. J. N. 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York, N.Y. : John Wiley & Sons. 744pp.

PAULAY, T. 2001. « Seismic response of structural walls : recent developments ». Revue canadienne de génie civil. 28 : 922-937.

PION, P. 1999. *Geotechnical Study, proposed residential building, Lakeshore road and Raynor drive*. Pointe-Claire, Québec : Inspec-sol inc. 11pp. Référence No. 12412-A-12096.

PRIESTLEY, M. J. N., et HART, G. C. 1989. *Design recommandations for the period of vibration of masonry wall buildings*. San Diego et Los Angeles : Université de Californie. 46pp. Research report SSRP 89/05.

PRIESTLEY, M. J. N., et KOWALSKY, M. J. 1998. « Aspects of drift and ductility capacity of rectangular structural walls ». Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 31 : 73-85.

ROARK, R. J., et YOUNG, W. C. 1975. *Formulas for stress and strain*. 5e édition. New York, N.Y. : McGraw-Hill. 624pp.

ROBITAILLE, V., et TREMBLAY, D. 1997. *Mécanique des sols : théorie et pratique*. Mont-Royal, Québec : Modulo. 652pp.

SAATCIOGLU, M., et HUMAR, J. L. 2003. « Dynamic analysis of buildings for earthquake-resistant design ». Revue canadienne de génie civil. 30 :338-359.

SALMON, G. C., et WANG, C. 1998. *Reinforced concrete design*. 6e édition. New York : Addison Wesley. 1028pp.

SIEFFERT, J., et CEVAER, F. 1991. *Manuel des fonctions d'impédance, fondations superficielles*. Nantes : Ouest Éditions, Presses Académiques. 174pp.

Softek Services Ltd. 2002. *W-section for Window*. Version 6.00. [Logiciel]. Richmond, Colombie-Britannique, Canada : Softek services Ltd.

STAFFORD-SMITH, B., et GIRGIS, A. 1984. « Simple analogous frames for shear wall analysis ». ASCE, Journal of Structural Engineering. 110 :11. 2655-2666.

STAFFORD-SMITH, B., et COULL, A. 1991.*Tall building structures : analysis and design*. New York : John Wiley & Sons Inc. 537pp.

STONEHOUSE, B., HEIDEBRECHT, A. C., et KIANOUSH, M. R. 1999. « Evaluation of the level of seismic protection afforded to reinforced concrete shear wall systems ». Revue canadienne de génie civil. 26 : 572-589.

TREMBLAY, R., et ATKINSON, G. 2001. « Comparative study of inelastic seismic demand of Eastern and Western Canadian sites ». Earthquake Spectra. 17 :2. 333-358.

TREMBLAY, R., LÉGER, P., Tu, J. 2001. « Inelastic seismic response of concrete shear wall considering P-delta effects ». Revue canadienne de génie civil. 28 : 640-655.

TU, J. 2000. *P-delta effects on the inelastic seismic response of reinforced concrete shear wall buildings*. 155pp. Mémoire de maîtrise, département des génies civils, géologies et des mines, École de Polytechnique de Montréal.

WALLACE, J. W., et MOEHLE, J. P. 1992. « Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings ». ASCE, Journal of structural Engineering. 118 :6. 1625-1644.

WHITMAN, R. V. 1990. *Proceedings of the workshop on ground motion parameters for seismic hazard mapping (17-18 juillet 1989).* Buffalo, New York : Whitman, R. V. Rapport technique NCEER-89-0038.

WILSON, E. L., et HABIBULLAH, A. 1992. *SAP90*. [Logiciel]. Berkeley, California : Computers and Structures, Inc.

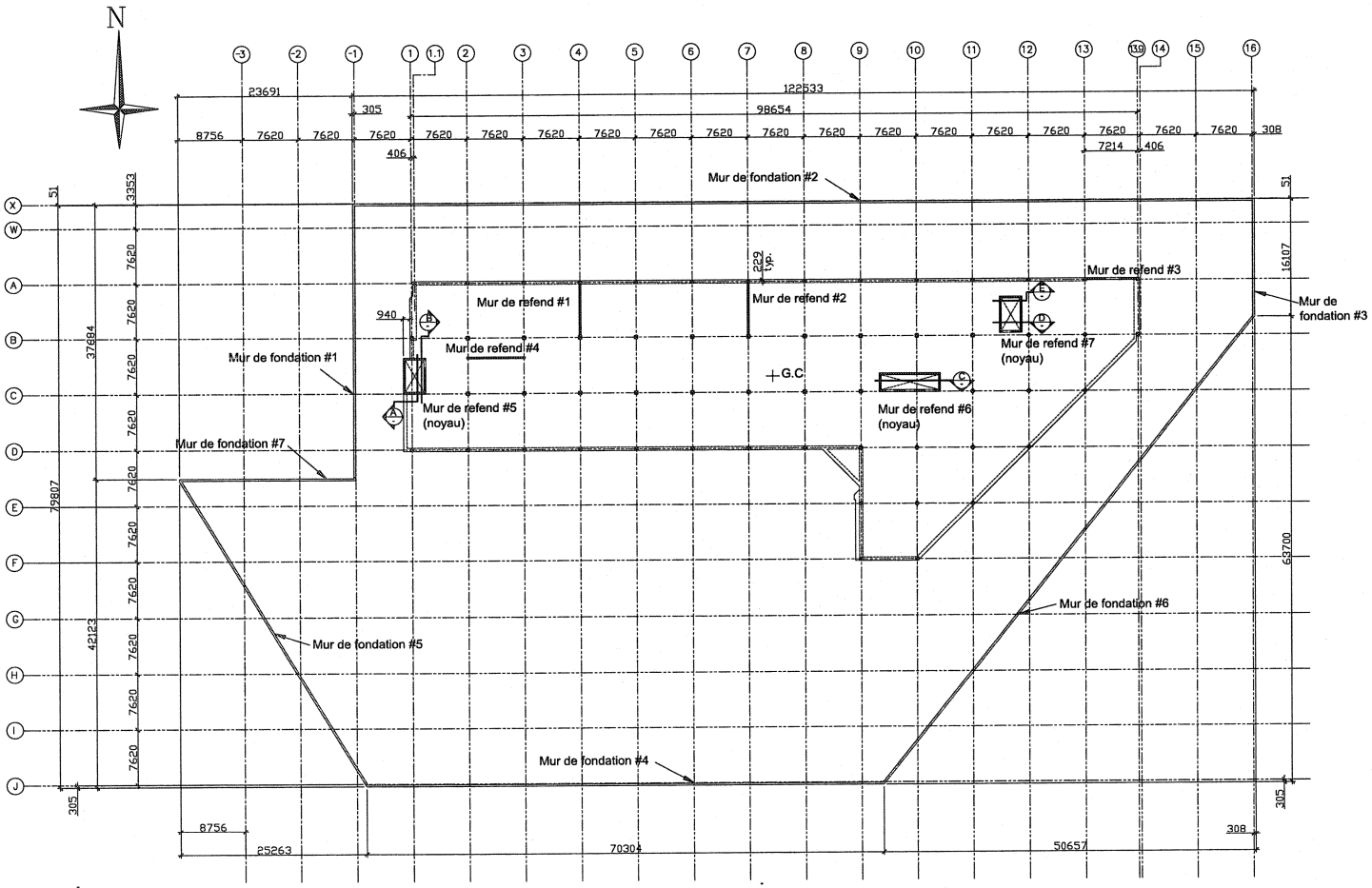
WILSON, E. L. 2001. *Three dimensional static and dynamic analysis of structures, a physical approach with emphasis on earthquake engineering*. 3ème édition. Berkeley, Californie, USA : Computers and Structures, Inc. 840pp.

ANNEXE 1

DESCRIPTION DU BÂTIMENT

- Plan du sous-sol
- Aire tributaire des murs de refend
- Calcul des charges axiales des murs de refend
- Propriétés des murs de refend
(Aires et constantes de torsion de St-Venant J)

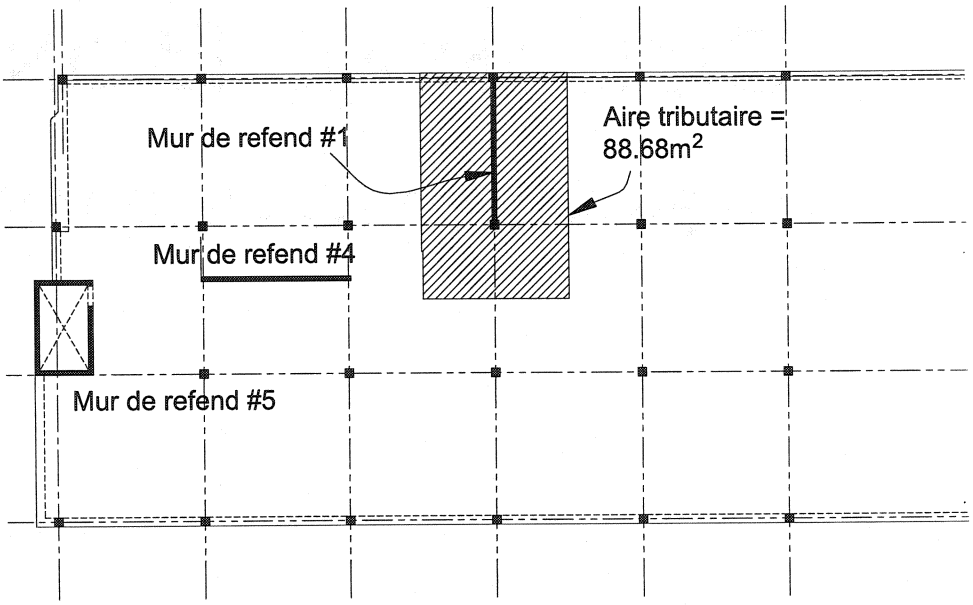
Positionnement du sous-sol par rapport aux étage typiques du bâtiment



Aires tributaires des murs de refend

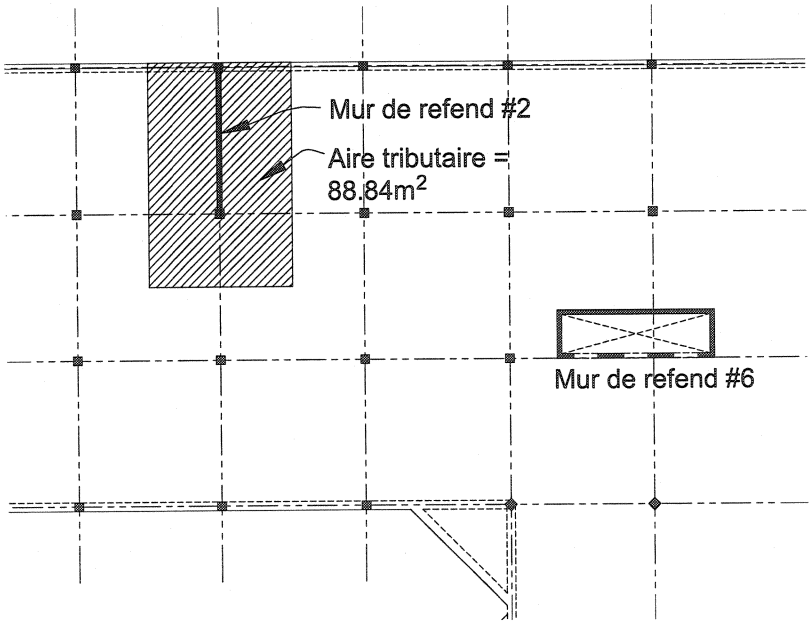
Aire tributaire du mur de refend #1 (étage typique):

Aire tributaire du mur de refend #1 = **88.68 m^2**



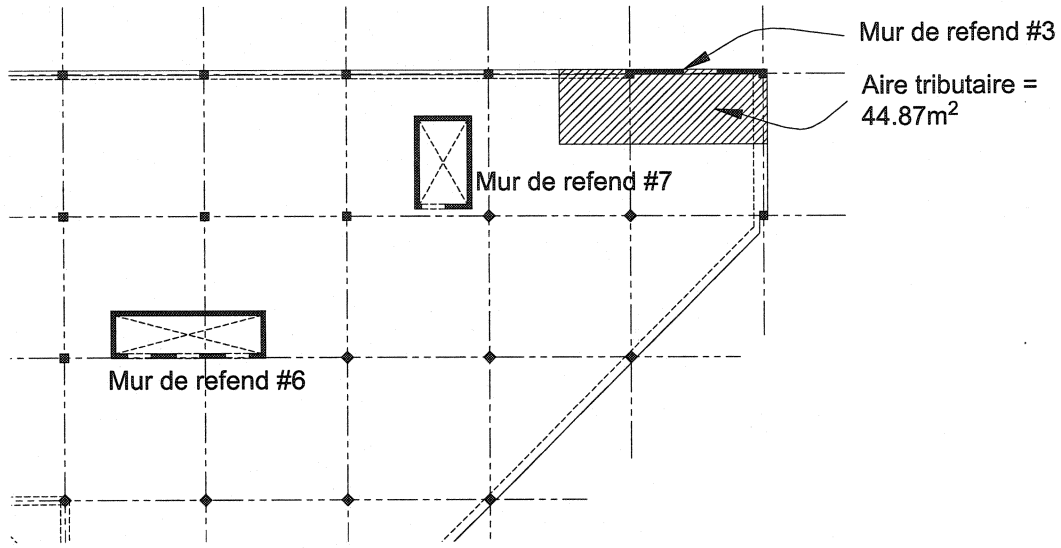
Aire tributaire du mur de refend #2 (étage typique):

Aire tributaire du mur de refend #2 = **88.84 m^2**



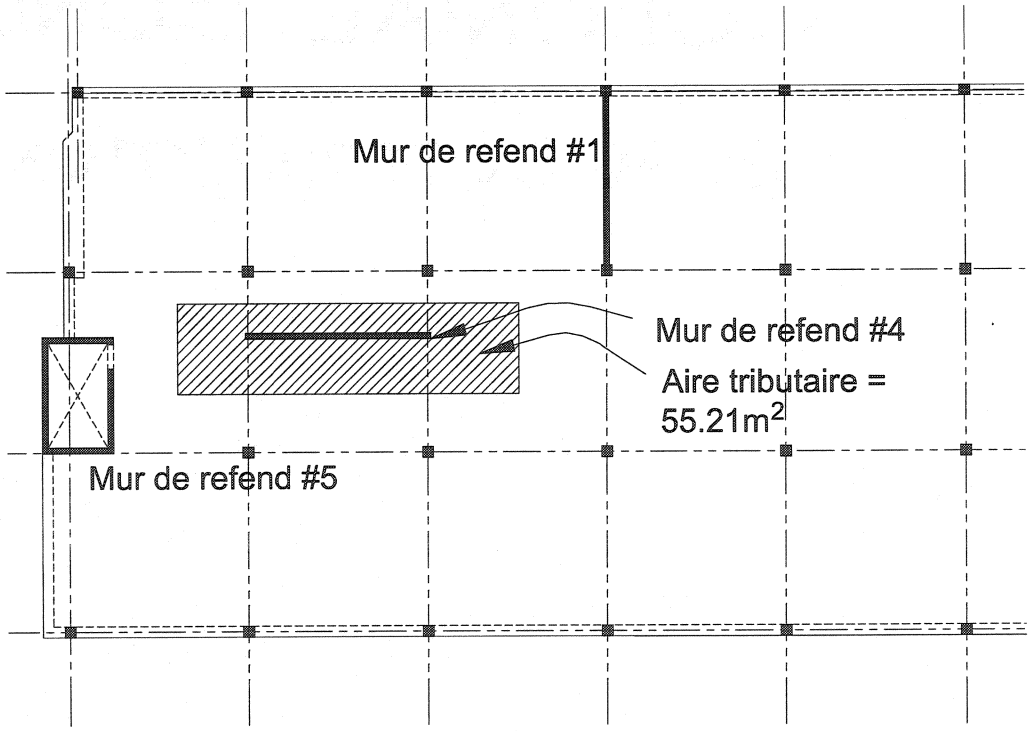
Aire tributaire du mur de refend #3 (étage typique):

Aire tributaire du mur de refend #3 = **44.87 m^2**



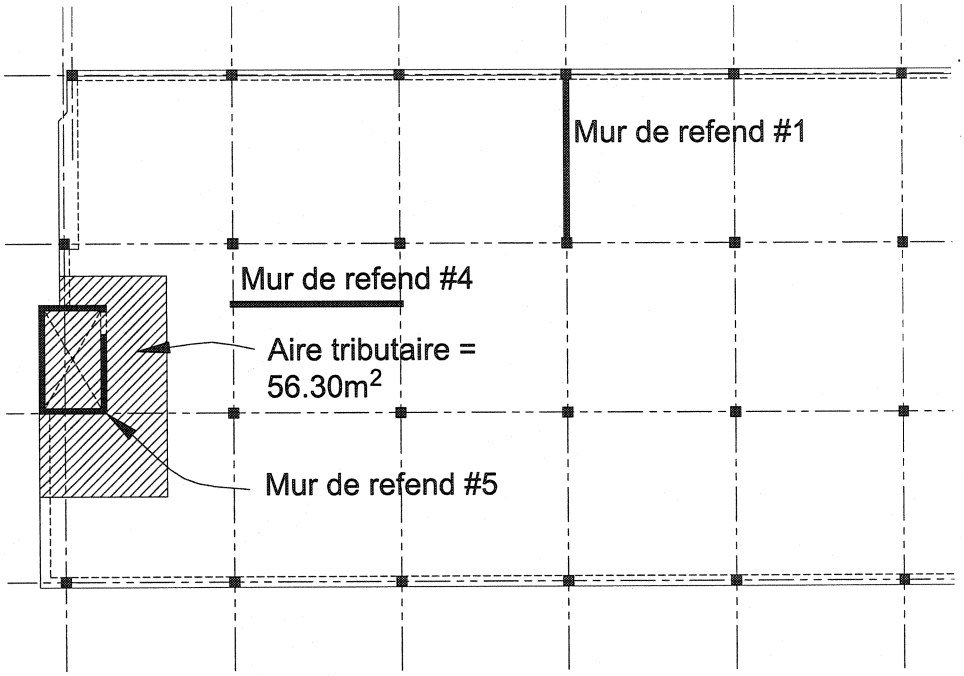
Aire tributaire du mur de refend #4 (étage typique):

Aire tributaire du mur de refend #4 = **55.21 m^2**



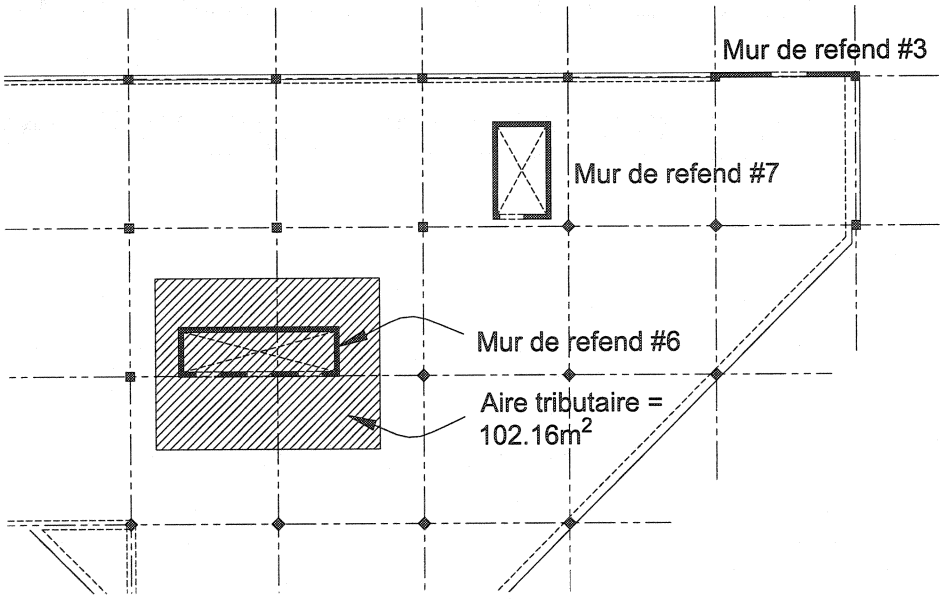
Aire tributaire du mur de refend #5 (étage typique):

Aire tributaire du mur de refend #5 (noyau) = **56.30 m^2**



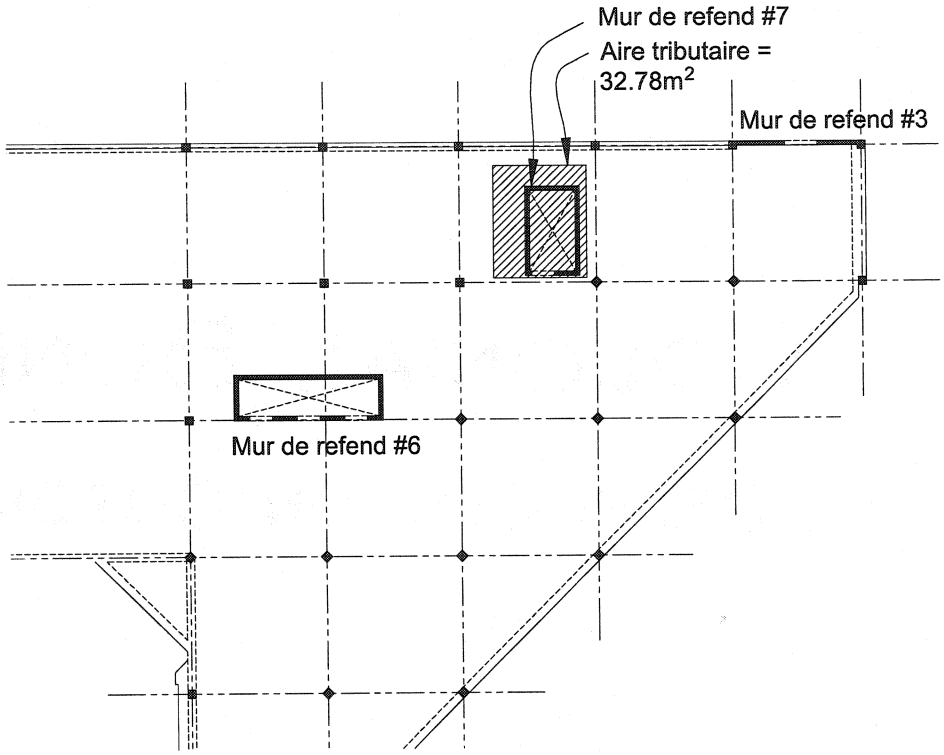
Aire tributaire du mur de refend #6 (étage typique):

Aire tributaire du mur de refend #6 (noyau)= **102.16 m^2**



Aire tributaire du mur de refend #7 (étage typique):

Aire tributaire du mur de refend #7 (noyau) = **32.78 m^2**



Calcul des charges tributaires du mur de refend #1

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r(m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN)	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-201	-201	-604	-604	**-655 ***	**-655**
8	88.68	0.632	-107	-107	-308	-1356	-752	**-1459**	**-805**
7	177.36	0.535	-180	-74	-382	-2107	-752	**-2298**	**-839**
6	266.04	0.492	-249	-68	-450	-2847	-739	**-3072**	**-773**
5	354.72	0.466	-314	-66	-516	-3586	-739	**-3844**	**-772**
4	443.40	0.449	-378	-64	-579	-4325	-739	**-4615**	**-771**
3	532.08	0.436	-440	-63	-642	-5065	-739	**-5385**	**-771**
2	620.76	0.426	-502	-62	-703	-5804	-739	**-6156**	**-770**
RDC	709.44	0.418	-563	-61	-764	-6576	-772	**-6958**	**-802**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Exemple de calcul : étage 7

colonne 1) Aire tributaire cumulative= 88,68 m^2 x 2 = 177,36 m^2

2) Facteur de réduction = 0,3+ (9.8/ 177,36m^2)$^{1/2}$ = 0,535

3) Charge vive (occupation) (kN) = -177,36 m^2 * 0,535 * 1,9 kN/m^2 = -180 kN

4) Charge vive (kN) =-180 kN - (-107 kN) = -74 kN

5) Charge vive cumulée (kN) =-308 kN + -74 kN = -382 kN

6) Charge morte cumulée (kN) = surface de plancher(m^2)*charge additionnelle (kN/m^2) + poids des dalles + poids des murs=
-0,718kN/m^2 * 88,68m^2 * 3 + -24kN/m^3* 0,254m*88,68m^2 * 3 + -24kN/m^3*2,237m^2*2,7432m*2 = -2107 kN

7) Charge morte (kN) = -2107 kN - (-1356 kN) = -752 kN

8) Combinaison de charges = P_D + 0,5P_L (kN) = -382* 0,5 + -2107 = **-2298 kN**

9) Charges pondérées à chaque étage = -2298 kN -(-1459kN)= **-839 kN**

Calcul des charges tributaires du mur de refend #2

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r(m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN)	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-202	-202	-605	-605	**-656 ***	**-656**
8	88.84	0.632	-107	-107	-308	-1358	-753	**-1462**	**-806**
7	177.68	0.535	-181	-74	-382	-2111	-753	**-2302**	**-840**
6	266.52	0.492	-249	-68	-451	-2851	-740	**-3076**	**-775**
5	355.36	0.466	-315	-66	-516	-3591	-740	**-3850**	**-773**
4	444.20	0.449	-379	-64	-580	-4332	-740	**-4622**	**-772**
3	533.04	0.436	-441	-63	-643	-5072	-740	**-5394**	**-772**
2	621.88	0.426	-503	-62	-704	-5813	-740	**-6165**	**-771**
RDC	710.72	0.417	-564	-61	-765	-6586	-773	**-6968**	**-804**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Calcul des charges tributaires du mur de refend #3

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r(m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN)	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-102	-102	-306	-306	**-331 ***	**-331**
8	44.87	0.767	-65	-65	-167	-732	-426	**-790**	**-459**
7	89.74	0.630	-107	-42	-209	-1157	-426	**-1262**	**-472**
6	134.61	0.570	-146	-38	-248	-1572	-414	**-1695**	**-433**
5	179.48	0.534	-182	-36	-284	-1986	-414	**-2128**	**-432**
4	224.35	0.509	-217	-35	-319	-2400	-414	**-2559**	**-432**
3	269.22	0.491	-251	-34	-353	-2814	-414	**-2991**	**-431**
2	314.09	0.477	-284	-33	-386	-3228	-414	**-3421**	**-431**
RDC	358.96	0.465	-317	-33	-419	-3674	-445	**-3883**	**-462**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Calcul des charges tributaires du mur de refend #4

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r (m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN)	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-125	-125	-376	-376	**-408 ***	**-408**
8	55.21	0.721	-76	-76	-201	-884	-508	**-953**	**-546**
7	110.42	0.598	-125	-50	-251	-1392	-508	**-1517**	**-564**
6	165.63	0.543	-171	-46	-296	-1889	-497	**-2037**	**-520**
5	220.84	0.511	-214	-43	-340	-2386	-497	**-2556**	**-519**
4	276.05	0.488	-256	-42	-381	-2883	-497	**-3073**	**-518**
3	331.26	0.472	-297	-41	-422	-3380	-497	**-3591**	**-517**
2	386.47	0.459	-337	-40	-463	-3876	-497	**-4108**	**-517**
RDC	441.68	0.449	-377	-40	-502	-4403	-526	**-4654**	**-546**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Calcul des charges tributaires du mur de refend #5 (noyau)

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r (m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN)	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-128	-128	-384	-384	**-416 ***	**-416**
8	56.30	0.717	-77	-77	-205	-990	-606	**-1060**	**-644**
7	112.60	0.595	-127	-51	-255	-1595	-606	**-1723**	**-663**
6	168.90	0.541	-174	-46	-301	-2181	-585	**-2331**	**-608**
5	225.20	0.509	-218	-44	-345	-2766	-585	**-2938**	**-607**
4	281.50	0.487	-260	-43	-388	-3351	-585	**-3545**	**-606**
3	337.80	0.470	-302	-42	-430	-3936	-585	**-4151**	**-606**
2	394.10	0.458	-343	-41	-471	-4521	-585	**-4756**	**-606**
RDC	450.40	0.448	-383	-40	-511	-5162	-640	**-5417**	**-661**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Calcul des charges tributaires du mur de refend #6 (noyau)

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r (m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN)	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-232	-232	-696	-696	**-754 ***	**-754**
8	102.16	0.610	-118	-118	-350	-1642	-946	**-1759**	**-1005**
7	204.32	0.519	-201	-83	-433	-2588	-946	**-2805**	**-1046**
6	306.48	0.479	-279	-77	-511	-3505	-917	**-3760**	**-956**
5	408.64	0.455	-353	-74	-585	-4422	-917	**-4715**	**-954**
4	510.80	0.439	-426	-72	-657	-5339	-917	**-5668**	**-953**
3	612.96	0.426	-497	-71	-729	-6256	-917	**-6621**	**-953**
2	715.12	0.417	-567	-70	-799	-7173	-917	**-7573**	**-952**
RDC	817.28	0.410	-636	-69	-868	-8168	-994	**-8601**	**-1029**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Calcul des charges tributaires du mur de refend #7 (noyau)

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r (m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN)	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-74	-74	-223	-223	**-242 ***	**-242**
8	32.78	0.847	-53	-53	-127	-683	-460	**-728**	**-486**
7	65.56	0.687	-86	-33	-160	-1142	-460	**-1222**	**-495**
6	98.34	0.616	-115	-30	-189	-1581	-439	**-1676**	**-453**
5	131.12	0.573	-143	-28	-217	-2019	-439	**-2128**	**-452**
4	163.90	0.545	-170	-27	-244	-2458	-439	**-2580**	**-452**
3	196.68	0.523	-196	-26	-270	-2896	-439	**-3031**	**-451**
2	229.46	0.507	-221	-25	-295	-3335	-439	**-3483**	**-451**
RDC	262.24	0.493	-246	-25	-320	-3830	-495	**-3990**	**-507**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Calcul des charges stabilisées par tous les murs de refend au centre de masse

	Charge morte additionnelle (kN/m^2)	Charge vive (kN/m^2)
Toit	0.718	2.270
Étage	0.718	1.900

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Aire tributaire cumulative pour F_r(m^2)	Facteur de réduction	Charge vive (occupation) (kN)	Charge vive (kN)	Charge vive cumulée (kN)	Charge morte cumulée (kN)	Charge morte (kN)	Combinaison de charge P_D+ 0.5P_L cumulée (kN) *	Charge pondérée à chaque étage pour les modèles (kN)
Toit	-	-	-	-4531	-4531	-24134	-24134	**-25267**	**-25267**
8	1996.19	0.370	-1404	-1404	-5935	-41261	-17127	**-43096**	**-17829**
7	3992.38	0.350	-2651	-1248	-7183	-58389	-17127	**-61980**	**-18884**
6	5988.57	0.340	-3874	-1222	-8405	-75516	-17127	**-79718**	**-17738**
5	7984.76	0.335	-5083	-1209	-9614	-92643	-17127	**-97450**	**-17732**
4	9980.95	0.331	-6283	-1201	-10815	-109770	-17127	**-115178**	**-17728**
3	11977.14	0.329	-7478	-1195	-12009	-126898	-17127	**-132902**	**-17725**
2	13973.33	0.326	-8668	-1190	-13199	-144025	-17127	**-150625**	**-17722**
RDC	15969.52	0.325	-9854	-1186	-14386	-163428	-19403	**-170621**	**-19996**

* : combinaison P_D+0,25P_L pour la charge de neige selon CNBC 2005

Facteur de réduction = $F_r = 0,3+(9,8/A)^{1/2}$ (La charge de neige ne s'applique pas)

Exemple de calcul : étage 7

Aire tributaire totale des murs de refend = 468,84 m^2

colonne 1) Aire tributaire cumulative =(2465,03 m^2-468,84m^2) x 2 = 3992,38 m^2

2) Facteur de réduction = 0,3+ $(9.8/3992,38m^2)^{1/2}$=0,350

3) Charge vive (occupation) (kN) = -3992,38 m^2 * 0,350 * 1,9 kN/m^2= -2651 kN

4) Charge vive (kN) = -2651kN- -(1404kN) =-1248kN

5) Charge vive cumulée (kN) = -5935kN + -1248 kN = -7183 kN

6) Charge morte cumulée (kN) = surface* charge morte par m^2 par étage =-12,09kN/m^2 * 1996,19m^2+ -8,58kN/m^2 *1996,19m^2 * 2 =-58 389 kN

7) Charge morte (kN) = -58319 kN - (-41261 kN) = -17127 kN

8) Combinaison de charges = P_D + 0,5P_L (kN) = -7183*0,5 + -58389 = **-61980 kN**

9) Charges pondérées à chaque étage = -61980 kN -(-43096kN)= **- 18884kN**

Calcul des aires brutes des murs de refend (mm^2)

	Mur de refend #1 (mm^2)	Mur de refend #2 (mm^2)	Mur de refend #3 (mm^2)	Mur de refend #4 (mm^2)	Mur de refend #5 (noyau) (mm^2)	Mur de refend #6 (noyau) (mm^2)	Mur de refend #7 (noyau) (mm^2)
Sous-sol	3012897 3916121	929030 2709672	2219350 -	929030 2754833	4289024 4598700	5218054 5264506	5690311 6141923
Rez-de-chaussée	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 2	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 3	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 4	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 5	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 6	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 7	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 8	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250

Calcul de la constante de torsion de St-Venant "J" en négligeant les ouvertures

	Mur de refend #1 ($x10^{10}$ mm^4)	Mur de refend #2 ($x10^{10}$ mm^4)	Mur de refend #3 ($x10^{10}$ mm^4)	Mur de refend #4 ($x10^{10}$ mm^4)	Mur de refend #5 (noyau) ($x10^{10}$ mm^4)	Mur de refend #6 (noyau) ($x10^{10}$ mm^4)	(noyau) ($x10^{10}$ mm^4)
Sous-sol	7.25 16.47	3.99 7.91	5.541	3.99 7.91	1445.12	2103.18	1813.10
Rez-de-chaussée	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05
étage 2	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05
étage 3	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05
étage 4	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05
étage 5	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05
étage 6	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05
étage 7	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05
étage 8	4.03	4.03	4.92	4.30	1151.22	1671.21	1186.05

Pour les noyaux (section fermée), la constante de torsion de St-Venant "J" est égale à $J = \frac{4A_o^2}{\oint \frac{ds}{t}}$ alors que pour les murs: $J = \sum \frac{lt^3}{3}$ pour les sections rectangulaires élancées (l/t>20), $J = \frac{lt^3}{3}\left[1 - 0.63\frac{t}{l} + 0.052\left(\frac{t}{l}\right)^2\right]$ pour les sections rectangulaires moins élancées (l/t $\leq$20) et J=2,25a^4 pour les poteaux aux extrémités des murs rectangulaires.

