

Titre: Effets du bercement des fondations superficielles sur le
comportement sismique des murs de refend de grande hauteur en
béton armé
Title:

Auteur: Marc-André Lemieux
Author:

Date: 2014

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Lemieux, M.-A. (2014). Effets du bercement des fondations superficielles sur le
comportement sismique des murs de refend de grande hauteur en béton armé
Citation: [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
<https://publications.polymtl.ca/1422/>

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

URL de PolyPublie:
PolyPublie URL: <https://publications.polymtl.ca/1422/>

**Directeurs de
recherche:** Sanda Koboevic
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

EFFETS DU BERCEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE DES MURS DE REFEND DE GRANDE
HAUTEUR EN BÉTON ARMÉ

MARC-ANDRÉ LEMIEUX

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

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

AVRIL 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

EFFETS DU BERCEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE DES MURS DE REFEND DE GRANDE HAUTEUR EN
BÉTON ARMÉ

Présenté par : LEMIEUX Marc-André

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

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

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président

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

Mme NOLLET Marie-José, Ph.D., membre

DÉDICACE

À l'amour de ma vie, Fannie.

À mes parents, Chantal et Daniel

À mes grands-parents, Raymonde et Gilles

À mes beaux-parents, Linda et Pierre

REMERCIEMENTS

Je désire profiter de l'occasion pour exprimer toute ma reconnaissance et mon respect envers ma directrice de recherche, Professeure Sanda Koboevic, ing. Ph.D. La réalisation de ce travail n'aurait été possible sans sa confiance et son expertise ainsi que son soutien financier.

J'aimerais aussi remercier Professeur Najib Bouaanani, ing. Ph.D, et Professeure Marie-José Nollet, ing. Ph.D. d'avoir accepté d'agir respectivement à titre de président et membre du jury pour l'évaluation de ce mémoire de maîtrise.

Un merci spécial est adressé à Professeur Denis Leboeuf, ing. Ph.D., et Marc-Denis Rioux pour leurs conseils en ce qui a trait aux aspects géotechniques de ce travail.

Je tiens aussi à remercier le corps professoral ainsi que mes collègues du Groupe de Recherche en Structure de l'École Polytechnique de Montréal pour l'atmosphère scientifique stimulante dans laquelle ils m'ont permis d'évoluer durant ces dernières années.

Je me dois de remercier mes patrons et mes collègues de chez DPHV inc. pour leur compréhension et leur soutien. Ils m'ont permis, à la fois, de mener à terme cette maîtrise et de travailler sur des projets d'ingénierie enrichissants.

Finalement, je remercie les membres de ma famille pour leur support inconditionnel et leurs encouragements. Surtout, merci à Fannie pour son amour, sa patience et sa compréhension.

À vous tous, un énorme merci!

RÉSUMÉ

Depuis les dernières années, l'interaction sol-structure est un sujet de recherche en plein essor dans le domaine du génie parasismique. Bien qu'il s'agisse d'un phénomène plutôt complexe, sa modélisation confère au concepteur une compréhension accrue du comportement sismique de la structure étudiée.

L'objectif premier de ce mémoire consiste à évaluer les effets du bercement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé de grande hauteur situés à l'est du Canada. Ce travail servira aussi à mesurer l'influence du bercement sur les modes supérieurs de vibrations et à évaluer la faisabilité d'un essai de bercement au laboratoire sur un modèle réduit.

Le dimensionnement du bâtiment en béton armé de 20 étages a été effectué selon les recommandations du CNBC 2010 et de la norme A23.3-04. Le mur de refend étudié a été dimensionné en suivant une approche par capacité pour les murs ductiles et en utilisant un facteur combiné de réduction des efforts sismiques élastiques $R_d R_o$ égal à 5,6. Afin de caractériser le phénomène du bercement, la fondation a été conçue pour trois niveaux de sollicitation différents, soit pour un moment de renversement qui initie le bercement de la fondation ($R_d R_o=2,0$), pour des efforts correspondant à la résistance nominale en flexion à la base du mur de refend (M_n), soit un facteur $R_d R_o$ égal à 4,74, et pour un niveau de sollicitation qui correspond à celui utilisé pour le dimensionnement du mur de refend ($R_d R_o=5,6$).

La réponse sismique du mur de refend a été étudiée à l'aide d'analyse 2D temporelles non-linéaires pour deux sous-ensembles comprenant chacun 10 accélérogrammes compatibles avec le spectre de dimensionnement du CNBC. Afin de compenser pour le manque d'enregistrements historiques dans l'est du Canada, des enregistrements synthétiques ont été utilisés. Les accélérogrammes ont été sélectionnés et mis à l'échelle en utilisant la méthode suggérée par Atkinson (2009). Un modèle OpenSees comprenant le mur de refend et sa fondation a été construit. Ce modèle peut représenter le comportement non-linéaire du mur de refend, le comportement non-linéaire du sol, ainsi que le soulèvement de la fondation. La non-linéarité au niveau de la fondation a été modélisée à l'aide du concept de « Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation ». La fondation est représentée par une poutre élastique qui repose sur un nombre défini de ressort verticaux non-linéaires. Le mur de refend est modélisé en utilisant un élément poutre pour chacun des étages. Chacune des sections

du mur de refend est discrétisée en fibres auxquelles les propriétés d'un matériau non-linéaire ont été implémentées. La discrétisation de la section à l'aide des fibres permet de modéliser le béton confiné, le béton non-confiné et les armatures.

La réponse du système mur-fondation-sol a été examinée en inspectant le moment de renversement et les efforts de cisaillement, le déplacement horizontal au toit, le soulèvement de la fondation, le tassement du sol et la pression dans le sol sous la fondation. La réponse de la structure qui repose sur la fondation dimensionnée pour le moment de renversement qui initie le bercement ($R_d R_o = 2,0$) a été pratiquement identique à celle qui repose sur une base fixe et aucun bercement n'a été détecté. Dans ce cas, l'énergie sismique est entièrement dissipée par la formation d'une rotule plastique à la base du mur de refend. Les structures qui reposent sur la fondation dimensionnée pour développer le moment nominal du mur de refend ($R_d R_o = M_n$) ainsi que la fondation conçue pour un niveau d'effort correspondant à celui présent à la base du mur ($R_d R_o = 5,6$) ont présenté un comportement de bercement. Pour la première des deux structures, la plastification du mur est apparue en premier, suivie du bercement de la fondation. Pour la seconde structure, le bercement de la fondation est apparu en premier, et la plastification du mur est apparue lorsque la sollicitation était très importante. Cette étude montre que la plastification du mur de refend ainsi que le bercement de la fondation peuvent servir de mécanisme de dissipation de l'énergie sismique. Le bercement de la fondation a limité le cisaillement et le moment de renversement qui se sont développés à la base du mur de refend tout en augmentant légèrement les déplacements au toit. Les déformations permanentes dans le sol ont été faibles et les valeurs de pression dans le sol sous la fondation sont demeurées acceptables.

Le bercement de la fondation superficielle diminue de façon considérable les efforts à la base du mur de refend. Cette réduction compense en partie pour l'augmentation de la sollicitation à la base qui est attribuable aux modes supérieurs de vibration. Toutefois, les résultats montrent que le bercement ne parvient pas à réduire l'impact des modes supérieurs de vibration sur la distribution verticale des efforts latéraux pour les étages supérieurs du mur de refend.

Finalement, une étude portant sur la faisabilité d'un essai de bercement au laboratoire a été effectuée. Cette étude a permis l'élaboration préliminaire d'un spécimen d'essai et d'un montage expérimental. Des analyses ont été effectuées sur un modèle semblable à celui décrit précédemment afin de valider les concepts de similarité entre un prototype de 5 étages en béton armé et un modèle

réduit avec un facteur d'échelle de 4. En utilisant la boîte de confinement laminaire en cisaillement développée par M-D Rioux (2013), il s'avère possible de réaliser un essai de bercement sur un modèle réduit en limitant l'impact des frontières rigides sur le comportement sismique du sol confiné. Cet essai permettra de valider certains paramètres utilisés pour la modélisation du bercement de la fondation superficielle.

ABSTRACT

In recent years, soil-structure interaction has become a subject of growing interest in earthquake engineering. Although this is a rather complex phenomenon, its inclusion in analytical structural models gives the designer a better understanding of the seismic behavior of the structure under study.

The primary objective of this thesis is to evaluate the seismic response of tall reinforced concrete shear walls with rocking foundations located in eastern Canada. This work also aims to establish if the rocking behavior of the foundations can reduce the impact of higher modes on the response. The feasibility of an experimental study on a rocking behavior of foundation-structure system has also been explored in this thesis.

The design of the 20-storeys reinforced concrete structure was performed in accordance with the provision of *NBCC 2010* and *A23.3-04*. The shear wall under study has been designed as ductile following a capacity-based approach and using a combined reduction factor $R_d R_o$ equal to 5.6. The wall foundations have been sized for three different levels of loads. In the first case, the foundation was designed considering the overturning moment which corresponded to the initiation of rocking ($R_d R_o = 2.0$). In the second case, the foundation was designed to develop the nominal flexural capacity (M_n) at the base of the wall, which correspond to an elastic base shear reduced by $R_d R_o = 4.74$. In the third case, the foundation was designed for the same level of load as the one considered for the flexural design of the wall base ($R_d R_o = 5.6$).

The seismic response of the wall was studied using 2-D nonlinear time history analysis for two sets of 10 ground motions records compatible with the design NBCC spectra. To compensate for the lack of historical earthquake records representative of seismic hazards in Eastern Canada, simulated records were employed. The records were selected and scaled using a method proposed by Atkinson (2009). An OpenSees model of the shear wall and the foundation was constructed. The model accounts for the inelastic wall behavior and the nonlinear soil response. Nonlinear foundation was represented using the Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation concept. The foundation is modeled as an elastic beam with a finite number of vertical nonlinear springs. The wall is modeled using one force-base nonlinear beam, column element per floor. Each section was discretized into fibers for which the nonlinear material stress-strain response was defined. Distinct fibers were defined for confined and unconfined concrete cones and for the steel reinforcement.

The response of the soil-foundation-wall system was examined by tracking the wall overturning moments and the shear forces, the horizontal wall displacements, the foundation uplift and the settlement of the soil as well as the maximal force in the nonlinear soil springs, which is indicative of the soil bearing pressure. The response of the structure with the foundation designed for the overturning moments corresponding to the incipient rocking limit ($R_d R_o = 2,0$) did not include rocking and was almost identical to the response of the fixed-base structure. In that case, the seismic energy was entirely dissipated by the development of a plastic hinge at the base of the shear wall. The structure with the foundation designed to develop the nominal capacity of the wall, M_n , ($R_d R_o = 4,74$) and the one with the foundation conceived for a level of loads identical to the one at the base of the wall ($R_d R_o = 5,6$) experienced a rocking behavior. For the first one, some yielding initiated at the base of the wall and was followed by rocking. For the second one, the rocking occurred first, and then some yielding appeared depending on the importance of the solicitation. This study shows that the structural system and the soil-foundation both provided mechanisms for seismic energy dissipation. Foundation rocking limited the shear forces and the overturning moments that developed at the base of the wall while increasing by a small margin the roof displacements. Permanent soil deformations were limited and peak median values of soil bearing pressure remained within the designed prediction.

Rocking behavior of the foundation significantly reduces the forces at the base of the shear wall. This reduction partly compensates for the increase in stress at the base due to the higher modes of vibration. However, the results show that it fails to reduce the impact of higher modes on the vertical distribution of lateral forces in the upper floors of the shear wall.

Finally, the feasibility of a rocking experimental study was explored. Preliminary test setup was developed and validated. Analyses were performed on a similar model to the one described above to confirm similarity of the structural response between the 5-storey prototype and the test specimen with dimensions reduced by a scale factor of 4. Using the shear stacks containment box developed by M-D. Rioux (2013), it appears that it's possible to realize an experimental study on a small rocking foundation while reducing the impact of rigid boundaries on the seismic behavior of confined soil. This test that may be conducted in the future will be used to validate certain parameters used to model the rocking behavior of the shallow foundation.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES FIGURES.....	XX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXXII
LISTE DES ANNEXES.....	XLI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs de l'étude	4
1.3 Méthodologie	4
1.4 Organisation du mémoire	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	8
2.1 Interaction sol-structure.....	8
2.1.1 Interaction sol-structure (ISS)	8
2.1.2 Études antérieures sur le soulèvement des fondations superficielles	9
2.1.3 Études expérimentales de l'interaction sol-structure	13
2.2 Conception parasismique des murs de refend en béton armé	14
2.2.1 Exigences du CNBC 2010.....	14
2.2.2 Conception parasismique des structures en béton armé – CAN/CSA A23.3-04	20
2.3 Fondations superficielles.....	27

2.3.1	Calcul de la capacité portante ultime du sol.....	27
2.3.2	Conception des fondations superficielles.....	28
2.3.3	Vérification du tassement de la fondation.....	32
2.4	Influence des modes supérieurs.....	32
2.5	Logiciel OpenSees®.....	34
CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE.....		35
3.1	Présentation du bâtiment.....	35
3.1.1	Géométrie du bâtiment.....	35
3.1.2	Charges gravitaires.....	36
3.2	Analyse dynamique du bâtiment.....	37
3.2.1	Modélisation ETABS®.....	38
3.2.2	Vérification des périodes de vibration du bâtiment.....	41
3.2.3	Vérification de la sensibilité du bâtiment à la torsion.....	42
3.2.4	Résultats.....	42
3.3	Dimensionnement des murs de refend.....	43
3.3.1	Dimensionnement de la rotule plastique.....	43
3.3.2	Dimensionnement hors de la rotule plastique.....	46
3.3.3	Résumé du dimensionnement des murs de refend.....	47
3.4	Dimensionnement des fondations.....	51
3.4.1	Éléments de géotechnique pour l'île de Montréal.....	52
3.4.2	Dimension des fondations.....	52
3.5	Conclusion.....	54
CHAPITRE 4 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE.....		56
4.1	Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS).....	56

4.1.1	Objectifs et hypothèses du modèle ISS	56
4.1.2	Description du modèle ISS.....	57
4.1.3	Matériau <i>QzSimple1</i>	57
4.2	Modélisation des murs de refend (MR).....	66
4.2.1	Objectifs et hypothèses de la modélisation	66
4.2.2	Description du modèle	66
4.3	Étude paramétrique : validation du modèle ISS.....	77
4.3.1	Présentation du modèle	78
4.3.2	Analyses et résultats	80
4.4	Étude paramétrique : validation du modèle MR	86
4.4.1	Présentation du modèle	87
4.4.2	Analyses et résultats	87
4.5	Conclusions	91
CHAPITRE 5	SÉLECTION ET CALIBRATION D'ACCÉLÉROGRAMMES.....	93
5.1	Sismicité de la région de Montréal.....	93
5.1.1	Zone sismique	93
5.1.2	Désagrégation de l'aléa sismique.....	94
5.2	Accélérogrammes synthétiques.....	96
5.3	Sélection et mise à l'échelle des accélérogrammes.....	96
5.3.1	Description de la méthode utilisée	96
5.3.2	Application de la méthode de sélection et de mise à l'échelle.....	97
5.4	Présentation des accélérogrammes sélectionnés	98
5.4.1	Sous-ensemble #1.....	98
5.4.2	Sous-ensemble #2.....	99