ANNEXE 2

MODÉLISATION DU BÂTIMENT

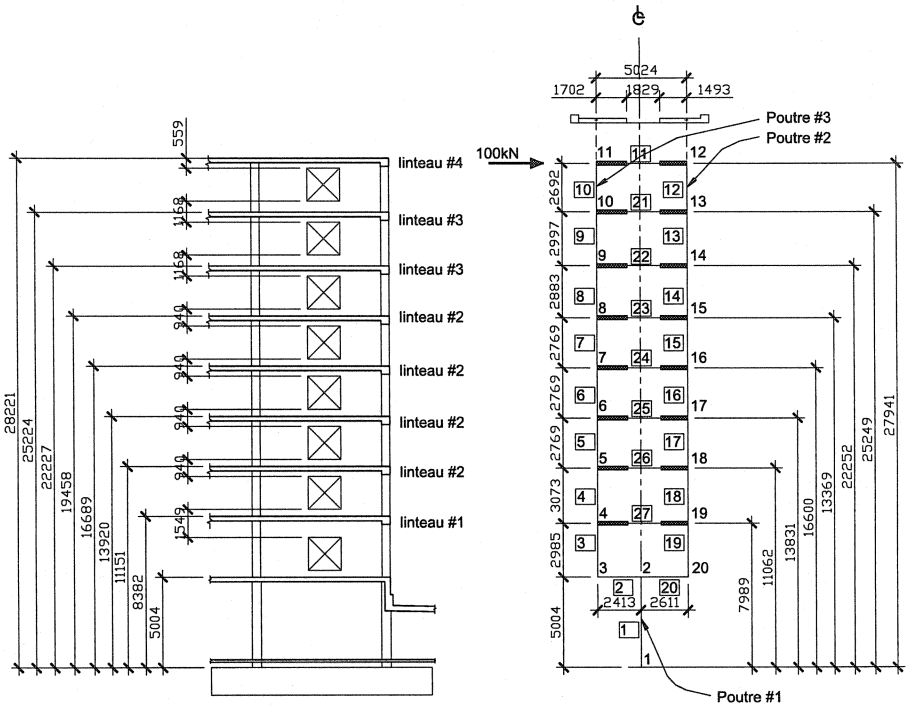
- Mur de refend #3:
- Modèle avec des extensions rigides
- Comparaisons avec les éléments finis

- Comparaisons des modèles d'éléments finis avec les modèles d'éléments finis avec les murs découplés (murs de refend #5, #6 et #7)

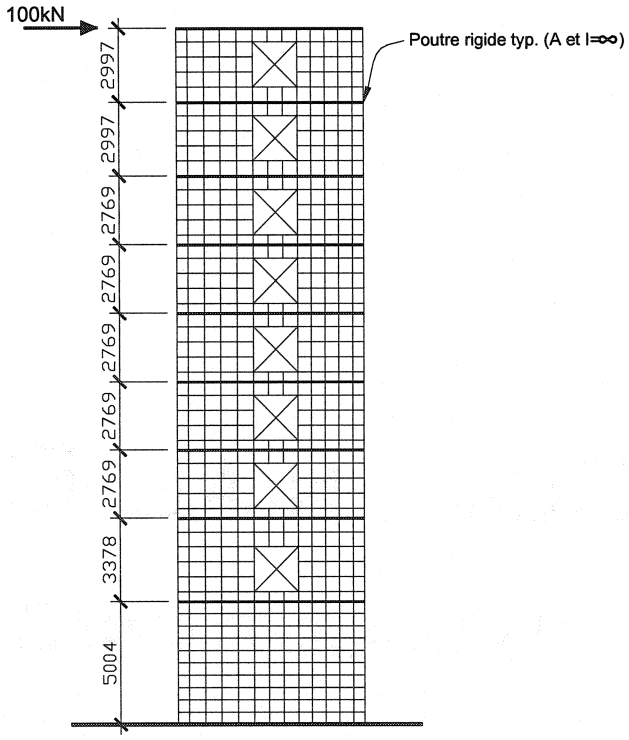
- Modèles équivalents avec des éléments de poutre: comparaisons des résultats avec les éléments finis pour tous les noyaux (murs de refend #5, #6, #7) et le mur de refend #3

- Influence du maillage des éléments finis sur les résultats

Modèle du mur de refend #3 avec des extensions rigides (fichier mur3ex)



Modèle d'éléments finis du mur de refend #3 (fichier mur3): Maillage maximum 610x610mm



Propriétés des poutres et des linteaux du mur de refend #3

	Aire (mm^2)	Aire en cisaillement (A*5/6) (mm^2)	Moment d'inertie (mm^4) $X10^9$
Linteau #1	393446	327872	78.7
Linteau #2	238760	198967	17.6
Linteau #3	296672	247227	33.7
Linteau #4	141986	118322	3.7
Poutre #1	2219350	1849459	13108.0
Poutre #2	886450	738708	795.0
Poutre #3	783218	652681	531.2

Comparaisons des déplacements du mur de refend #3: modèle d'éléments finis vs modèle avec des extensions rigides

Étage	Déplacement en x (mm): modèle d'éléments finis (fichier mur3)	Déplacement en x (mm): modèle avec extensions rigides (fichier mur3ex)	% d'écart relatif
Toit	2.730	2.929	7.27%
8	2.310	2.516	8.90%
7	1.890	2.068	9.39%
6	1.520	1.649	8.49%
5	1.180	1.267	7.33%
4	0.863	0.913	5.75%
3	0.586	0.600	2.48%
2	0.352	0.318	9.68%
Rez-de-chaussée	0.138	0.128	7.37%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

N.B.: les déplacements ont été obtenus en appliquant une charge de 100kN au sommet.

Mur de refend #5 (noyau)

Comparaisons du modèle d'éléments finis avec le modèle d'éléments finis avec les murs découplés

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur5)	Déplacement en x: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (mm) (fichier mur5decou)	% d'écart relatif
Toit	2.740	2.830	**3.28%**
8	2.300	2.380	**3.48%**
7	1.870	1.940	**3.74%**
6	1.490	1.555	**4.36%**
5	1.140	1.195	**4.82%**
4	0.823	0.866	**5.23%**
3	0.546	0.580	**6.29%**
2	0.319	0.345	**8.13%**
Rez-de-chaussée	0.121	0.136	12.13%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur5)	Déplacement en y: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (mm) (fichier mur5decou)	% d'écart relatif
Toit	6.005	6.245	**4.00%**
8	5.035	5.255	**4.37%**
7	4.090	4.285	**4.77%**
6	3.250	3.435	**5.69%**
5	2.475	2.645	**6.87%**
4	1.775	1.925	**8.45%**
3	1.175	1.300	10.64%
2	0.682	0.793	16.37%
Rez-de-chaussée	0.259	0.348	34.72%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur5)	Rotation θ: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (rad) (fichier mur5decou)	% d'écart relatif
Toit	0.0000290	0.0000395	36.34%
8	0.0000257	0.0000354	37.59%
7	0.0000224	0.0000312	39.18%
6	0.0000194	0.0000275	41.63%
5	0.0000164	0.0000238	44.91%
4	0.0000134	0.0000201	49.85%
3	0.0000104	0.0000164	57.50%
2	0.0000074	0.0000127	71.30%
Rez-de-chaussée	0.0000038	0.0000080	107.95%
Sous-sol	0	0	0.00%

Mur de refend #6 (noyau)

Comparaisons du modèle d'éléments finis avec le modèle d'éléments finis avec les murs découplés

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur6)	Déplacement en x: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (mm) (fichier mur6decou)	% d'écart relatif
Toit	0.9642	1.017	**5.50%**
8	0.8197	0.866	**5.67%**
7	0.6781	0.720	**6.12%**
6	0.5523	0.589	**6.69%**
5	0.4338	0.466	**7.49%**
4	0.3249	0.353	**8.63%**
3	0.2278	0.251	10.36%
2	0.1450	0.164	13.24%
Rez-de-chaussée	0.06719	0.081	20.48%
Sous-sol	0.0000	0.000	0.00%

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur6)	Déplacement en y: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (mm) (fichier mur6decou)	% d'écart relatif
Toit	6.85	7.120	**3.94%**
8	5.78	6.030	**4.33%**
7	4.74	4.960	**4.64%**
6	3.82	4.030	**5.50%**
5	2.96	3.150	**6.42%**
4	2.18	2.350	**7.80%**
3	1.50	1.640	**9.33%**
2	0.93	1.060	14.09%
Rez-de-chaussée	0.42	0.517	24.20%
Sous-sol	0.00	0.000	0.00%

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur6)	Rotation θ: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (rad) (fichier mur6decou)	% d'écart relatif
Toit	0.0000287	0.0000387	35.08%
8	0.0000254	0.0000346	36.16%
7	0.0000221	0.0000304	37.57%
6	0.0000191	0.0000267	39.58%
5	0.0000161	0.0000229	42.26%
4	0.0000131	0.0000191	46.33%
3	0.0000101	0.0000154	52.77%
2	0.0000072	0.0000119	64.63%
Rez-de-chaussée	0.0000039	0.0000076	94.75%
Sous-sol	0	0	0.00%

Mur de refend #7 (noyau)

Comparaisons du modèle d'éléments finis avec le modèle d'éléments finis avec les murs découplés

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur7)	Déplacement en x: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (mm) (fichier mur7decou)	% d'écart relatif
Toit	2.270	2.315	**1.98%**
8	1.890	1.925	**1.85%**
7	1.515	1.545	**1.98%**
6	1.190	1.215	**2.10%**
5	0.887	0.908	**2.31%**
4	0.619	0.635	**2.62%**
3	0.392	0.404	**3.10%**
2	0.213	0.222	**3.82%**
Rez-de-chaussée	0.073	0.077	**4.83%**
Sous-sol	0.000	0.000	**0.00%**

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur7)	Déplacement en y: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (mm) (fichier mur7decou)	% d'écart relatif
Toit	4.825	5.105	**5.80%**
8	4.035	4.285	**6.20%**
7	3.265	3.490	**6.89%**
6	2.585	2.790	**7.93%**
5	1.955	2.135	**9.21%**
4	1.390	1.550	11.51%
3	0.901	1.040	15.45%
2	0.509	0.628	23.22%
Rez-de-chaussée	0.188	0.281	49.02%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur7)	Rotation θ: modèle d'éléments finis avec des murs découplés (rad) (fichier mur7decou)	% d'écart relatif
Toit	0.0000281	0.0000416	48.03%
8	0.0000249	0.0000370	48.48%
7	0.0000217	0.0000324	49.01%
6	0.0000187	0.0000282	50.35%
5	0.0000158	0.0000240	52.09%
4	0.0000128	0.0000198	54.65%
3	0.0000098	0.0000156	58.97%
2	0.0000068	0.0000114	66.74%
Rez-de-chaussée	0.0000033	0.0000061	82.94%
Sous-sol	0.0000000	0.0000000	0.00%

CALIBRATION DU MODÈLE ÉQUIVALENT AVEC DES ÉLÉMENTS DE POUTRE: MUR DE REFEND #3

1) Résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et les aires en cisaillement agissant dans la direction concernée par un même facteur α_1 de façon à ce que la flèche au sommet du modèle équivalent soit la même que la flèche au sommet du modèle d'éléments finis. Pour la torsion, les résultats sont obtenus en multipliant toutes les constantes de St-Venant par un même facteur α_2 de façon à ce que la rotation au sommet du modèle équivalent soit la même que la rotation au sommet du modèle d'éléments finis.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur3)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur31)	% d'écart relatif
Toit	2.730	2.730	0.00%
8	2.310	2.301	0.39%
7	1.890	1.881	0.48%
6	1.520	1.511	0.59%
5	1.180	1.164	1.36%
4	0.863	0.848	1.74%
3	0.586	0.572	2.32%
2	0.352	0.342	2.87%
Rez-de-chaussée	0.138	0.135	2.46%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.135}{0.138} = 0.975$$

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur3)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur32)	% d'écart relatif
Toit	1.969	1.969	0.00%
8	1.651	1.642	0.54%
7	1.341	1.324	1.27%
6	1.067	1.044	2.18%
5	0.812	0.785	3.39%
4	0.582	0.553	5.04%
3	0.383	0.355	7.32%
2	0.220	0.197	10.43%
Rez-de-chaussée	0.080	0.069	13.92%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.069}{0.080} = 0.861$$

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur3)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur33)	% d'écart relatif
Toit	0.004240	0.004240	0.00%
8	0.003750	0.003781	0.83%
7	0.003250	0.003321	2.18%
6	0.002800	0.002897	3.46%
5	0.002340	0.002472	5.64%
4	0.001880	0.002048	8.94%
3	0.001430	0.001623	13.50%
2	0.000980	0.001199	22.41%
Rez-de-chaussée	0.000465	0.000681	46.44%
Sous-sol	0	0	0.00%

$$\alpha_4 = \frac{0.000681}{0.000465} = 1.465$$

N.B: Force de 100kN appliquée au sommet de chaque modèle pour les flèches et un moment de 100kN-m pour les rotations.

2) Résultats finaux: résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et tous les aires en cisaillement du rez-de-chaussée agissant dans la direction concernée par le facteur α_3 correspondant ou en multipliant les constantes de torsion de St-Venant du rez-de-chaussée par le facteur α_4 correspondant, selon le cas.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur3)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur31)	% d'écart relatif
Toit	2.730	2.758	**1.03%**
8	2.310	2.325	**0.65%**
7	1.890	1.903	**0.69%**
6	1.520	1.529	**0.59%**
5	1.180	1.179	**0.08%**
4	0.863	0.861	**0.27%**
3	0.586	0.582	**0.65%**
2	0.352	0.349	**0.88%**
Rez-de-chaussée	0.138	0.138	**0.00%**
Sous-sol	0.000	0.000	**0.00%**

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur3)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur32)	% d'écart relatif
Toit	1.969	2.080	**5.63%**
8	1.651	1.740	**5.40%**
7	1.341	1.409	**5.08%**
6	1.067	1.117	**4.68%**
5	0.812	0.846	**4.16%**
4	0.582	0.602	**3.45%**
3	0.383	0.392	**2.48%**
2	0.220	0.223	**1.19%**
Rez-de-chaussée	0.080	0.080	**0.00%**
Sous-sol	0.000	0.000	**0.00%**

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur3)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur33)	% d'écart relatif
Toit	0.004240	0.004024	**5.09%**
8	0.003750	0.003565	**4.93%**
7	0.003250	0.003105	**4.46%**
6	0.002800	0.002681	**4.25%**
5	0.002340	0.002256	**3.59%**
4	0.001880	0.001832	**2.55%**
3	0.001430	0.001407	**1.61%**
2	0.000980	0.000983	**0.36%**
Rez-de-chaussée	0.000465	0.000465	**0.00%**
Sous-sol	0	0	**0.00%**

CALIBRATION DU MODÈLE ÉQUIVALENT AVEC DES ÉLÉMENTS DE POUTRE: MUR DE REFEND #5 (NOYAU)

1) Résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et les aires en cisaillement agissant dans la direction concernée par un même facteur α_1 de façon à ce que la flèche au sommet du modèle équivalent soit la même que la flèche au sommet du modèle d'éléments finis. Pour la torsion, les résultats sont obtenus en multipliant toutes les constantes de St-Venant par un même facteur α_2 de façon à ce que la rotation au sommet du modèle équivalent soit la même que la rotation au sommet du modèle d'éléments finis.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur5)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur51)	% d'écart relatif
Toit	2.740	2.740	0.00%
8	2.300	2.298	0.09%
7	1.870	1.866	0.21%
6	1.490	1.486	0.27%
5	1.140	1.132	0.70%
4	0.823	0.813	1.22%
3	0.546	0.536	1.77%
2	0.319	0.311	2.57%
Rez-de-chaussée	0.121	0.117	3.47%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.117}{0.121} = 0.965$$

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur5)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur52)	% d'écart relatif
Toit	6.005	6.005	0.00%
8	5.035	5.025	0.20%
7	4.090	4.070	0.49%
6	3.250	3.229	0.65%
5	2.475	2.448	1.09%
4	1.775	1.746	1.63%
3	1.175	1.142	2.81%
2	0.682	0.655	3.94%
Rez-de-chaussée	0.259	0.242	6.34%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.242}{0.259} = 0.937$$

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur5)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur53)	% d'écart relatif
Toit	0.00002895	0.00002895	0.00%
8	0.00002570	0.00002576	0.23%
7	0.00002241	0.00002257	0.71%
6	0.00001941	0.00001962	1.08%
5	0.00001641	0.00001668	1.65%
4	0.00001340	0.00001373	2.46%
3	0.00001040	0.00001078	3.65%
2	0.00000741	0.00000784	5.71%
Rez-de-chaussée	0.00000384	0.00000424	10.53%
Sous-sol	0	0	0.00%

$$\alpha_4 = \frac{0.00000424}{0.00000384} = 1.105$$

N.B: Force de 100kN appliquée au sommet de chaque modèle pour les flèches et un moment de 100kN-m pour les rotations.

2) Résultats finaux: résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et tous les aires en cisaillement du rez-de-chaussée agissant dans la direction concernée par le facteur α_3 correspondant ou en multipliant les constantes de torsion de St-Venant du rez-de-chaussée par le facteur α_4 correspondant, selon le cas.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur5)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur51)	% d'écart relatif
Toit	2.740	2.776	**1.31%**
8	2.300	2.330	**1.30%**
7	1.870	1.894	**1.28%**
6	1.490	1.510	**1.34%**
5	1.140	1.152	**1.05%**
4	0.823	0.829	**0.77%**
3	0.546	0.549	**0.54%**
2	0.319	0.320	**0.19%**
Rez-de-chaussée	0.121	0.121	**0.00%**
Sous-sol	0.0000	0	**0.00%**

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur5)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur52)	% d'écart relatif
Toit	6.005	6.150	**2.41%**
8	5.035	5.124	**1.77%**
7	4.090	4.182	**2.25%**
6	3.250	3.326	**2.34%**
5	2.475	2.529	**2.18%**
4	1.775	1.812	**2.08%**
3	1.175	1.193	**1.53%**
2	0.682	0.690	**1.22%**
Rez-de-chaussée	0.259	0.259	**0.00%**
Sous-sol	0.0000	0	**0.00%**

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur5)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur53)	% d'écart relatif
Toit	0.00002895	0.00002855	**1.38%**
8	0.00002570	0.00002536	**1.32%**
7	0.00002241	0.00002217	**1.07%**
6	0.00001941	0.00001922	**0.98%**
5	0.00001641	0.00001627	**0.85%**
4	0.00001340	0.00001333	**0.50%**
3	0.00001040	0.00001038	**0.19%**
2	0.00000741	0.00000743	**0.26%**
Rez-de-chaussée	0.00000384	0.00000384	**0.00%**
Sous-sol	0	0	**0.00%**

CALIBRATION DU MODÈLE ÉQUIVALENT AVEC DES ÉLÉMENTS DE POUTRE: MUR DE REFEND #6 (NOYAU)

1) Résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et les aires en cisaillement agissant dans la direction concernée par un même facteur α_1 de façon à ce que la flèche au sommet du modèle équivalent soit la même que la flèche au sommet du modèle d'éléments finis. Pour la torsion, les résultats sont obtenus en multipliant toutes les constantes de St-Venant par un même facteur α_2 de façon à ce que la rotation au sommet du modèle équivalent soit la même que la rotation au sommet du modèle d'éléments finis.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur6)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur61)	% d'écart relatif
Toit	0.964	0.964	0.00%
8	0.820	0.816	0.45%
7	0.678	0.671	1.05%
6	0.552	0.542	1.81%
5	0.434	0.422	2.79%
4	0.325	0.312	4.09%
3	0.228	0.215	5.75%
2	0.145	0.133	8.00%
Rez-de-chaussée	0.067	0.059	11.83%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.059}{0.067} = 0.882$$

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur6)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur62)	% d'écart relatif
Toit	6.850	6.850	0.00%
8	5.780	5.751	0.50%
7	4.740	4.678	1.31%
6	3.820	3.734	2.25%
5	2.960	2.856	3.51%
4	2.180	2.066	5.23%
3	1.500	1.384	7.73%
2	0.929	0.832	10.44%
Rez-de-chaussée	0.416	0.353	15.19%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.353}{0.416} = 0.848$$

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur6)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur63)	% d'écart relatif
Toit	0.00002865	0.00002865	0.00%
8	0.00002539	0.00002559	0.79%
7	0.00002212	0.00002254	1.90%
6	0.00001910	0.00001973	3.30%
5	0.00001609	0.00001691	5.10%
4	0.00001308	0.00001409	7.72%
3	0.00001010	0.00001127	11.58%
2	0.00000720	0.00000845	17.41%
Rez-de-chaussée	0.00000393	0.00000501	27.65%
Sous-sol	0	0	0.00%

$$\alpha_4 = \frac{0.00000501}{0.00000393} = 1.277$$

N.B: Force de 100kN appliquée au sommet de chaque modèle pour les flèches et un moment de 100kN-m pour les rotations

2) Résultats finaux: résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et tous les aires en cisaillement du rez-de-chaussée agissant dans la direction concernée par le facteur α_3 correspondant ou en multipliant les constantes de torsion de St-Venant du rez-de-chaussée par le facteur α_4 correspondant, selon le cas.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur6)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur61)	% d'écart relatif
Toit	0.964	1.015	**5.27%**
8	0.820	0.862	**5.12%**
7	0.678	0.711	**4.84%**
6	0.552	0.577	**4.49%**
5	0.434	0.451	**4.06%**
4	0.325	0.336	**3.49%**
3	0.228	0.234	**2.77%**
2	0.145	0.148	**1.79%**
Rez-de-chaussée	0.067	0.067	**0.00%**
Sous-sol	0.000	0.000	**0.00%**

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur6)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur62)	% d'écart relatif
Toit	6.850	7.312	**6.74%**
8	5.780	6.162	**6.61%**
7	4.740	5.037	**6.27%**
6	3.820	4.045	**5.89%**
5	2.960	3.128	**5.68%**
4	2.180	2.282	**4.68%**
3	1.500	1.553	**3.53%**
2	0.929	0.953	**2.62%**
Rez-de-chaussée	0.416	0.416	**0.00%**
Sous-sol	0.000	0.000	**0.00%**

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur6)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur63)	% d'écart relatif
Toit	0.00002865	0.00002756	**3.80%**
8	0.00002539	0.00002451	**3.47%**
7	0.00002212	0.00002146	**2.98%**
6	0.00001910	0.00001864	**2.41%**
5	0.00001609	0.00001582	**1.68%**
4	0.00001308	0.00001300	**0.61%**
3	0.00001010	0.00001018	**0.79%**
2	0.00000720	0.00000737	**2.32%**
Rez-de-chaussée	0.00000393	0.00000393	**0.00%**
Sous-sol	0	0	**0.00%**

CALIBRATION DU MODÈLE ÉQUIVALENT AVEC DES ÉLÉMENTS DE POUTRE: MUR DE REFEND #7 (NOYAU)

1) Résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et les aires en cisaillement agissant dans la direction concernée par un même facteur α_1 de façon à ce que la flèche au sommet du modèle équivalent soit la même que la flèche au sommet du modèle d'éléments finis. Pour la torsion, les résultats sont obtenus en multipliant toutes les constantes de St-Venant par un même facteur α_2 de façon à ce que la rotation au sommet du modèle équivalent soit la même que la rotation au sommet du modèle d'éléments finis.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur7)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur71)	% d'écart relatif
Toit	2.270	2.270	0.00%
8	1.890	1.887	0.16%
7	1.515	1.513	0.13%
6	1.190	1.186	0.34%
5	0.887	0.884	0.34%
4	0.619	0.616	0.48%
3	0.392	0.389	0.69%
2	0.213	0.211	1.01%
Rez-de-chaussée	0.073	0.072	1.69%
Sous-sol	0.0000	0	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.072}{0.073} = 0.983$$

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur7)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur72)	% d'écart relatif
Toit	4.825	4.825	0.00%
8	4.035	4.021	0.35%
7	3.265	3.237	0.86%
6	2.585	2.549	1.39%
5	1.955	1.913	2.15%
4	1.390	1.344	3.31%
3	0.901	0.859	4.60%
2	0.509	0.475	6.66%
Rez-de-chaussée	0.188	0.167	11.42%
Sous-sol	0.000	0.000	0.00%

$$\alpha_3 = \frac{0.167}{0.188} = 0.886$$

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur7)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur73)	% d'écart relatif
Toit	0.00002813	0.00002813	0.00%
8	0.00002492	0.00002495	0.12%
7	0.00002171	0.00002177	0.28%
6	0.00001873	0.00001883	0.53%
5	0.00001576	0.00001589	0.82%
4	0.00001279	0.00001294	1.17%
3	0.00000981	0.00001000	1.91%
2	0.00000684	0.00000706	3.21%
Rez-de-chaussée	0.00000332	0.00000348	4.76%
Sous-sol	0	0	0.00%

$$\alpha_4 = \frac{0.00000348}{0.00000332} = 1.048$$

N.B: Force de 100kN appliquée au sommet de chaque modèle pour les flèches et un moment de 100kN-m pour les rotations.

2) Résultats finaux: résultats obtenus en multipliant tous les moments d'inertie et tous les aires en cisaillement du rez-de-chaussée agissant dans la direction concernée par le facteur α_3 correspondant ou en multipliant les constantes de torsion de St-Venant du rez-de-chaussée par le facteur α_4 correspondant, selon le cas.

Étage	Déplacement en x: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur7)	Déplacement en x: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur71)	% d'écart relatif
Toit	2.270	2.281	**0.48%**
8	1.890	1.896	**0.32%**
7	1.515	1.521	**0.40%**
6	1.190	1.193	**0.25%**
5	0.887	0.890	**0.32%**
4	0.619	0.621	**0.28%**
3	0.392	0.393	**0.26%**
2	0.213	0.214	**0.21%**
Rez-de-chaussée	0.073	0.073	**0.00%**
Sous-sol	0.0000	0.0000	**0.00%**

Étage	Déplacement en y: modèle d'éléments finis (mm) (fichier mur7)	Déplacement en y: modèle équivalent avec des éléments de poutre (mm) (fichier mur72)	% d'écart relatif
Toit	4.825	5.011	**3.85%**
8	4.035	4.185	**3.72%**
7	3.265	3.381	**3.55%**
6	2.585	2.673	**3.40%**
5	1.955	2.017	**3.17%**
4	1.390	1.429	**2.81%**
3	0.901	0.924	**2.62%**
2	0.509	0.521	**2.26%**
Rez-de-chaussée	0.188	0.188	**0.00%**
Sous-sol	0.000	0.000	**0.00%**

Étage	Rotation θ: modèle d'éléments finis (rad) (fichier mur7)	Rotation θ: modèle équivalent avec des éléments de poutre (rad) (fichier mur73)	% d'écart relatif
Toit	0.00002813	0.000027970	**0.57%**
8	0.00002492	0.000024790	**0.52%**
7	0.00002171	0.000021610	**0.46%**
6	0.00001873	0.000018670	**0.32%**
5	0.00001576	0.000015730	**0.19%**
4	0.00001279	0.000012790	**0.00%**
3	0.00000981	0.000009846	**0.34%**
2	0.00000684	0.000006905	**0.91%**
Rez-de-chaussée	0.00000332	0.000003318	**0.00%**
Sous-sol	0	0	**0.00%**

Influence du maillage des éléments finis sur les résultats

Exemple pour le mur de refend #5 (noyau)

Étage	Déplacement en x (mm), éléments finis: maillage maximum 695x508 (fichier mur5)	Déplacement en x (mm), éléments finis: maillage maximum 247,5x254 (fichier mur5_2)	% d'écart relatif
Toit	2.740	2.750	**0.36%**
8	2.300	2.310	**0.43%**
7	1.870	1.880	**0.53%**
6	1.490	1.500	**0.67%**
5	1.140	1.140	**0.00%**
4	0.823	0.825	**0.23%**
3	0.546	0.547	**0.18%**
2	0.319	0.320	**0.09%**
Rez-de-chaussée	0.121	0.121	**0.21%**
Sous-sol	0.0000	0	**0.00%**

Étage	Déplacement en y (mm), éléments finis: maillage maximum 695x508 (fichier mur5)	Déplacement en y (mm), éléments finis: maillage maximum 247,5x254 (fichier mur5_2)	% d'écart relatif
Toit	6.005	6.005	**0.00%**
8	5.035	5.035	**0.00%**
7	4.090	4.085	**0.12%**
6	3.250	3.250	**0.00%**
5	2.475	2.475	**0.00%**
4	1.775	1.775	**0.00%**
3	1.175	1.170	**0.43%**
2	0.682	0.678	**0.55%**
Rez-de-chaussée	0.259	0.256	**0.90%**
Sous-sol	0.0000	0	**0.00%**

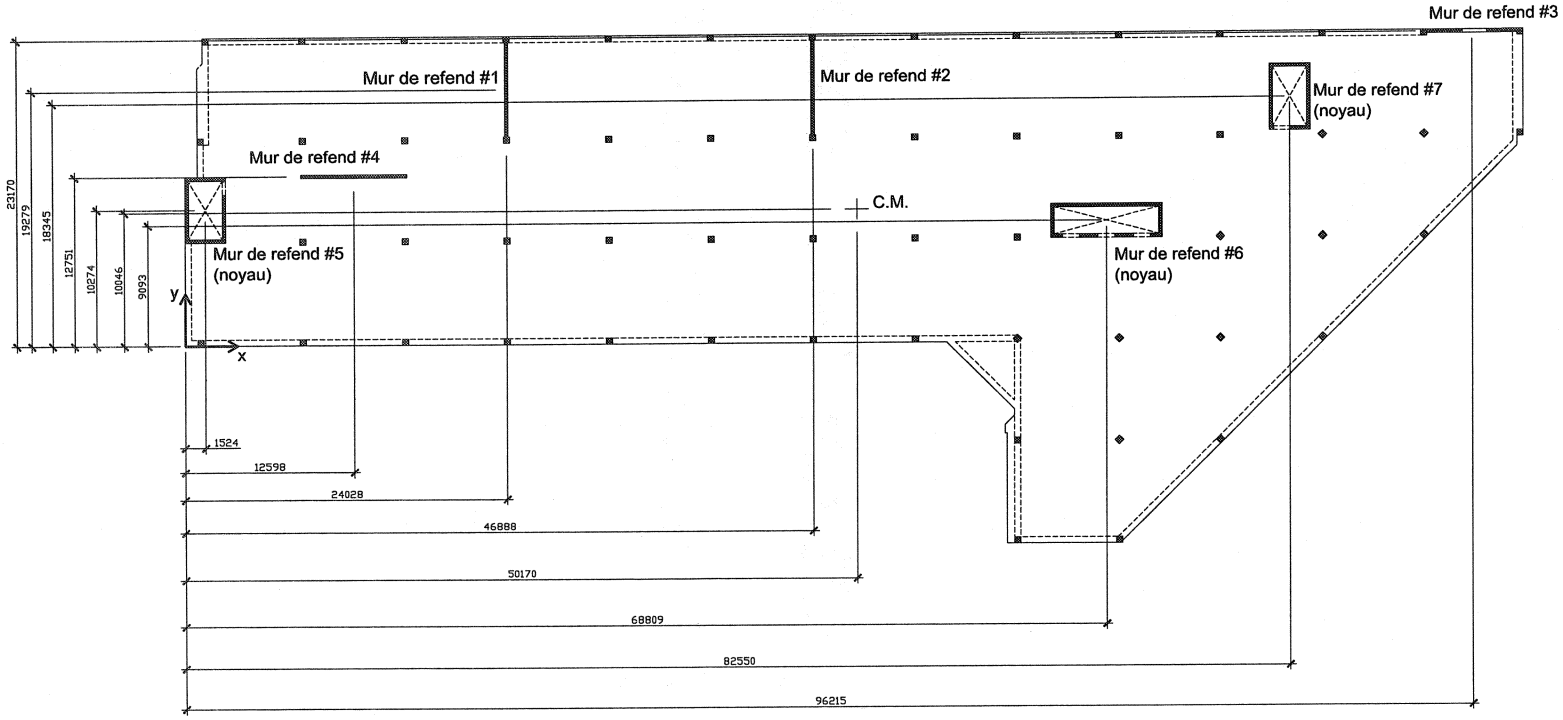
Étage	Rotation θ (rad), éléments finis: maillage maximum 695x508 (fichier mur5)	Rotation θ (rad), éléments finis: maillage maximum 247,5x254 (fichier mur5_2)	% d'écart relatif
Toit	0.00002895	0.00002944	**1.66%**
8	0.00002570	0.00002613	**1.65%**
7	0.00002241	0.00002282	**1.80%**
6	0.00001941	0.00001975	**1.72%**
5	0.00001641	0.00001668	**1.62%**
4	0.00001340	0.00001361	**1.54%**
3	0.00001040	0.00001055	**1.42%**
2	0.00000741	0.00000749	**1.00%**
Rez-de-chaussée	0.00000384	0.00000385	**0.26%**
Sous-sol	0	0	**0.00%**

ANNEXE 3

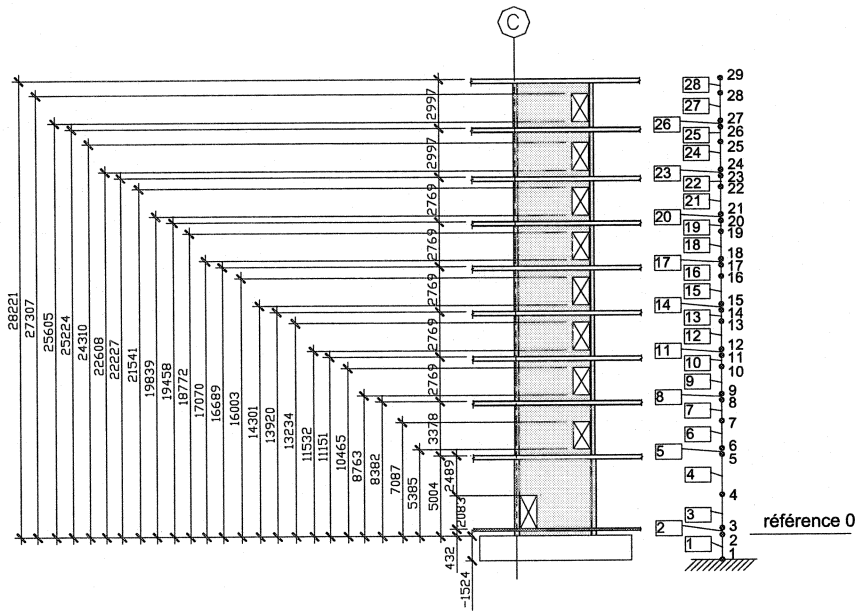
DÉFINITION DES MODÈLES 3D ET PROPRIÉTÉS DES ÉLÉMENTS

- Coordonnées et numérotation des murs de refend pour les modèles linéaires (A,B,C,D)
- Coordonnées et numérotation des murs de fondations pour les modèles linéaires (A,B,C,D)
- Coordonnées et numérotation des poteaux de gravité pour les modèles linéaires (C,D)
- Propriétés des poteaux du bâtiment
- Propriétés des murs de fondations
- Propriétés des semelles des murs de refend
- Calcul du moment d'inertie de masse au centre de masse
- Estimation de la période fondamentale par la méthode de Rayleigh

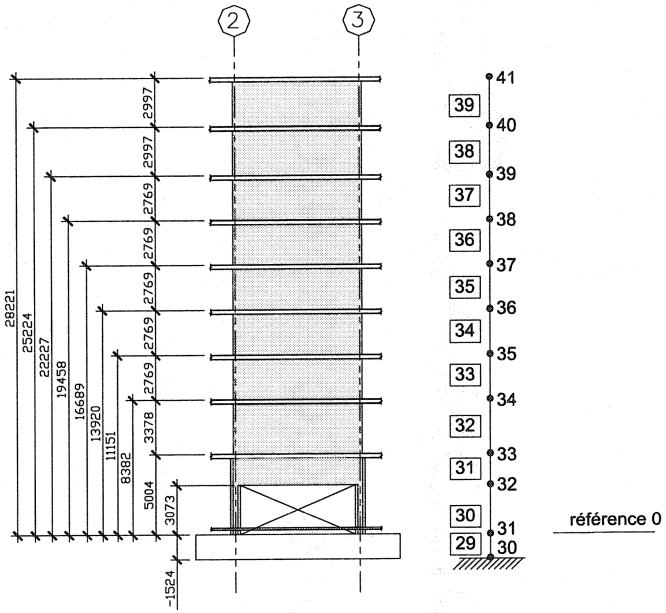
Coordonnées des murs de refend pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : moda (modèle A), modb (modèle B), modc (modèle C) et modd (modèle D))



Numérotation des nœuds et des membrures des murs de refend pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : moda (modèle A), modb (modèle B), modc (modèle C) et modd (modèle D))