5.5	Conclusion.....	100
CHAPITRE 6 ANALYSES ET RÉSULTATS		102
6.1	Description des analyses	103
6.1.1	Scénarios étudiés	103
6.1.2	Paramètres de réponse enregistrés.....	104
6.2	Analyses temporelles 2D non-linéaires.....	105
6.2.1	Comportement sismique de la fondation et du sol sous la fondation.....	105
6.2.2	Comportement sismique du mur de refend	113
6.3	Influence de la méthode de sélection et de calibration des accélérogrammes sur le comportement sismique du mur de refend et de sa fondation	129
6.3.1	Influence sur le comportement sismique du mur de refend	130
6.3.2	Influence sur le comportement sismique de la fondation.....	135
6.4	Influence du type de sol sur le comportement sismique du mur de refend et de sa fondation	137
6.4.1	Influence sur le comportement sismique du mur de refend	138
6.4.2	Influence sur le comportement sismique de la fondation.....	143
6.5	Étude du déclenchement du bercement des fondations.....	145
6.5.1	Résultats des analyses	146
6.5.2	Résumé des analyses	147
6.6	Étude de l'influence du bercement sur les modes supérieurs de vibration	148
6.6.1	Impact des modes supérieurs de vibration sur le comportement du mur de refend à la base	148
6.6.2	Impact des modes supérieurs de vibration sur le comportement du mur de refend en hauteur	149
6.6.3	Résumé de l'analyse.....	151

CHAPITRE 7	ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UNE ESSAI DE BERCEMENT EN LABORATOIRE.....	152
7.1	Objectifs de l'étude de faisabilité.....	152
7.2	Essai de bercement.....	152
7.3	Présentation du bâtiment et du prototype.....	154
7.3.1	Bâtiment étudié	154
7.3.2	Prototype	155
7.4	Présentation du spécimen.....	155
7.4.1	Lois de similitude.....	155
7.4.2	Élaboration du spécimen.....	156
7.5	Présentation du montage	161
7.6	Validation du spécimen.....	164
7.6.1	Comparaison du prototype et du prototype simplifié.....	164
7.6.2	Comparaison du comportement du prototype simplifié et du spécimen.....	166
7.6.3	Résumé de la validation du spécimen	170
CHAPITRE 8	CONCLUSION	172
8.1	Synthèses et conclusions	172
8.2	Recommandations	175
BIBLIOGRAPHIE	177
ANNEXES	183

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Valeurs du facteur M_v pour les murs de refend selon le CNBC 2010	17
Tableau 2.2: Valeurs du coefficient de risque I_E selon le CNBC 2010.....	18
Tableau 2.3: Valeurs des coefficients R_d et R_o pour les murs de refend selon le CNBC 2010.....	18
Tableau 2.4: Résumé des exigences pour l'armature dans la zone de rotule plastique.....	23
Tableau 2.5: Résumé des exigences pour les armatures hors de la rotule plastique	27
Tableau 3.1: Charges gravitaires cumulées dans les murs de refend	37
Tableau 3.2: Efforts statiques appliqués sur le modèle	40
Tableau 3.3: Modes de vibration du bâtiment et participation modale	41
Tableau 3.4: Forces dynamiques appliquées sur le SFRS.....	43
Tableau 3.5: Moments de dimensionnement pour la zone de la rotule plastique	44
Tableau 3.6: Efforts de cisaillement de dimensionnement pour la zone de la rotule plastique	44
Tableau 3.7: Sections d'armature pour les six murs de refend dans la zone de rotule plastique	45
Tableau 3.8: Vérification des exigences de ductilité des murs de refend	45
Tableau 3.9: Moment de dimensionnement pour la zone hors de la rotule plastique	46
Tableau 3.10: Calcul du facteur γ_f pour chaque mur.....	46
Tableau 3.11: Cisaillement de dimensionnement pour la zone hors de la rotule plastique	47
Tableau 3.12: Résistance en cisaillement pour la zone hors de la rotule plastique.....	47
Tableau 3.13: Sections d'armature pour les murs de refend hors de la zone de la rotule plastique	47
Tableau 3.14: Moments de renversement pour le niveau de sollicitation de $R_d R_o$ de 2,0	51
Tableau 3.15: Moment de renversement pour le niveau de sollicitation de $R_d R_o$ de 5,6.....	51

Tableau 3.16: Moment de renversement pour le niveau de sollicitation correspondant à M_n	51
Tableau 3.17: Propriétés des profils de sol étudiés	52
Tableau 3.18: Caractéristiques des fondations avec $R_dR_o = 2,0$ et le sol INF	53
Tableau 3.19: Caractéristiques des fondations avec $R_dR_o = 5,6$ et le sol INF	53
Tableau 3.20: Caractéristiques des fondations avec $R_dR_o = M_n$ et le sol INF	53
Tableau 3.21: Caractéristiques des fondations avec $R_dR_o = 2,0$ et le sol SUP	53
Tableau 3.22: Caractéristiques des fondations avec $R_dR_o = 5,6$ et le sol SUP	53
Tableau 3.23: Caractéristiques des fondations avec $R_dR_o = M_n$ et le sol SUP	54
Tableau 4.1: Constantes c , n et C_r utilisées pour la loi de comportement du matériau <i>QzSimple</i>	60
Tableau 4.2: Propriétés des ressorts pour les fondations reposant sur le sol INF	65
Tableau 4.3: Propriétés des ressorts pour les fondations reposant sur le sol SUP	66
Tableau 4.4: Propriété du béton non-confiné	72
Tableau 4.5: Propriété du béton confiné	72
Tableau 4.6: Coefficient utilisés pour le calcul du paramètre R	74
Tableau 4.7: Caractéristiques de l'acier d'armature utilisé pour la modélisation MR	75
Tableau 4.8: Poids sismique du modèle MR	76
Tableau 4.9: Paramètres du modèle ISS pour l'étude sur l'espacement des ressorts	80
Tableau 4.10: Périodes de vibrations pour les différentes configurations de fondation	80
Tableau 4.11: Cisaillement maximal à la base du modèle MR	84
Tableau 4.12: Moment maximal à la base du modèle MR	85
Tableau 4.13: Déplacement maximal au toit du modèle MR	86
Tableau 4.14: Influence du nombre de points d'intégration sur les modes de vibration	87
Tableau 4.15: Cisaillement maximal à la base du modèle MR	88

Tableau 4.16: Moment maximal à la base du modèle MR.....	89
Tableau 4.17: Déplacement horizontal maximal au toit du modèle MR	90
Tableau 5.1: Sismicité historique de l'ouest du Québec	94
Tableau 5.2: Résumé de la désagrégation de l'aléa sismique	95
Tableau 5.3: Résumé des ensembles d'accélérogrammes synthétiques.....	96
Tableau 5.4: Accélérogrammes respectant l'indication sur le facteur d'échelle SA_{target} / SA_{sim}	98
Tableau 5.5: Résumé des spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #1	99
Tableau 5.6: Résumé des spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #2	100
Tableau 6.1: Influence de la fondation utilisée sur les périodes de vibration du modèle pour le sol de type INF	105
Tableau 6.2: Influence de la fondation utilisée sur les périodes de vibration du modèle pour le sol de type SUP	105
Tableau 6.3: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	108
Tableau 6.4: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	108
Tableau 6.5: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	109
Tableau 6.6: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	109
Tableau 6.7: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous- ensemble d'accélérogrammes #1	111
Tableau 6.8: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous- ensemble d'accélérogrammes #1	111
Tableau 6.9: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous- ensemble d'accélérogrammes #2	112

Tableau 6.10: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	112
Tableau 6.11: Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	114
Tableau 6.12: Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	115
Tableau 6.13. : Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	116
Tableau 6.14: Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	117
Tableau 6.15: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	119
Tableau 6.16: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	120
Tableau 6.17: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	121
Tableau 6.18: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	122
Tableau 6.19: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	124

Tableau 6.20: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	125
Tableau 6.21: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	125
Tableau 6.22: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	126
Tableau 6.23: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	127
Tableau 6.24: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	128
Tableau 6.25: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	128
Tableau 6.26: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	129
Tableau 6.27: Paramètres des profils de sol utilisés pour les analyses dynamiques non-linéaires	138
Tableau 7.1: Caractéristiques du bâtiment de référence	154
Tableau 7.2: Caractéristiques du prototype	155
Tableau 7.3: Lois de similitude pour le sol et la structure	156
Tableau 7.4: Étude des facteurs d'échelle pour la fondation du spécimen	159
Tableau 7.5: Caractéristiques du spécimen	160

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Exemple de spectre de calcul défini par le <i>CNBC 2010</i> pour un sol de type C.....	17
Figure 2.2: Dimensionnement de la semelle d'un mur de refend	29
Figure 3.1: Vue tridimensionnelle du modèle du bâtiment.....	35
Figure 3.2: Vue en plan du bâtiment et position des murs de refend.....	36
Figure 3.3: Vue en plan du modèle ETABS®	39
Figure 3.4: Vue en 3D du modèle ETABS®	39
Figure 3.5: Spectre de calcul pour un site de catégorie C de la région de Montréal.....	40
Figure 3.6: Illustration des 3 premiers modes de vibration.....	41
Figure 3.7: Détail de l'armature pour chaque mur de refend	48
Figure 3.8: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour les murs M1 et M6	49
Figure 3.9: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour les murs M1 et M6	49
Figure 3.10: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour les murs M2 et M5	49
Figure 3.11: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour les murs M2 et M5	49
Figure 3.12: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour le mur M3.....	50
Figure 3.13: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour le mur M3	50
Figure 3.14: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour le mur M4.....	50
Figure 3.15: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour le mur M4	50

Figure 4.1: Illustration de la modélisation ISS avec élément <i>zeroLength</i> et matériau <i>QzSimple1</i>	58
Figure 4.2 : Illustration de l'élément <i>zeroLength</i> (<i>QzSimple1</i>)	58
Figure 4.3: Loi de comportement du matériau <i>QzSimple1</i> [Adaptée de : (Raychowdhury, 2008)]	59
Figure 4.4: Influence des constantes c , n , C_r sur la loi de comportement [Adaptée de : (Raychowdhury, 2008)]	59
Figure 4.5: Coefficient \tilde{c}_z pour le calcul de l'amortissement radial [Source : (Mylonakis et al., 2006)]	64
Figure 4.6: Coefficient $\tilde{c}_{\theta y}$ pour le calcul de l'amortissement radial [Source : (Mylonakis et al., 2006)]	64
Figure 4.7: Illustration de la modélisation MR par éléments non-linéaires avec section fibre	67
Figure 4.8: Illustration d'une section de mur de refend discrétisée en éléments fibres	67
Figure 4.9: Loi de comportement du béton : a) en compression b) en traction	69
Figure 4.10: Loi de comportement du béton en tension selon Collins et Vecchio (1986).....	71
Figure 4.11: Courbe de contrainte-déformation du béton (source OpenSees wiki).....	73
Figure 4.12: Loi de comportement de l'acier d'armature	73
Figure 4.13: Courbe de contrainte-déformation de l'acier d'armature (source OpenSees wiki)	75
Figure 4.14: Loi de comportement en cisaillement du modèle MR.....	75
Figure 4.15: Dimension du mur de refend M2 et de sa fondation pour un sol de type SUP et pour un niveau de réduction des efforts sismiques de 5,6	78
Figure 4.16: Séisme artificiel M7,0 : a) accélérogramme b) spectre d'accélération.....	79
Figure 4.17: Configuration des fondations de l'étude sur l'espacement des ressorts	79
Figure 4.18: Pression dans le sol sous le modèle ISS	82

Figure 4.19: Pression dans le sol en fonction du soulèvement de la fondation.....	83
Figure 4.20: Moment à la base du modèle MR en fonction de la rotation de la fondation.....	83
Figure 4.21: Cisaillement à la base du modèle MR	84
Figure 4.22: Cisaillement maximal pour chaque étage du modèle MR	84
Figure 4.23: Moment de renversement à la base du modèle MR.....	85
Figure 4.24: Moment maximal pour chaque étage du modèle MR.....	85
Figure 4.25: Déplacement horizontal au toit du modèle MR.....	86
Figure 4.26: Déplacement horizontal maximal pour chaque étage du modèle MR.....	86
Figure 4.27: Cisaillement à la base dans le modèle MR	88
Figure 4.28: Cisaillement maximal pour chaque étage du modèle MR.....	88
Figure 4.29: Moment de renversement à la base du modèle MR.....	89
Figure 4.30: Moment maximal pour chaque étage du modèle MR.....	89
Figure 4.31: Déplacement horizontal au toit du modèle MR.....	90
Figure 4.32: Déplacement horizontal maximal pour chaque étage du modèle MR.....	90
Figure 5.1: Zone sismique de l'ouest du Québec (Source : Ressources naturelles Canada).....	93
Figure 5.2: Désagrégation de l'aléa sismique pour la région de Montréal	95
Figure 5.3: Spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #1	99
Figure 5.4: Spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #2	100
Figure 6.1: Schématisation des analyses temporelles non-linéaires	103
Figure 6.2: Paramètres de réponse enregistrés lors des analyses dynamiques non-linéaires	104
Figure 6.3: Spectre de calcul pour la région de Montréal et pour un sol de type C	106
Figure 6.4: Illustration du mouvement cyclique de soulèvement et de l'enfoncement de la fondation superficielle.....	107

Figure 6.5: Déplacement vertical de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1.....	108
Figure 6.6: Déplacement vertical de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1.....	108
Figure 6.7: Déplacement vertical de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2.....	109
Figure 6.8: Déplacement vertical de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2.....	109
Figure 6.9: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	111
Figure 6.10: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	111
Figure 6.11: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	112
Figure 6.12: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	112
Figure 6.13: Ratio V/V_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	114
Figure 6.14: Ratio $V/V_{\text{résistance}}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	114
Figure 6.15: Ratio V/V_{design} pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	115
Figure 6.16: Ratio $V/V_{\text{résistance}}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	115
Figure 6.17: Ratio V/V_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2.....	116
Figure 6.18: Ratio $V/V_{\text{résistance}}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	116
Figure 6.19: Ratio V/V_{design} pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2.....	117