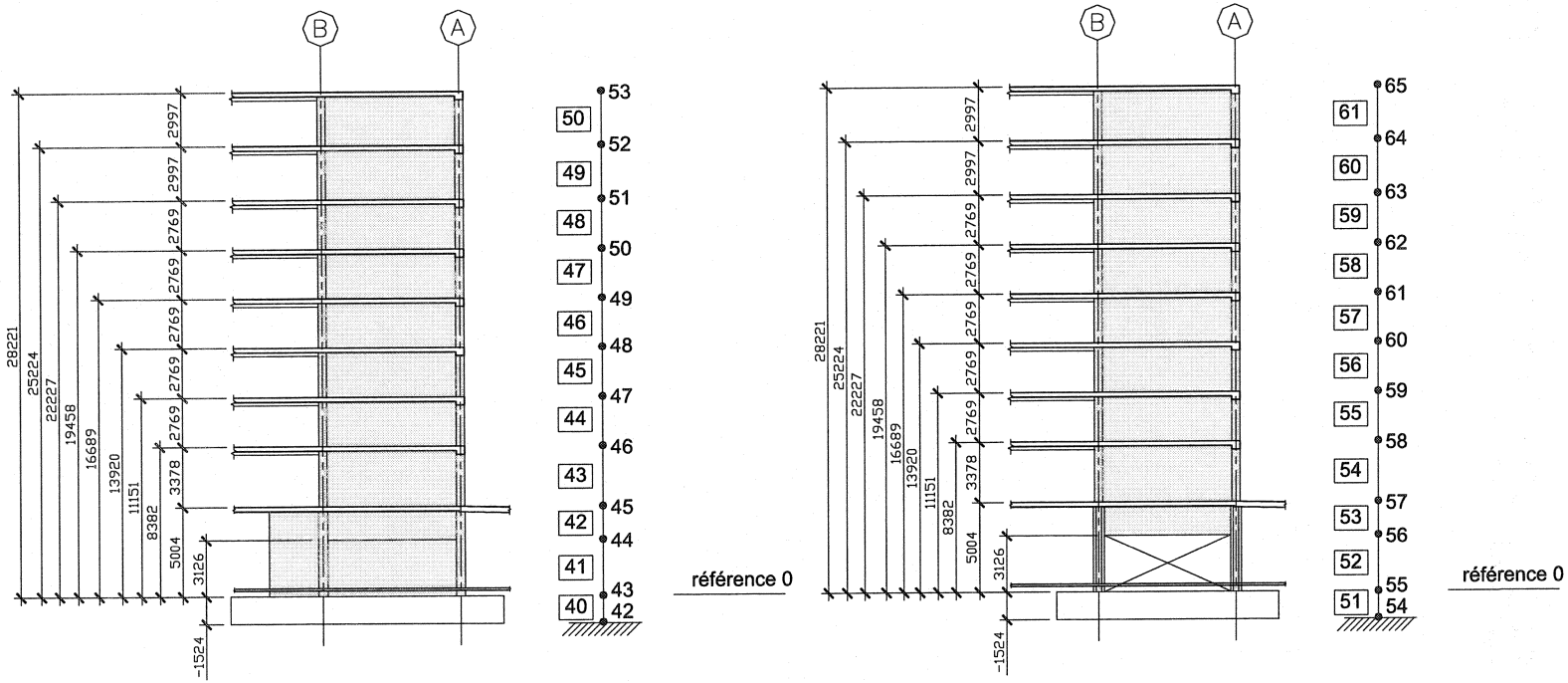


Mur de refend #5



Mur de refend #4

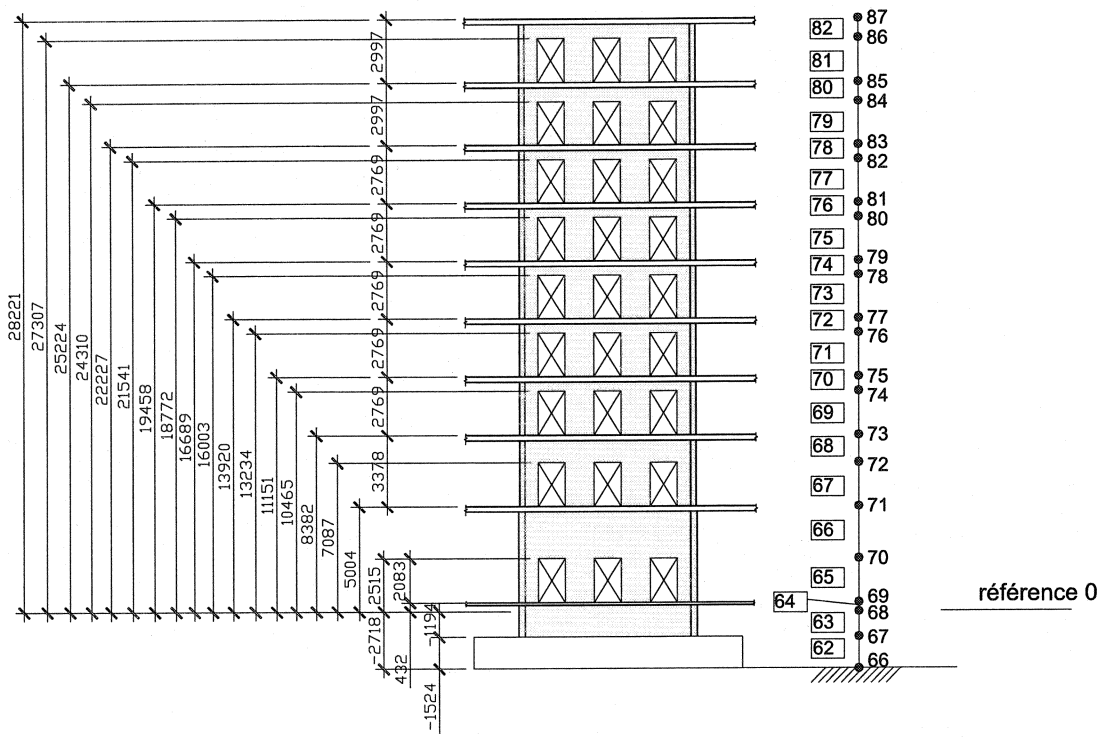
Numérotation des nœuds et des membrures des murs de refend pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : moda (modèle A), modb (modèle B), modc (modèle C) et modd (modèle D)) (suite)



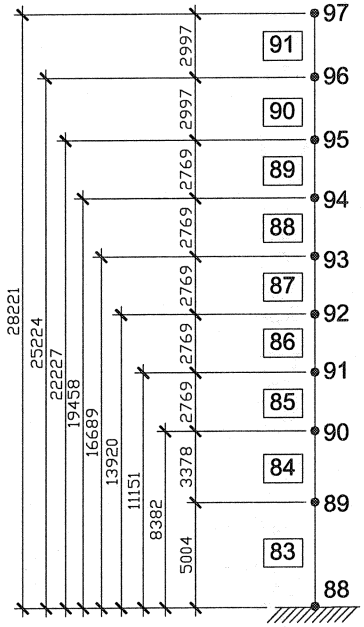
Mur de refend #1

Mur de refend #2

Numérotation des nœuds et des membrures des murs de refend pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : moda (modèle A), modb (modèle B), modc (modèle C) et modd (modèle D)) (suite)

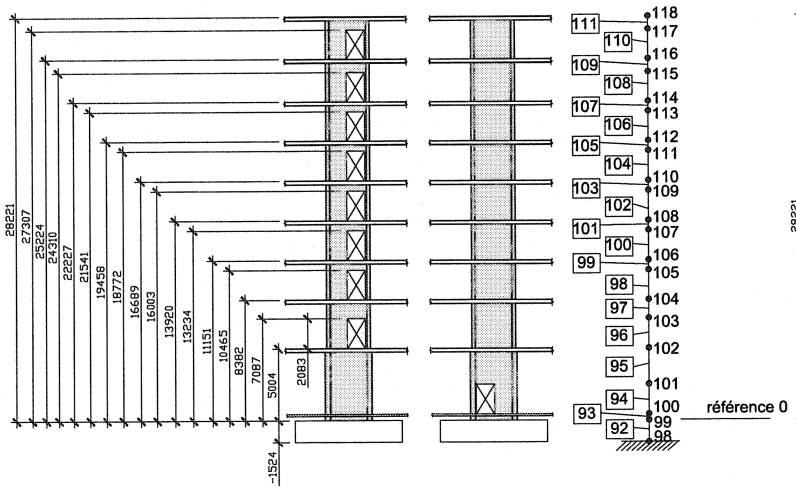


Mur de refend #6

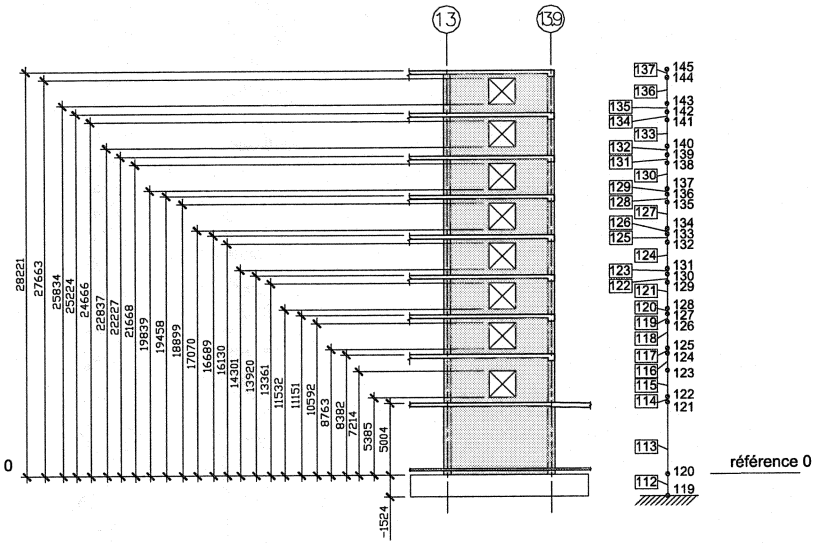


Centre de gravité

Numérotation des nœuds et des membrures des murs de refend pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : moda (modèle A), modb (modèle B), modc (modèle C) et modd (modèle D)) (suite)

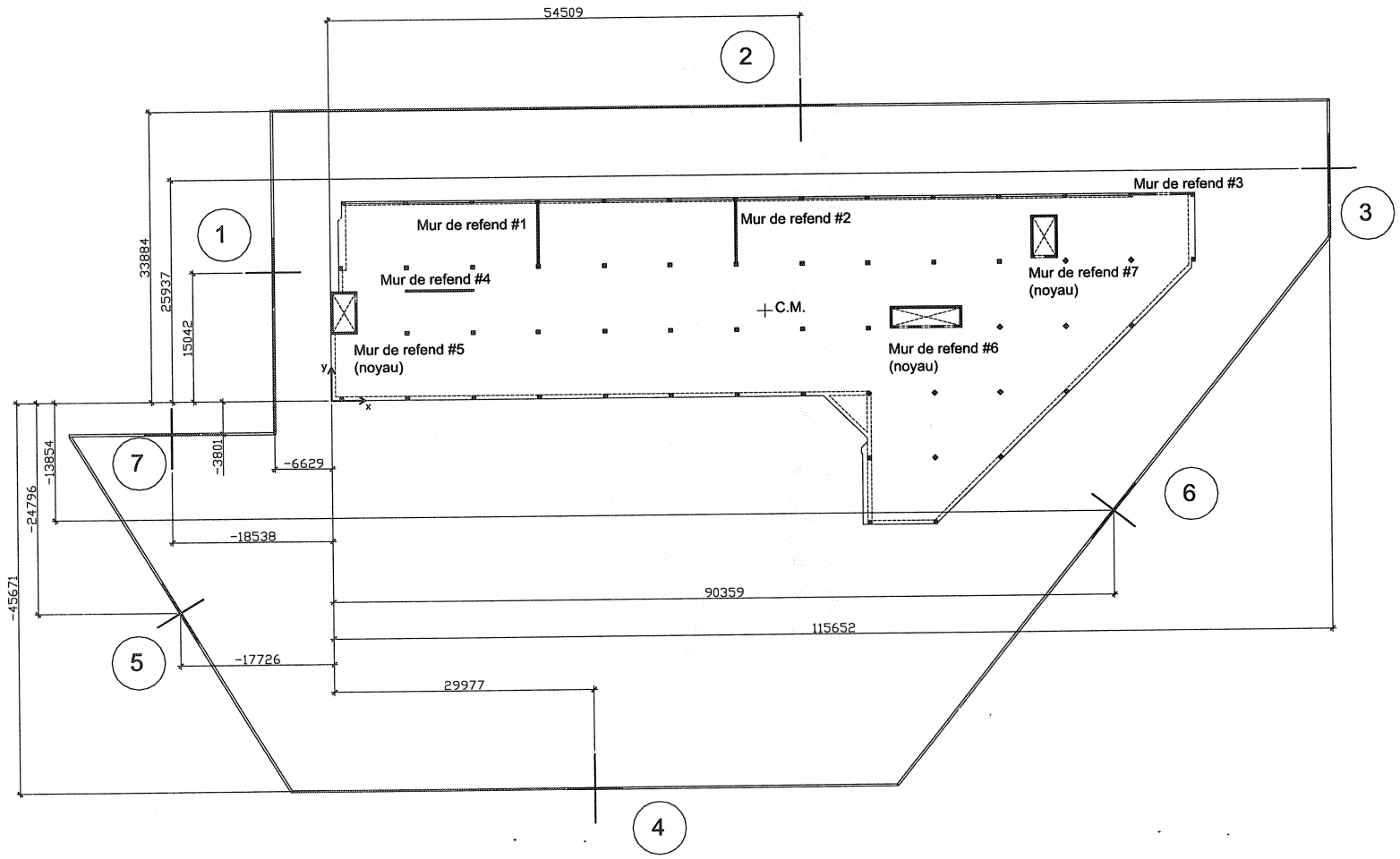


Mur de refend #7

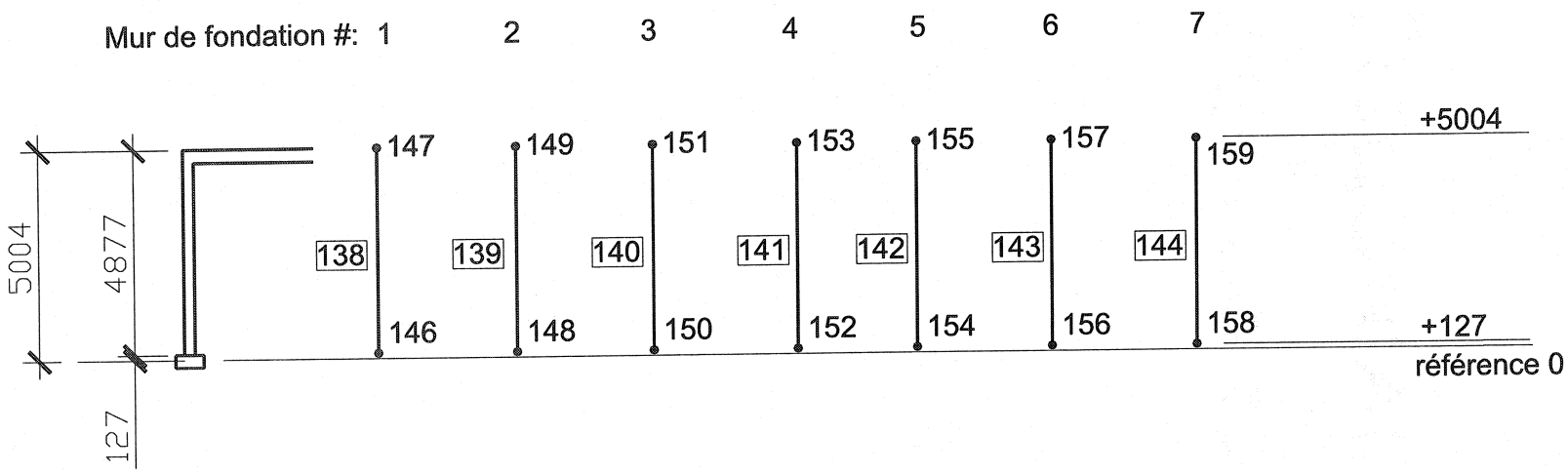


Mur de refend #3

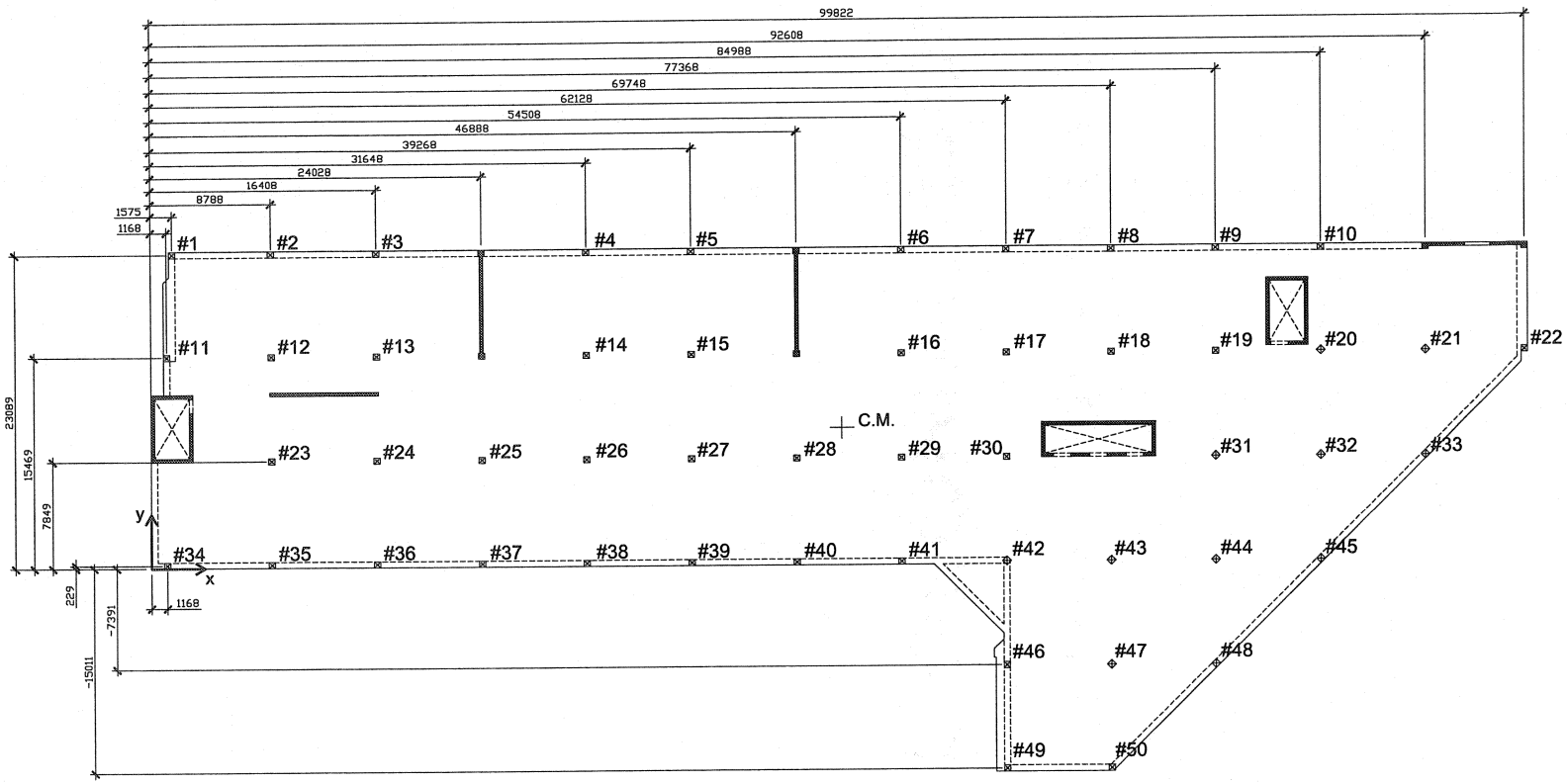
Coordonnées et numérotation des murs de fondation pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : moda (modèle A), modb (modèle B), modc (modèle C) et modd (modèle D))



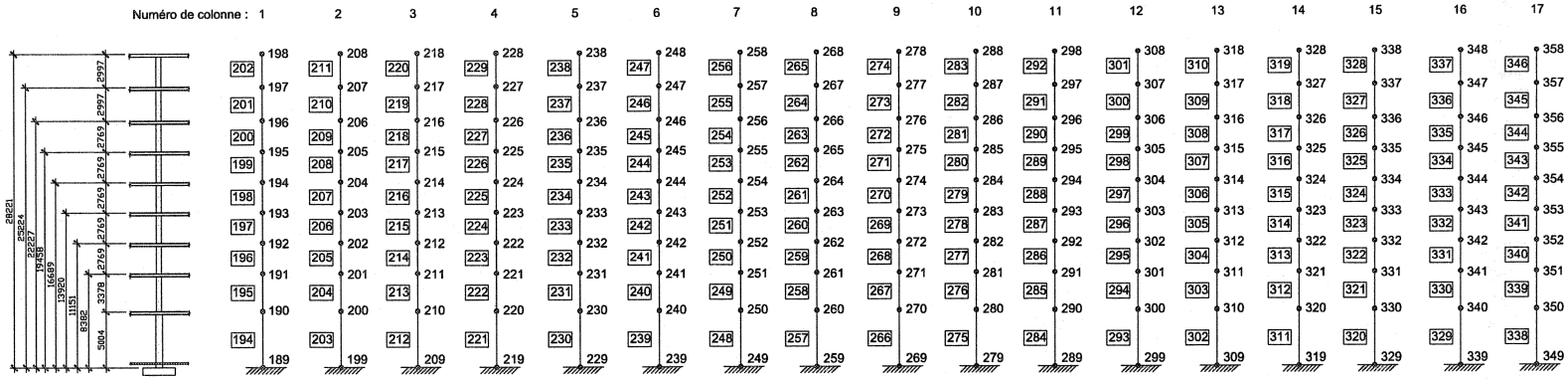
Numérotation des nœuds et des membrures des murs de fondation pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : moda (modèle A), modb (modèle B), modc (modèle C) et modd (modèle D))

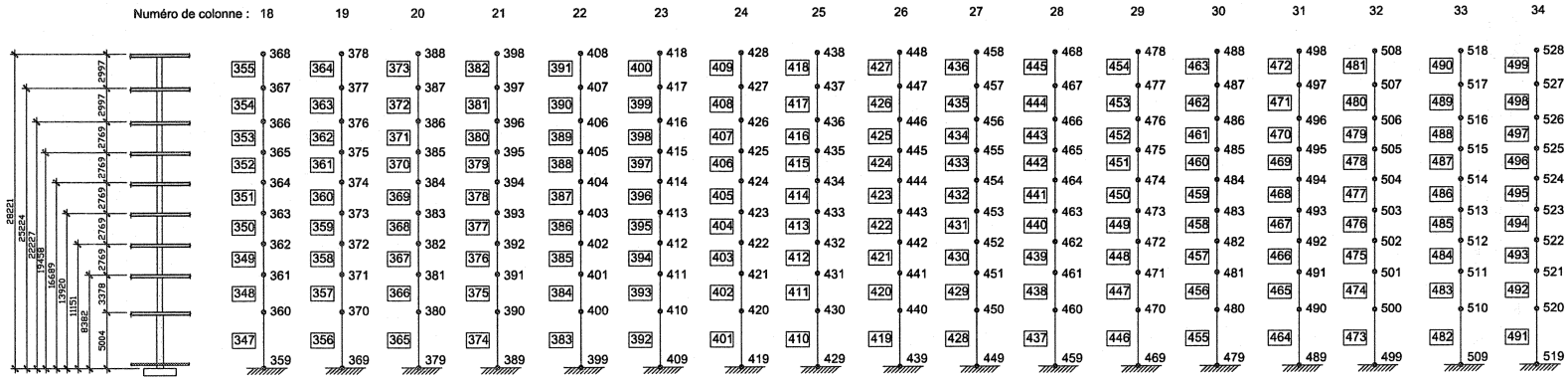


Coordonnées et numérotation des poteaux du bâtiment pour les modèles linéaires (fichiers sap90 : modc (modèle c), modd (modèle d))

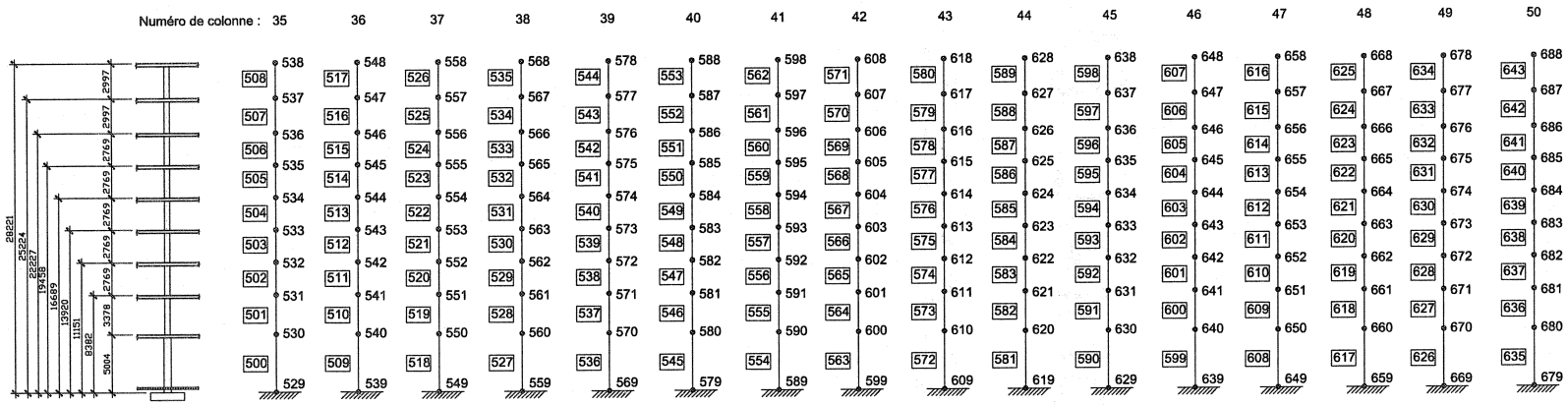


Numérotation des nœuds et des membrures des poteaux du bâtiment





Numérotation des nœuds et des membrures des poteaux du bâtiment (suite)



Propriétés des poteaux du bâtiment (mm^4)

Poteaux aux étages et au rez-de-chaussée = 457 x 457 mm

	Moment d'inertie du poteau (mm^4)		J (mm^4), $J=0,141a^4$
	Axe fort (mm^4)	Axe faible (mm^4)	$x10^{10}$
Un poteau	3.635E+09	3.635E+09	0.613

Poteaux aux sous-sol = 610mm de diamètre

	Moment d'inertie du poteau, $I=\pi r^4/4$		J (mm^4), $J=\pi r^4/2$
	Axe fort (mm^4)	Axe faible (mm^4)	$x10^{10}$
Un poteau	6.797E+09	6.797E+09	1.359

Propriété des murs de fondations

Calcul des moments d'inertie bruts des murs de fondations (mm^4)

Mur de fondation #1 (mm^4)		Mur de fondation #2 (mm^4)		Mur de fondation #3 (mm^4)		Mur de fondation #4 (mm^4)	
Axe fort	Axe faible	Axe fort	Axe faible	Axe fort	Axe faible	Axe fort	Axe faible
1.133E+15	5.15E+10	3.870E+16	1.67E+11	8.494E+13	2.17E+10	7.272E+15	9.56E+10

Mur de fondation #5 (mm^4)		Mur de fondation #6 (mm^4)		Mur de fondation #7 (mm^4)	
Axe fort	Axe faible	Axe fort	Axe faible	Axe fort	Axe faible
2.433E+15	6.640E+10	1.132E+16	1.109E+11	2.860E+14	3.25E+10

Calcul des aires brutes des murs de fondations (mm^2)

Mur de fondation #1 (mm^2)	Mur de fondation #2 (mm^2)	Mur de fondation #3 (mm^2)	Mur de fondation #4 (mm^2)	Mur de fondation #5 (mm^2)	Mur de fondation #6 (mm^2)	Mur de fondation #7 (mm^2)
9571736	31058358	4036314	17789652	12350750	20618704	6049772

Calcul des aires en cisaillement (A*5/6) des murs de fondations, axe fort et axe faible (mm^2)

Mur de fondation #1 (mm^2)	Mur de fondation #2 (mm^2)	Mur de fondation #3 (mm^2)	Mur de fondation #4 (mm^2)	Mur de fondation #5 (mm^2)	Mur de fondation #6 (mm^2)	Mur de fondation #7 (mm^2)
7.976E+06	2.588E+07	3.364E+06	1.482E+07	1.029E+07	1.718E+07	5.041E+06

Calcul de la constante de torsion de St-Venant (J), où $J=It^3/3$

Mur de fondation #1 (mm^4)	Mur de fondation #2 (mm^4)	Mur de fondation #3 (mm^4)	Mur de fondation #4 (mm^4)	Mur de fondation #5 (mm^4)	Mur de fondation #6 (mm^4)	Mur de fondation #7 (mm^4)
2.058E+11	6.679E+11	8.680E+10	3.826E+11	2.656E+11	4.434E+11	1.301E+11

Propriétés des semelles des murs de refend

Calcul des moments d'inertie bruts des semelles des murs de refend (mm^4)

Mur #1 (mm^4)		Mur #2 (mm^4)		Mur #3 (mm^4)		Mur #4 (mm^4)	
axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible
1.301E+15	1.164E+14	7.087E+14	9.507E+13	7.087E+14	9.507E+13	1.219E+15	4.381E+14

Mur #5 (mm^4)		Mur #6(mm^4)		Mur #7(mm^4)	
axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible
4.966E+14	3.161E+14	1.179E+15	3.490E+14	6.724E+14	3.561E+14

Calcul des aires brutes des semelles des murs de refend (mm^2)

Mur #1 (mm^2)	Mur #2 (mm^2)	Mur #3 (mm^2)	Mur #4 (mm^2)	Mur #5 (mm^2)	Mur #6 (mm^2)	Mur #7 (mm^2)
68328896	55811501	55811501	93638522	68949540	87741760	76629524

Calcul des aires (A*5/6) des semelles des murs de refend, axe fort et axe faible (mm^2)

Mur #1 (mm^2)	Mur #2 (mm^2)	Mur #3 (mm^2)	Mur #4 (mm^2)	Mur #5 (mm^2)	Mur #6(mm^2)	Mur #7(mm^2)
5.694E+07	4.651E+07	4.651E+07	7.803E+07	5.746E+07	7.312E+07	6.386E+07

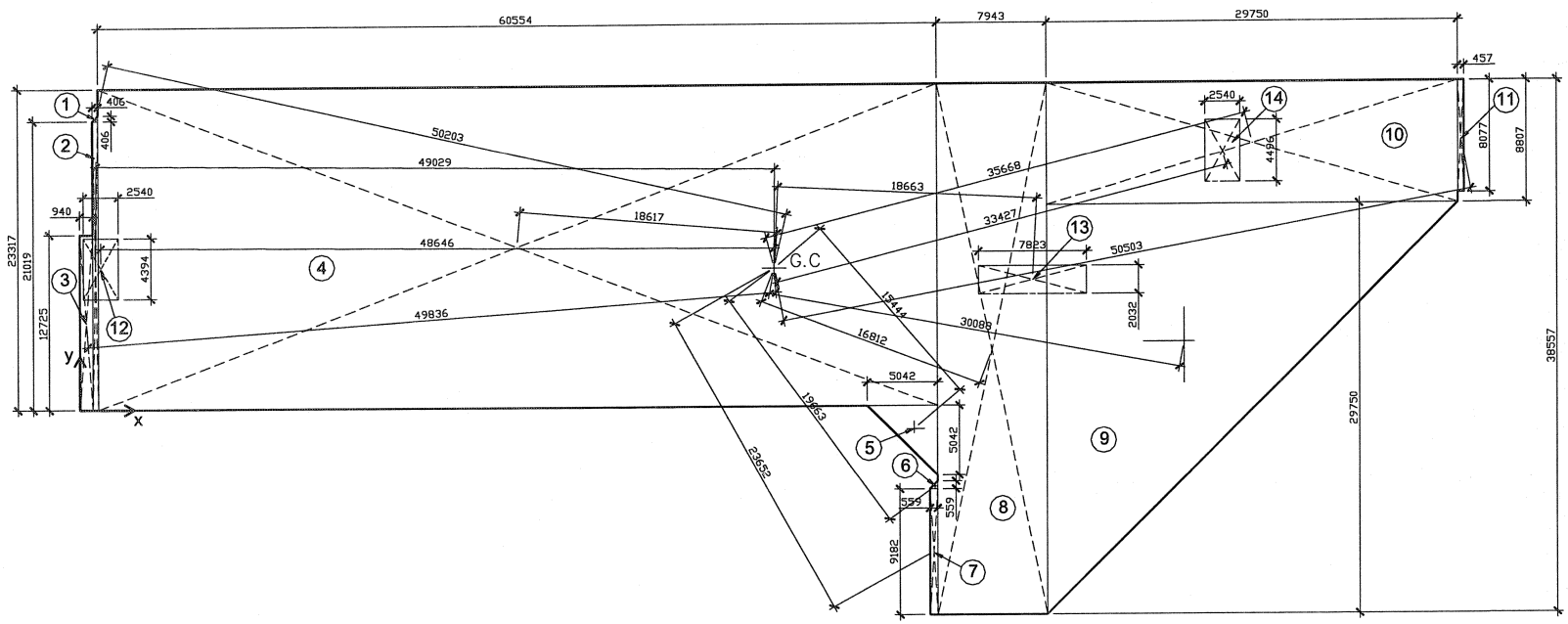
Calcul de la constante de torsion de St-Venant (J) où

$$J = ab^3\left[\frac{16}{3} - 3.36\frac{b}{a}\left(1 - \frac{b^4}{12a^4}\right)\right]$$

Mur #1 (mm^4)	Mur #2 (mm^4)	Mur #3 (mm^4)	Mur #4 (mm^4)	Mur #5 (mm^4)	Mur #6 (mm^4)	Mur #7 (mm^4)
3.77887E+14	2.92670E+14	2.92670E+14	1.09760E+15	6.50278E+14	9.21065E+14	7.86633E+14

Moment d'inertie de masse

Plancher typique divisé en section de géométrie simple (rectangle, triangle):



Calcul du moment d'inertie de masse

$I_o = I + d^2 * m$

Toit:

W= **3038.2** kNs^2/m

surface totale = **2465.03** m^2

$\bar{m}$ (charge/unité de surface)= **1.233** kNs^2/m^3

# de section du plancher	surface (m^2)*	% de la surface totale	m (masse par section) (kNs^2/m)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	$I=(I_x+I_y)*\bar{m}$ (kNs^2m)	d (m)	d^2*m (kNs^2m)	$I_o=I+d^2*m$ (kNs^2m)
1	0.08	0.00%	0.10	0.00	0.00	0.00	50.203	257	257
2	8.54	0.35%	10.52	314.18	0.117	387.38	49.029	25299	25686
3	11.96	0.49%	14.74	161.41	0.88	200.02	49.826	36595	36795
4	1411.94	57.28%	1740.27	63970.48	431439.53	610610.28	18.617	603164	1213774
5	12.71	0.52%	15.67	17.95	17.95	44.25	15.444	3737	3781
6	0.16	0.01%	0.19	0.00	0.00	0.01	19.663	74	74
7	5.13	0.21%	6.32	36.06	0.13	44.61	23.652	3538	3582
8	306.27	12.42%	377.49	37941.37	1610.18	48748.69	16.812	106695	155444
9	442.54	17.95%	545.45	21759.32	21759.32	53638.26	30.088	493786	547425
10	262.01	10.63%	322.93	1693.52	19324.47	25905.41	35.668	410838	436744
11	3.69	0.15%	4.55	20.07	0.06	24.81	50.503	11609	11634
12	-11.16	-0.45%	-13.76	17.96	6.00	-29.53	48.646	-32554	-32584
13	-15.90	-0.64%	-19.59	5.47	81.07	-106.66	18.663	-6824	-6931
14	-11.42	-0.46%	-14.07	19.24	6.14	-31.28	33.427	-15727	-15758
								I_o total=	**2379922**

kNs^2m

*: une surface négative indique une ouverture dans le plancher

Calcul du moment d'inertie de masse

$I_o = I + d^2 * m$

Étage 2 à 8:

W= **2155.4** kNs^2/m

surface totale = **2465.03** m^2

$\bar{m}$ (charge/unité de surface)= **0.874** kNs^2/m^3

# de section du plancher	surface (m^2)*	% de la surface totale	m (masse par section) (kNs^2/m)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	$I=(I_x+I_y)*\bar{m}$ (kNs^2m)	d (m)	d^2*m (kNs^2m)	$I_o=I+d^2*m$ (kNs^2m)
1	0.08	0.00%	0.07	0.00	0.00	0.00	50.20	182	182
2	8.54	0.35%	7.47	314.18	0.117	274.82	49.03	17948	18223
3	11.96	0.49%	10.46	161.41	0.88	141.90	49.83	25962	26104
4	1411.94	57.28%	1234.61	63970.48	431439.53	433189.21	18.62	427906	861095
5	12.71	0.52%	11.11	17.95	17.95	31.39	15.44	2651	2682
6	0.16	0.01%	0.14	0.00	0.00	0.00	19.66	53	53
7	5.13	0.21%	4.49	36.06	0.13	31.65	23.65	2510	2541
8	306.27	12.42%	267.81	37941.37	1610.18	34584.10	16.81	75693	110277
9	442.54	17.95%	386.96	21759.32	21759.32	38052.94	30.09	350310	388363
10	262.01	10.63%	229.10	1693.52	19324.47	18378.25	35.67	291464	309842
11	3.69	0.15%	3.23	20.07	0.06	17.60	50.50	8236	8254
12	-11.16	-0.45%	-9.76	17.96	6.00	20.95	48.65	-23095	-23074
13	-15.90	-0.64%	-13.90	5.47	81.07	75.67	18.66	-4842	-4766
14	-11.42	-0.46%	-9.99	19.24	6.14	22.19	33.43	-11157	-11135
								I_o total=	**1688641** kNs^2m

*: une surface négative indique une ouverture dans le plancher

Calcul du moment d'inertie de masse

$I_o = I + d^2 * m$

Rez-de-chaussée:

W= **2441.7** **kNs^2/m**

surface totale = **2465.03** **m^2**

$\bar{m}$ (charge/unité de surface)= **0.991** **kNs^2/m^3**

# de section du plancher	surface (m^2)*	% de la surface totale	m (masse par section) (kNs^2/m)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	$I=(I_x+I_y)*\bar{m}$ (kNs^2m)	d (m)	d^2*m (kNs^2m)	$I_o=I+d^2*m$ (kNs^2m)
1	0.08	0.00%	0.08	0.00	0.00	0.00	50.20	206	206
2	8.54	0.35%	8.46	314.18	0.117	311.32	49.03	20331	20642
3	11.96	0.49%	11.85	161.41	0.88	160.75	49.83	29409	29570
4	1411.94	57.28%	1398.55	63970.48	431439.53	490711.37	18.62	484727	975438
5	12.71	0.52%	12.59	17.95	17.95	35.56	15.44	3003	3038
6	0.16	0.01%	0.15	0.00	0.00	0.01	19.66	60	60
7	5.13	0.21%	5.08	36.06	0.13	35.85	23.65	2843	2879
8	306.27	12.42%	303.37	37941.37	1610.18	39176.44	16.81	85744	124921
9	442.54	17.95%	438.34	21759.32	21759.32	43105.90	30.09	396827	439933
10	262.01	10.63%	259.52	1693.52	19324.47	20818.65	35.67	330166	350985
11	3.69	0.15%	3.66	20.07	0.06	19.94	50.50	9330	9350
12	-11.16	-0.45%	-11.06	17.96	6.00	23.73	48.65	-26162	-26138
13	-15.90	-0.64%	-15.75	5.47	81.07	85.72	18.66	-5484	-5399
14	-11.42	-0.46%	-11.31	19.24	6.14	25.14	33.43	-12639	-12613
								I_o total=	**1912872**

kNs^2m

*: une surface négative indique une ouverture dans le plancher

Résumé du calcul des masses

Étage	KNs^2/m (poids propre)	I_o (KNs^2m)	charge morte par unité de surface (KN/m^2)
Toit	3038.2	2379922	12.1
8	2155.4	1688641	8.6
7	2155.4	1688641	8.6
6	2155.4	1688641	8.6
5	2155.4	1688641	8.6
4	2155.4	1688641	8.6
3	2155.4	1688641	8.6
2	2155.4	1688641	8.6
Rez-de-chaussée	2441.7	1912872	9.7
Sous-sol	0.0	0	0

Estimation de la période par la méthode de Rayleigh

Période estimée en appliquant une force en y au centre de masse à chaque étage et en considérant une accélération de 1 m/sec^2. Le premier mode de vibration de chacun des modèles est principalement en translation (direction y).