Figure 6.20: Ratio $V/V_{résistance}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	117
Figure 6.21: Ratio M/M_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	119
Figure 6.22: Ratio $M/M_{résistant}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	119
Figure 6.23: Ratio M/M_{design} pour le SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	120
Figure 6.24: Ratio $M/M_{résistant}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	120
Figure 6.25: Ratio M/M_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	121
Figure 6.26: Ratio $M/M_{résistant}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	121
Figure 6.27: Ratio M/M_{design} pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	122
Figure 6.28: Ratio $M/M_{résistant}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	122
Figure 6.29: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol INF et pour le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	124
Figure 6.30: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol SUP et pour le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	124
Figure 6.31: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	125
Figure 6.32: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	125
Figure 6.33: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	127
Figure 6.34: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1	127
Figure 6.35: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type INF et le sous-ensemble d'accélérogramme #2	128

Figure 6.36: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2	128
Figure 6.37: Déplacement négatif au toit pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	130
Figure 6.38: Déplacement positif au toit pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	130
Figure 6.39: Déplacement négatif au toit pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	131
Figure 6.40: Déplacement positif au toit pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	131
Figure 6.41: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	131
Figure 6.42: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	131
Figure 6.43: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	132
Figure 6.44: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	132
Figure 6.45: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	132
Figure 6.46: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	132
Figure 6.47: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	133
Figure 6.48: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	133

Figure 6.49: Demande en cisaillement (négatif) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	133
Figure 6.50: Demande en cisaillement (positif) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	133
Figure 6.51: Demande en cisaillement (négatif) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	134
Figure 6.52: Demande en cisaillement (positif) à la base du mur de refend pour le son INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	134
Figure 6.53: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	135
Figure 6.54: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	135
Figure 6.55: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	136
Figure 6.56: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	136
Figure 6.57: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	136
Figure 6.58: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	136
Figure 6.59: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	137
Figure 6.60: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation	137
Figure 6.61: Déplacement négatif au toit pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	139

Figure 6.62: Déplacement positif au toit pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	139
Figure 6.63: Déplacement négatif au toit pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	139
Figure 6.64: Déplacement positif au toit pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	139
Figure 6.65: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	140
Figure 6.66: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	140
Figure 6.67: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	140
Figure 6.68: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	140
Figure 6.69: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	141
Figure 6.70: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	141
Figure 6.71: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	141
Figure 6.72: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	141
Figure 6.73: Demande en cisaillement (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	142
Figure 6.74: Demande en cisaillement (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	142

Figure 6.75: Demande en cisaillement (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	142
Figure 6.76: Demande en cisaillement (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	142
Figure 6.77: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	143
Figure 6.78: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	143
Figure 6.79: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	144
Figure 6.80: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	144
Figure 6.81: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	144
Figure 6.82: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	144
Figure 6.83: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	145
Figure 6.84: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.....	145
Figure 6.85: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et le sol de type INF	146
Figure 6.86: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et le sol de type SUP.....	146

Figure 6.87: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$ et le sol de type INF	147
Figure 6.88: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$ et le sol de type SUP	147
Figure 6.89: Exemple de distribution verticale des efforts de cisaillement dans le mur de refend.....	149
Figure 6.90: Exemple de distribution verticale des efforts de flexion dans le mur de refend	149
Figure 6.91: Exemple #1 du déplacement horizontal au toit en fonction du temps	150
Figure 6.92: Exemple #2 du déplacement horizontal au toit en fonction du temps	150
Figure 6.93: Exemple #3 du déplacement horizontal au toit en fonction du temps	150
Figure 7.1: Illustration simplifiée du prototype	153
Figure 7.2: Illustration simplifiée du modèle équivalent à 1 DDL	153
Figure 7.3: Illustration simplifiée du modèle réduit et de la boîte de cisaillement	153
Figure 7.4: Vue 3D du bâtiment de référence	154
Figure 7.5: Vue 3D du prototype	155
Figure 7.6: Prototype de base	157
Figure 7.7: Modèle équivalent du prototype à 1 DDL	157
Figure 7.8: Modèle équivalent du prototype avec poutre d'acier	157
Figure 7.9: Influence de la hauteur, de la rigidité et de la masse	158
Figure 7.10: Spécimen avec poutre substituée.....	160
Figure 7.11: Illustration du groupe poutre et fondation	161
Figure 7.12: Poutre dans la fondation	161
Figure 7.13: Montage du spécimen et de la boîte de confinement.....	161

Figure 7.14: Montage du spécimen, de la boîte de confinement, de la masse sismique, de la charge axiale et du cadre de protection	162
Figure 7.15: Vue en élévation de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.....	163
Figure 7.16: Vue en plan de la boîte de confinement laminaire en cisaillement	163
Figure 7.17: Rupture en cisaillement	163
Figure 7.18: Rupture en poinçonnement.....	163
Figure 7.19: Accélération utilisée pour la validation du prototype et du prototype simplifié	164
Figure 7.20: Déplacement horizontal au toit pour le prototype et le prototype simplifié	164
Figure 7.21: Déplacement vertical à l'extrémité gauche de la fondation du prototype et du prototype simplifié	165
Figure 7.22: Déplacement vertical à l'extrémité droite de la fondation du prototype et du prototype simplifié	165
Figure 7.23: Pression dans le sol sous l'extrémité gauche de la fondation du prototype et du prototype simplifié	165
Figure 7.24: Pression dans le sol sous l'extrémité droite de la fondation du prototype et du prototype simplifié	165
Figure 7.25: Cisaillement à la base du prototype et du prototype simplifié.....	166
Figure 7.26: Moment de renversement à la base du prototype et du prototype simplifié.....	166
Figure 7.27: Séisme modifié pour la validation du spécimen et du prototype ajusté	167
Figure 7.28: Déplacement horizontal au toit pour le spécimen et le prototype ajusté	167
Figure 7.29: Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation du spécimen et du prototype ajusté	168
Figure 7.30: Déplacement vertical de l'extrémité droite de la fondation du spécimen et du prototype ajusté	168

Figure 7.31: Pression dans le sol sous l'extrémité gauche de la fondation du spécimen et du prototype ajusté	169
Figure 7.32: Pression dans le sol sous l'extrémité droite de la fondation du spécimen et du prototype ajusté	169
Figure 7.33: Cisaillement à la base du spécimen et du prototype ajusté.....	170
Figure 7.34: Moment de renversement à la base du spécimen et du prototype ajusté	170

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A_e	Aire efficace de la fondation
A_g	Aire brut de la section
A_s	Aire des barres d'armatures
$A_{s \text{ min}}$	Aire minimale des barres d'armature
A_v	Aire des barres d'armatures en cisaillement
$A_{\text{zone concentrée}}$	Aire totale de la zone d'armature concentrée du mur de refend
B	Largeur de la fondation
b_c	Largeur du noyau de béton confiné
b_w	Largeur du mur de refend
B_x	Facteur de sensibilité à la torsion pour un étage donné
c	Cohésion du sol, Dimension du rebord de la semelle
\tilde{c}_z	Coefficient qui intervient dans le calcul de C_z
$\tilde{c}_{\theta y}$	Coefficient qui intervient dans le calcul de $C_{\theta y}$
C_{R-V}^K	Coefficient de couplage entre la rigidité verticale et la rigidité rotationnelle
CM	Centre de masse
CR	Centre de rigidité

C_r	Ratio q_0 / q_{ult} (matériau <i>QzSimple1</i>)
$C_{rad\ z}$	Amortissement radial global provenant du mode de translation verticale de la fondation par ressort
$C_{rad\ \theta_y}$	Amortissement radial provenant du mode de basculement de la fondation par ressort
c_t	Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité de la section
C_z	Amortissement radial global provenant du mode de translation verticale de la fondation
C_{θ_y}	Amortissement radial provenant du mode de basculement de la fondation
d_b	Diamètre des barres d'armatures
d_l	Diamètre des ligatures
D_{nx}, D_{ny}	Dimension en plan du bâtiment dans les directions X et Y
d_v	Hauteur effective du cisaillement
e	Excentricité de la charge
E	Module d'Young statique du sol
E'	Module d'Young dynamique du sol
E_c	Module élastique du béton armé
E_{ct}	Module élastique du béton qui tient compte du raidissement en tension
e_{end}	Espacement des ressorts des zones d'extrémités de la fondation

e_{mid}	Espacement des ressorts de la zone centrale de la fondation
F_a	Coefficient d'accélération pour le site considéré
f_c	Limite élastique du béton
f_{ct}	Résistance maximale en traction du béton
f_{cu}	Résistance ultime en compression du béton armé
F_r	Facteur de résistance des charges vives
F_v	Coefficient de vitesse pour le site considéré
f_y	Limite élastique de l'acier des barres d'armatures
G	Module de cisaillement du béton
G_{max}	Module de cisaillement dynamique du sol
h_n	Hauteur du bâtiment
h_{rotule}	Hauteur de la rotule plastique
I_E	Coefficient de risque sismique du bâtiment
ISS	Interaction sol-structure
I_y	Moment d'inertie de la surface de contact entre le sol et la fondation par rapport à l'axe y
k_{end}	Rigidité surfacique des ressorts des zones d'extrémités de la fondation

K_{end}	Rigidité axiale des ressorts des zones d'extrémités de la fondation
$k_{\text{end ext}}$	Rigidité surfacique des ressorts à chaque extrémité de la fondation
$K_{\text{end ext}}$	Rigidité axiale des ressorts à chaque extrémité de la fondation
k_{far}	Facteur provenant des travaux de Vijayvergiya (1977)
K_{in}	Rigidité initiale du ressort
k_{mid}	Rigidité surfacique des ressorts de la zone centrale de la fondation
K_{mid}	Rigidité axiale des ressorts de la zone centrale de la fondation
K_r	Facteur de résistance
K_z	Rigidité statique provenant du mode de translation verticale de la fondation
K'_z	Rigidité dynamique provenant du mode de translation verticale de la fondation
k'_z	Coefficient qui fait le lien entre K_z et K'_z
$K_{\theta y}$	Rigidité statique provenant du mode de basculement de la fondation
$K'_{\theta y}$	Rigidité dynamique provenant du mode de basculement de la fondation
$k'_{\theta y}$	Coefficient qui fait le lien entre $K_{\theta y}$ et $K'_{\theta y}$
L	Largeur de la fondation
l_d	Longueur de développement des barres d'armatures
L_e	Longueur efficace de la fondation

L_{end}	Longueur des zones d'extrémités de la fondation
L_{mid}	Longueur de la zone centrale de la fondation
l_u	Hauteur inter-étage
l_w	Longueur du mur de refend
M_{cr}	Moment de fissuration
M_{r}	Moment de renversement imposé au mur de refend
$M_{\text{f fond}}$	Moment de renversement imposé à la fondation
M_{n}	Résistance nominale en flexion de la section du mur de refend
M_{p}	Résistance probable en flexion de la section du mur de refend
M_{r}	Résistance pondérée en flexion de la section du mur de refend
M_v	Facteur pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs sur le cisaillement à la base de la structure
N_{60}	Résistance moyenne à la pénétration standard
N_c	Terme de cohésion
N_{mid}	Nombre de ressort dans la zone centrale de la fondation
N_{end}	Nombre de ressort dans la zone d'extrémité de la fondation
N_q	Terme de profondeur

N_y	Terme de surface
P_0	Charge axiale due au poids propre de la fondation
P_f	Charge axiale
q_0	Charge de première plastification du ressort
q_{adm}	Capacité portante admissible du sol
q_e	Pression due aux efforts imposés à la fondation
q_f	Pression maximale exercée par la fondation sur le sol
q_s	Contrainte verticale due au poids des terres autour de la fondation
q_u	Capacité portante ultime
R_0	Coefficient de modification de la force lié à la sur-résistance de la structure
R_d	Coefficient de modification de la force lié à la ductilité de la structure
s	Espacement entre les ligatures
$S(T_a)$	Accélération spectrale de calcul pour la période du mode fondamental de vibration
s_c	Tassement de consolidation
S_c, S_q et S_γ	Facteurs de forme
s_i	Tassement immédiat

SRFS	Système de résistance aux forces sismiques
s_s	Tassement de consolidation secondaire
T_a	Période du mode fondamental de la structure
V_{base}	Force sismique latérale minimale à la base de la structure
V_c	Résistance en cisaillement du béton
V_d	Force sismique latérale de calcul à la base de la structure
V_{design}	Cisaillement de conception de la section du mur de refend
V_e	Force sismique latérale élastique à la base de la structure
$V_{f\ max}$	Cisaillement maximal à la base du mur de refend
V_{La}	Vitesse de Lysmer
V_p	Force sismique latérale à la base de la structure qui correspond au développement de la capacité probable du mur en flexion
v_s	Vitesse des ondes de cisaillement
W	Poids sismique
z_{50}	Déplacement pour lequel 50% de la capacité portante ultime est mobilisée
z_m	Paramètre associé à la dégradation de la résistance du béton pour des déformation supérieures à ϵ'_c
z^p_0	Déplacement auquel la plastification du sol se produit

γ_c	Poids volumique du béton armé
γ_f	Ratio entre le M_r de la section du mur de refend au sommet de la rotule plastique et M_r qui s'exerce au niveau de la section
γ_t	Masse volumique totale du sol
γ_w	Facteur de sur-résistance d'une section du mur de refend qui correspond au rapport entre M_n et M_r
Δ_f	Déplacement horizontal au toit
δ_{\max}	Déplacement maximum aux extrémités de chaque étage de la structure
δ_{moy}	Déplacement moyen aux extrémités de chaque étage de la structure
ε'_c	Déformation en compression du béton armé correspondant à f'_c
ε_{ct}	Déformation pour laquelle survient la fissuration du béton en tension
ε'_{cu}	Déformation maximale au niveau de la fibre la plus comprimée de la section du mur de refend
θ_{ic}	Capacité en rotation de la section du mur de refend
θ_{id}	Rotation inélastique de la section du mur de refend
κ	Paramètre associé au degré de confinement du béton
ζ	Taux d'amortissement
ρ_s	Ratio entre le volume d'armature transversale de confinement et le volume de béton confiné

ν	Coefficient de Poisson
ϕ'	Angle de frottement interne du sol
ϕ_c	Coefficient de tenu du béton
ϕ_s	Coefficient de tenu de l'acier d'armature
ϕ_{sol}	Coefficient de tenu du sol
ω	Pulsation du mode de vibration

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A: Dimensionnement de la structure.....	183
--	-----

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

Le bercement des fondations superficielles se traduit par un mouvement cyclique de corps rigide que le mur de refend et sa fondation subissent lors d'un épisode sismique de forte intensité. Ce phénomène a été observé pour la première fois par Housner (1963) lors de la visite en 1960 d'un site touché par un séisme au Chili. À cette époque, il avait remarqué que les structures élancées qui avaient adopté un tel comportement étaient clairement moins endommagées que celles dont la fondation était demeurée fixe.

D'autres études ont ensuite démontré que la flexibilité du sol sous la fondation entraîne un allongement des périodes de vibration et une réduction des efforts sismiques imposés à la structure. Il a aussi été montré que le phénomène de bercement des fondations superficielles introduit deux mécanismes importants dans le comportement sismique de la structure, soient le soulèvement de la fondation et la plastification du sol. Ces deux mécanismes ont l'avantage de permettre une dissipation de l'énergie sismique, mais peuvent aussi entraîner une défaillance majeure de la structure ou de la fondation s'ils sont trop importants.