Modèle A: en négligeant les ouvertures:

$$\omega^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[541.012]}{[21.634]} = 25.007$$

$\varpi = (25.007)^{0.5} = 5.001$ rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{5.001} = \mathbf{1.256\ s}$$

Modèle B: en considérant les ouvertures:

$$\omega^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[595.161]}{[26.283]} = 22.645$$

$\varpi = (22.645)^{0.5} = 4.759$ rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{4.759} = \mathbf{1.320\ s}$$

Modèle C: en considérant les ouvertures et les poteaux de gravité (les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont libres)

$$\omega^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[592.056]}{[26.013]} = 22.760$$

$\varpi = (22.760)^{0.5} = 4.771$ rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{4.771} = \mathbf{1.317\ s}$$

Modèle D: en considérant les ouvertures et les poteaux de gravité (les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont bloqués)

$$\omega^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[270.124]}{[5.085]} = 53.127$$

$\varpi = (53.127)^{0.5} = 7.289$ rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{7.289} = \mathbf{0.862\ s}$$

Modèle E: en considérant les ouvertures et les poteaux de gravité (les degrés de liberté en rotation des poteaux à la jonction des dalles sont bloqués), mais le diaphragme est flexible.

$$\omega^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[371.535]}{[9.663]} = 38.448$$

$\varpi = (38.448)^{0.5} = 6.201$ rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{6.201} = \mathbf{1.013\ s}$$

ANNEXE 4

ESTIMATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE ET CHARGES SISMIQUES (CNBC 1995 ET 2005)

- Calculs de l'estimation de la première période de vibration du bâtiment (Modèles A et B)

- Calculs des charges sismiques et tableaux de référence du CNBC 2005

- Calculs du facteur B_x, selon le CNBC 2005

- Calculs des charges sismiques et tableaux de référence du CNBC 1995

- Spectres de réponse de la ville de Montréal, CNBC 1995 et 2005

- Caractéristiques des murs de refend

Estimation de la 1ère période de vibration du bâtiment, (modèles A et B):

Le premier mode de vibration du bâtiment se fait principalement en translation dans la direction nord-sud pour les deux premiers modèles (A et B).

CNBC 1995:

$T=0{,}09*h_n/D_s^{1/2}$

h_n=	23.22 m
D_s(N-S)=	28.6 m
$T_{(N-S)}$=	**0.391 s**

CNBC 2005:

$T=0{,}05*h_n^{3/4}$

h_n=	23.22 m
T=	**0.529 s**

UBC-97 (1997):

$T=C_t*H^{3/4}$

C_t=	0.049
H=	23.22 m
T=	**0.518 s**

SEAOC-96 (1996):

$T=C_t*H^{3/4}$

$$A_c = \sum_{i=1}^{N} A_i \left[0.2 + \left(\frac{D_i}{H} \right)^2 \right]; \frac{D_i}{H} \leq 0.9$$

H = 76.2 pi

Modèle A (sans ouverture):

	A_i (pi^2)	D_i (pi)	$D_i/H \leq$ 0,9 =>OK!	$A_i[0{,}2+(D_i/H)^2]$ (pi^2)
mur #1	24.08	35.58	0.467	10.07
mur #2	24.08	27.00	0.354	7.84
mur #5	40.69	16.42	0.216	10.03
mur #6	68.67	8.67	0.114	14.62
mur #7	41.25	20.00	0.263	11.09
			Somme=A_c=	53.66

$C_t=0{,}1/A_c^{1/2}$=	0.014
T=	**0.352 s**

Modèle B (avec ouvertures):

	A_i^*(pi^2)	D_i (pi)	$D_i/H \leq$ 0,9 =>OK!	$A_i[0{,}2+(D_i/H)^2]$ (pi^2)
mur #1	24.08	35.58	0.467	10.07
mur #2	24.08	27.00	0.354	7.84
mur #5	37.17	16.42	0.216	9.16
mur #6	49.86	8.67	0.114	10.62
mur #7	38.64	20.00	0.263	10.39
			Somme=A_c=	48.08

*:Aire (A_i) calculée sur un étage typique, soit de l'étage 2 à 6. Aire calculée sur l'étage en tenant compte des ouvertures (moyenne pondérée en considérant la hauteur des ouvertures sur l'étage).

$C_t=0{,}1/A_c^{1/2}$=	0.014
T=	**0.372 s**

Estimation de la 1ère période de vibration du bâtiment, (modèles A et B) (suite):

ATC3-06 (1978):

$T=0{,}05H/D_{bât}^{1/2}$

H=	76.18 pi
$D_{bât\ (N-S)}$=	126.50 pi
T=	**0.339 s**

PS92: code français:

Formule #1:

$T = 0.08^* (H_{ef}/D_{bât}^{1/2})^*(H_{ef}/(H_{ef}+D_{bât}))^{1/2}$

H_0=	23.22 m
H_1=	5.004 m

$H_{ef}= H_0 + H_1/2 \leq 1.5^*H_0$ si la structure est fondée sur du sol moyen

H_{ef}=	25.722 m
$D_{bât\ (N-S)}$=	38.557 m
T=	**0.210 s**

Formule #2:

$T = 0.1^* H/D_{bât}^{1/2}$

H=	25.722 m
$D_{bât}$=	38.557 m
T=	**0.414 s**

Formule #3:

Modèle A (sans ouverture):

$T=2\pi\delta_n^{1/2}$

δ_n= le déplacement en y (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération latérale de $1m/s^2$

δ_n=	0.05601 m
T=	**1.487 s**

Modèle B (avec ouvertures):

$T=2\pi\delta_n^{1/2}$

δ_n= le déplacement en y (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération latérale de $1m/s^2$

δ_n=	0.06185 m
T=	**1.563 s**

EC8 (1998):

Formule #1:

$T=0{,}05^*H_t^{3/4}$

H_t=	23.22 m
T=	**0.529 s**

Formule #2:

Modèle A (sans ouverture):

$T=2d^{1/2}$

d= le déplacement en y (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération latérale de $9.81m/s^2$

d=	0.54946 m (au centre de masse)
T=	**1.483 s**

Modèle B (avec ouvertures):

$T=2d^{1/2}$

d= le déplacement en y (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération latérale de $9.81m/s^2$

d=	0.60677 m (au centre de masse)
T=	**1.558 s**

Estimation de la 1ère période de vibration du bâtiment, (modèles A et B) (suite):

AFPS (1992):

Modèle A (sans ouverture):

$T=5\delta_n^{1/2}$

δ_n= le déplacement en y (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération latérale de 1m/sec^2

δ_n= 0.05601 m

T= 1.183 s

Modèle B (avec ouvertures):

$T=5\delta_n^{1/2}$

δ_n= le déplacement en y (m) au sommet du bâtiment dû à une accélération latérale de 1m/sec^2

δ_n= 0.06185 m

T= 1.244 s

Méthode de Rayleigh:

Modèle A (sans ouverture):

Période estimée en appliquant une force en y au centre de masse à chaque étage en considérant une accélération de 1 m/sec2

$$\varpi^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[541.012]}{[21.634]} = 25.007$$

ϖ =(25,007)$^{0.5}$= 5,001 rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{5.001} = \quad \mathbf{1.256} \quad \mathbf{s}$$

Modèle B (avec ouvertures):

Période estimée en appliquant une force en y au centre de masse à chaque étage en considérant une accélération de 1 m/sec2

$$\omega^2 = \frac{[\psi]^T_{1x9}[K]_{9x9}[\psi]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[\psi]^T_{1x9}[F]_{9x1}}{[\psi]^T_{1x9}[M]_{9x9}[\psi]_{9x1}} = \frac{[595.161]}{[26.283]} = 22.645$$

ϖ = (22,645)$^{0.5}$ = 4,759 rad/s

$$T = \frac{2\pi}{\varpi} = \frac{2\pi}{4.759} = \quad \mathbf{1,320} \quad \mathbf{s}$$

Estimation de la 1ère période de vibration du bâtiment, (modèles A et B) (suite):

Formule de Dunkerley:

$$T = 40\sqrt{\frac{\rho}{\kappa G}}\frac{1}{\sqrt{\overline{A}_e}}H$$

ρ=	359.341	N s²/m⁴
κ=	0.83	
ν=	0.2	
f_c'=	30	MPa
E=4500*$f_c'^{1/2}$=	24648	MPa
G = E / 2(1+ν) =	10270	MPa
H=	23.22	m (hauteur du bâtiment)

$$A_e = \sum_{i=1}^{N}\left(\frac{H}{H_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+\frac{0.83}{F}\left(\frac{H_i}{D_i}\right)^2\right]}$$

F= 0.7 (facteur pour tenir compte de la rigidité effective du béton en flexion (0,7EI))

Modèle A (sans ouverture):

	A_i (m²)	D_i (m)	Hi (m)	$(H/Hi)^2*A_i/[1+0,83(H_i/D_i)^2]$
mur #1	2.24	10.85	23.22	0.348
mur #2	2.24	8.23	23.22	0.214
mur #5	3.78	5.00	23.22	0.142
mur #6	6.38	2.64	23.22	0.069
mur #7	3.83	6.10	23.22	0.211
			Somme=A_e=	0.984

A_B= 2465.03 m²

$\overline{A}_e$ = 100*(A_e/A_B)= 0.0399

T= 0.953 s

Modèle B (avec ouvertures):

	A_i^*(m²)	D_i (m)	Hi (m)	$(H/Hi)^2*A_i/[1+0,83(H_i/D_i)^2]$
mur #1	2.24	10.85	23.22	0.348
mur #2	2.24	8.23	23.22	0.214
mur #5	3.45	5.00	23.22	0.130
mur #6	4.63	2.64	23.22	0.050
mur #7	3.59	6.10	23.22	0.197
			Somme=A_e=	0.939

*:Aire (A_i) calculée sur un étage typique, soit de l'étage 2 à 6. Aire calculée sur l'étage en tenant compte des ouvertures (moyenne pondérée en considérant la hauteur des ouvertures sur l'étage).

A_B= 2465.03 m²

$\overline{A}_e$=100*(A_e/A_B)= 0.0381

T= 0.975 s

Formule de Chopra et Goël (1998):

Modèle A (sans ouverture):

Estimation de la période pour le calcul des forces sismiques:

H (en pieds)= 76.18 pi

T_L=0,0019*H/$\overline{A}_e^{1/2}$= **0.724 s**

Estimation de la période pour le calcul les déplacements sismiques:

T_U=0,0026*H/$\overline{A}_e^{1/2}$= **0.991 s**

Modèle B (avec ouvertures):

Estimation de la période pour le calcul des forces sismiques:

H (en pieds)= 76.18 pi

T_L=0,0019*H/$\overline{A}_e^{1/2}$= **0.741 s**

Estimation de la période pour le calcul les déplacements sismiques:

T_U=0,0026*H/$\overline{A}_e^{1/2}$= **1.015 s**

Estimation de la 1ère période de vibration du bâtiment, modèle E.

Méthode Balkaya et Kalkan (2003)

$T=CH^{b1}\beta^{b2}\rho_{as}^{b3}\rho_{al}^{b4}\rho_{min}^{b5}J^{b6}$

Plan du bâtiment	C	b1	b2	b3	b4	b5	b6
carré	0.158	1.4	0.972	0.812	1.165	-0.719	0.13
rectangulaire	0.001	1.455	0.17	-0.485	-0.195	0.17	-0.094

Si le ratio du côté long sur le côté court du bâtiment est inférieur à 1.5, on considère le bâtiment carré
Si le ratio du côté long sur le côté court du bâtiment est supérieur ou égal à 1.5, on considère le bâtiment rectangulaire

T = Période du bâtiment (s)
H = hauteur totale du bâtiment (m)
β = Ratio du côté long sur le côté court du bâtiment
ρ_{as} = Ratio de l'aire des murs de cisaillement travaillant selon le côté court du bâtiment sur l'aire totale du plancher
ρ_{al} = Ratio de l'aire des murs de cisaillement travaillant selon le côté long du bâtiment sur l'aire totale du plancher
ρ_{min} = Ratio minimum de l'aire des murs de cisaillement sur l'aire totale du plancher
J = Moment d'inertie polaire du plancher

Côté court

	A_i (m^2)
mur #1	2.24
mur #2	2.24
mur #5	2.17
mur #6	1.29
mur #7	2.54
Aire totale:	10.48 m^2

Côté long

	A_i (m^2)
mur #3	1.83
mur #4	2.00
mur #5	1.55
mur #6	3.50
mur #7	1.34
Aire totale:	10.22 m^2

Coté long du bâtiment =	100.051	m
Côté court du bâtiment =	38.557	m
Aire du plancher =	2465.03	m^2
H=	23.22	m
β=	2.59488549	
ρ_{as}=	0.00425153	
ρ_{al}=	0.00414409	
ρ_{min}=	0.00414409	
I_x =	519.16	m^4
I_y =	20841	m^4
J =I_x+I_y	21360.16	m^4
T =	**0.725**	**s**

Calcul des charges de séisme selon le CNBC 2005

Calcul de F_a et F_v

Le bâtiment existant a été conçu avec le CNBC 95 avec un coefficient de fondation F=1.3. Par correspondance avec le CNBC 05, on peut considérer le sol du site comme à mi-chemin entre une catégorie C et D (Heidebrecht, 2003).

Selon la table 3 et la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) :

$S_a(0.2)=0.69$
$S_a(0.5)=0.34$
$S_a(1.0)=0.14$

F_a se calcule en interpolant des valeurs dans la table 4.1.8.4.B :

	$S_a(0.2)=0.5$	**$S_a(0.2)=0.69$**	$S_a(0.2)=0.75$
C	1.0	**x=1**	1.0
D	1.2	**y=1.124**	1.1

La valeur médiane entre le sol de catégorie C et D est (1+1.124)/2=1.062. Donc, **F_a=1.062.**

F_v se calcule en interpolant des valeurs dans la table 4.1.8.4.C.

	$S_a(1.0) \leq 0.1$	**$S_a(1.0)=0.14$**	$S_a(1.0)=0.20$
C	1.0	**x=1**	1.0
D	1.4	**y=1.36**	1.3

La valeur médiane entre le sol de catégorie C et D est (1+1.36)/2=1.18. Donc, **F_v=1.18.**

Calcul de M_v

Selon la table 3 et la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) :

$S_a(0.2)=0.69$
$S_a(2.0)=0.048$

Selon la table 4.1.8.11 :

$S_a(0.2) / S_a(2.0) = 0.69 / 0.048 = 14.375 \geq 8$

$T_a = 0.53$ s ≤ 1 s

Ce qui implique que **$M_v = 1$**

Calcul du facteur J pour les moments de renversement

Le facteur J qui multiplie les moments de renversement est obtenu à partir du tableau 4.1.8.11. Puisque $0.5 < T < 2$ s, il faut faire une interpolation linéaire de J pour

T=0.5 s ➔ J=1
T=2 s ➔ J=0.4

T	J
0.5	1
0.53	x
2	0.4

x = J =1-((0.53-0.5)*(1-0.4) / (2-0.5)) =0.988

Calcul de J_x, de F_x et de M_x (à chaque étage)

1) J=0.988
   h_n=23.22m (hauteur du bâtiment à partir du rez-de-chaussée)
   $0.6h_n$=13.93m

   $J_x=1$ si $h_x \geq 0.6h_n$
   $J_x = J+(1-J)*(h_x/0.6*h_n)$ si $h_x < 0.6h_n$

2) Force sismique $F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^{N} W_i h_i} \right) (V - F_t)$, avec V = 12289kN

À fin de comparaison avec la méthode spectrale, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée est rajoutée ($F_{r\text{-}d\text{-}c}$= $S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$) pour tenir compte de cette masse, puisqu'à cette hauteur, h=0 et la répartition de V est nulle :

$F_{r\text{-}d\text{-}c}$=_$S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$=0.06911*$W_{r\text{-}d\text{-}c}$= 0.06911*23953=1655kN

Répartition des forces sur chaque étage				
Étage	h_i (m)	W_i (kN)	h_iW_i (kN-m)	F_x (kN)
Toit	23,22	29805	691983	3505
8	20,22	21145	427552	2165
7	17,22	21145	364180	1844
6	14,45	21145	305630	1548
5	11,69	21145	247079	1251
4	8,92	21145	188529	955
3	6,15	21145	129978	658
2	3,38	21145	71428	362
Rez-de-chaussée	0,00	23953	0	1655
Total		201773 kN	2426359 kN-m	13944 kN

3) Moment de renversement $M_x = J_x \sum_{i=x}^{N} F_i (h_i - h_x)$

Étage	W_i (KN)	h_i (m)	F_x (KN)	V (KN)	J ()	M_x(KNm)
Toit	29805	23,22	3505	0	1,000	0
8	21145	20,22	2165	3505	1,000	10504
7	21145	17,22	1844	5670	1,000	27497
6	21145	14,45	1548	7515	1,000	48306
5	21145	11,69	1251	9063	0,998	73258
4	21145	8,92	955	10314	0,996	101519
3	21145	6,15	658	11269	0,993	132270
2	21145	3,38	362	11927	0,991	164679
Rez-de-chaussée	23953	0,00	1655	12289	0,988	205210

Calcul des couples de torsion accidentels pour l'analyse spectrale et l'analyse statique équivalente selon le CNBC 2005

Direction N-S

D_{nx}= 100m
+/-0,1D_{nx}= +/-10m

Étage	F_y (KN)	Moment de Torsion $10F_y$ (KNm)	Moment de Torsion $-10F_y$ (KNm)
Toit	3505	35065	-35065
8	2165	21666	-21666
7	1844	18454	-18454
6	1548	15487	-15487
5	1251	12520	-12520
4	955	9553	-9553
3	658	6586	-6586
2	362	3620	-3620
Rez-de-chaussée	1655	16558	-16558
Sous-sol	0	0	0

Article 4.1.8.4.6) The design spectral acceleration values of S(T) shall be determined as follows using linear interpolation for intermediate values of T:

$S(T) = F_a S_a(0.2)$ for $T \leq 0.2$ s
$= F_v S_a(0.5)$ or $F_a S_a(0.2)$ whichever is smaller for $T = 0.5$
$= F_v S_a(1.0)$ for $T = 1.0$ s
$= F_v S_a(2.0)$ for $T = 2.0$ s
$= F_v S_a(2.0)/2$ for $T \geq 4.0$ s

Table 4.1.8.4.A.

Site Classification for Seismic Site Response -
Forming Part of Sentences 4.1.8.4.(2) and (3)

Site Class	*Soil* Profile Name	Average Properties in Top 30 m as per Appendix A		
		Soil Shear Wave Average Velocity, $\overline{V}_s$ (m/s)	Standard Penetration Resistance, $\overline{N}_{60}$	*Soil* Undrained Shear Strength, s_u
A	Hard *Rock*	$\overline{V}_s > 1500$	Not applicable	Not applicable
B	*Rock*	$760 < \overline{V}_s \leq 1500$	Not applicable	Not applicable
C	Very Dense *Soil* and Soft *Rock*	$360 < \overline{V}_s < 760$	$\overline{N}_{60} > 50$	$s_u > 100$kPa
D	Stiff *Soil*	$180 < \overline{V}_s < 360$	$15 \leq \overline{N}_{60} \leq 50$	$50 < s_u \leq 100$kPa
E	Soft *Soil*	$\overline{V}_s < 180$	$\overline{N}_{60} < 15$	$s_u < 50$kPa
E		Any profile with more than 3 m of *soil* with the following characteristics: ▪ Plastic index PI > 20 ▪ Moisture content w ≥ 40%, and ▪ Undrained shear strength su < 25 kPa		
F	(1) Others			

Notes to Table 4.1.8.4.A

Note (1) Other *soils* include:

a) Liquefiable *soils*, quick and highly sensitive clays, collapsible weakly cemented *soils*, and other *soils* susceptible to failure or collapse under seismic loading.
b) Peat and/or highly organic clays greater than 3 m in thickness.
c) Highly plastic clays (PI > 75) with thickness greater than 8 m.
d) Soft to medium stiff clays with thickness greater than 30 m.

Table 4.1.8.4.B
Values of F_a as a Function of Site Class and $S_a(0.2)$
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(4)

Site Class	Values of F_a				
	$S_a(0.2) \leq 0.25$	$S_a(0.2) = 0.50$	$S_a(0.2) = 0.75$	$S_a(0.2) = 1.00$	$S_a(0.2) = 1.25$
A	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.3	1.2	1.1	1.1	1.0
E	2.1	1.4	1.1	0.9	0.9
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Notes to Table 4.1.8.4 B:
(1) See Sentence 4.1.8.4 (5)

Table 4.1.8.4.C
Values of F_v as a Function of Site Class and $S_a(1.0)$
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(4)

Site Class	Values of F_v				
	$S_a(1.0) \leq 0.1$	$S_a(1.0) = 0.2$	$S_a(1.0) = 0.3$	$S_a(1.0) = 0.4$	$S_a(1.0) \geq 0.5$
A	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
B	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8
C	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.3	1.2	1.1	1.1
E	2.1	2.0	1.9	1.7	1.7
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Notes to Table 4.1.8.4.C:
(1)See Sentence 4.1.8.4.(5)

Table 4.1.8.5.
Importance Factor for Earthquake Loads and Effects, I_E
Forming Part of Sentence 4.1.8.5.(1)

	Importance Factor, I_E	
Importance Category	**ULS**	**SLS (1)**
Low	**1.0**	(2)
Normal	**1.0**	
High	**1.3**	
Post Disaster	**1.5**	

Notes to Table 4.1.8.5.:
(1) See Article 4.1.8.13.
(2) See Appendix A

Table 4.1.8.9.
SFRS Force Modification Factors (R_d), System Overstrength Factors (R_o) and General Restrictions [(1)]
Forming Part of Sentence 4.1.8.9 (1)

TYPE OF SFRS	R_d	R_o	RESTRICTIONS [(2)]				
			Cases Where $I_E F_a S_a(0.2)$				Cases Where
			<0.2	≥0.2 to <0.35	≥0.35 to ≤0.75	>0.75	$I_E F_a S_a(1.0)$ >0.3
Steel Structures Designed and Detailed According to CSA S16-2001							
▪ Ductile moment resisting frames	5.0	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
▪ Moderately ductile moment resisting frames	3.5	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
▪ Limited ductility moment resisting frames	2.0	1.3	NL	NL	60	NP	NL
▪ Moderately ductile concentric braced frames							
• Non-chevron braces	3.0	1.5	NL	NL	40	40	NL
• Chevron braces	3.0	1.5	NL	NL	40	40	NL
• Tension only braces	3.0	1.5	NL	NL	20	20	NL
▪ Limited ductility concentric braced frames							
• Non-chevron braces	2.0	1.3	NL	NL	60	60	60
• Chevron braces	2.0	1.3	NL	NL	60	60	60
• Tension only braces	2.0	1.3	NL	NL	40	40	60
▪ Ductile eccentric braced frames	4.0	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
▪ Ductile frame plate shearwall	5.0	1.6	NL	NL	NL	NL	NL
▪ Moderately ductile plate shearwall	2.0	1.5	NL	NL	60	60	60
▪ Conventional construction of moment frames, braced frames or shearwalls	1.5	1.3	NL	NL	15	15	60
▪ Other steel SFRS(s) not defined above	1.0	1.0	15	15	NP	NP	60
Concrete Structures Designed and Detailed According to CSA A23.3-xx							
▪ Ductile moment resisting frames	4.0	1.7	NL	NL	NL	NL	NL
▪ Moderately ductile moment resisting frames	2.5	1.4	NL	NL	NL	60(?)	60(?)
▪ Ductile coupled wall	4.0	1.7	NL	NL	NL	NL	NL

TYPE OF SFRS	R_d	R_o	RESTRICTIONS (2)				
			Cases Where $I_E F_a S_a(0.2)$				Cases Where
			<0.2	≥0.2 to <0.35	≥0.35 to ≤0.75	>0.75	$I_E F_a S_a(1.0) > 0.3$
▪ Ductile partially coupled wall	3.5	1.7	NL	NL	NL	NL	NL
▪ Ductile shearwall	3.5	1.6	NL	NL	NL	NL	NL
▪ Moderately ductile shearwall	2.0	1.4	NL	NL	NL	60(?)	60
▪ Conventional construction							
• Moment resisting frame	1.5	1.3	NL	NL	15	NP	60
• Shearwalls	1.5	1.3	NL	NL	15	15(?)	60
▪ Other concrete SFRS(s) not listed above	1.0	1.0	15	15	NP	NP	60
Timber Structures Designed and Detailed According to CSA 086-xx							
▪ Shearwalls							
• Nailed shearwalls - wood based panel	3.0	1.7	NL	NL	20	20	NL
• Shearwalls - wood based and gypsum panels in combination	2.0	1.7	NL	NL	20	20	60
▪ **Braced or moment resisting frame with ductile connections**							
• Moderately ductile	2.0	1.7	NL	NL	15	15	60
• Limited ductility	1.5	1.7	NL	NL	NP	NP	60
▪ Other wood or gypsum based SFRS(s) Not listed above	1.0	1.0	15	15	NP	NP	60
Masonry Structures Designed and Detailed According to CSA S304.1-xx							
▪ Moderately ductile shearwall	2.0	1.5	NL	NL	NL	60	60
▪ Limited ductility							
• Shearwalls	1.5	1.5	NL	NL	15(?)	15	60
• Moment resisting frames	1.5	1.5	NL	NL	NP	NP	60
▪ Unreinforced masonry	1.0	1.0	NL	15(?)	NP	NP	60
▪ Other masonry SFRS(s) not listed above	1.0	1.0	15	NP	NP	NP	(60)

Notes to Table 4.1.8.9.:

(1) See Article 4.1.8.10.

(2) Notes on restrictions:

(a) NP in table means not permitted.

(b) Numbers in table are maximum height limits in metres.

(c) NL in table means system is permitted and not limited in height as an SFRS. Height may be limited elsewhere in other Parts.

(d) The most stringent requirement governs.

Table 4.1.8.11.
Higher Mode Factor M_v and Base Overturning Reduction Factor J [1,2]
Forming Part of Sentence 4.1.8.11.(5)

$S_a(0.2)/S_a(2.0)$	Type of Lateral Resisting Systems	M_v For $T_a \leq 1.0$	M_v For $T_a \geq 2.0$	J For $T_a \leq 0.5$	J For $T_a \geq 2.0$
<8.0	Moment resisting frames or "coupled walls" [3]	1.0	1.0	1.0	1.0
	Braced frames	1.0	1.0	1.0	0.8
	Walls, wall-frame systems, other systems [4]	1.0	1.2	1.0	0.7
≥8.0	Moment resisting frames or "coupled walls" [3]	1.0	1.2	1.0	0.7
	Braced frames	1.0	1.5	1.0	0.5
	Walls, wall-frame systems, other systems [4]	1.0	2.5	1.0	0.4

Notes:
1. Values of M_v between periods of 1.0 and 2.0 s shall be obtained by linear interpolation.
2. Values of J between periods of 0.5 and 2.0 s shall be obtained by linear interpolation.
3. Coupled wall is a wall system with coupling beams where at least 66% of the base overturning moment resisted by the wall system is carried by the axial tension and compression forces resulting from shear in the coupling beams.
4. For hybrid systems, use values corresponding to walls or carry out a dynamic analysis as per Article 4.1.8.12.