La philosophie de conception par capacité utilisée pour le dimensionnement parasismique des bâtiments a pour objectif de permettre la dissipation d'énergie sismique dans la structure. Une attention particulière doit être portée sur la stabilité locale et globale des éléments qui dissipent l'énergie sismique comme par exemple la stabilité des parois comprimées dans la zone de la rotule plastique en bas du mur de refend. Les modes de rupture fragile sont à proscrire puisqu'ils présentent un risque évident pour la sécurité des occupants. Étant donné la difficulté d'effectuer une inspection post-sismique et les coûts de réparation potentiellement élevés, les procédures de conception visent aussi à éviter l'endommagement de la fondation.

Pour un bâtiment contreventé par des murs de refend, le mécanisme de dissipation d'énergie privilégié est la plastification en flexion à la base des murs. Les modes de rupture fragile qui pourraient survenir, tel qu'une rupture en cisaillement, une rupture causée par une instabilité ou une rupture causée par des détails inadéquats de l'armature, ce doivent d'être évités. Pour ce qui est des fondations, un comportement élastique est favorisé.

À la lumière des observations mentionnées plus haut, serait-il possible, ou même avantageux, de profiter de la capacité de plastification et de dissipation d'énergie du sol sous la fondation en l'utilisant comme mécanisme? Pourrait-on aussi utiliser le soulèvement de la fondation pour transformer l'énergie sismique en énergie cinétique? Une philosophie alternative de conception pourrait alors proposer le bercement des fondations comme mécanisme unique de dissipation de l'énergie sismique, ou encore comme un mécanisme combiné à la formation d'une rotule plastique à la base du mur de refend. Cette approche aurait pour avantage de limiter considérablement les efforts imposés à la structure. Si le bercement permettait de dissiper suffisamment d'énergie pour être considéré comme un mécanisme unique, le mur de refend pourrait conserver un comportement élastique et ne nécessiterait pas de détails spécifiques d'armature. Si au contraire, le bercement des fondations était utilisé comme un mécanisme combiné avec une rotule plastique dans le mur de refend, alors les deux éléments pourraient participer à la dissipation de l'énergie.

Il pourrait aussi être possible pour le concepteur de décider de la hiérarchie des mécanismes en modifiant le dimensionnement des fondations. La dissipation de l'énergie sismique pourrait se faire principalement par le bercement de la fondation jusqu'à un niveau critique de sollicitation. Une fois le niveau critique atteint, la formation de la rotule plastique pourrait s'enclencher et ainsi contribuer à la dissipation de l'énergie sismique. Cette hiérarchie pourrait aussi être inversée selon le désir du concepteur ou selon la capacité de dissipation d'énergie du sol sous la fondation.

Les connaissances limitées sur le sujet ainsi que sa complexité font en sorte qu'il est difficile d'introduire une telle philosophie dans les normes de conception. Plusieurs études sont requises afin de mieux comprendre le phénomène. Ces études devront s'attarder aux différentes caractéristiques qui peuvent influencer le comportement comme le type de sol, la hauteur de la structure, la sollicitation sismique, etc.

Au Canada, le Code National du Bâtiment (CNBC) 1995 exigeait que les fondations puissent résister au développement du moment nominal dans le mur de refend sans toutefois surpasser les efforts sismiques élastiques divisés par un facteur de réduction de 1,3. Après avoir réalisé plusieurs analyses temporelles non-linéaires sur des murs de refend en béton armé de différentes hauteurs, Anderson (2003) a montré qu'il était possible d'effectuer le dimensionnement par capacité des fondations superficielles en utilisant un facteur de réduction des efforts sismiques de 2,0. Il est arrivé à cette conclusion en montrant que le bercement de la fondation superficielle dimensionnée

avec ce facteur de réduction permet une dissipation d'énergie sismique tout en limitant l'impact sur les déplacements horizontaux au toit. Les conclusions de ces travaux ont ensuite été adoptées dans l'édition 2005 du CNBC. C'était la première fois que le bercement des fondations était reconnu explicitement dans une norme canadienne. Toutefois, les travaux d'Anderson se limitent à l'étude de bâtiments situés à Vancouver, C-B. Cette région présente des caractéristiques sismiques différentes de celles que l'on retrouve dans l'est du pays, notamment au niveau du contenu fréquentiel des séismes et du type de sol en place. Le modèle utilisé par Anderson est aussi limité au niveau du comportement non-linéaire du sol et du mur de refend. La pertinence des conclusions de cette étude pour des murs de refend situé à l'est du Canada doit être vérifiée.

La prise en compte de l'interaction sol-structure dans les normes canadiennes est plutôt limitée. Par exemple, la norme américaine qui dicte les efforts minimums pour les structures et les bâtiments (ASCE/SEI 7-10) permet de tenir compte de l'allongement de la période de vibration fondamentale de la structure et de l'augmentation de l'amortissement qui proviennent de la flexibilité du sol dans le but de diminuer les efforts sismiques.

Plus récemment, des études menées à l'École Polytechnique de Montréal ont exploré le phénomène du bercement des fondations superficielles pour des bâtiments situés à l'est du Canada. Kamèche (2009) a montré que le soulèvement des fondations peut réduire les déformations dans les structures et leur déplacement latéral total. Selon ces travaux, l'effet du bercement sur les déplacements latéraux est plus important pour les bâtiments situés à l'ouest du Canada que ceux situés à l'est. Il conclut alors que le facteur limitant les efforts de conception pour les semelles de fondation pourrait être plus élevé que celui proposé par Anderson (2003). De plus, les différences entre les sollicitations de l'ouest et de l'est du Canada pourraient aussi faire en sorte que cette limite soit conservatrice.

Le Bec (2010) a étudié le bercement des fondations superficielles des murs de refend pour un bâtiment de 10 étages situé à Montréal. Il a montré que le niveau de dimensionnement proposé par Anderson (2003) conduisait à des fondations trop massives pour basculer. Dans un tel cas, le mur de refend se comporte comme celui à base fixe et aucune réduction significative des efforts sismiques n'est remarquée. Il conclut ensuite qu'il est possible d'éviter la plastification du mur de refend en dimensionnant les fondations pour qu'elles puissent résister au moment nominal à la base

du mur de refend. En plus de donner lieu à une réduction significative des efforts à la base du mur, l'augmentation des déplacements au toit et des tassements permanents sous la fondation est faible.

L'étude menée par Le Bec (2010) se concentre sur un bâtiment de 10 étages. Afin d'avoir une appréciation plus complète du phénomène, une étude portant sur l'impact du bercement des fondations superficielles sur les structures de grande hauteur s'impose.

Une problématique additionnelle fait surface dans le cas des bâtiments de grande hauteur, où la réponse de la structure est très souvent dominée par les modes supérieurs de vibration. Les travaux présentés par Boivin (2012a, 2012b) et Ghorbanirenani (2011) mettent en évidence les problèmes liés à la présence des modes supérieurs pour les murs de refend à l'est du Canada. Il serait donc intéressant de valider si les effets des modes supérieurs de vibration peuvent être réduits par le bercement des fondations superficielles.

1.2 Objectifs de l'étude

L'objectif principal de ce mémoire de maîtrise est d'étudier les effets du bercement des fondations superficielles sur les murs de refend de grande hauteur en béton armé. L'étendue des analyses qui seront effectuées dans le cadre de ce mémoire se limitera aux murs de refend et à leurs fondations superficielles utilisées dans un bâtiment multi-étagé de l'est du Canada.