Table 3

Probabilistic Seismic Hazard Estimates for Selected Cities, 2%/50 year and 10%/50 year probabilities*

Eastern Cities - Spectral values prob 2%/50 years

Spectral Parameter	H Model 50%ile	H Model 84%ile	R Model 50%ile	R Model 84%ile	Robust 50%ile	Robust 84%ile
La Malbaie (47.6 -70.1)						
PSA 0.1 sec	190	330	64	93	190	330
PSA 0.15 sec	220	350	68	100	220	350
PSA 0.2 sec	230	380	65	110	230	380
PSA 0.3 sec	170	360	48	99	170	360
PSA 0.4 sec	140	350	36	87	140	350
PSA 0.5 sec	120	310	32	78	120	310
PSA 1.0 sec	59	180	13	41	59	180
PSA 2.0 sec	19	-	4.3	-	19	-
PGA	110	200	41	62	110	200
PGV	0.62	1.55	0.17	0.45	0.62	1.55
Quebec (46.8, -71.2)						
PSA 0.1 sec	46	62	58	85	58	85
PSA 0.15 sec	48	75	61	93	61	93
PSA 0.2 sec	52	89	59	100	59	100
PSA 0.3 sec	41	88	43	88	43	88
PSA 0.4 sec	34	81	33	79	34	81
PSA 0.5 sec	29	75	29	71	29	75
PSA 1.0 sec	14	44	11	37	14	44
PSA 2.0 sec	4.8	-	4.0	-	4.8	-
PGA	28	39	37	57	37	57
PGV	0.14	0.39	0.16	0.41	0.16	0.41
Trois-Rivieres (46.3, -72.5)						
PSA 0.1 sec	31	47	63	92	63	92
PSA 0.15 sec	31	57	67	100	67	100
PSA 0.2 sec	35	62	64	110	64	110
PSA 0.3 sec	28	57	47	96	47	96
PSA 0.4 sec	23	56	35	85	35	85
PSA 0.5 sec	20	52	31	77	31	77
PSA 1.0 sec	10	29	12	40	12	40
PSA 2.0 sec	3.2	-	4.3	-	4.3	-
PGA	20	32	40	61	40	61
PGV	0.11	0.27	0.17	0.44	0.17	0.44
Montreal (45.5, -73.6)						
PSA 0.1 sec	57	89	68	96	68	96
PSA 0.15 sec	58	97	71	110	71	110
PSA 0.2 sec	58	100	69	120	69	120
PSA 0.3 sec	43	86	50	110	50	110
PSA 0.4 sec	35	86	39	95	39	95
PSA 0.5 sec	29	71	34	83	34	83
PSA 1.0 sec	13	38	14	44	14	44
PSA 2.0 sec	3.8	-	4.8	-	4.8	-
PGA	37	59	43	63	43	63
PGV	0.17	0.43	0.18	0.48	0.18	0.48

Calcul de B_x selon le CNBC 2005

Direction N-S

D_{nx}= 100 m

+/-0,1D_{nx}= +/-10 m

Étage	F_y (KN)	Moment de Torsion $10F_y$ (KNm)	Moment de Torsion $-10F_y$ (KNm)
Toit	3505	35065	-35065
8	2165	21666	-21666
7	1844	18454	-18454
6	1548	15487	-15487
5	1251	12520	-12520
4	955	9553	-9553
3	658	6586	-6586
2	362	3620	-3620
Rez-de-chaussée	1655	16558	-16558
Sous-sol	0	0	0

Direction E-O

D_{nx}= 38.557 m

+/-0,1D_{nx}= +/-3,8557 m

Étage	F_x (KN)	Moment de Torsion 3,8557Fx (KNm)	Moment de Torsion 3,8557Fx (KNm)
Toit	3505	13513	-13513
8	2165	8349	-8349
7	1844	7112	-7112
6	1548	5968	-5968
5	1251	4825	-4825
4	955	3682	-3682
3	658	2538	-2538
2	362	1395	-1395
Rez-de-chaussée	1655	6381	-6381
Sous-sol	0	0	0

Calcul de B_x (suite)

Direction Nord-sud

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

Chargement 1: Torsion positive

Étage	δ_{max} (m)	Déplacement en y (m) aux points extrêmes de la dalle au niveau x	δ_{ave} (m)	$B_x=\delta_{max}/\delta_{ave}$
Toit	0.122859	0.011859 0.087662 0.118537 0.011859 0.011859 0.122859 0.122859	0.069642	1.764
8	0.103190	0.010080 0.073666 0.099565 0.010080 0.010080 0.103190 0.103190	0.058550	1.762
7	0.083581	0.008309 0.059713 0.080650 0.008309 0.008309 0.083581 0.083581	0.047493	1.760
6	0.065884	0.006720 0.047123 0.063580 0.006720 0.006720 0.065884 0.065884	0.037519	1.756
5	0.049048	0.005214 0.035149 0.047341 0.005214 0.005214 0.049048 0.049048	0.028033	1.750
4	0.033615	0.003832 0.024171 0.032456 0.003832 0.003832 0.033615 0.033615	0.019336	1.738
3	0.020203	0.002607 0.014623 0.019518 0.002607 0.002607 0.020203 0.020203	0.011767	1.717
2	0.009478	0.001570 0.006971 0.009171 0.001570 0.001570 0.009478 0.009478	0.005687	1.667
Rez-de-chaussée	0.000960	0.000611 0.000849 0.000946 0.000611 0.000611 0.000960 0.000960	0.000793	1.211
Sous-sol	0	0	0	0
			$B_{x\,max}$=	1.764

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

Chargement 2: Torsion négative

Étage	δ_{max} (m)	Déplacement en y (m) aux points extrêmes de la dalle au niveau x	δ_{ave} (m)	$B_x=\delta_{max}/\delta_{ave}$
Toit	0.058655	0.058655 0.054932 0.053416 0.058655 0.058655 0.053203 0.053203	0.055817	1.051
8	0.049439	0.049439 0.046193 0.044872 0.049439 0.049439 0.044687 0.044687	0.046965	1.053
7	0.040227	0.040227 0.037486 0.036370 0.040227 0.040227 0.036213 0.036213	0.038138	1.055
6	0.031897	0.031897 0.029636 0.028715 0.031897 0.031897 0.028586 0.028586	0.030173	1.057
5	0.023954	0.023954 0.022175 0.021451 0.023954 0.023954 0.021350 0.021350	0.022598	1.060
4	0.016643	0.016643 0.015338 0.014807 0.016643 0.016643 0.014732 0.014732	0.015648	1.064
3	0.010238	0.010238 0.009388 0.009041 0.010238 0.010238 0.008993 0.008993	0.009590	1.068
2	0.005022	0.005022 0.004603 0.004433 0.005022 0.005022 0.004409 0.004409	0.004703	1.068
Rez-de-chaussée	0.000749	0.000701 0.000733 0.000747 0.000701 0.000701 0.000749 0.000749	0.000726	1.031
Sous-sol	0	0	0	0
			$B_{x\,max}$=	1.068

Calcul de B_x (suite)

Direction Est-Ouest

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

Chargement 3:Torsion positive

Étage	δ_{max} (m)	Déplacement en x (m) aux points extrêmes de la dalle au niveau x	δ_{ave} (m)	$B_x=\delta_{max}/\delta_{ave}$
Toit	0.053234	0.052765 0.053234 0.047637 0.047637 0.053234 0.053234 0.047637	0.050768	1.049
8	0.045046	0.044651 0.045046 0.040345 0.040345 0.045046 0.045046 0.040345	0.042975	1.048
7	0.036831	0.036512 0.036831 0.033027 0.033027 0.036831 0.036831 0.033027	0.035155	1.048
6	0.029357	0.029106 0.029357 0.026367 0.026367 0.029357 0.029357 0.026367	0.028040	1.047
5	0.022178	0.021992 0.022178 0.019967 0.019967 0.022178 0.022178 0.019967	0.021204	1.046
4	0.015507	0.015382 0.015507 0.014013 0.014013 0.015507 0.015507 0.014013	0.014849	1.044
3	0.009585	0.009512 0.009585 0.008716 0.008716 0.009585 0.009585 0.008716	0.009202	1.042
2	0.004670	0.004640 0.004670 0.004304 0.004304 0.004670 0.004670 0.004304	0.004509	1.036
Rez-de-chaussée	0.000499	0.000470 0.000468 0.000499 0.000499 0.000468 0.000468 0.000499	0.000482	1.037
Sous-sol	0	0	0	0
			$B_{x\,max}$=	1.049

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

Chargement 4:Torsion négative

Étage	δ_{max} (m)	Déplacement en x (m) aux points extrêmes de la dalle au niveau x	δ_{ave} (m)	$B_x=\delta_{max}/\delta_{ave}$
Toit	0.052298	0.051552 0.051484 0.052298 0.052298 0.051484 0.051484 0.052298	0.051843	1.009
8	0.044264	0.043634 0.043577 0.044264 0.044264 0.043577 0.043577 0.044264	0.043880	1.009
7	0.036206	0.035691 0.035644 0.036206 0.036206 0.035644 0.035644 0.036206	0.035892	1.009
6	0.028876	0.028464 0.028426 0.028876 0.028876 0.028426 0.028426 0.028876	0.028624	1.009
5	0.021839	0.021522 0.021493 0.021839 0.021839 0.021493 0.021493 0.021839	0.021645	1.009
4	0.015300	0.015070 0.015049 0.015300 0.015300 0.015049 0.015049 0.015300	0.015160	1.009
3	0.009493	0.009339 0.009325 0.009493 0.009493 0.009325 0.009325 0.009493	0.009399	1.010
2	0.004671	0.004577 0.004569 0.004671 0.004671 0.004569 0.004569 0.004671	0.004614	1.012
Rez-de-chaussée	0.000539	0.000495 0.000491 0.000539 0.000539 0.000491 0.000491 0.000539	0.000512	1.053
Sous-sol	0	0	0	0
			$B_{x\,max}$=	1.053

Calcul des charges de séisme selon le CNBC 1995

Calcul du facteur J pour les moments de renversement

Le moment de renversement, M, à la base de la structure doit être multiplié par un coefficient de réduction, J=1 puisque T<0.5 s.

Calcul de J_x, de F_x et de M_x (à chaque étage)

1) J=1

h_n=23.22m (hauteur du bâtiment à partir du rez-de-chaussée)

$J_x = J+(1-J)*(h_x/h_n)^3$

2) $F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^{N} W_i h_i} \right)(V - F_t)$, avec V = 9560kN

À fin de comparaison avec la méthode spectrale, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée est rajoutée ($F=\nu SFIW_{r\text{-}d\text{-}c}U/R$) pour tenir compte de cette masse, puisqu'à cette hauteur, h=0 et la répartition de V est nulle :

$F_{r\text{-}d\text{-}c}=\nu\ SFIW_{r\text{-}d\text{-}c}U/R$ =0.1*2.41248*1.3*23953*0.6/3.5= **1288kN**

Répartition des forces sur chaque étage				
Étage	h_i (m)	W_i (KN)	h_iW_i (KN*m)	F_x (KN)
Toit	23,22	29805	691983	2726
8	20,22	21145	427552	1685
7	17,22	21145	364180	1435
6	14,45	21145	305630	1204
5	11,69	21145	247079	974
4	8,92	21145	188529	743
3	6,15	21145	129978	512
2	3,38	21145	71428	281
Rez-de-chaussée	0,00	23953	0	1288
Total		201773	2426359	10848

3) Moment de renversement $M_x = J_x \sum_{i=x}^{N} F_i (h_i - h_x)$

Étage	W_i (KN)	h_i (m)	F_x (KN)	V (KN)	J	M_x(KNm)
Toit	29805	23,22	2726	0	1,000	0
8	21145	20,22	1685	2726	1,000	8171
7	21145	17,22	1435	4411	1,000	21391
6	21145	14,45	1204	5846	1,000	37578
5	21145	11,69	974	7050	1,000	57100
4	21145	8,92	743	8024	1,000	79318
3	21145	6,15	512	8766	1,000	103592
2	21145	3,38	281	9279	1,000	129284
Rez-de-chaussée	23953	0,00	1288	9560	1,000	161578

<u>Calcul des couples de torsion accidentels pour l'analyse spectrale et l'analyse statique équivalente selon le CNBC 1995</u>

Direction N-S

D_{nx}= 100m
+/-0,1D_{nx}= +/-10m

Étage	F_y (KN)	Moment de Torsion $10F_y$ (KNm)	Moment de Torsion $-10F_y$ (KNm)
Toit	2726	27278	-27278
8	1685	16854	-16854
7	1435	14356	-14356
6	1204	12048	-12048
5	974	9740	-9740
4	743	7432	-7432
3	512	5124	-5124
2	281	2816	-2816
Rez-de-chaussée	1288	12887	-12887
Sous-sol	0	0	0

Calcul du spectre de réponse pour la ville de Montréal selon le CNBC 2005

Les valeurs de S(T), ou d'accélération spectrale de réponse, doivent être déterminées à l'aide de l'interpolation linéaire des valeurs intermédiaires de T:

T(sec)	S(T)
≤ 0.2	$F_aS_a(0,2)$
=0,5	$\min(F_vS_a(0,5), F_aS_a(0,2))$
=1	$F_vS_a(1,0)$
=2	$F_vS_a(2,0)$
≥ 4	$F_vS_a(2,0)/2$

Facteur de fondation:

F_a= 1.062

F_v= 1.18

Valeurs spectrales provenant de la table 3: probabilité 2% / 50 année, modèle régional, 50%iles (R model):

T(sec)	PSA (g)
0.1	0.65
0.15	0.71
0.2	0.69
0.3	0.5
0.4	0.39
0.5	0.34
1	0.14
2	0.048

Valeur du spectre d'accélération:

T(sec)	PSA (g)	m/s^2
0	0.7328	7.19
0.1	0.7328	7.19
0.15	0.7328	7.19
0.2	0.7328	7.19
0.3	0.6223	6.10
0.4	0.5117	5.02
0.5	0.4012	3.94
1	0.1652	1.62
2	0.0566	0.56
4	0.0283	0.28

Figure J-4 du commentaire J, CNBC 1995

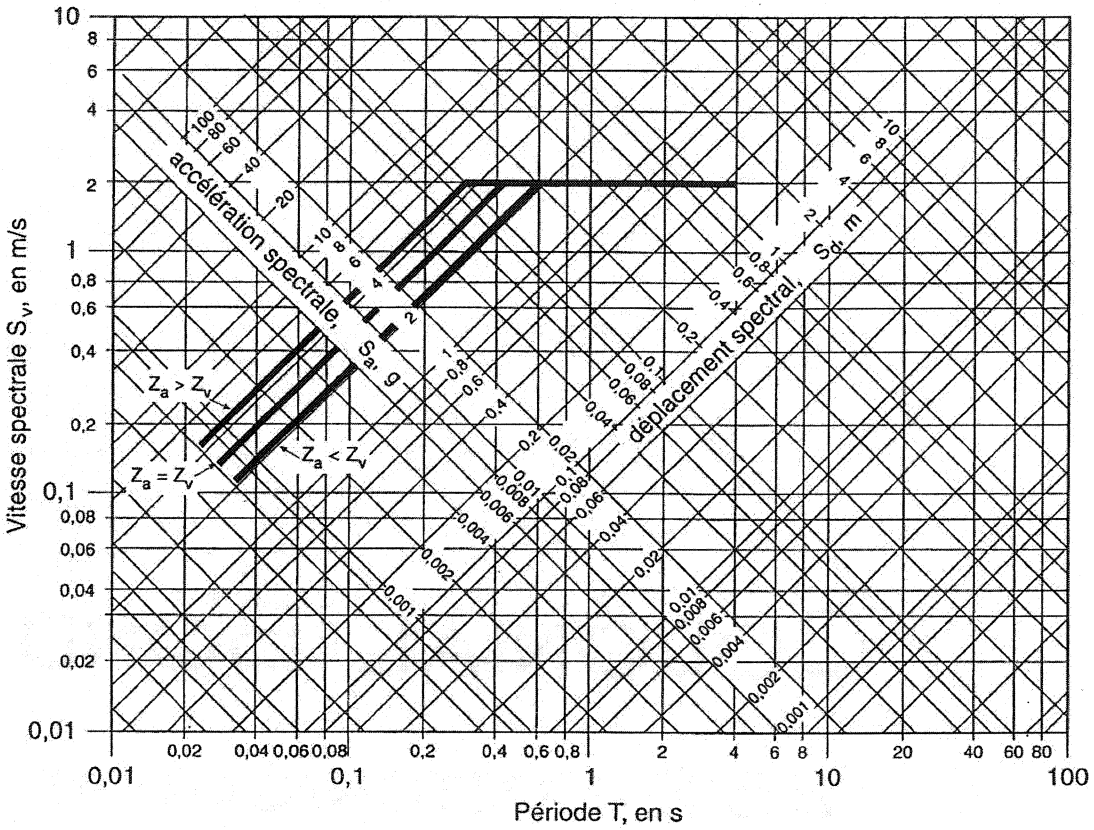


Figure J-4

Spectre de répartition normalisé où vitesse maximale du sol v = 1 m/s

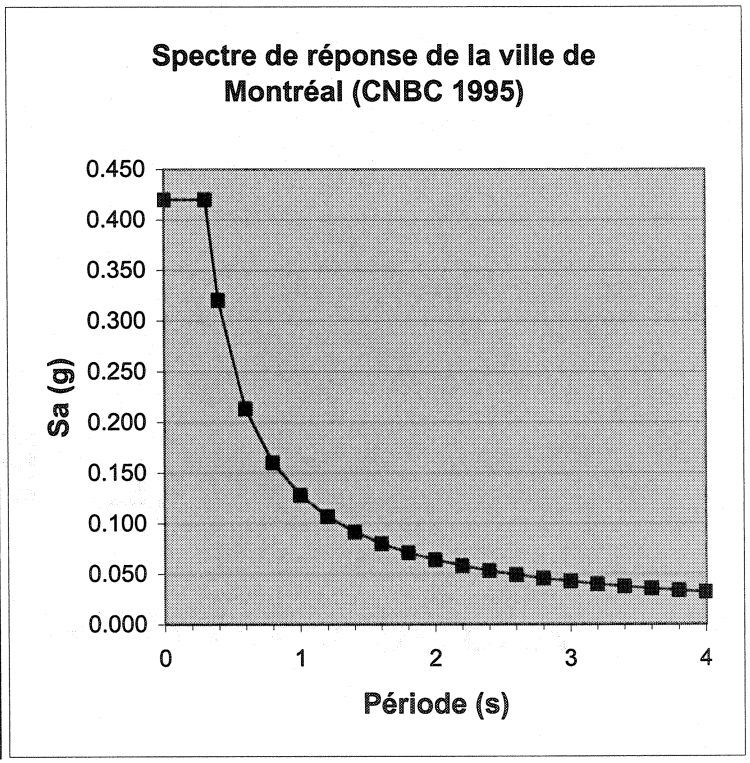
Calcul du spectre de réponse de la ville de Montréal selon le CNBC 1995

Pour T $\leq$ 0,305 s ; Psa=4,2g
Pour T $\geq$ 0,305 s ; Psa=2π*2 (m/s) / (T*9,81m/s)

On doit multiplier le Psa calculé par 0,1m/s (Montréal)

Montréal ν= 0.1 m/s

T (sec)	Acc. (g)
0	0.420
0.305	0.420
0.4	0.320
0.6	0.213
0.8	0.160
1	0.128
1.2	0.107
1.4	0.091
1.6	0.080
1.8	0.071
2	0.064
2.2	0.058
2.4	0.053
2.6	0.049
2.8	0.046
3	0.043
3.2	0.040
3.4	0.038
3.6	0.036
3.8	0.034
4	0.032



Caractéristiques des murs de refend selon le CNBC 1995 et la norme CSA A23.3-94

Mur de refend #1

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	25.090	78311	81836	0.004	0.127	1.472	11.624	-6958
3.126	Sous-sol*	27.755	77593	88009	0.008	0.113	1.926	16.981	-6958
5.004	R-d-c	9.699	54100	54825	1.152	0.226	2.861	12.642	-6156
8.382	2e étage	9.699	52400	52645	0.350	0.219	3.147	14.357	-5385
11.151	3e étage	9.699	50000	50270	0.347	0.209	3.462	16.552	-4615
13.92	4e étage	9.699	34500	34892	0.367	0.144	4.608	31.929	-3844
16.689	5e étage	9.699	32100	32409	0.262	0.134	5.069	37.749	-3072
19.458	6e étage	9.699	29400	29811	0.286	0.123	6.133	49.867	-2298
22.227	7e étage	9.699	26600	27080	0.303	0.111	6.746	60.625	-1459
25.224	8e étage	9.699	23700	24406	0.366	0.099	8.163	82.336	-655
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	25.090	77555	80603	0.002	0.125	2.606	20.780	-6958
3.126	Sous-sol*	27.755	69904	81782	0.006	0.102	3.154	30.866	-6958
5.004	R-d-c	9.699	54100	54825	1.152	0.226	2.861	12.642	-6156
8.382	2e étage	9.699	52400	52645	0.350	0.219	3.147	14.357	-5385
11.151	3e étage	9.699	50000	50270	0.347	0.209	3.462	16.552	-4615
13.92	4e étage	9.699	34500	34892	0.367	0.144	4.608	31.929	-3844
16.689	5e étage	9.699	32100	32409	0.262	0.134	5.069	37.749	-3072
19.458	6e étage	9.699	29400	29811	0.286	0.123	6.133	49.867	-2298
22.227	7e étage	9.699	26600	27080	0.303	0.111	6.746	60.625	-1459
25.224	8e étage	9.699	23700	24406	0.366	0.099	8.163	82.336	-655

*: Changement de section à l'étage

Mur de refend #2

Valeurs positives et négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	9.456	74152	75491	0.804	0.318	7.464	23.460	-6968
3.126	Sous-sol*	14.561	90900	91731	0.433	0.253	5.607	22.138	-6968
5.004	R-d-c	9.699	54100	54871	1.225	0.226	2.861	12.642	-6165
8.382	2e étage	9.699	52400	52598	0.282	0.219	3.147	14.357	-5394
11.151	3e étage	9.699	50000	50255	0.329	0.209	3.462	16.552	-4622
13.92	4e étage	9.699	34500	34907	0.381	0.144	4.608	31.929	-3850
16.689	5e étage	9.699	32100	32350	0.212	0.134	5.069	37.749	-3076
19.458	6e étage	9.699	29400	29808	0.284	0.123	6.133	49.867	-2302
22.227	7e étage	9.699	26600	27087	0.307	0.111	6.746	60.625	-1462
25.224	8e étage	9.699	23700	24397	0.361	0.099	8.163	82.336	-656

*: Changement de section à l'étage

Caractéristiques des murs de refend selon le CNBC 1995 et la norme CSA A23.3-94(suite)

Mur de refend #5

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	10.447	34753	36113	0.272	0.135	19.55	144.850	-5417
5.004	R-d-c	8.375	37883	38605	0.199	0.184	17.784	96.904	-4756
8.382	2e étage	8.375	36951	37244	0.073	0.179	19.564	109.292	-4151
11.151	3e étage	8.375	35003	35929	0.231	0.170	19.566	115.386	-3545
13.92	4e étage	8.375	30563	31357	0.198	0.148	19.574	132.203	-2938
16.689	5e étage	8.375	29820	30049	0.057	0.144	19.575	135.503	-2331
19.458	6e étage	8.375	23321	23787	0.116	0.113	19.576	173.274	-1723
22.227	7e étage	8.375	22136	22336	0.050	0.107	19.576	182.550	-1060
25.224	8e étage	8.375	20599	20900	0.075	0.100	19.577	196.181	-416
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	10.447	49664	54957	1.286	0.193	16.179	83.883	-5417
5.004	R-d-c	8.375	52561	55780	1.100	0.255	14.426	56.655	-4756
8.382	2e étage	8.375	51023	54461	1.175	0.247	14.425	58.359	-4151
11.151	3e étage	8.375	49485	53140	1.133	0.240	15.865	66.179	-3545
13.92	4e étage	8.375	34887	37288	0.599	0.169	19.581	115.858	-2938
16.689	5e étage	8.375	33470	35988	0.628	0.162	19.58	120.757	-2331
19.458	6e étage	8.375	25445	27602	0.537	0.123	19.579	158.834	-1723
22.227	7e étage	8.375	24004	26178	0.541	0.116	19.578	168.361	-1060
25.224	8e étage	8.375	22562	24775	0.551	0.109	19.578	179.121	-416

Mur de refend #6

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
-1.194	Sous-sol	5.239	36394	38129	0.695	0.282	19.618	69.603	-8601
5.004	R-d-c	4.135	33123	35364	0.702	0.325	31.649	97.385	-7573
8.382	2e étage	4.135	32038	34250	0.629	0.314	34.813	110.748	-6621
11.151	3e étage	4.135	30953	33179	0.633	0.304	34.813	114.630	-5668
13.92	4e étage	4.135	22085	23992	0.492	0.217	38.292	176.714	-4715
16.689	5e étage	4.135	21002	22859	0.478	0.206	38.291	185.822	-3760
19.458	6e étage	4.135	16687	18265	0.406	0.164	38.290	233.867	-2805
22.227	7e étage	4.135	15571	17093	0.391	0.153	38.289	250.622	-1759
25.224	8e étage	4.135	14456	15939	0.381	0.142	38.288	269.945	-754
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
-1.194	Sous-sol	5.239	36770	38886	0.523	0.285	31.598	110.960	-8601
5.004	R-d-c	4.135	32134	33366	0.351	0.315	34.800	110.376	-7573
8.382	2e étage	4.135	31081	32287	0.343	0.305	34.801	114.119	-6621
11.151	3e étage	4.135	30028	31150	0.290	0.295	38.282	129.936	-5668
13.92	4e étage	4.135	21556	22348	0.204	0.211	38.284	181.013	-4715
16.689	5e étage	4.135	20499	21220	0.186	0.201	38.285	190.352	-3760
19.458	6e étage	4.135	16371	16992	0.160	0.161	38.286	238.356	-2805
22.227	7e étage	4.135	15277	15825	0.141	0.150	38.287	255.432	-1759
25.224	8e étage	4.135	14183	14670	0.125	0.139	38.287	275.134	-754

Caractéristiques des murs de refend selon le CNBC 1995 et la norme CSA A23.3-94(suite)

Mur de refend #7

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	17.452	57393	58882	0.220	0.133	15.873	118.965	-3990
5.004	R-d-c	8.812	44850	46627	0.466	0.207	17.786	86.130	-3483
8.382	2e étage	8.812	43809	45568	0.461	0.202	17.786	88.176	-3031
11.151	3e étage	8.812	42770	44529	0.418	0.197	19.564	99.347	-2580
13.92	4e étage	8.812	32513	34143	0.387	0.150	19.564	130.688	-2128
16.689	5e étage	8.812	31478	33204	0.409	0.145	19.564	134.985	-1676
19.458	6e étage	8.812	24463	25905	0.341	0.113	19.564	173.694	-1222
22.227	7e étage	8.812	23374	24835	0.346	0.108	19.564	181.786	-728
25.224	8e étage	8.812	22283	23738	0.338	0.103	19.947	194.420	-242
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	17.452	58706	59727	0.648	0.136	3.800	27.843	-3990
5.004	R-d-c	8.812	43754	44836	0.283	0.201	17.784	88.277	-3483
8.382	2e étage	8.812	42737	43742	0.239	0.197	19.562	99.414	-3031
11.151	3e étage	8.812	41723	42740	0.242	0.192	19.563	101.835	-2580
13.92	4e étage	8.812	31987	33014	0.243	0.147	19.563	132.831	-2128
16.689	5e étage	8.812	30968	31930	0.228	0.143	19.563	137.201	-1676
19.458	6e étage	8.812	24054	24817	0.181	0.111	19.563	176.638	-1222
22.227	7e étage	8.812	22983	23656	0.159	0.106	19.563	184.869	-728
25.224	8e étage	8.812	21910	22596	0.159	0.101	19.947	197.730	-242

Caractéristiques des murs de refend selon le CNBC 2005 et la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des forces

Mur de refend #2 (calcul des forces)

Valeurs positives et négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	9.456	74152	75491	0.804	0.318	7.464	23.460	-6968
3.126	Sous-sol*	15.497	90900	91731	0.405	0.238	5.607	23.561	-6968
5.004	z-de-chauss	9.588	54100	54871	1.240	0.229	2.861	12.497	-6165
8.382	2e étage	9.421	52400	52598	0.291	0.226	3.147	13.946	-5394
11.151	3e étage	9.269	50000	50255	0.345	0.219	3.462	15.819	-4622
13.92	4e étage	9.103	34500	34907	0.407	0.154	4.608	29.967	-3850
16.689	5e étage	8.950	32100	32350	0.230	0.146	5.069	34.837	-3076
19.458	6e étage	8.784	29400	29808	0.314	0.136	6.133	45.165	-2302
22.227	7e étage	8.618	26600	27087	0.346	0.125	6.746	53.870	-1462
25.224	8e étage	8.452	23700	24397	0.415	0.114	8.163	71.750	-656

*: Changement de section à l'étage

Mur de refend #6 (calcul des forces)

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
-1.194	Sous-sol	4.954	36394	38129	0.735	0.298	19.618	65.824	-8601
5.004	R-d-c	3.846	33123	35364	0.755	0.349	31.649	90.568	-7573
8.382	2e étage	3.828	32038	34250	0.680	0.340	34.813	102.521	-6621
11.151	3e étage	3.787	30953	33179	0.692	0.332	34.813	104.969	-5668
13.92	4e étage	3.745	22085	23992	0.543	0.239	38.292	160.053	-4715
16.689	5e étage	3.704	21002	22859	0.534	0.230	38.291	166.444	-3760
19.458	6e étage	3.662	16687	18265	0.459	0.185	38.290	207.139	-2805
22.227	7e étage	3.615	15571	17093	0.448	0.175	38.289	219.115	-1759
25.224	8e étage	3.574	14456	15939	0.442	0.164	38.288	233.310	-754
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
-1.194	Sous-sol	4.954	36770	38886	0.554	0.301	31.598	104.937	-8601
5.004	R-d-c	3.846	32134	33366	0.377	0.339	34.800	102.650	-7573
8.382	2e étage	3.828	31081	32287	0.371	0.329	34.801	105.642	-6621
11.151	3e étage	3.787	30028	31150	0.317	0.322	38.282	118.984	-5668
13.92	4e étage	3.745	21556	22348	0.226	0.234	38.284	163.946	-4715
16.689	5e étage	3.704	20499	21220	0.208	0.225	38.285	170.501	-3760
19.458	6e étage	3.662	16371	16992	0.180	0.181	38.286	211.115	-2805
22.227	7e étage	3.615	15277	15825	0.161	0.171	38.287	223.320	-1759
25.224	8e étage	3.574	14183	14670	0.145	0.161	38.287	237.795	-754

Caractéristiques des murs de refend selon le CNBC 2005 et la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des forces (suite)

Mur de refend #7(calcul des forces)

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	15.507	57393	58882	0.248	0.150	15.873	105.709	-3990
5.004	R-d-c	7.956	44850	46627	0.516	0.229	17.786	77.763	-3483
8.382	2e étage	7.905	43809	45568	0.514	0.225	17.786	79.107	-3031
11.151	3e étage	7.855	42770	44529	0.470	0.221	19.564	88.561	-2580
13.92	4e étage	7.805	32513	34143	0.437	0.169	19.564	115.753	-2128
16.689	5e étage	7.754	31478	33204	0.465	0.165	19.564	118.787	-1676
19.458	6e étage	7.691	24463	25905	0.391	0.129	19.564	151.610	-1222
22.227	7e étage	7.641	23374	24835	0.399	0.124	19.564	157.635	-728
25.224	8e étage	7.578	22283	23738	0.393	0.119	19.947	167.201	-242
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	15.507	58706	59727	0.732	0.154	3.800	24.741	-3990
5.004	R-d-c	7.956	43754	44836	0.314	0.223	17.784	79.702	-3483
8.382	2e étage	7.905	42737	43742	0.267	0.219	19.562	89.188	-3031
11.151	3e étage	7.855	41723	42740	0.271	0.216	19.563	90.778	-2580
13.92	4e étage	7.805	31987	33014	0.275	0.166	19.563	117.650	-2128
16.689	5e étage	7.754	30968	31930	0.259	0.162	19.563	120.737	-1676
19.458	6e étage	7.691	24054	24817	0.207	0.127	19.563	154.180	-1222
22.227	7e étage	7.641	22983	23656	0.184	0.122	19.563	160.308	-728
25.224	8e étage	7.578	21910	22596	0.185	0.117	19.947	170.047	-242

Caractéristiques des murs de refend selon le CNBC 2005 et la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements

Mur de refend #2 (calcul des déplacements)

Valeurs positives et négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	9.456	74152	75491	0.804	0.318	7.464	23.460	-6968
3.126	Sous-sol*	12.293	90900	91731	0.517	0.300	5.607	18.690	-6968
5.004	R-d-c	6.706	54100	54871	1.842	0.327	2.861	8.741	-6165
8.382	2e étage	6.387	52400	52598	0.446	0.333	3.147	9.455	-5394
11.151	3e étage	6.068	50000	50255	0.546	0.334	3.462	10.357	-4622
13.92	4e étage	5.750	34500	34907	0.658	0.243	4.608	18.929	-3850
16.689	5e étage	5.431	32100	32350	0.386	0.240	5.069	21.139	-3076
19.458	6e étage	5.112	29400	29808	0.549	0.233	6.133	26.287	-2302
22.227	7e étage	4.766	26600	27087	0.636	0.226	6.746	29.793	-1462
25.224	8e étage	4.434	23700	24397	0.802	0.217	8.163	37.639	-656

*: Changement de section à l'étage

Mur de refend #6 (calcul des déplacements)

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
-1.194	Sous-sol	3.173	36394	38129	1.158	0.465	19.618	42.159	-8601
5.004	R-d-c	2.375	33123	35364	1.232	0.566	31.649	55.927	-7573
8.382	2e étage	2.333	32038	34250	1.123	0.557	34.813	62.494	-6621
11.151	3e étage	2.257	30953	33179	1.169	0.557	34.813	62.555	-5668
13.92	4e étage	2.174	22085	23992	0.940	0.412	38.292	92.901	-4715
16.689	5e étage	2.091	21002	22859	0.951	0.407	38.291	93.973	-3760
19.458	6e étage	2.008	16687	18265	0.840	0.337	38.290	113.592	-2805
22.227	7e étage	1.920	15571	17093	0.847	0.329	38.289	116.360	-1759
25.224	8e étage	1.837	14456	15939	0.863	0.319	38.288	119.933	-754
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
-1.194	Sous-sol	3.173	36770	38886	0.869	0.470	31.598	67.210	-8601
5.004	R-d-c	2.375	32134	33366	0.615	0.549	34.800	63.388	-7573
8.382	2e étage	2.333	31081	32287	0.612	0.540	34.801	64.396	-6621
11.151	3e étage	2.257	30028	31150	0.535	0.540	38.282	70.908	-5668
13.92	4e étage	2.174	21556	22348	0.390	0.402	38.284	95.161	-4715
16.689	5e étage	2.091	20499	21220	0.369	0.398	38.285	96.264	-3760
19.458	6e étage	2.008	16371	16992	0.330	0.331	38.286	115.773	-2805
22.227	7e étage	1.920	15277	15825	0.305	0.323	38.287	118.593	-1759
25.224	8e étage	1.837	14183	14670	0.283	0.313	38.287	122.238	-754

Caractéristiques des murs de refend selon le CNBC 2005 et la norme CSA A23.3-04 pour le calcul des déplacements (suite)

Mur de refend #7(calcul des déplacements)

Valeurs négatives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	8.601	57393	58882	0.450	0.271	15.873	58.633	-3990
5.004	R-d-c	4.582	44850	46627	0.905	0.397	17.786	44.787	-3483
8.382	2e étage	4.481	43809	45568	0.916	0.397	17.786	44.844	-3031
11.151	3e étage	4.381	42770	44529	0.850	0.396	19.564	49.390	-2580
13.92	4e étage	4.280	32513	34143	0.802	0.308	19.564	63.477	-2128
16.689	5e étage	4.167	31478	33204	0.873	0.307	19.564	63.829	-1676
19.458	6e étage	4.066	24463	25905	0.745	0.244	19.564	80.147	-1222
22.227	7e étage	3.940	23374	24835	0.779	0.241	19.564	81.284	-728
25.224	8e étage	3.827	22283	23738	0.783	0.236	19.947	84.434	-242
Valeurs positives									
Élévation (m)	Niveau	I_e (m^4)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	r ($x10^{-3}$)	ϕ_y(rad/km)	ϕ_u (rad/km)	$\mu_{u\phi}=\phi_u/\phi_y$	Charge P (kN)
0	Sous-sol	8.601	58706	59727	1.367	0.277	3.800	13.723	-3990
5.004	R-d-c	4.582	43754	44836	0.551	0.387	17.784	45.904	-3483
8.382	2e étage	4.481	42737	43742	0.475	0.387	19.562	50.559	-3031
11.151	3e étage	4.381	41723	42740	0.491	0.386	19.563	50.626	-2580
13.92	4e étage	4.280	31987	33014	0.505	0.303	19.563	64.518	-2128
16.689	5e étage	4.167	30968	31930	0.486	0.302	19.563	64.877	-1676
19.458	6e étage	4.066	24054	24817	0.394	0.240	19.563	81.506	-1222
22.227	7e étage	3.940	22983	23656	0.359	0.237	19.563	82.663	-728
25.224	8e étage	3.827	21910	22596	0.369	0.232	19.947	85.871	-242

ANNEXE 5

ANALYSES DU CNBC (1995 ET 2005) ET ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

- Étude paramétrique: calcul des facteurs pour la rigidité effective

- Calcul des raideurs du sol sous les semelles des murs de refend selon la méthode Newmark-Rosenblueth

- Calcul des raideurs du sol sous les semelles filantes selon Gazeta

- Mode et masse modale effective des modèles avec une base sur ressorts (borne inférieure et supérieure)

- Calcul des charges sismiques selon le CNBC 2005 ($T=1.5x0.05(h_n)^{3/4}$, T=1.5317 s et T=1.9596 s)

- Analyses spectrales: influence des effets P-Δ sur les flèches inter-étage et sur les efforts internes (CNBC 1995 et 2005)

- Analyses spectrales: influence des conditions de base sur les flèches inter-étage et les efforts internes (CNBC 1995 et 2005)

- Calcul des facteurs M_v

- Mode et masse modale effective des modèles E et C

Étude paramétrique: calcul des facteurs pour la rigidité (flexion et cisaillement)

f'_c= 30 MPa
f_y= 400 MPa

Rigidité en flexion		
Source # :	Formule	Facteur de réduction de la rigidité
1) - CSA A23.3-94 - ACI 318-99	$I_e=0,7I_g$	-
2) - CSA A23.3-04 (1) (déplacement)	$I_e=(0,3+2P/f'_cA_g)I_g \leq 0,7I_g$	$(0,3+2P/f'_cA_g)$
3) - Wallace et Moehle (1992) - FEMA (1997)	$I_e=0,5I_g$	-
4) - Adebar et Ibrahim (2000): borne supérieure - CSA A23.3-04 (2) (efforts internes) - Park et Paulay (1975)	$I_e=(0,6+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$	$(0,6+P/f'_cA_g)$
5) - Adebar et Ibrahim (2000): borne inférieure	$I_e=(0,2+2,5P/f'_cA_g)I_g \leq 0,7I_g$	$(0,2+2,5P/f'_cA_g)$
6) - Priestley et Hart (1989)	$I_e=(100/f_y+P/f'_cA_g)I_g \leq I_g$	$(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Rigidité en cisaillement		
Source # :	Formule	Facteur de réduction de la rigidité
7) - CSA A23.3-04 (3) (déplacement)	$A_e=(0,3+2P/f'_cA_g)A_g$	$(0,3+2P/f'_cA_g)$
8) - Adebar (1998)	$G_e=0,1G_g$	-
9) - Fluentes (1998)	$A_e=0,4A_g$	-
10) - CSA A23.3-04 (4) (efforts internes)	$A_e=(0,6+P/f'_cA_g)A_g$	$(0,6+P/f'_cA_g)$

f'_c= 30 MPa
f_y= 400 MPa

Calcul des facteurs de réduction de la rigidité pour chaque mur et niveau

Mur #1

	A_g (mm^2)	A_g pondéré en fonction de la hauteur (mm^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Facteur de réduction de la rigidité: Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Sous-sol	3012897 3916121	3351877	6958	0.438	0.669	0.373	0.319
Rez-de-chaussée	2237415 -	2237415	6156	0.483	0.692	0.429	0.342
étage 2	2237415 -	2237415	5385	0.460	0.680	0.401	0.330
étage 3	2237415 -	2237415	4615	0.438	0.669	0.372	0.319
étage 4	2237415 -	2237415	3844	0.415	0.657	0.343	0.307
étage 5	2237415 -	2237415	3072	0.392	0.646	0.314	0.296
étage 6	2237415 -	2237415	2298	0.368	0.634	0.286	0.284
étage 7	2237415 -	2237415	1459	0.343	0.622	0.254	0.272
étage 8	2237415 -	2237415	655	0.320	0.610	0.224	0.260

Note: Les facteurs de réduction de la rigité des semelles ont été pris égaux à ceux utilisés pour le sous-sol.

Mur #2

	A_g (mm^2)	A_g pondéré en fonction de la hauteur (mm^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Facteur de réduction de la rigidité: Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Sous-sol	929030 2709672	1597305	6968	0.591	0.745	0.564	0.395
Rez-de-chaussée	2237415 -	2237415	6165	0.484	0.692	0.430	0.342
étage 2	2237415 -	2237415	5394	0.461	0.680	0.401	0.330
étage 3	2237415 -	2237415	4622	0.438	0.669	0.372	0.319
étage 4	2237415 -	2237415	3850	0.415	0.657	0.343	0.307
étage 5	2237415 -	2237415	3076	0.392	0.646	0.315	0.296
étage 6	2237415 -	2237415	2302	0.369	0.634	0.286	0.284
étage 7	2237415 -	2237415	1462	0.344	0.622	0.254	0.272
étage 8	2237415 -	2237415	656	0.320	0.610	0.224	0.260

Note: Les facteurs de réduction de la rigité des semelles ont été pris égaux à ceux utilisés pour le sous-sol.

f'_c= 30 MPa
f_y= 400 MPa

Calcul des facteurs de réduction de la rigidité pour chaque mur et niveau (suite)

Mur #3

	A_g (mm^2)	A_g pondéré en fonction de la hauteur (mm^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Facteur de réduction de la rigidité: Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Sous-sol	2219350 -	2219350	3883	0.417	0.658	0.346	0.308
Rez-de-chaussée	1669674 2134189	1882680	3421	0.421	0.661	0.351	0.311
étage 2	1669674 2134189	1827364	2991	0.409	0.655	0.336	0.305
étage 3	1669674 2134189	1827364	2559	0.393	0.647	0.317	0.297
étage 4	1669674 2134189	1827364	2128	0.378	0.639	0.297	0.289
étage 5	1669674 2134189	1827364	1695	0.362	0.631	0.277	0.281
étage 6	1669674 2134189	1827364	1262	0.346	0.623	0.258	0.273
étage 7	1669674 2134189	1850706	790	0.328	0.614	0.236	0.264
étage 8	1669674 2134189	1850706	331	0.312	0.606	0.215	0.256

Note: Les facteurs de réduction de la rigité des semelles ont été pris égaux à ceux utilisés pour le sous-sol.

Mur #4

	A_g (mm^2)	A_g pondéré en fonction de la hauteur (mm^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Facteur de réduction de la rigidité: Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Sous-sol	929030 2754833	1633227	4654	0.490	0.695	0.437	0.345
Rez-de-chaussée	1999996 -	1999996	4108	0.437	0.668	0.371	0.318
étage 2	1999996 -	1999996	3591	0.420	0.660	0.350	0.310
étage 3	1999996 -	1999996	3073	0.402	0.651	0.328	0.301
étage 4	1999996 -	1999996	2556	0.385	0.643	0.306	0.293
étage 5	1999996 -	1999996	2037	0.368	0.634	0.285	0.284
étage 6	1999996 -	1999996	1517	0.351	0.625	0.263	0.275
étage 7	1999996 -	1999996	953	0.332	0.616	0.240	0.266
étage 8	1999996 -	1999996	408	0.314	0.607	0.217	0.257

Note: Les facteurs de réduction de la rigité des semelles ont été pris égaux à ceux utilisés pour le sous-sol.

f'_c= 30 MPa
f_y= 400 MPa

Calcul des facteurs de réduction de la rigidité pour chaque mur et niveau (suite)

Mur #5

	A_g (mm^2)	A_g pondéré en fonction de la hauteur (mm^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Facteur de réduction de la rigidité: Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Sous-sol	4289024 4598700	4469792	5417	0.381	0.640	0.301	0.290
Rez-de-chaussée	3247595 3780638	3512065	4756	0.390	0.645	0.313	0.295
étage 2	3247595 3780638	3452997	4151	0.380	0.640	0.300	0.290
étage 3	3247595 3780638	3452997	3545	0.368	0.634	0.286	0.284
étage 4	3247595 3780638	3452997	2938	0.357	0.628	0.271	0.278
étage 5	3247595 3780638	3452997	2331	0.345	0.623	0.256	0.273
étage 6	3247595 3780638	3452997	1723	0.333	0.617	0.242	0.267
étage 7	3247595 3780638	3477922	1060	0.320	0.610	0.225	0.260
étage 8	3247595 3780638	3477922	416	0.308	0.604	0.210	0.254

Note: Les facteurs de réduction de la rigité des semelles ont été pris égaux à ceux utilisés pour le sous-sol.

Mur #6

	A_g (mm^2)	A_g pondéré en fonction de la hauteur (mm^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Facteur de réduction de la rigidité: Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Sous-sol	3329026 5264506	4614037	8601	0.424	0.662	0.355	0.312
Rez-de-chaussée	4056766 6379342	4947156	7573	0.402	0.651	0.328	0.301
étage 2	4056766 6379342	4632168	6621	0.395	0.648	0.319	0.298
étage 3	4056766 6379342	4632168	5668	0.382	0.641	0.302	0.291
étage 4	4056766 6379342	4632168	4715	0.368	0.634	0.285	0.284
étage 5	4056766 6379342	4632168	3760	0.354	0.627	0.268	0.277
étage 6	4056766 6379342	4632168	2805	0.340	0.620	0.250	0.270
étage 7	4056766 6379342	4765086	1759	0.325	0.612	0.231	0.262
étage 8	4056766 6379342	4765086	754	0.311	0.605	0.213	0.255

Note: Les facteurs de réduction de la rigité des semelles ont été pris égaux à ceux utilisés pour le sous-sol.

f'_c= 30 MPa
f_y= 400 MPa

Calcul des facteurs de réduction de la rigidité pour chaque mur et niveau (suite)

Mur #7

	A_g (mm^2)	A_g pondéré en fonction de la hauteur (mm^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Facteur de réduction de la rigidité: Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Sous-sol	5690311 6141923	5953932	3990	0.345	0.622	0.256	0.272
Rez-de-chaussée	3509670 3832250	3633336	3483	0.364	0.632	0.280	0.282
étage 2	3509670 3832250	3589587	3031	0.356	0.628	0.270	0.278
étage 3	3509670 3832250	3589587	2580	0.348	0.624	0.260	0.274
étage 4	3509670 3832250	3589587	2128	0.340	0.620	0.249	0.270
étage 5	3509670 3832250	3589587	1676	0.331	0.616	0.239	0.266
étage 6	3509670 3832250	3589587	1222	0.323	0.611	0.228	0.261
étage 7	3509670 3832250	3608048	728	0.313	0.607	0.217	0.257
étage 8	3509670 3832250	3608048	242	0.304	0.602	0.206	0.252

Note: Les facteurs de réduction de la rigité des semelles ont été pris égaux à ceux utilisés pour le sous-sol.

Mur de fondation

	A_g (mm^2)	Aire tributaire (m^2)	Charge axiale P (N) x10^3	Source #2 et #7: $(0,3+2P/f'_cA_g)$	Source #4 et #10: $(0,6+P/f'_cA_g)$	Source #5: $(0,2+2,5P/f'_cA_g)$	Source #6: $(100/f_y+P/f'_cA_g)$
Mur #1	9571736	149.95	2849	0.320	0.610	0.225	0.260
Mur #2	31058358	211.24	4013	0.309	0.604	0.211	0.254
Mur #3	4036314	59.81	1136	0.319	0.609	0.223	0.259
Mur #4	17789652	270.70	5143	0.319	0.610	0.224	0.260
Mur #5	12350750	120.60	2291	0.312	0.606	0.215	0.256
Mur #6	20618704	212.94	4046	0.313	0.607	0.216	0.257
Mur #7	6049772	42.78	813	0.309	0.604	0.211	0.254

Note: Densité du remblai sur la dalle de stationnement: 23kN/m^3 (épaisseur=0,508m)
Densité du béton de la dalle de stationnement: 24kN/m^3 (épaisseur=0,305m)

Table 5 Dynamic soil properties for initial or provisional elastic analysis (ICE 1999)

Soil type	Characteristic value	Shear velocity V_s (m/s)	Poisson's ratio, υ	Density ρ (kg/m^3)	Dynamic stiffness E_d (N/mm^2)
	SPT (blows)				
Sand: loose	0–10	100–150	0.15–0.20	1750	50–100
medium	10–30	150–200	0.20–0.25	1800	100–200
dense	>30	200–250	0.25–0.30	1850	200–300
Sandy gravel		100–250	0.15–0.30	2000	50–300
	c_U (kN/mm^2)				
Silty clay		100–200	0.20–0.40	1800	50–200
Clay: soft	<20–40	100–200	0.20–0.40	1800	50–125
firm	40–75	125–200	0.20–0.40	1950	100–150
stiff	75–150+	150–200	0.20–0.40	2100	125–200

Note: dynamic Poisson's ratio in water-saturated soils to be treated with caution.

Calcul des Raideurs k du sol sous les semelles des murs de refend selon la méthode Newmark-Rosenblueth (Davidovici, 1999)

Séisme Nord-sud

Selon ICE (1999), pour un sable dense avec un essai de pénétration standard >30, E varie entre 200 et 300 MPa et ν entre 0,25 et 0,30.

Les valeurs de k des ressorts sont évaluées selon une borne inférieure et supérieure.

Borne inférieure (E_{min} et ν_{min})

E_{min} = 2.00E+08 N/m^2

ν_{min}= 0.25

G = 80000000 N/m^2

G/(1-ν) = 106666667 N/m^2

# du mur de refend	A (m^2)	$A^{1/2}$ (m)	a (m)	b (m)	a/b	β_z	β_x	β_ϕ	K_v (kN/m)	K_h (kN/m)	K_ϕ (kN/m)	K_r (kN/m)
1	68.33	8.27	15.11	4.52	3.34	2.35	1	0.75	2072043	1653226	82612368	51424422
2	55.81	7.47	12.34	4.52	2.73	2.3	1	0.7	1832814	1494142	51442309	32278221
3	55.81	7.47	4.52	12.34	0.37	2.3	1	0.4	1832814	1494142	10766292	32278221
4	93.64	9.68	7.49	12.50	0.60	2.2	1	0.42	2270799	1935340	31433178	51362728
5	68.95	8.30	9.30	7.42	1.25	2.18	1	0.52	1930861	1660717	35553163	29359814
6	87.74	9.37	6.91	12.70	0.54	2.2	1	0.43	2198136	1873411	27803927	48947913
7	76.63	8.75	10.26	7.47	1.37	2.18	1	0.52	2035557	1750766	43615743	35248493

Borne supérieure (E_{max} et ν_{max})

E_{max}= 3.00E+08 N/m^2

ν_{max}= 0.3

G = 115384615 N/m^2

G/(1-ν) = 164835165 N/m^2

# du mur de refend	A (m^2)	$A^{1/2}$ (m)	a (m)	b (m)	a/b	β_z	β_x	β_ϕ	K_v (kN/m)	K_h (kN/m)	K_ϕ (kN/m)	K_r (kN/m)
1	68.33	8.27	15.11	4.52	3.34	2.35	1	0.75	3201990	2479839	127663343	77136632
2	55.81	7.47	12.34	4.52	2.73	2.3	1	0.7	2832302	2241213	79495327	48417331
3	55.81	7.47	4.52	12.34	0.37	2.3	1	0.4	2832302	2241213	16637470	48417331
4	93.64	9.68	7.49	12.50	0.60	2.2	1	0.42	3509133	2903010	48574623	77044092
5	68.95	8.30	9.30	7.42	1.25	2.18	1	0.52	2983816	2491076	54941357	44039721
6	87.74	9.37	6.91	12.70	0.54	2.2	1	0.43	3396845	2810117	42966234	73421869
7	76.63	8.75	10.26	7.47	1.37	2.18	1	0.52	3145607	2626149	67400702	52872740

Calcul des Raideurs k du sol sous les semelles filantes des murs de fondation selon Gazeta et al. (Sieffert et Cevaer, 1991)

Borne inférieure (E_{min} et ν_{max})

E_{min} = 2.00E+08 N/m^2

ν_{max}= 0.3

G = 76923077 N/m^2

# du mur de fondation	B (m)	L (m)	(1) K_{v1}/G fiche 4.1*	(2) K_{v1}=col. (1)*G*L (kN/m)	(3) K_{h1}/G fiche 4.2*	(4) K_{h1}=col. (3)*G*L (kN/m)	(5) K_{r1}/GB^2 fiche 4.3*	(6) K_{r1}=col.(5)*GB^2*L (kN/m)
1	0.330	37.684	1.3	**3768400**	1.6	**4638031**	2	**632117**
2	0.330	122.277	1.3	**12227700**	1.6	**15049477**	2	**2051094**
3	0.330	15.891	1.3	**1589100**	1.6	**1955815**	2	**266558**
4	0.330	70.038	1.3	**7003800**	1.6	**8620062**	2	**1174829**
5	0.330	48.625	1.3	**4862500**	1.6	**5984615**	2	**815644**
6	0.330	81.176	1.3	**8117600**	1.6	**9990892**	2	**1361659**
7	0.330	23.818	1.3	**2381800**	1.6	**2931446**	2	**399527**

* : Fiche tiré de la figure 2.10 du chapitre 2

Borne supérieure (E_{max} et ν_{min})

E_{max} = 3.00E+08 N/m^2

ν_{min}= 0.25

G = 1.2E+08 N/m^2

# du mur de fondation	B (m)	L (m)	(1) K_{v1}/G fiche 4.1*	(2) K_{v1}=col. (1)*G*L (kN/m)	(3) K_{h1}/G fiche 4.2*	(4) K_{h1}=col. (3)*G*L (kN/m)	(5) K_{r1}/GB^2 fiche 4.3*	(6) K_{r1}=col.(5)*GB^2*L (kN/m)
1	0.330	37.684	1.3	**5878704**	1.6	**7235328**	2	**986103**
2	0.330	122.277	1.3	**19075212**	1.6	**23477184**	2	**3199707**
3	0.330	15.891	1.3	**2478996**	1.6	**3051072**	2	**415831**
4	0.330	70.038	1.3	**10925928**	1.6	**13447296**	2	**1832733**
5	0.330	48.625	1.3	**7585500**	1.6	**9336000**	2	**1272404**
6	0.330	81.176	1.3	**12663456**	1.6	**15585792**	2	**2124188**
7	0.330	23.818	1.3	**3715608**	1.6	**4573056**	2	**623262**

* : Fiche tiré de la figure 2.10 du chapitre 2

Mode et masse modale effective des modèles avec une base sur ressorts (borne supérieure)

Modèle selon les exigences du CNBC 1995 et de la norme CSA A23.3-94 (efforts internes et déplacements)

Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1.551	2.69	48.13	14.91	2.69	48.13	14.91	Translation en y
2	1.339	60.40	5.17	0.51	63.09	53.30	15.42	Translation en x
3	1.097	2.94	13.27	49.05	66.03	66.57	64.48	Torsion en z
4	0.268	0.42	15.33	4.16	66.45	81.90	68.64	Translation en y
5	0.225	15.88	1.57	0.50	82.33	83.47	69.14	Translation en x
6	0.191	1.46	4.04	12.93	83.79	87.51	82.07	Torsion en z
7	0.108	0.11	5.00	1.31	83.90	92.51	83.39	Translation en y
8	0.094	4.32	0.56	0.11	88.22	93.06	83.49	Translation en x
9	0.079	0.46	1.73	3.07	88.68	94.79	86.56	Torsion en z

Modèle selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 (déplacements)

Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	2.072	2.50	48.49	15.11	2.50	48.49	15.11	Translation en y
2	1.783	61.59	4.36	0.20	64.09	52.85	15.31	Translation en x
3	1.418	1.97	14.26	49.28	66.06	67.11	64.58	Torsion en z
4	0.393	0.47	15.36	4.37	66.53	82.47	68.95	Translation en y
5	0.331	16.69	1.47	0.26	83.22	83.94	69.21	Translation en x
6	0.276	1.10	4.64	12.94	84.32	88.58	82.16	Torsion en z
7	0.166	0.16	4.45	1.56	84.48	93.03	83.72	Translation en y
8	0.146	4.61	0.57	0.04	89.09	93.59	83.76	Translation en x
9	0.120	0.41	1.94	2.95	89.50	95.53	86.71	Torsion en z

Modèle selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)

Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1.647	2.73	48.66	15.01	2.73	48.66	15.01	Translation en y
2	1.425	61.24	5.00	0.36	63.97	53.66	15.37	Translation en x
3	1.155	2.55	13.77	49.45	66.52	67.43	64.82	Torsion en z
4	0.299	0.43	15.63	4.05	66.95	83.06	68.87	Translation en y
5	0.253	16.14	1.48	0.41	83.09	84.54	69.27	Translation en x
6	0.212	1.28	4.04	13.15	84.37	88.58	82.43	Torsion en z
7	0.125	0.13	4.64	1.35	84.49	93.22	83.77	Translation en y
8	0.110	4.31	0.53	0.07	88.80	93.75	83.85	Translation en x
9	0.091	0.42	1.69	2.96	89.22	95.44	86.81	Torsion en z

Mode et masse modale effective des modèles avec une base sur ressorts (borne inférieure)

Modèle selon les exigences du CNBC 1995 et de la norme CSA A23.3-94 (efforts internes et déplacements)

Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1.591	3.11	48.13	14.83	3.11	48.13	14.83	Translation en y
2	1.386	60.47	5.57	0.39	63.58	53.69	15.23	Translation en x
3	1.126	2.79	13.19	49.64	66.37	66.88	64.87	Torsion en z
4	0.270	0.41	15.12	4.13	66.79	82.00	68.99	Translation en y
5	0.226	15.57	1.58	0.51	82.36	83.57	69.50	Translation en x
6	0.193	1.47	4.00	12.69	83.83	87.58	82.20	Torsion en z
7	0.109	0.10	5.04	1.28	83.93	92.61	83.47	Translation en y
8	0.094	4.24	0.56	0.11	88.17	93.17	83.58	Translation en x
9	0.079	0.47	1.76	2.97	88.64	94.92	86.55	Torsion en z

Modèle selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 (déplacements)

Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	2.107	2.64	49.12	14.66	2.64	49.12	14.66	Translation en y
2	1.823	61.74	4.47	0.19	64.38	53.59	14.84	Translation en x
3	1.442	1.92	13.87	49.97	66.31	67.47	64.81	Torsion en z
4	0.396	0.44	15.44	4.26	66.74	82.90	69.07	Translation en y
5	0.332	16.50	1.43	0.29	83.24	84.33	69.35	Translation en x
6	0.277	1.12	4.54	12.86	84.36	88.87	82.21	Torsion en z
7	0.167	0.14	4.50	1.54	84.50	93.36	83.75	Translation en y
8	0.146	4.57	0.54	0.05	89.08	93.91	83.80	Translation en x
9	0.121	0.43	1.94	2.87	89.50	95.85	86.67	Torsion en z

Modèle selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)

Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1.686	3.05	48.92	14.76	3.05	48.92	14.76	Translation en y
2	1.471	61.30	5.31	0.29	64.35	54.23	15.05	Translation en x
3	1.183	2.46	13.53	50.11	66.81	67.76	65.16	Torsion en z
4	0.301	0.41	15.54	3.97	67.22	83.30	69.13	Translation en y
5	0.254	15.87	1.46	0.43	83.09	84.76	69.56	Translation en x
6	0.214	1.30	3.98	12.95	84.39	88.74	82.51	Torsion en z
7	0.126	0.12	4.70	1.31	84.51	93.43	83.82	Translation en y
8	0.110	4.25	0.52	0.08	88.76	93.95	83.90	Translation en x
9	0.091	0.43	1.71	2.87	89.19	95.66	86.77	Torsion en z

Calcul des charges sismiques selon CNBC 2005, modifiées en imposant une limite sur la période T_a (modèle B)

Période du modèle utilisée : $1.5x\ 0.05(h_n)^{3/4}$=1.5 x 0.53 s = 0.795 s

$V = V_e /(R_d*R_o)$

où $V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et pour $R_d \geq 1.5$, $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

Pour les murs de refend, **R_o=1.6**, **R_d=3.5** (table 4.1.8.9.) et **I_E=1** (bâtiment de catégorie normal, table 4.1.8.5.).

Selon la table 3 du CNBC 2004 et en considérant la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) : $S_a(0.2)$=0.69, $S_a(0.5)$=0.34, $S_a(1.0)$=0.14, $S_a(2.0)$=0.048.

Les facteurs de sol F_a et F_v ne changent pas par rapport aux calculs fait en utilisant la période empirique $T_a=1.5x0.05(h_n)^{3/4}$. Donc, **F_a=1.062** et **F_v=1.18**

L'accélération spectrale S(T) doit être calculée selon l'article 4.1.8.4.6) du CNBC 2004 (voir annexe 4) et être interpolée linéairement entre les deux valeurs suivantes puisque T=0.795 s :

1) $S(T) = F_vS_a(0.5)$ ou $F_aS_a(0.2)$, soit la plus petite valeur des deux pour T=0.5 s, soit le minimum de 0.4012 ou 0.7328. Donc, 0.4012.
2) $S(T) = F_vS_a(1.0)$ pour T=1 s = 0.1652.

Donc, **S(T)=0.262**.

Calcul de M_v

Selon la table 3 et la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) :

$S_a(0.2)$=0.69
$S_a(2.0)$=0.048

Selon la table 4.1.8.11 :

$S_a(0.2) / S_a(2.0) = 0.69 / 0.048 = 14.375 \geq 8$

T_a =0.795 s ≤1 s

Ce qui implique que **M_v =1**

Le cisaillement élastique à base, V_e, et pour $R_d \geq 1.5$, doit être égal à:

$V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

$0.262W \geq 0.048W$ et $0.262W \leq 0.460W$ (correcte).

Donc, $V = 0.262W/(R_d*R_o)= 0.262W/(3.5*1.6)=0.046786W$

W= **177820 kN** (poids à partir du r-d-c)

V = 0.046786*177820kN= 8319 kN.

La répartition des forces sismiques « F_x » se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^{N} W_i h_i} \right) (V - F_t)$$ où F_t=463kN puisque T > 0.7 s

F_t=0.07TV≤ 0.25V

F_t=0.07*0.795*8319=**463kN**≤ 2080kN

Pour fin de comparaison avec la méthode spectrale, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée est rajoutée ($F_{r\text{-}d\text{-}c}$=_$S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$) pour tenir compte de cette masse, puisqu'à cette hauteur, h=0 et la répartition de V est nulle :

$F_{r\text{-}d\text{-}c}$=_$S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$=0.046786*$W_{r\text{-}d\text{-}c}$= 0.046786*23953=1121kN

Répartition des forces sur chaque étage				
Étage	h_i (m)	W_i (kN)	h_iW_i (kN*m)	F_x (kN)
Toit	23,22	29805	691983	2703
8	20,22	21145	427552	1384
7	17,22	21145	364180	1179
6	14,45	21145	305630	990
5	11,69	21145	247079	800
4	8,92	21145	188529	610
3	6,15	21145	129978	421
2	3,38	21145	71428	231
Rez-de-chaussée	0,00	23953	0	1121
Total		201773	2426359	9440

Calcul du facteur J pour les moments de renversement

Le facteur J qui multiplie les moments de renversement est obtenu à partir du tableau 4.1.8.11. Puisque 0.5 s< T< 2 s, il faut faire une interpolation linéaire de J pour

T=0.5 s ➔ J=1
T=2 s ➔ J=0.4

T	J
0.5	1
0.795	x
2	0.4

x = J =1-((0.795-0.5)*(1-0.4) / (2-0.5)) =0.882

Donc, **J=0.882**

Calcul des couples de torsion accidentels pour l'analyse spectrale et l'analyse statique équivalente selon le CNBC 2005

Direction N-S

D_{nx}= 100m
+/-0,1D_{nx}= +/-10m

Étage	F_y (KN)	Moment de Torsion $10F_y$ (kNm)	Moment de Torsion $-10F_y$ (kNm)
Toit	2703	27049	-27049
8	1384	13850	-13850
7	1179	11797	-11797
6	990	9901	-9901
5	800	8004	-8004
4	610	6107	-6107
3	421	4211	-4211
2	231	2314	-2314
Rez-de-chaussée	1121	11216	-11216
Sous-sol	0	0	0

Calcul des charges sismiques selon CNBC 2005 en utilisant la période du modèle B

Période du modèle utilisée : 1.5317 s (période du modèle pour déterminer les efforts internes)

$V = V_e /(R_d*R_o)$

où $V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et pour $R_d \geq 1.5$, $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

Pour les murs de refend, $\mathbf{R_o=1.6}$, $\mathbf{R_d=3.5}$ (table 4.1.8.9.) et $\mathbf{I_E=1}$ (bâtiment de catégorie normal, table 4.1.8.5.).

Selon la table 3 du CNBC 2004 et en considérant la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) : $S_a(0.2)=0.69$, $S_a(0.5)=0.34$, $S_a(1.0)=0.14$, $S_a(2.0)=0.048$.

Les facteurs de sol F_a et F_v ne changent pas par rapport aux calculs fait en utilisant la période du modèle. Donc, $\mathbf{F_a=1.062}$ et $\mathbf{F_v=1.18}$

L'accélération spectrale S(T) doit être calculée selon l'article 4.1.8.4.6) du CNBC 2004 (voir annexe 4) et être interpolée linéairement entre les deux valeurs suivantes puisque T=1.5317 s :

1) $S(T) = F_vS_a(1.0)$ pour T=1 s = 0.1652
2) $S(T) = F_vS_a(2.0)$ pour T=2 s = 0.05664

Donc, **S(T)=0.1075**.

Calcul de M_v

Selon la table 3 et la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) :

$S_a(0.2)=0.69$
$S_a(2.0)=0.048$

Selon la table 4.1.8.11 :

$S_a(0.2) / S_a(2.0) = 0.69 / 0.048 = 14.375 \geq 8$

$1\ s \leq T_a = 1.5317\ s \leq 2\ s$

$T \leq 1\ s \Rightarrow M_v = 1$
$T \geq 2\ s \Rightarrow M_v = 2.5$

T	M_v
1	1
1.5317	x
2	2.5

$x = M_v = 1 + ((1.5317-1)*(2.5-1) / (2-1)) = 1.7976$

Ce qui implique que **M_v =1.7976**

Le cisaillement élastique à base, V_e, et pour $R_d \geq 1.5$, doit être égal à:

$V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

$0.193W \geq 0.086W$ et $0.193W \leq 0.460W$ (correcte).

Donc, $V = 0.193W/(R_d*R_o) = 0.193W/(3.5*1.6) = 0.034508W$

W= **177820 kN** (poids à partir du r-d-c)

V = 0.034508*177820kN= 6136 kN.

La répartition des forces sismiques « F_x » se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^{N} W_i h_i} \right) (V - F_t)$$ où F_t=658kN puisque T > 0.7 s

$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$

$F_t = 0.07*1.5317*6136 =$ **658kN** $\leq$ 1534kN

Pour fin de comparaison avec la méthode spectrale, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée est rajoutée ($F_{r\text{-}d\text{-}c}$=_$S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$) pour tenir compte de cette masse, puisqu'à cette hauteur, h=0 et la répartition de V est nulle :

$F_{r\text{-}d\text{-}c}$=_$S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$=0.034508*$W_{r\text{-}d\text{-}c}$= 0.034508*23953=827kN

Répartition des forces sur chaque étage				
Étage	h_i (m)	W_i (kN)	h_iW_i (kN*m)	F_x (kN)
Toit	23,22	29805	691983	2220
8	20,22	21145	427552	965
7	17,22	21145	364180	822
6	14,45	21145	305630	690
5	11,69	21145	247079	558
4	8,92	21145	188529	426
3	6,15	21145	129978	293
2	3,38	21145	71428	161
Rez-de-chaussée	0,00	23953	0	827
Total		201773	2426359	6963

Calcul du facteur J pour les moments de renversement

Le facteur J qui multiplie les moments de renversement est obtenu à partir du tableau 4.1.8.11. Puisque 0.5 s< T< 2 s, il faut faire une interpolation linéaire de J pour

T=0.5 s ➔ J=1
T=2 s ➔ J=0.4

T	J
0.5	1
1.5317	x
2	0.4

x = J =1-((1.5317-0.5)*(1-0.4) / (2-0.5)) =0.587

Donc, **J=0.587**

Calcul des couples de torsion accidentels pour l'analyse spectrale et l'analyse statique équivalente selon le CNBC 2005

Direction N-S

D_{nx}= 100m
+/-0,1D_{nx}= +/-10m

Étage	F_y (kN)	Moment de Torsion $10F_y$ (kNm)	Moment de Torsion $-10F_y$ (kNm)
Toit	2220	22214	-22214
8	965	9658	-9658
7	822	8226	-8226
6	690	6904	-6904
5	558	5581	-5581
4	426	4259	-4259
3	293	2936	-2936
2	161	1613	-1613
Rez-de-chaussée	827	8274	-8274
Sous-sol	0	0	0

Calcul des charges sismique selon CNBC 2005 en utilisant la période du modèle B

Période du modèle utilisée : 1.9596 s (période du modèle pour déterminer les déplacements)

$V = V_e /(R_d*R_o)$

où $V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et pour $R_d \geq 1.5$, $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

Pour les murs de refend, $\mathbf{R_o=1.6}$, $\mathbf{R_d=3.5}$ (table 4.1.8.9.) et $\mathbf{I_E=1}$ (bâtiment de catégorie normal, table 4.1.8.5.).

Selon la table 3 du CNBC 2004 et en considérant la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) : $S_a(0.2)=0.69$, $S_a(0.5)=0.34$, $S_a(1.0)=0.14$, $S_a(2.0)=0.048$.

Les facteurs de sol F_a et F_v ne changent pas par rapport aux calculs fait en utilisant la période du modèle. Donc, $\mathbf{F_a=1.062}$ et $\mathbf{F_v=1.18}$

L'accélération spectrale de calcul S(T) doit être calculée selon l'article 4.1.8.4.6) du CNBC 2004 (voir annexe 4) et être interpolée linéairement entre les deux valeurs suivantes puisque T=1.9596 s :

1) $S(T) = F_vS_a(1.0)$ pour T=1 s = 0.1652
2) $S(T) = F_vS_a(2.0)$ pour T=2 s = 0.05664

Donc, **S(T)=0.0610**

Calcul de M_v

Selon la table 3 et la ville de Montréal (probabilité 2% / 50ans, robuste 50%ile) :

$S_a(0.2)=0.69$
$S_a(2.0)=0.048$

Selon la table 4.1.8.11 :

$S_a(0.2) / S_a(2.0) = 0.69 / 0.048 = 14.375 \geq 8$

$1\ s \leq T_a = 1.9596\ s \leq 2\ s$

$T \leq 1\ s \rightarrow M_v = 1$
$T \geq 2\ s \rightarrow M_v = 2.5$

T	M_v
1	1
1.9596	x
2	2.5

$x = M_v = 1 + ((1.9596-1)*(2.5-1) / (2-1)) = 2.439$

Ce qui implique que **M_v =2.439**

Le cisaillement élastique à base, V_e, et pour $R_d \geq 1.5$, doit être égal à:

$V_e = S(T_a)*M_v*I_E*W \geq S(2.0)M_vI_EW$ et $V_e \leq 2/3*S(0.2)*I_E*W$

$0.149W \geq 0.117W$ et $0.149W \leq 0.460W$ (correcte).

Donc, $V = 0.149W/(R_d*R_o) = 0.149W/(3.5*1.6) = 0.026568W$

W= **177820 kN** (poids à partir du r-d-c)

V = 0.026568*177820kN= 4724 kN.

La répartition des forces sismiques « F_x » se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^{N} W_i h_i} \right) (V - F_t)$$ où F_t=648kN puisque T > 0.7 s

$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$

$F_t = 0.07*1.9596*4724 = \mathbf{648kN} \leq 1181kN$

Pour fin de comparaison avec la méthode spectrale, une force au rez-de-chaussée proportionnelle à la masse du rez-de-chaussée est rajoutée ($F_{r\text{-}d\text{-}c}$=_$S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$) pour tenir compte de cette masse, puisqu'à cette hauteur, h=0 et la répartition de V est nulle :

$F_{r\text{-}d\text{-}c}$=_$S(T_a)*M_v*I_E*W_{r\text{-}d\text{-}c}/(R_d*R_o)$= 0.026568*$W_{r\text{-}d\text{-}c}$= 0.026568*23953=636kN

Répartition des forces sur chaque étage				
Étage	h_i (m)	W_i (kN)	h_iW_i (kN*m)	F_x (kN)
Toit	23,22	29805	691983	1810
8	20,22	21145	427552	718
7	17,22	21145	364180	612
6	14,45	21145	305630	513
5	11,69	21145	247079	415
4	8,92	21145	188529	317
3	6,15	21145	129978	218
2	3,38	21145	71428	120
Rez-de-chaussée	0,00	23953	0	636
Total		201773	2426359	5360

Calcul du facteur J pour les moments de renversement

Le facteur J qui multiplie les moments de renversement est obtenu à partir du tableau 4.1.8.11. Puisque 0.5 s< T< 2 s, il faut faire une interpolation linéaire de J pour

T=0.5 s ➔ J=1
T=2 s ➔ J=0.4

T	J
0.5	1
1.9596	x
2	0.4

x = J =1-((1.9596-0.5)*(1-0.4) / (2-0.5)) =0.416

Donc, **J=0.416**

Calcul des couples de torsion accidentels pour l'analyse spectrale et l'analyse statique équivalente selon le CNBC 2005

Direction N-S

D_{nx}= 100m
+/-0,1D_{nx}= +/-10m

Étage	F_y (kN)	Moment de Torsion $10F_y$ (kNm)	Moment de Torsion $-10F_y$ (kNm)
Toit	1810	18114	-18114
8	718	7186	-7186
7	612	6121	-6121
6	513	5137	-5137
5	415	4153	-4153
4	317	3169	-3169
3	218	2185	-2185
2	120	1201	-1201
Rez-de-chaussée	636	6363	-6363
Sous-sol	0	0	0

Analyse spectrale CNBC 1995: influence des effets P-Δ sur les flèches inter-étage

			Centre de masse			Mur de refend #1			Mur de refend #2			Mur de refend #3		
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**
R-D-C	5004	3378	0.01	0.01	**0.81**	0.01	0.01	**-0.38**	0.01	0.01	**0.50**	0.01	0.01	**0.49**
2	8382	2769	0.10	0.10	**1.39**	0.11	0.11	**-0.34**	0.08	0.09	**1.50**	0.29	0.29	**0.72**
3	11151	2769	0.15	0.15	**1.61**	0.17	0.17	**-0.38**	0.13	0.13	**1.68**	0.46	0.46	**0.81**
4	13920	2769	0.19	0.19	**1.77**	0.21	0.20	**-0.31**	0.16	0.16	**1.96**	0.57	0.57	**0.84**
5	16689	2769	0.21	0.22	**1.77**	0.24	0.23	**-0.32**	0.19	0.19	**1.91**	0.66	0.66	**0.89**
6	19458	2769	0.23	0.24	**1.83**	0.26	0.26	**-0.34**	0.20	0.21	**1.99**	0.72	0.73	**0.91**
7	22227	2997	0.25	0.25	**1.83**	0.27	0.27	**-0.28**	0.22	0.22	**1.87**	0.76	0.77	**0.88**
8	25224	2997	0.26	0.26	**1.72**	0.28	0.28	**-0.38**	0.22	0.23	**1.93**	0.78	0.79	**0.86**
Toit	28221	-	0.26	0.27	**1.74**	0.28	0.28	**-0.33**	0.23	0.23	**1.79**	0.79	0.80	**0.85**

			Mur de refend #4			Mur de refend #5			Mur de refend #6			Mur de refend #7		
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**
R-D-C	5004	3378	0.01	0.01	**-0.45**	0.01	0.01	**-0.43**	0.01	0.01	**0.54**	0.01	0.01	**0.54**
2	8382	2769	0.14	0.14	**-0.55**	0.18	0.18	**-0.66**	0.17	0.17	**1.04**	0.23	0.23	**0.81**
3	11151	2769	0.22	0.22	**-0.57**	0.28	0.28	**-0.67**	0.27	0.27	**1.18**	0.36	0.36	**0.98**
4	13920	2769	0.28	0.27	**-0.64**	0.36	0.35	**-0.67**	0.34	0.34	**1.24**	0.45	0.46	**1.01**
5	16689	2769	0.32	0.32	**-0.56**	0.41	0.41	**-0.65**	0.39	0.39	**1.27**	0.52	0.53	**1.07**
6	19458	2769	0.35	0.34	**-0.62**	0.45	0.44	**-0.68**	0.42	0.43	**1.31**	0.57	0.58	**1.04**
7	22227	2997	0.36	0.36	**-0.62**	0.47	0.47	**-0.70**	0.45	0.46	**1.29**	0.60	0.61	**1.07**
8	25224	2997	0.37	0.37	**-0.59**	0.48	0.48	**-0.65**	0.46	0.47	**1.23**	0.62	0.63	**1.01**
Toit	28221	-	0.38	0.37	**-0.62**	0.49	0.48	**-0.72**	0.47	0.48	**1.24**	0.63	0.64	**1.00**

Analyse spectrale CNBC 1995: influence des effets P-Δ sur les efforts internes

	Effort tranchant, V_y (kN)														
	Mur de refend #1			Mur de refend #2			Mur de refend #5			Mur de refend #6			Mur de refend #7		
Étage	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)
Sous-sol-bas	1192	1185	**0.00**	624	636	**0.00**	2877	2859	**0.00**	1239	1253	**0.00**	3954	3989	**0.00**
Sous-sol-haut	1192	1185	**-0.53**	624	636	**1.97**	2877	2859	**-0.64**	1239	1253	**1.12**	3954	3989	**0.88**
R-D-C bas	1514	1506	**-0.57**	614	649	**5.83**	1291	1281	**-0.81**	609	606	**-0.52**	2817	2824	**0.25**
R-D-C haut	1514	1506	**-0.57**	614	649	**5.83**	1291	1281	**-0.81**	609	606	**-0.52**	2817	2824	**0.25**
2-bas	1215	1209	**-0.57**	764	768	**0.48**	1341	1330	**-0.80**	660	659	**-0.05**	2285	2295	**0.42**
2-haut	1215	1209	**-0.57**	764	768	**0.48**	1341	1330	**-0.80**	660	659	**-0.05**	2285	2295	**0.42**
3-bas	1016	1010	**-0.59**	737	744	**1.05**	1238	1227	**-0.84**	550	551	**0.02**	1905	1917	**0.61**
3-haut	1016	1010	**-0.59**	737	744	**1.05**	1238	1227	**-0.84**	550	551	**0.02**	1905	1917	**0.61**
4-bas	856	851	**-0.59**	648	658	**1.50**	1100	1090	**-0.89**	457	457	**0.09**	1578	1591	**0.80**
4-haut	856	851	**-0.59**	648	658	**1.50**	1100	1090	**-0.89**	457	457	**0.09**	1578	1591	**0.80**
5-bas	738	734	**-0.59**	586	596	**1.61**	961	952	**-0.91**	396	397	**0.10**	1353	1364	**0.85**
5-haut	738	734	**-0.59**	586	596	**1.61**	961	952	**-0.91**	396	397	**0.10**	1353	1364	**0.85**
6-bas	654	650	**-0.60**	573	580	**1.24**	833	825	**-0.89**	369	369	**0.00**	1233	1241	**0.63**
6-haut	654	650	**-0.60**	573	580	**1.24**	833	825	**-0.89**	369	369	**0.00**	1233	1241	**0.63**
7-bas	564	561	**-0.64**	561	565	**0.68**	681	675	**-0.87**	335	334	**-0.19**	1099	1102	**0.28**
7-haut	564	561	**-0.64**	561	565	**0.68**	681	675	**-0.87**	335	334	**-0.19**	1099	1102	**0.28**
8-bas	417	414	**-0.69**	471	473	**0.32**	445	441	**-0.90**	230	229	**-0.43**	795	795	**-0.05**
Toit	417	414	**-0.69**	471	473	**0.32**	445	441	**-0.90**	230	229	**-0.43**	795	795	**-0.05**

	Moment fléchissant M_x (kNm)														
	Mur de refend #1			Mur de refend #2			Mur de refend #5			Mur de refend #6			Mur de refend #7		
Étage	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)
Sous-sol	12624	12582	**-0.33**	6943	7051	**1.57**	6349	6310	**-0.61**	478	478	**-0.08**	12493	12599	**0.85**
R-D-C	18246	18179	**-0.36**	10040	10212	**1.72**	20439	20304	**-0.66**	8091	8177	**1.07**	32104	32391	**0.89**
2	13612	13574	**-0.28**	9335	9524	**2.03**	16727	16619	**-0.64**	6699	6786	**1.30**	23904	24158	**1.06**
3	10797	10769	**-0.25**	8253	8419	**2.01**	13578	13491	**-0.64**	5415	5485	**1.28**	19112	19316	**1.07**
4	8505	8484	**-0.25**	7093	7220	**1.78**	10669	10601	**-0.64**	4411	4459	**1.09**	15336	15480	**0.94**
5	6508	6490	**-0.28**	5892	5976	**1.44**	8004	7953	**-0.64**	3515	3544	**0.81**	12035	12121	**0.72**
6	4663	4648	**-0.32**	4559	4609	**1.08**	5556	5519	**-0.66**	2607	2620	**0.51**	8824	8867	**0.48**
7	2926	2915	**-0.37**	3072	3096	**0.78**	3345	3322	**-0.69**	1662	1665	**0.22**	5612	5626	**0.25**
8	1250	1245	**-0.38**	1413	1422	**0.61**	1332	1322	**-0.74**	689	688	**-0.09**	2383	2383	**0.03**
Toit	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**

Note: Les murs de refend #3 et #4 travaillent dans leur axe faible lorsque les charges agissent dans la direction nord-sud (y). Ils ont donc été négligés.

Analyse spectrale CNBC 2005: influence des effets P-Δ sur les flèches inter-étage

			Centre de masse			Mur de refend #1			Mur de refend #2			Mur de refend #3		
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**
R-D-C	5004	3378	0.06	0.06	**0.97**	0.05	0.05	**-0.59**	0.06	0.06	**0.81**	0.08	0.08	**0.77**
2	8382	2769	0.41	0.42	**1.36**	0.47	0.47	**-0.54**	0.37	0.37	**1.45**	1.21	1.22	**0.83**
3	11151	2769	0.58	0.58	**1.44**	0.68	0.67	**-0.72**	0.50	0.51	**1.48**	1.75	1.76	**0.72**
4	13920	2769	0.68	0.69	**1.28**	0.81	0.81	**-0.87**	0.59	0.60	**1.40**	2.10	2.11	**0.60**
5	16689	2769	0.76	0.77	**1.28**	0.92	0.91	**-0.92**	0.66	0.67	**1.34**	2.36	2.37	**0.52**
6	19458	2769	0.83	0.84	**1.22**	1.01	1.00	**-0.96**	0.73	0.74	**1.34**	2.56	2.57	**0.48**
7	22227	2997	0.90	0.91	**1.29**	1.07	1.06	**-0.91**	0.79	0.80	**1.36**	2.72	2.74	**0.52**
8	25224	2997	0.95	0.97	**1.35**	1.12	1.11	**-0.87**	0.84	0.85	**1.43**	2.85	2.87	**0.60**
Toit	28221	-	0.99	1.00	**1.42**	1.13	1.12	**-0.82**	0.87	0.89	**1.50**	2.92	2.94	**0.66**

			Mur de refend #4			Mur de refend #5			Mur de refend #6			Mur de refend #7		
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ (% de h_s)	Avec P-Δ (% de h_s)	hausse ou baisse (%)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**
R-D-C	5004	3378	0.05	0.05	**-0.54**	0.06	0.06	**-0.52**	0.07	0.07	**0.82**	0.07	0.07	**0.80**
2	8382	2769	0.63	0.63	**-0.41**	0.80	0.80	**-0.30**	0.72	0.72	**1.09**	0.96	0.97	**0.93**
3	11151	2769	0.93	0.92	**-0.50**	1.20	1.20	**-0.37**	1.02	1.03	**1.03**	1.38	1.39	**0.85**
4	13920	2769	1.13	1.12	**-0.57**	1.46	1.45	**-0.43**	1.22	1.23	**0.93**	1.65	1.66	**0.72**
5	16689	2769	1.28	1.27	**-0.63**	1.66	1.65	**-0.48**	1.37	1.38	**0.81**	1.85	1.86	**0.64**
6	19458	2769	1.40	1.39	**-0.64**	1.81	1.80	**-0.50**	1.49	1.50	**0.80**	2.01	2.03	**0.60**
7	22227	2997	1.48	1.47	**-0.63**	1.91	1.90	**-0.49**	1.59	1.60	**0.85**	2.15	2.16	**0.65**
8	25224	2997	1.53	1.52	**-0.61**	1.97	1.96	**-0.48**	1.67	1.69	**0.93**	2.25	2.27	**0.73**
Toit	28221	-	1.55	1.54	**-0.59**	1.99	1.98	**-0.45**	1.72	1.74	**1.00**	2.31	2.33	**0.79**

Analyse spectrale CNBC 2005: influence des effets P-Δ sur les efforts internes

	Effort tranchant, V_y (kN)														
	Mur de refend #1			Mur de refend #2			Mur de refend #5			Mur de refend #6			Mur de refend #7		
Étage	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)
Sous-sol-bas	1259	1253	**0.00**	859	878	**0.00**	3150	3133	**0.00**	1465	1481	**0.00**	4083	4119	**0.00**
Sous-sol-haut	1259	1253	**-0.50**	859	878	**2.13**	3150	3133	**-0.54**	1465	1481	**1.15**	4083	4119	**0.88**
R-D-C bas	2261	2251	**-0.44**	1291	1294	**0.22**	2009	1996	**-0.62**	1044	1041	**-0.21**	4033	4047	**0.34**
R-D-C haut	2261	2251	**-0.44**	1291	1294	**0.22**	2009	1996	**-0.62**	1044	1041	**-0.21**	4033	4047	**0.34**
2-bas	1879	1871	**-0.45**	1338	1348	**0.73**	1963	1950	**-0.66**	1007	1007	**0.04**	3335	3351	**0.51**
2-haut	1879	1871	**-0.45**	1338	1348	**0.73**	1963	1950	**-0.66**	1007	1007	**0.04**	3335	3351	**0.51**
3-bas	1542	1534	**-0.51**	1180	1193	**1.10**	1743	1731	**-0.73**	823	823	**0.05**	2715	2733	**0.64**
3-haut	1542	1534	**-0.51**	1180	1193	**1.10**	1743	1731	**-0.73**	823	823	**0.05**	2715	2733	**0.64**
4-bas	1261	1254	**-0.56**	983	998	**1.44**	1505	1492	**-0.81**	669	669	**0.05**	2193	2210	**0.77**
4-haut	1261	1254	**-0.56**	983	998	**1.44**	1505	1492	**-0.81**	669	669	**0.05**	2193	2210	**0.77**
5-bas	1082	1076	**-0.55**	886	900	**1.54**	1318	1307	**-0.82**	583	584	**0.06**	1879	1894	**0.82**
5-haut	1082	1076	**-0.55**	886	900	**1.54**	1318	1307	**-0.82**	583	584	**0.06**	1879	1894	**0.82**
6-bas	994	989	**-0.50**	906	917	**1.21**	1199	1190	**-0.75**	568	568	**0.06**	1789	1801	**0.66**
6-haut	994	989	**-0.50**	906	917	**1.21**	1199	1190	**-0.75**	568	568	**0.06**	1789	1801	**0.66**
7-bas	906	901	**-0.48**	929	936	**0.75**	1045	1037	**-0.70**	540	539	**-0.04**	1690	1696	**0.38**
7-haut	906	901	**-0.48**	929	936	**0.75**	1045	1037	**-0.70**	540	539	**-0.04**	1690	1696	**0.38**
8-bas	697	693	**-0.50**	800	804	**0.47**	724	719	**-0.70**	390	389	**-0.22**	1292	1294	**0.12**
Toit	697	693	**-0.50**	800	804	**0.47**	724	719	**-0.70**	390	389	**-0.22**	1292	1294	**0.12**

	Moment fléchissant M_x (kNm)														
	Mur de refend #1			Mur de refend #2			Mur de refend #5			Mur de refend #6			Mur de refend #7		
Étage	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)	Sans P-Δ	Avec P-Δ	hausse ou baisse (%)
Sous-sol	20609	20541	**-0.33**	11528	11702	**1.51**	12315	12246	**-0.56**	2295	2310	**0.67**	22574	22762	**0.83**
R-D-C	25904	25815	**-0.34**	15698	15967	**1.71**	27525	27365	**-0.58**	11267	11386	**1.06**	42561	42940	**0.89**
2	19467	19417	**-0.26**	13770	14049	**2.03**	22245	22119	**-0.57**	9080	9199	**1.30**	31676	32013	**1.06**
3	15600	15565	**-0.22**	12237	12479	**1.97**	18266	18164	**-0.56**	7533	7629	**1.27**	25694	25967	**1.06**
4	12590	12566	**-0.20**	10853	11041	**1.73**	14789	14712	**-0.52**	6410	6479	**1.09**	21356	21558	**0.94**
5	9960	9941	**-0.19**	9351	9482	**1.41**	11555	11498	**-0.50**	5347	5392	**0.84**	17488	17621	**0.76**
6	7383	7368	**-0.21**	7462	7545	**1.11**	8372	8331	**-0.50**	4129	4153	**0.59**	13353	13428	**0.56**
7	4774	4763	**-0.23**	5142	5186	**0.87**	5244	5217	**-0.52**	2722	2731	**0.34**	8804	8837	**0.37**
8	2088	2084	**-0.21**	2399	2417	**0.74**	2169	2157	**-0.55**	1168	1169	**0.08**	3872	3880	**0.19**
Toit	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**	0	0	**0.00**

Note: Les murs de refend #3 et #4 travaillent dans leur axe faible lorsque les charges agissent dans la direction nord-sud (y). Ils ont donc été négligés.

Analyse spectrale CNBC 1995: influence des conditions de base sur les flèches inter-étages

			Centre de masse					Mur de refend #1					Mur de refend #2				
			Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %	
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
R-D-C	5004	3378	0.01	0.03	0.03	293.5	**295.2**	0.01	0.02	0.02	278.4	**279.4**	0.01	0.02	0.03	297.2	**298.8**
2	8382	2769	0.10	0.14	0.15	40.5	**49.1**	0.11	0.14	0.15	32.2	**42.4**	0.09	0.12	0.13	41.8	**50.0**
3	11151	2769	0.15	0.20	0.20	28.9	33.9	0.17	0.20	0.21	23.0	29.2	0.13	0.17	0.18	30.3	35.0
4	13920	2769	0.19	0.24	0.24	24.5	27.9	0.20	0.24	0.25	19.4	24.0	0.16	0.21	0.21	25.6	28.8
5	16689	2769	0.22	0.27	0.27	22.2	24.9	0.23	0.28	0.28	17.4	21.2	0.19	0.23	0.24	23.4	25.9
6	19458	2769	0.24	0.29	0.29	21.0	23.3	0.26	0.30	0.31	16.4	19.7	0.21	0.25	0.26	22.1	24.1
7	22227	2997	0.25	0.31	0.31	20.5	22.4	0.27	0.31	0.32	15.9	18.8	0.22	0.27	0.27	21.6	23.3
8	25224	2997	0.26	0.32	0.32	20.3	22.0	0.28	0.32	0.33	15.8	18.5	0.23	0.28	0.28	21.4	23.0
Toit	28221	-	0.27	0.32	0.33	20.4	22.0	0.28	0.32	0.33	15.7	18.5	0.23	0.28	0.28	21.5	22.9

			Mur de refend #3					Mur de refend #4					Mur de refend #5				
			Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %	
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
R-D-C	5004	3378	0.01	0.03	0.03	261.8	**262.3**	0.01	0.02	0.02	265.0	**265.9**	0.01	0.02	0.02	253.2	**254.1**
2	8382	2769	0.29	0.39	0.42	33.7	**43.6**	0.14	0.18	0.20	28.1	**38.7**	0.18	0.23	0.25	25.8	**36.5**
3	11151	2769	0.46	0.57	0.59	23.2	29.0	0.22	0.26	0.28	20.0	26.5	0.28	0.34	0.35	18.8	25.2
4	13920	2769	0.57	0.69	0.71	19.2	23.4	0.27	0.32	0.33	16.7	21.4	0.35	0.41	0.43	15.6	20.3
5	16689	2769	0.66	0.78	0.80	17.1	20.5	0.32	0.36	0.37	14.8	18.8	0.41	0.46	0.48	13.7	17.6
6	19458	2769	0.73	0.84	0.86	16.0	18.9	0.34	0.39	0.40	13.9	17.3	0.44	0.50	0.51	12.7	16.1
7	22227	2997	0.77	0.89	0.91	15.4	18.1	0.36	0.41	0.42	13.3	16.5	0.47	0.52	0.54	12.2	15.3
8	25224	2997	0.79	0.91	0.93	15.2	17.7	0.37	0.42	0.43	13.0	16.0	0.48	0.54	0.55	11.9	14.8
Toit	28221	-	0.80	0.92	0.94	15.3	17.6	0.37	0.42	0.43	13.0	16.0	0.48	0.54	0.55	11.8	14.8

			Mur de refend #6					Mur de refend #7				
			Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %	
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
R-D-C	5004	3378	0.01	0.03	0.03	278.2	**278.9**	0.01	0.03	0.03	268.8	**270.0**
2	8382	2769	0.17	0.24	0.25	36.1	**45.7**	0.23	0.31	0.34	34.7	**44.4**
3	11151	2769	0.27	0.34	0.36	25.2	30.7	0.36	0.45	0.47	23.9	29.6
4	13920	2769	0.34	0.41	0.43	21.0	25.0	0.46	0.55	0.57	19.9	24.0
5	16689	2769	0.39	0.47	0.48	18.9	22.0	0.53	0.62	0.64	17.7	21.0
6	19458	2769	0.43	0.51	0.52	17.7	20.4	0.58	0.67	0.69	16.6	19.5
7	22227	2997	0.46	0.53	0.54	17.2	19.6	0.61	0.71	0.72	16.1	18.6
8	25224	2997	0.47	0.55	0.56	17.0	19.2	0.63	0.73	0.74	15.9	18.3
Toit	28221	-	0.48	0.56	0.57	17.0	19.2	0.64	0.74	0.75	16.0	18.3

Analyse spectrale CNBC 1995: influence des conditions de base sur les efforts internes

	Effort tranchant, V_y (kN)														
	Mur de refend #1					Mur de refend #2					Mur de refend #5				
	Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %		Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %		Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol-bas	1185	1185	1202	-0.01	1.42	636	723	750	13.67	17.85	2859	2250	2184	**-21.30**	**-23.61**
Sous-sol-haut	1185	1185	1202	-0.01	1.42	636	723	750	13.67	17.85	2859	2250	2184	**-21.30**	**-23.61**
R-D-C bas	1506	1621	1580	**7.65**	**4.94**	649	814	805	25.33	23.89	1281	1320	1312	3.09	2.45
R-D-C haut	1506	1621	1580	**7.65**	**4.94**	649	814	805	25.33	23.89	1281	1320	1312	3.09	2.45
2-bas	1209	1284	1257	6.22	4.00	768	891	868	**15.99**	**13.08**	1330	1362	1347	2.38	1.27
2-haut	1209	1284	1257	6.22	4.00	768	891	868	**15.99**	**13.08**	1330	1362	1347	2.38	1.27
3-bas	1010	1060	1039	4.91	2.80	744	830	809	11.55	8.75	1227	1248	1230	1.69	0.25
3-haut	1010	1060	1039	4.91	2.80	744	830	809	11.55	8.75	1227	1248	1230	1.69	0.25
4-bas	851	892	876	4.79	2.84	744	725	708	-2.57	-4.88	1090	1111	1095	1.91	0.43
4-haut	851	892	876	4.79	2.84	658	725	708	10.24	7.62	1090	1111	1095	1.91	0.43
5-bas	734	778	765	6.04	4.26	658	670	657	1.84	-0.15	952	975	961	2.40	0.93
5-haut	734	778	765	6.04	4.26	596	670	657	12.49	10.28	952	975	961	2.40	0.93
6-bas	650	701	691	7.86	6.28	596	675	664	13.26	11.53	825	846	835	2.48	1.11
6-haut	650	701	691	7.86	6.28	580	675	664	16.21	14.42	825	846	835	2.48	1.11
7-bas	561	619	611	10.39	8.92	580	671	663	15.65	14.13	675	700	691	3.66	2.40
7-haut	561	619	611	10.39	8.92	565	671	663	18.82	17.26	675	700	691	3.66	2.40
8-bas	414	464	458	12.06	10.62	565	567	560	0.35	-0.87	441	459	453	4.27	2.89
Toit	414	464	458	12.06	10.62	473	567	560	19.89	18.43	441	459	453	4.27	2.89

	Effort tranchant, Vy (kN)									
	Mur de refend #6					Mur de refend #7				
	Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %		Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol-bas	1253	1114	1122	**-11.10**	**-10.50**	3989	3173	3106	**-20.46**	**-22.14**
Sous-sol-haut	1253	1114	1122	**-11.10**	**-10.50**	3989	3173	3106	**-20.46**	**-22.14**
R-D-C bas	606	859	940	41.81	55.10	2824	2949	2831	4.46	0.27
R-D-C haut	606	859	940	41.81	55.10	2824	2949	2831	4.46	0.27
2-bas	659	763	773	15.73	17.21	2295	2455	2398	6.96	4.49
2-haut	659	763	773	15.73	17.21	2295	2455	2398	6.96	4.49
3-bas	551	603	598	9.58	8.68	1917	2034	1993	6.12	3.95
3-haut	551	603	598	9.58	8.68	1917	2034	1993	6.12	3.95
4-bas	457	491	485	7.48	5.99	1591	1680	1650	5.64	3.73
4-haut	457	491	485	7.48	5.99	1591	1680	1650	5.64	3.73
5-bas	397	432	427	8.94	7.49	1364	1463	1441	7.22	5.64
5-haut	397	432	427	8.94	7.49	1364	1463	1441	7.22	5.64
6-bas	369	415	410	12.28	10.95	1241	1370	1353	10.40	9.05
6-haut	369	415	410	12.28	10.95	1241	1370	1353	10.40	9.05
7-bas	334	383	379	14.75	13.44	1102	1246	1231	13.02	11.73
7-haut	334	383	379	14.75	13.44	1102	1246	1231	13.02	11.73
8-bas	229	267	264	16.81	15.30	795	914	902	15.00	13.55
Toit	229	267	264	16.81	15.30	795	914	902	15.00	13.55

Note: Les murs de refend #3 et #4 travaillent dans leur axe faible lorsque les charges agissent dans la direction nord-sud (y). Ils ont donc été négligés.

Analyse spectrale CNBC 1995: influence des conditions de base sur les efforts internes (suite)

	Moment fléchissant M_x (kNm)														
	Mur de refend #1					Mur de refend #2					Mur de refend #5				
	Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %		Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %		Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol	12582	13309	12684	5.78	0.81	7051	7608	7076	7.89	0.35	6310	9496	9463	50.49	49.98
R-D-C	18179	19016	18579	**4.60**	**2.20**	10212	11178	10797	**9.46**	**5.72**	20304	20591	20299	**1.41**	**-0.03**
2	13574	14209	13922	4.68	2.57	9524	10488	10219	10.12	7.30	16619	16878	16618	1.56	-0.01
3	10769	11366	11159	5.54	3.62	8419	9429	9229	12.00	9.62	13491	13739	13527	1.84	0.27
4	8484	9072	8924	6.93	5.19	7220	8267	8121	14.50	12.49	10601	10845	10687	2.30	0.81
5	6490	7039	6935	8.45	6.85	5976	6978	6873	16.76	15.00	7953	8175	8064	2.80	1.40
6	4648	5109	5039	9.92	8.42	4609	5457	5383	18.41	16.81	5519	5708	5635	3.41	2.09
7	2915	3242	3199	11.20	9.75	3096	3699	3652	19.45	17.95	3322	3458	3416	4.11	2.82
8	1245	1396	1378	12.07	10.63	1422	1704	1683	19.89	18.43	1322	1379	1361	4.28	2.91
Toit	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0.00	0.00

	Moment fléchissant Mx (kNm)									
	Mur de refend #6					Mur de refend #7				
	Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %		Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol	478	2670	2888	558.50	604.23	12599	17501	16826	38.91	33.55
R-D-C	8177	9522	9805	**16.44**	**19.91**	32391	33310	32328	**2.84**	**-0.19**
2	6786	7381	7339	8.77	8.14	24158	25262	24734	4.57	2.38
3	5485	5963	5889	8.73	7.38	19316	20536	20185	6.32	4.50
4	4459	4935	4872	10.67	9.26	15480	16813	16575	8.61	7.07
5	3544	3999	3951	12.85	11.48	12121	13435	13267	10.84	9.45
6	2620	3004	2969	14.65	13.31	8867	9989	9871	12.66	11.33
7	1665	1933	1911	16.10	14.76	5626	6420	6346	14.13	12.80
8	688	804	793	16.80	15.30	2383	2741	2706	15.00	13.55
Toit	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0.00	0.00

Note: Les murs de refend #3 et #4 travaillent dans leur axe faible lorsque les charges agissent dans la direction nord-sud (y). Ils ont donc été négligés.

Analyse spectrale CNBC 2005: influence des conditions de base sur les flèches inter-étages

			Centre de masse					Mur de refend #1					Mur de refend #2				
			Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %	
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
R-D-C	5004	3378	0.06	0.16	0.16	273.6	**279.9**	0.05	0.13	0.13	258.6	**263.7**	0.06	0.16	0.16	275.4	**281.9**
2	8382	2769	0.42	0.52	0.52	23.2	**24.7**	0.47	0.53	0.54	14.6	**16.6**	0.37	0.46	0.46	23.9	**25.0**
3	11151	2769	0.58	0.68	0.68	15.6	16.3	0.67	0.74	0.74	10.0	10.5	0.51	0.60	0.60	16.1	16.4
4	13920	2769	0.69	0.78	0.78	12.6	13.0	0.81	0.87	0.87	8.3	8.2	0.60	0.68	0.68	13.0	13.0
5	16689	2769	0.77	0.86	0.86	11.3	11.5	0.91	0.98	0.98	7.5	7.0	0.67	0.75	0.75	11.7	11.5
6	19458	2769	0.84	0.93	0.93	11.0	11.0	1.00	1.07	1.06	7.2	6.4	0.74	0.82	0.82	11.4	11.1
7	22227	2997	0.91	1.01	1.01	11.4	11.1	1.06	1.14	1.13	7.3	6.2	0.80	0.89	0.89	11.8	11.2
8	25224	2997	0.97	1.08	1.08	12.0	11.4	1.11	1.19	1.17	7.5	6.3	0.85	0.96	0.95	12.5	11.6
Toit	28221	-	1.00	1.13	1.12	12.6	11.8	1.12	1.21	1.20	7.7	6.5	0.89	1.00	0.99	13.1	12.0

			Mur de refend #3					Mur de refend #4					Mur de refend #5				
			Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %	
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
R-D-C	5004	3378	0.08	0.21	0.21	256.5	**261.2**	0.05	0.13	0.13	248.5	**253.4**	0.06	0.13	0.14	239.3	**243.5**
2	8382	2769	1.22	1.43	1.47	17.2	**20.0**	0.63	0.69	0.71	11.0	**13.2**	0.80	0.88	0.89	9.3	**11.5**
3	11151	2769	1.76	1.98	2.01	12.2	13.7	0.92	1.00	1.01	8.5	9.1	1.20	1.29	1.30	8.3	8.9
4	13920	2769	2.11	2.32	2.34	9.9	11.0	1.12	1.20	1.20	7.3	7.2	1.45	1.56	1.56	7.1	7.1
5	16689	2769	2.37	2.58	2.60	8.8	9.7	1.27	1.36	1.35	6.6	6.2	1.65	1.76	1.75	6.4	6.0
6	19458	2769	2.57	2.79	2.80	8.4	9.1	1.39	1.47	1.46	6.2	5.5	1.80	1.90	1.89	6.0	5.3
7	22227	2997	2.74	2.97	2.98	8.4	8.9	1.47	1.56	1.55	6.1	5.1	1.90	2.01	1.99	5.7	4.9
8	25224	2997	2.87	3.12	3.13	8.7	8.9	1.52	1.61	1.60	6.0	5.0	1.96	2.07	2.05	5.5	4.6
Toit	28221	-	2.94	3.21	3.21	9.1	9.1	1.54	1.63	1.62	6.1	5.0	1.98	2.09	2.07	5.5	4.5

			Mur de refend #6					Mur de refend #7				
			Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %		Flèche inter-étage (% de h_s)			hausse en %	
	Élévation (mm)	Hauteur de l'étage (mm)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
sous-sol	0	5004	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
R-D-C	5004	3378	0.07	0.18	0.18	266.3	**271.7**	0.07	0.20	0.20	261.1	**266.0**
2	8382	2769	0.72	0.87	0.89	19.7	**22.3**	0.97	1.15	1.17	18.2	**20.9**
3	11151	2769	1.03	1.17	1.19	13.6	15.0	1.39	1.57	1.59	12.7	14.2
4	13920	2769	1.23	1.37	1.38	11.0	12.1	1.66	1.84	1.85	10.4	11.5
5	16689	2769	1.38	1.51	1.52	9.8	10.7	1.86	2.04	2.05	9.2	10.1
6	19458	2769	1.50	1.64	1.65	9.5	10.2	2.03	2.21	2.22	8.8	9.5
7	22227	2997	1.60	1.76	1.76	9.6	10.1	2.16	2.35	2.36	8.9	9.4
8	25224	2997	1.69	1.86	1.86	10.1	10.3	2.27	2.48	2.49	9.3	9.5
Toit	28221	-	1.74	1.92	1.92	10.6	10.5	2.33	2.56	2.56	9.7	9.7

Analyse spectrale CNBC 2005: influence des conditions de base sur les efforts internes

	Effort tranchant, V_y (kN)														
	Mur de refend #1					Mur de refend #2					Mur de refend #5				
	Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %		Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %		Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol-bas	1253	1451	1477	15.81	17.86	878	921	948	4.92	7.96	3133	2813	2754	**-10.21**	**-12.09**
Sous-sol-haut	1253	1451	1477	15.81	17.86	878	921	948	4.92	7.96	3133	2813	2754	**-10.21**	**-12.09**
R-D-C bas	2251	2277	2200	**1.15**	**-2.27**	1294	1427	1366	10.28	5.56	1996	1996	1966	-0.01	-1.52
R-D-C haut	2251	2277	2200	**1.15**	**-2.27**	1294	1427	1366	10.28	5.56	1996	1996	1966	-0.01	-1.52
2-bas	1871	1874	1817	0.18	-2.87	1348	1419	1362	**5.28**	**1.03**	1950	1934	1900	-0.82	-2.56
2-haut	1871	1874	1817	0.18	-2.87	1348	1419	1362	**5.28**	**1.03**	1950	1934	1900	-0.82	-2.56
3-bas	1534	1528	1483	-0.39	-3.35	1193	1223	1172	2.56	-1.73	1731	1710	1676	-1.20	-3.16
3-haut	1534	1528	1483	-0.39	-3.35	1193	1223	1172	2.56	-1.73	1731	1710	1676	-1.20	-3.16
4-bas	1254	1261	1227	0.56	-2.18	998	1024	982	2.61	-1.53	1492	1486	1458	-0.40	-2.28
4-haut	1254	1261	1227	0.56	-2.18	998	1024	982	2.61	-1.53	1492	1486	1458	-0.40	-2.28
5-bas	1076	1105	1078	2.67	0.20	900	957	925	6.32	2.80	1307	1312	1289	0.40	-1.40
5-haut	1076	1105	1078	2.67	0.20	900	957	925	6.32	2.80	1307	1312	1289	0.40	-1.40
6-bas	989	1033	1011	4.39	2.14	917	1012	986	10.41	7.53	1190	1187	1166	-0.19	-2.01
6-haut	989	1033	1011	4.39	2.14	917	1012	986	10.41	7.53	1190	1187	1166	-0.19	-2.01
7-bas	901	956	937	6.09	3.94	936	1052	1029	12.42	9.88	1037	1041	1022	0.34	-1.50
7-haut	901	956	937	6.09	3.94	936	1052	1029	12.42	9.88	1037	1041	1022	0.34	-1.50
8-bas	693	740	725	6.77	4.54	804	908	889	12.89	10.48	719	719	704	0.07	-2.11
Toit	693	740	725	6.77	4.54	804	908	889	12.89	10.48	719	719	704	0.07	-2.11

	Effort tranchant, V_y (kN)									
	Mur de refend #6					Mur de refend #7				
	Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %		Effort tranchant, V_y (kN)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol-bas	1481	1306	1315	**-11.83**	**-11.20**	4119	3706	3665	**-10.04**	**-11.03**
Sous-sol-haut	1481	1306	1315	**-11.83**	**-11.20**	4119	3706	3665	**-10.04**	**-11.03**
R-D-C bas	1041	1287	1344	23.55	29.08	4047	4128	3959	1.99	-2.18
R-D-C haut	1041	1287	1344	23.55	29.08	4047	4128	3959	1.99	-2.18
2-bas	1007	1101	1100	9.31	9.25	3351	3432	3322	2.40	-0.88
2-haut	1007	1101	1100	9.31	9.25	3351	3432	3322	2.40	-0.88
3-bas	823	861	846	4.59	2.78	2733	2772	2687	1.45	-1.68
3-haut	823	861	846	4.59	2.78	2733	2772	2687	1.45	-1.68
4-bas	669	692	676	3.36	1.01	2210	2241	2687	1.39	21.57
4-haut	669	692	676	3.36	1.01	2210	2241	2177	1.39	-1.50
5-bas	584	614	601	5.28	2.99	1894	1961	2177	3.55	14.92
5-haut	584	614	601	5.28	2.99	1894	1961	1915	3.55	1.09
6-bas	568	614	602	8.16	5.92	1801	1920	1915	6.61	6.33
6-haut	568	614	602	8.16	5.92	1801	1920	1880	6.61	4.40
7-bas	539	592	581	9.85	7.64	1696	1842	1880	8.60	10.85
7-haut	539	592	581	9.85	7.64	1696	1842	1806	8.60	6.45
8-bas	389	430	421	10.68	8.30	1294	1418	1806	9.59	39.58
Toit	389	430	421	10.68	8.30	1294	1418	1388	9.59	7.29

Note: Les murs de refend #3 et #4 travaillent dans leur axe faible lorsque les charges agissent dans la direction nord-sud (y). Ils ont donc été négligés.

Analyse spectrale CNBC 2005: influence des conditions de base sur les efforts internes (suite)

	Moment fléchissant M_x (kNm)														
	Mur de refend #1					Mur de refend #2					Mur de refend #5				
	Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %		Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %		Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol	20541	19242	17899	-6.33	-12.86	11702	11437	10302	-2.26	-11.96	12246	13564	13163	10.77	7.49
R-D-C	25815	25664	24822	**-0.58**	**-3.85**	15967	15808	14893	**-0.99**	**-6.73**	27365	27185	26680	**-0.66**	**-2.51**
2	19417	19504	18938	0.45	-2.47	14049	14305	13650	1.82	-2.84	22119	22031	21610	-0.40	-2.30
3	15565	15883	15473	2.04	-0.59	12479	13159	12678	5.45	1.60	18164	18158	17819	-0.04	-1.90
4	12566	13032	12732	3.71	1.32	11041	12013	11658	8.80	5.59	14712	14745	14480	0.23	-1.57
5	9941	10436	10213	4.98	2.74	9482	10528	10261	11.02	8.21	11498	11531	11324	0.29	-1.51
6	7368	7803	7643	5.91	3.74	7545	8470	8274	12.26	9.67	8331	8363	8210	0.39	-1.45
7	4763	5075	4972	6.55	4.38	5186	5852	5724	12.85	10.37	5217	5247	5145	0.57	-1.38
8	2084	2225	2178	6.78	4.55	2417	2728	2670	12.89	10.48	2157	2159	2112	0.08	-2.10
Toit	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0.00	0.00

	Moment fléchissant M_x (kNm)									
	Mur de refend #6					Mur de refend #7				
	Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %		Moment fléchissant M_x (kNm)			hausse ou baisse en %	
Étage	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)	(1) Base encastrée	(2) Base flexible: borne sup.	(3) Base flexible: borne inf.	(1) vs (2)	(1) vs (3)
Sous-sol	2310	4440	4433	92.21	91.88	22762	23978	22374	5.34	-1.70
R-D-C	11386	12362	12466	**8.57**	**9.49**	42940	42247	40553	**-1.61**	**-5.56**
2	9199	9565	9402	3.98	2.21	32013	31998	30942	-0.05	-3.35
3	7629	8016	7844	5.07	2.83	25967	26607	25885	2.46	-0.32
4	6479	6952	6809	7.30	5.08	21558	22678	22168	5.20	2.83
5	5392	5879	5762	9.04	6.87	17621	18896	18510	7.24	5.05
6	4153	4576	4485	10.18	7.99	13428	14578	14289	8.56	6.41
7	2731	3030	2969	10.94	8.71	8837	9673	9480	9.46	7.27
8	1169	1294	1266	10.67	8.31	3880	4252	4162	9.59	7.29
Toit	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0.00	0.00

Note: Les murs de refend #3 et #4 travaillent dans leur axe faible lorsque les charges agissent dans la direction nord-sud (y). Ils ont donc été négligés.

Calcul du facteur M_v (Mur de refend de 10 étages)

Mur de refend de 10 étages, T=2 s.

Formule pour calculé M_v selon Humar et Mahgoub (2003):

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2}}{S_a(T_1)W}$$

W_{total} = 5415.12 kN

Mode	$Sa(T_i)$	Fraction de W_i dans la direction nord-sud	W_i	$(Sa(T_i)W_i)^2$
1	0.555	0.64486	3492	3756064
2	5.913	0.19757	1070	40019709
3	7.189	0.06791	368	6989089
4	7.189	0.03462	187	1816382
5	7.189	0.02079	113	655031
6	7.189	0.01368	74	283612
7	7.189	0.00939	51	133624
8	7.189	0.00633	34	60724
9	7.189	0.00366	20	20301
10	7.189	0.00119	6	2146
	Somme=	1.000	5415	53736684
			$((S_a(T_i)W_i)^2)^{1/2}$=	7330.53 (1)

$S_a(T_1)W$ = 3005.3916 (2)

M_v = (1)/(2) = **2.439**

Calcul du facteur M_v (Mur de refend de 20 étages)

Mur de refend de 20 étages, T=2 s.

Formule pour calculé M_v selon Humar et Mahgoub (2003):

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2}}{S_a(T_1)W}$$

W_{total} = 5415.12 kN

Mode	$Sa(T_i)$	Fraction de W_i dans la direction nord-sud	W_i	$(Sa(T_i)W_i)^2$
1	0.555	0.62869	3404	3570058
2	5.902	0.19298	1045	38039884
3	7.189	0.06635	359	6671677
4	7.189	0.03391	184	1742644
5	7.189	0.0205	111	636885
6	7.189	0.01371	74	284858
7	7.189	0.0098	53	145548
8	7.189	0.00735	40	81871
9	7.189	0.0057	31	49238
10	7.189	0.00454	25	31237
11	7.189	0.00368	20	20523
12	7.189	0.00303	16	13914
13	7.189	0.00251	14	9548
14	7.189	0.00208	11	6557
15	7.189	0.0017	9	4380
16	7.189	0.00135	7	2762
17	7.189	0.00101	5	1546
18	7.189	0.00067	4	680
19	7.189	0.00035	2	186
20	7.189	0.0001	1	15
21	7.189	0	0	0
22	7.189	0	0	0
23	7.189	0	0	0
24	7.189	0	0	0
25	7.189	0	0	0
26	7.189	0	0	0
27	7.189	0	0	0
	Somme=	1.000	5415	51314008.49
			$((S_a(T_i)W_i)^2)^{1/2}$=	7163.38 (1)

$S_a(T_1)W$ = 3005.3916 (2)

M_v = (1)/(2) = **2.384**

Calcul du facteur M_v (Mur de refend de 30 étages)

Mur de refend de 30 étages, T=2 s.

Formule pour calculé M_v selon Humar et Mahgoub (2003):

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum \left[S_a(T_i)W_i\right]^2}}{S_a(T_1)W}$$

W_{total} = 5415.12 kN

Mode	$Sa(T_i)$	Fraction de W_i dans la direction nord-sud	W_i	$(Sa(T_i)W_i)^2$
1	0.555	0.62342	3376	3510457
2	5.897	0.19142	1037	37363973
3	7.189	0.06581	356	6563522
4	7.189	0.03364	182	1715004
5	7.189	0.02034	110	626982
6	7.189	0.01362	74	281130
7	7.189	0.00975	53	144066
8	7.189	0.00732	40	81204
9	7.189	0.00569	31	49066
10	7.189	0.00455	25	31374
11	7.189	0.00372	20	20972
12	7.189	0.0031	17	14564
13	7.189	0.00262	14	10403
14	7.189	0.00224	12	7604
15	7.189	0.00193	10	5645
16	7.189	0.00168	9	4277
17	7.189	0.00147	8	3275
18	7.189	0.00129	7	2522
19	7.189	0.00114	6	1970
20	7.189	0.00101	5	1546
21	7.189	0.00088	5	1174
22	7.189	0.00077	4	899
23	7.189	0.00067	4	680
24	7.189	0.00057	3	492
25	7.189	0.00046	2	321
26	7.189	0.00036	2	196
27	7.189	0.00026	1	102
28	7.189	0.00016	1	39
29	7.189	0.00008	0	10
30	7.189	0.00002	0	1
	Somme=	1.000	5415	50443468
			$((S_a(T_i)W_i)^2)^{1/2}$=	7102.36 (1)

$S_a(T_1)W$ = 3005.3916 (2)

M_v = (1)/(2) = **2.363**

Calcul du facteur M_v (Humar et Mahgoub, 2000)

Modèle B, T=1,5317 s

Formule pour calculé M_v selon Humar et Mahgoub (2003):

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum \left[S_a(T_i)W_i\right]^2}}{S_a(T_1)W}$$

W_{total} = 201773 kN

Mode	$Sa(T_i)$	Fraction de W_i dans la direction nord-sud	W_i	$(Sa(T_i)W_i)^2$
1	1.054	0.44696	90184	9035342937
2	1.284	0.04744	9572	151058619
3	1.529	0.15409	31091	2259903962
4	6.308	0.13153	26539	28025870569
5	6.676	0.01805	3642	591171067
6	7.134	0.04826	9738	4825773648
7	7.189	0.03525	7112	2614455850
8	7.189	0.00826	1667	143556600
9	7.189	0.01463	2952	450351612
10	7.189	0.01187	2395	296458910
11	7.189	0.00706	1425	104875120
12	7.189	0.01215	2452	310610137
13	7.189	0.00119	240	2979593
14	7.189	0.007	1412	103100115
15	7.189	0.00539	1088	61128058
16	7.189	0.01214	2450	310099055
17	7.189	0.00262	529	14443274
18	7.189	0.00189	381	7515998
19	7.189	0.01501	3029	474050331
20	7.189	0.00278	561	16261203
21	7.189	0.00801	1616	134998239
22	7.189	0.00007	14	10310
23	7.189	0.00287	579	17331129
24	7.189	0.00445	898	41666123
25	7.189	0.00082	165	1414786
26	7.189	0.00003	6	1894
27	7.189	0.00028	56	164960
	Somme=	1.000	201793	49994594102

$((S_a(T_i)W_i)^2)^{1/2}$ = 223594.71 (1)

$S_a(T_1)W$ = 212668.742 (2)

M_v = (1)/(2) = **1.051**

Calcul du facteur M_v (Humar et Mahgoub, 2000)

Modèle B, T=1,365 s (Translation dans la direction nord-sud seulement)

Formule pour calculé M_v selon Humar et Mahgoub (2003):

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2}}{S_a(T_1)W}$$

W_{total} = 201773 kN

Mode	$Sa(T_i)$	Fraction de W_i dans la direction nord-sud	W_i	$(Sa(T_i)W_i)^2$
1	1.232	0.64874	130898	26006916965
2	6.61	0.19688	39725	68949674899
3	7.189	0.05732	11566	6913141291
4	7.189	0.02692	5432	1524801044
5	7.189	0.01811	3654	690080841
6	7.189	0.018	3632	681723209
7	7.189	0.02048	4132	882516785
8	7.189	0.01105	2230	256913914
9	7.189	0.00242	488	12322357
	Somme=	1.000	201757	1.05918E+11

$((S_a(T_i)W_i)^2)^{1/2}$ = 325451 (1)

$S_a(T_1)W$ = 248584 (2)

M_v = (1)/(2) = **1.309**

Modes et masses modales effectives des modèles E et C selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (déplacements).

Modèle C selon les exigences de la norme CSA A23.3-94 (efforts internes)								
Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1,909	2,43	43,27	18,39	2,43	43,27	18,39	Translation en y
2	1,645	60,67	4,43	0,13	63,10	47,70	18,52	Translation en x
3	1,344	2,12	16,89	45,34	65,21	64,60	63,85	Torsion en z
4	0,367	0,76	12,88	5,36	65,97	77,48	69,21	Translation en y
5	0,322	17,07	1,69	0,04	83,03	79,17	69,25	Translation en x
6	0,265	0,82	5,45	12,37	83,85	84,61	81,62	Torsion en z
7	0,156	0,36	3,66	1,56	84,21	88,28	83,17	Translation en y
8	0,142	4,63	0,79	0,00	88,84	89,06	83,17	Translation en x
9	0,115	0,29	1,79	3,28	89,13	90,85	86,45	Torsion en z

Modèle E selon les exigences de la norme CSA A23.3-04 (efforts internes)								
Mode	Période (s)	Masse participante (%)			Masses modales effectives (%) cumulatives			Mouvement principal du mode
		Translation en x	Translation en y	Torsion en z	Translation en x	Translation en y	Torsion en z	
1	1,216	2,19	46,50	18,69	2,19	46,50	18,69	Translation en y
2	1,107	49,08	10,72	7,66	51,27	57,22	26,35	Translation en x
3	1,006	16,71	9,95	40,43	67,98	67,18	66,78	Torsion en z
4	0,312	1,65	7,62	5,12	69,63	74,80	71,90	Translation en y
5	0,287	11,14	3,24	0,01	80,78	78,04	71,91	Translation en x
6	0,248	1,29	4,35	9,23	82,06	82,39	81,14	Torsion en z
7	0,201	0,01	0,04	0,06	82,08	82,43	81,20	Torsion en z
8	0,156	1,36	0,00	0,91	83,43	82,44	82,11	Translation en x
9	0,155	0,81	0,85	0,42	84,24	83,28	82,53	Translation en y

ANNEXE 6

ANALYSES INÉLASTIQUES

- Rotation acceptable permise – membrure controllée en flexion – d'après FEMA 273 (1997)

- Modèle A: Vérification de la résistance en flexion et en cisaillement

- Calcul des facteurs d'amplification dynamique des efforts tranchants selon Gosh et Markevicius (1990)

- Indices de dommage pour les séismes filtrés

Rotation acceptable permise - membrure controllée par la flexion- d'après FEMA 273 (1997)

Rotation obtenue

Plastification en premier lieu du mur de refend #2

ϕ_u= 0.002861 rad/m

$\theta_u=\phi_u x l_p$

Longueur de la rotule platique à considérer d'après FEMA 273 (1997):
$l_p=0.5l_w$, $\leq h_s$ (hauteur d'un étage) et $\leq 0.5h_w$ (hauteur du mur)

l_p=	4038.5	mm
	≤3378	mm (hauteur du r-d-c)
	≤14110	mm
Donc, l_p=	**3378**	**mm**

$\theta_u=\phi_u \times l_p$= **0.0097 rad**

Table 6-17, FEMA 273

A_s=	14800	mm^2
A_s'=	9600	mm^2
f_y=	400	MPa
f_c'=	30	MPa
$P_f(0.5L+D)$=	6165	kN
t_w=	254	mm
l_w=	8077	mm

(1) V* = 3809 kN (CNBC 1995)
(2) V* = 3473 kN (CNBC 2005)
*: Effort tranchant maximum lors du pushover
vis-à-vis la rotule plastique (r-d-c) du t=0 à la plastification du mur #2.

$$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'} = \quad 0.134 \quad (0.1 \leq 0.134 \leq 0.25)$$

$$(1)\ \frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}} = \quad 0.34\ (\leq 3)$$

$$(2)\ \frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}} = \quad 0.31\ (\leq 3)$$

Selon la Table 6-17, life safety, LS (performance level)

$\theta_{acceptable}$=	0.0091	rad
θ_u=	0.0097	rad
$\theta_u/\theta_{acceptable}$=	**1.06**	

Selon la Table 6-17, collapse prevention, CP (performance level)

$\theta_{acceptable}$=	0.0136	rad
θ_u=	0.0097	rad
$\theta_u/\theta_{acceptable}$=	**0.71**	

Table 6-17 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)				
						Component Type				
						Primary			Secondary	
						Performance Level				
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Shear walls and wall segments										
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary[1]								
≤ 0.1	≤3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
ii. Columns supporting discontinuous shear walls										
Transverse reinforcement[2]										
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.
			Chord Rotation (radians)							
			d	e						
iii. Shear wall coupling beams										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement[3]	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3		0.025	0.040	0.75	0.006	0.015	0.025	0.025	0.040
	≥ 6		0.015	0.030	0.50	0.005	0.010	0.015	0.015	0.030
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3		0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
	≥ 6		0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	n.a.		0.030	0.050	0.80	0.005	0.018	0.030	0.030	0.050

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in *ACI 318-95*.
2. Requirements for conforming transverse reinforcement are: (a) closed stirrups over the entire length of the column at a spacing ≤ $d/2$, and (b) strength of closed stirrups V_s ≥ required shear strength of column.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the beam at a spacing ≤ $d/3$, and (b) strength of closed stirrups V_s ≥ 3/4 of required shear strength of beam.

Modèle A: Vérification de la résistance en flexion et en cisaillement

			Mur de refend #1	Mur de refend #5	Mur de refend #7
Nouvelles exigences	CNBC 2005 (Analyse Spectrale)	V_f (kN)	2068	3039	4070
		M_f (kNm)	23684	26752	43634
	CSA A23.3-04	V_r (kN)	4431	4938	4201
		M_r (kNm)	46542	32269	36430
		M_p (kNm)	61924	42143	50158
		$\gamma_p=M_p/M_f$	2.615	1.575	1.150
		V_p (kN)	5407	4787	4679
	Vérification	V_f/V_r	0.47	0.62	0.97
		V_p/V_r	**1.22**	0.97	**1.11**
		M_f/M_r	0.51	0.83	**1.20**
Nouvelles exigences	CNBC 2005 (Analyse Spectrale $T=1.5xT_{empirique}$)	V_f (kN)	1506	2170	2967
		M_f (kNm)	17217	19131	31672
	CSA A23.3-04	V_r (kN)	4431	5379	5179
		M_r (kNm)	46542	32269	36430
		M_p (kNm)	61924	42143	50158
		$\gamma_p=M_p/M_f$	3.597	2.203	1.584
		V_p (kN)	5417	4780	4699
	Vérification	V_f/V_r	0.34	0.40	0.57
		V_p/V_r	**1.22**	0.89	0.91
		M_f/M_r	0.37	0.59	0.87

Calcul des facteur d'amplification dynamique des efforts tranchants selon Gosh et Markevicius (1990)

V_{base} (kN)= $0.25Wa+M_y/0.67h_n$

h_n= 23.22 m

W_{total} = 201773 kN

	Aire tributaire (m^2)	% du plancher	W_{mur} (KN)
Mur de refend #1	303.39	12.31%	24833
Mur de refend #5	512.6	20.79%	41956
Mur de refend #7	457.9	18.57%	37479

	M6 R=30km	M7 R=70km	La Malbaie	M6 R=30km filtré	M7 R=70km filtré	La Malbaie filtré
a(g) (PGA)	0.430	0.377	0.385	0.349	0.347	0.400

	Mur#1de refend (kNm)	Mur#5de refend (kNm)	Mur#7de refend (kNm)
$M_{y\ r\text{-}d\text{-}c}$ (kNm)	54100	52561	43754

	V_{base} en kN ($0.25Wa+M_y/0.67h_n$)			Moyenne
	M6 R=30km	M7 R=70km	La Malbaie	
Mur de refend #1	6147	5818	5868	5944
Mur de refend #5	7889	7333	7418	7547
Mur de refend #7	6841	6345	6421	6536

	V_{base} en kN ($0.25Wa+M_y/0.67h_n$)			Moyenne
	M6 R=30km filtré	M7 R=70km filtré	La Malbaie filtré	
Mur de refend #1	5644	5629	5961	5745
Mur de refend #5	7039	7014	7574	7209
Mur de refend #7	6082	6060	6560	6234

	Analyse spectrale V_p(KN)	Analyse spectrale ($T=1.5T_a$) V_p(KN)
Mur de refend #1	4431	4431
Mur de refend #5	4787	4780
Mur de refend #7	4201	4699

	Facteur d'amplification dynamique (analyse spectrale)	
	Séismes non filtrés	Séismes filtrés
Mur de refend #1	**1.342**	**1.296**
Mur de refend #5	**1.576**	**1.508**
Mur de refend #7	**1.556**	**1.327**

Indices de dommage pour les séismes filtrés

		M6 R=30km filtré		M7 R=70km filtré		La Malbaie filtré	
Mur de refend #1	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	13.002(-7.274)	0.739(-0.741)	0.057(0.102)	0.536(-0.535)	0.041(0.074)	0.715(-0.716)	0.055(0.098)
-	13.002(-7.274)	0.708(-0.710)	0.054(0.098)	0.558(-0.555)	0.043(0.076)	0.702(-0.707)	0.054(0.097)
-	19.313(-10.625)	0.707(-0.795)	0.037(0.075)	0.558(-0.622)	0.029(0.058)	0.701(-0.792)	0.036(0.075)
Sous-sol-haut	19.313(-10.625)	0.688(-0.775)	0.036(0.073)	0.572(-0.636)	0.030(0.060)	0.702(-0.797)	0.036(0.075)
R-d-c bas	8.723(-8.723)	1.167(-1.116)	0.134(0.128)	0.829(-0.813)	0.095(0.093)	1.377(-1.345)	0.158(0.154)
R-d-c haut	8.723(-8.723)	0.669(-0.648)	0.077(0.074)	0.644(-0.607)	0.074(0.070)	0.910(-0.898)	0.104(0.103)
2-bas	9.434(-9.434)	0.696(-0.677)	0.074(0.072)	0.671(-0.633)	0.071(0.067)	0.947(-0.938)	0.100(0.099)
2-haut	9.434(-9.434)	0.683(-0.672)	0.072(0.071)	0.575(-0.567)	0.061(0.060)	0.856(-0.846)	0.091(0.090)
3-bas	10.357(-10.357)	0.712(-0.704)	0.069(0.068)	0.600(-0.594)	0.058(0.057)	0.893(-0.887)	0.086(0.086)
3-haut	10.357(-10.357)	0.706(-0.701)	0.068(0.068)	0.664(-0.642)	0.064(0.062)	0.721(-0.717)	0.070(0.069)
4-bas	18.929(-18.929)	1.106(-1.065)	0.058(0.056)	0.948(-0.923)	0.050(0.049)	1.983(-2.037)	0.105(0.108)
4-haut	18.929(-18.929)	0.949(-0.939)	0.050(0.050)	0.856(-0.865)	0.045(0.046)	0.944(-0.935)	0.050(0.049)
5-bas	21.139(-21.139)	1.243(-1.185)	0.059(0.056)	0.920(-0.937)	0.044(0.044)	1.212(-1.211)	0.057(0.057)
5-haut	21.139(-21.139)	0.901(-0.912)	0.043(0.043)	0.721(-0.735)	0.034(0.035)	0.906(-0.920)	0.043(0.044)
6-bas	26.216(-26.216)	1.130(-1.014)	0.043(0.039)	0.790(-0.803)	0.030(0.031)	1.102(-1.043)	0.042(0.040)
6-haut	26.216(-26.216)	0.725(-0.725)	0.028(0.028)	0.531(-0.533)	0.020(0.020)	0.886(-0.749)	0.034(0.029)
7-bas	29.706(-29.706)	0.802(-0.801)	0.027(0.027)	0.587(-0.590)	0.020(0.020)	0.979(-0.833)	0.033(0.028)
7-haut	29.706(-29.706)	0.392(-0.392)	0.013(0.013)	0.273(-0.271)	0.009(0.009)	0.395(-0.401)	0.013(0.013)
8-bas	37.639(-37.639)	0.439(-0.440)	0.012(0.012)	0.305(-0.304)	0.008(0.008)	0.441(-0.450)	0.012(0.012)
Toit	37.639(-37.639)	0(0)	0.000	0(0)	0(0)	0.000	0(0)

		M6 R=30km filtré		M7 R=70km filtré		La Malbaie filtré	
Mur de refend #2	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	23.46(-23.46)	0.647(-0.642)	0.028(0.027)	0.537(-0.571)	0.023(0.024)	0.642(-0.636)	0.027(0.027)
-	23.46(-23.46)	0.689(-0.685)	0.029(0.029)	0.624(-0.671)	0.027(0.029)	0.695(-0.692)	0.030(0.029)
-	18.69(-18.69)	0.560(-0.562)	0.030(0.030)	0.507(-0.551)	0.027(0.029)	0.565(-0.567)	0.030(0.030)
Sous-sol-haut	18.69(-18.69)	0.583(-0.588)	0.031(0.031)	0.554(-0.600)	0.030(0.032)	0.591(-0.598)	0.032(0.032)
R-d-c bas	8.741(-8.741)	1.004(-0.971)	0.115(0.111)	0.940(-1.017)	0.108(0.116)	1.046(-0.988)	0.120(0.113)
R-d-c haut	8.741(-8.741)	0.674(-0.641)	0.077(0.073)	0.763(-0.730)	0.087(0.084)	0.905(-0.887)	0.103(0.101)
2-bas	9.455(-9.455)	0.702(-0.670)	0.074(0.071)	0.794(-0.762)	0.084(0.081)	0.942(-0.926)	0.100(0.098)
2-haut	9.455(-9.455)	0.680(-0.671)	0.072(0.071)	0.728(-0.716)	0.077(0.076)	0.865(-0.852)	0.091(0.090)
3-bas	10.357(-10.357)	0.709(-0.704)	0.068(0.068)	0.759(-0.750)	0.073(0.072)	0.901(-0.893)	0.087(0.086)
3-haut	10.357(-10.357)	0.711(-0.707)	0.069(0.068)	0.723(-0.706)	0.070(0.068)	0.723(-0.718)	0.070(0.069)
4-bas	18.929(-18.929)	1.347(-1.291)	0.071(0.068)	1.499(-1.295)	0.079(0.068)	2.210(-2.195)	0.117(0.116)
4-haut	18.929(-18.929)	0.956(-0.946)	0.050(0.050)	0.927(-0.934)	0.049(0.049)	0.941(-0.935)	0.050(0.049)
5-bas	21.139(-21.139)	1.601(-1.415)	0.076(0.067)	1.635(-1.395)	0.077(0.066)	1.295(-1.257)	0.061(0.059)
5-haut	21.139(-21.139)	0.936(-0.953)	0.044(0.045)	0.897(-0.870)	0.042(0.041)	0.930(-0.945)	0.044(0.045)
6-bas	26.287(-26.287)	2.201(-1.913)	0.084(0.073)	0.993(-0.950)	0.038(0.036)	1.609(-1.528)	0.061(0.058)
6-haut	26.287(-26.287)	0.787(-0.761)	0.030(0.029)	0.688(-0.666)	0.026(0.025)	0.783(-0.808)	0.030(0.031)
7-bas	29.793(-29.793)	0.870(-0.875)	0.029(0.029)	0.760(-0.736)	0.026(0.025)	0.892(-0.923)	0.030(0.031)
7-haut	29.793(-29.793)	0.447(-0.437)	0.015(0.015)	0.324(-0.346)	0.011(0.012)	0.439(-0.461)	0.015(0.015)
8-bas	37.639(-37.639)	0.500(-0.490)	0.013(0.013)	0.362(-0.388)	0.010(0.010)	0.491(-0.517)	0.013(0.014)
Toit	37.639(-37.639)	0.000	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)

Indices de dommage pour les séismes filtrés (suite)

		M6 R=30km filtré		M7 R=70km filtré		La Malbaie filtré	
Mur de refend #5	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	45.656(-78.840)	0.539(-0.684)	0.012(0.009)	0.406(-0.883)	0.009(0.011)	0.563(-0.695)	0.012(0.009)
Sous-sol-haut	45.656(-78.840)	0.813(-2.696)	0.018(0.034)	0.776(-1.022)	0.017(0.013)	0.883(-2.037)	0.019(0.026)
R-d-c bas	31.565(-53.989)	0.819(-0.970)	0.026(0.018)	0.742(-0.961)	0.024(0.018)	0.835(-0.979)	0.026(0.018)
R-d-c haut	31.565(-53.989)	0.587(-0.740)	0.019(0.014)	0.602(-0.640)	0.019(0.012)	0.642(-0.828)	0.020(0.015)
2-bas	31.680(-59.330)	0.604(-0.763)	0.019(0.013)	0.620(-0.659)	0.020(0.011)	0.661(-0.853)	0.021(0.014)
2-haut	31.680(-59.330)	0.589(-0.760)	0.019(0.013)	0.472(-0.581)	0.015(0.010)	0.675(-0.862)	0.021(0.015)
3-bas	34.791(-60.660)	0.607(-0.784)	0.017(0.013)	0.486(-0.600)	0.014(0.010)	0.696(-0.889)	0.020(0.015)
3-haut	34.791(-60.660)	0.625(-0.805)	0.018(0.013)	0.538(-0.693)	0.015(0.011)	0.717(-0.842)	0.021(0.014)
4-bas	59.088(-67.423)	0.886(-0.976)	0.015(0.014)	0.764(-0.840)	0.013(0.012)	1.413(-1.918)	0.024(0.028)
4-haut	59.088(-67.423)	0.778(-0.870)	0.013(0.013)	0.809(-0.934)	0.014(0.014)	0.924(-0.935)	0.016(0.014)
5-bas	59.516(-66.784)	0.811(-0.907)	0.014(0.014)	0.843(-0.973)	0.014(0.015)	0.977(-1.003)	0.016(0.015)
5-haut	59.516(-66.784)	0.688(-0.772)	0.012(0.012)	0.726(-0.770)	0.012(0.012)	0.780(-0.807)	0.013(0.012)
6-bas	75.560(-82.429)	0.906(-0.987)	0.012(0.012)	0.955(-0.980)	0.013(0.012)	1.691(-1.732)	0.022(0.021)
6-haut	75.560(-82.429)	0.680(-0.724)	0.009(0.009)	0.645(-0.740)	0.009(0.009)	0.666(-0.791)	0.009(0.010)
7-bas	76.965(-83.451)	0.721(-0.768)	0.009(0.009)	0.684(-0.784)	0.009(0.009)	0.706(-0.839)	0.009(0.010)
7-haut	76.965(-83.451)	0.348(-0.370)	0.005(0.004)	0.324(-0.370)	0.004(0.004)	0.339(-0.344)	0.004(0.004)
8-bas	78.813(-86.319)	0.370(-0.394)	0.005(0.005)	0.345(-0.394)	0.004(0.005)	0.361(-0.366)	0.005(0.004)
Toit	78.813(-86.319)	0.000	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)

		M6 R=30km filtré		M7 R=70km filtré		La Malbaie filtré	
Mur de refend #6	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	67.210(-42.159)	0.305(-0.308)	0.005(0.007)	0.248(-0.270)	0.004(0.006)	0.285(-0.285)	0.004(0.007)
-	67.210(-42.159)	0.364(-0.362)	0.005(0.009)	0.329(-0.370)	0.005(0.009)	0.336(-0.334)	0.005(0.008)
-	67.210(-42.159)	0.364(-0.362)	0.005(0.009)	0.329(-0.370)	0.005(0.009)	0.336(-0.334)	0.005(0.008)
Sous-sol-haut	67.210(-42.159)	0.764(-0.752)	0.011(0.018)	0.718(-0.791)	0.011(0.019)	0.644(-0.638)	0.010(0.015)
R-d-c bas	63.388(-55.927)	0.874(-0.826)	0.014(0.015)	0.821(-0.869)	0.013(0.016)	0.737(-0.701)	0.012(0.013)
R-d-c haut	63.388(-55.927)	0.600(-0.599)	0.009(0.011)	0.594(-0.610)	0.009(0.011)	0.614(-0.596)	0.010(0.011)
2-bas	64.396(-62.494)	0.620(-0.620)	0.010(0.010)	0.614(-0.630)	0.010(0.010)	0.635(-0.617)	0.010(0.010)
2-haut	64.396(-62.494)	0.639(-0.640)	0.010(0.010)	0.580(-0.557)	0.009(0.009)	0.632(-0.614)	0.010(0.010)
3-bas	70.908(-62.555)	0.662(-0.663)	0.009(0.011)	0.600(-0.577)	0.008(0.009)	0.655(-0.636)	0.009(0.010)
3-haut	70.908(-62.555)	0.663(-0.656)	0.009(0.010)	0.693(-0.639)	0.010(0.010)	0.712(-0.710)	0.010(0.011)
4-bas	95.161(-92.901)	0.923(-0.919)	0.010(0.010)	0.965(-0.896)	0.010(0.010)	0.991(-1.155)	0.010(0.012)
4-haut	95.161(-92.901)	0.918(-0.854)	0.010(0.009)	0.959(-0.862)	0.010(0.009)	0.892(-0.865)	0.009(0.009)
5-bas	96.264(-93.973)	0.965(-0.898)	0.010(0.010)	1.305(-0.906)	0.014(0.010)	0.938(-0.911)	0.010(0.010)
5-haut	96.264(-93.973)	0.836(-0.818)	0.009(0.009)	0.800(-0.805)	0.008(0.009)	0.812(-0.802)	0.008(0.009)
6-bas	115.773(-113.592)	5.736(-3.533)	0.050(0.031)	2.549(-5.806)	0.022(0.051)	3.016(-1.684)	0.026(0.015)
6-haut	115.773(-113.592)	0.863(-0.815)	0.007(0.007)	1.941(-0.833)	0.017(0.007)	0.778(-0.938)	0.007(0.008)
7-bas	118.593(-116.360)	0.933(-0.888)	0.008(0.008)	5.823(-2.126)	0.049(0.018)	0.838(-1.933)	0.007(0.007)
7-haut	118.593(-116.360)	0.493(-0.430)	0.004(0.004)	0.422(-0.363)	0.004(0.003)	0.403(-0.424)	0.003(0.004)
8-bas	122.238(-119.933)	0.531(-0.463)	0.004(0.004)	0.455(-0.391)	0.004(0.003)	0.434(-0.457)	0.004(0.004)
Toit	122.238(-119.933)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)	0(0)

Indices de dommage pour les séismes filtrés (suite)

		M6 R=30km filtré		M7 R=70km filtré		La Malbaie filtré	
Mur de refend #7	Ductilité ultime ($\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)	Ductilité max ($\mu_{m\phi}$)	DI ($\mu_{m\phi}/\mu_{u\phi}$)
Sous-sol-bas	13.723(-58.633)	0.685(-0.707)	0.050(0.012)	0.577(-0.584)	0.042(0.010)	0.657(-0.675)	0.048(0.012)
Sous-sol-haut	13.723(-58.633)	0.762(-0.803)	0.056(0.014)	0.755(-0.785)	0.055(0.013)	0.758(-0.800)	0.055(0.014)
R-d-c bas	45.904(-44.787)	3.405(-3.405)	0.074(0.076)	3.387(-3.994)	0.074(0.089)	2.801(-2.647)	0.061(0.059)
R-d-c haut	45.904(-44.787)	0.901(-0.859)	0.020(0.019)	0.906(-0.829)	0.020(0.019)	0.932(-0.911)	0.020(0.020)
2-bas	50.559(-44.844)	0.922(-0.879)	0.018(0.020)	0.930(-0.853)	0.018(0.019)	0.954(-0.932)	0.019(0.021)
2-haut	50.559(-44.844)	0.928(-0.908)	0.018(0.020)	0.857(-0.816)	0.017(0.018)	0.909(-0.894)	0.018(0.020)
3-bas	50.626(-49.390)	0.951(-0.930)	0.019(0.019)	0.877(-0.836)	0.017(0.017)	0.931(-0.915)	0.018(0.019)
3-haut	50.626(-49.390)	0.791(-0.789)	0.016(0.016)	0.800(-0.784)	0.016(0.016)	0.796(-0.779)	0.016(0.016)
4-bas	64.518(-63.477)	4.244(-3.657)	0.066(0.058)	2.780(-2.161)	0.043(0.034)	2.912(-3.162)	0.045(0.050)
4-haut	64.518(-63.477)	0.973(-0.987)	0.015(0.016)	0.993(-1.034)	0.015(0.016)	0.972(-0.968)	0.015(0.015)
5-bas	64.877(-63.829)	1.620(-1.601)	0.025(0.025)	2.508(-7.063)	0.039(0.111)	1.228(-1.206)	0.019(0.019)
5-haut	64.877(-63.829)	0.832(-0.825)	0.013(0.013)	0.901(-0.806)	0.014(0.013)	0.826(-0.800)	0.013(0.013)
6-bas	81.506(-80.147)	6.724(-5.518)	0.083(0.069)	21.844(-3.703)	0.268(0.046)	3.963(-4.277)	0.049(0.053)
6-haut	81.506(-80.147)	0.933(-0.907)	0.011(0.011)	0.974(-1.041)	0.012(0.013)	0.884(-0.847)	0.011(0.011)
7-bas	82.663(-81.284)	1.023(-1.034)	0.012(0.013)	6.448(-9.988)	0.078(0.123)	0.932(-0.925)	0.011(0.011)
7-haut	82.663(-81.284)	0.615(-0.535)	0.007(0.007)	0.566(-0.530)	0.007(0.007)	0.499(-0.513)	0.006(0.006)
8-bas	85.871(-84.434)	0.645(-0.562)	0.008(0.007)	0.593(-0.557)	0.007(0.007)	0.523(-0.538)	0.006(0.006)
Toit	85.871(-84.434)	0(0)	0.000	0(0)	0(0)	0.000	0(0)