Les modes supérieurs de vibration influencent grandement le comportement sismique des murs de refend de grande hauteur. Ils entraînent une amplification dynamique et une modification de la distribution verticale des efforts sismiques dans le mur de refend. Puisqu'il s'agit d'un phénomène important, le second objectif de cette étude sera de déterminer l'influence qu'exerce le bercement des fondations superficielles sur les modes supérieurs de vibration de la structure.

Puisqu'il est souhaitable de valider les paramètres de la modélisation utilisés pour les études numériques, cette étude poursuit l'objectif de vérifier la faisabilité d'un essai de bercement au laboratoire.

1.3 Méthodologie

En vue de répondre aux objectifs susmentionnés, nous avons débuté par concevoir le bâtiment à l'étude et son système de reprise des forces latérales (SRFL). Ce système est composé de 6 murs de refend en béton armé ductiles et dimensionnés selon les exigences de la norme *CSA A23.3-04*

et du *CNBC 2010*. Pour les analyses 2D, nous avons ensuite réalisé la conception détaillée d'un des six murs de refend. La fondation de ce mur a été dimensionnée pour les trois niveaux de sollicitation suivants:

- un moment de renversement correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur de réduction de la force sismique $R_d R_o$ de 2,0, soit le moment maximum recommandé par le *CNBC 2010*;
- un moment de renversement correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur de réduction des efforts sismiques $R_d R_o$ de 5,6, soit le moment de renversement à la base du mur sans tenir compte de la hiérarchie des comportements envisagée par la conception par capacité;
- un moment de renversement correspondant au moment nominal développé dans le mur de refend, ce qui suit l'approche de conception par capacité et représente le niveau de charge de conception pour les fondations le plus fréquemment observé en pratique.

Nous avons ensuite construit un modèle analytique capable de modéliser l'interaction entre le sol et la structure, c'est-à-dire de représenter le soulèvement de la fondation et la plastification du sol sous celle-ci. La fondation a été modélisée à l'aide d'une formulation de type Winkler aussi appelée « Beam on Non-Linear Foundation ». Le mur a été modélisé par des éléments fibres pouvant représenter le comportement non-linéaire du mur en flexion. La modélisation de la fondation et la modélisation du mur ont été vérifiées à l'aide d'études paramétriques.

Nous avons ensuite effectué la sélection et la mise à l'échelle des accélérogrammes synthétiques en se basant sur le spectre de dimensionnement du *CNBC 2010* pour un sol de catégorie C de la région de Montréal. Deux sous-ensembles d'accélérogrammes ont été constitués de façon à évaluer l'impact de la méthode de sélection et de mise à l'échelle sur les résultats.

Les analyses dynamiques non-linéaires 2D ont été réalisées à l'aide du logiciel « OpenSees ». Elles ont permis d'analyser le comportement sismique du mur de refend et de la fondation soumis aux accélérogrammes synthétiques qui ont été sélectionnés. Les résultats de ces analyses nous ont informés de la pertinence des exigences du *CNBC 2010* concernant le dimensionnement parasismique des fondations ainsi que de l'impact du soulèvement des fondations sur les modes supérieurs de vibration du bâtiment.

Finalement, nous avons réalisé une étude de faisabilité d'un essai de bercement au laboratoire. Cette étude a permis de faire la conception préliminaire du montage nécessaire au déroulement de l'essai. Nous avons aussi déterminé les facteurs d'échelle à appliquer sur la structure et sur la fondation. Des recommandations quant à la réalisation d'un futur essai de bercement ont été formulées.

1.4 Organisation du mémoire

Le chapitre 1 introduit le problème, définit les objectifs de l'étude et décrit la méthodologie mise en place pour atteindre les objectifs définis. Le deuxième chapitre de ce mémoire se consacre à la revue de littérature de plusieurs sujets liés à cette étude. Il est notamment question du soulèvement des fondations et de l'interaction entre le sol et la structure. Le résumé des exigences canadiennes de conception parasismique concernant les murs de refend en béton armé sont ensuite présentés. On s'attarde aussi aux études préalables qui se sont penchées sur l'impact des modes supérieurs sur les murs de refend en béton armé de grande hauteur. Finalement, on présente un survol du fonctionnement du logiciel « OpenSees » qui a été utilisé pour effectuer les études dynamiques du mur de refend.

Le troisième chapitre met en scène le dimensionnement de la structure. On présente d'abord le bâtiment étudié et les résultats de son analyse dynamique. Ensuite, on aborde le dimensionnement des murs de refend en béton armé et des fondations.

La modélisation de l'interaction sol-structure et du mur de refend est traitée en détail au quatrième chapitre. On y présente notamment le type de modélisation employé et les caractéristiques des matériaux utilisés. Afin de valider le modèle analytique, une étude paramétrique portant sur la modélisation de l'interaction sol-structure ainsi qu'une étude paramétrique traitant de la modélisation du mur de refend sont présentées à la fin de ce chapitre.

Le cinquième chapitre s'attarde aux accélérogrammes synthétiques qui sont utilisés pour les analyses temporelles. On y traite de la sismicité de la région de Montréal et de la désagrégation de l'aléa sismique. La méthode utilisée pour la sélection et la mise à l'échelle des enregistrements synthétiques est ensuite présentée.

Les résultats des analyses temporelles non-linéaires 2D sont présentés au Chapitre 6. Le moment de renversement, le cisaillement à la base du mur de refend, et les déplacements horizontaux au

toit sont analysés et comparés à ceux obtenus pour une structure similaire reposant sur une base fixe. Les déplacements verticaux de la fondation ainsi que la pression dans le sol sous la fondation sont étudiés pour évaluer l'impact du bercement des fondations superficielles sur le comportement du mur de refend et du sol sous la fondation. On y étudie aussi l'impact de ce phénomène sur les modes supérieurs de vibration de la structure.

Le septième chapitre présente sommairement les résultats d'une étude de faisabilité d'un essai de bercement d'un mur de refend. On y présente le montage requis au laboratoire ainsi qu'une explication sur l'application des facteurs d'échelle dans le domaine de la structure et de la géotechnique. Quelques résultats d'analyses et recommandations concernant un éventuel essai de bercement sont abordés à la fin de ce chapitre.

Le dernier chapitre de ce mémoire résume l'étude et présente les conclusions. Quelques recommandations concernant de futures études sur ce sujet sont proposées.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Certains éléments qui sont présentés dans ce chapitre sont adaptés du mémoire d'Antoine Le Bec publié en 2010 qui traite des effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé.

Ce deuxième chapitre présente une revue de littérature pertinente pour les sujets abordés dans le cadre de ce mémoire de maîtrise. On y expose les études antérieures sur le bercement des fondations superficielles, un aperçu de l'interaction sol-structure ainsi qu'un résumé des études expérimentales qui ont été réalisées sur ce sujet. Une revue des exigences concernant la conception parasismique des murs de refend et un résumé traitant de l'impact des modes supérieurs de vibration sur le comportement sismique de ces structures sont présentés à ce chapitre. Finalement, on présente le fonctionnement du logiciel d'analyse « OpenSees ».

2.1 Interaction sol-structure

2.1.1 Interaction sol-structure (ISS)

Le sol exerce une influence sur le comportement sismique de la structure et, par le fait même, la structure exerce une influence sur le comportement sismique du sol. C'est ce qu'on appelle l'interaction sol-structure.

Dans la pratique, il existe un consensus répandu qui veut que l'interaction sol-structure allonge naturellement la période fondamentale de vibration et augmente l'amortissement dans le système structural. Étant donné la forme décroissante du spectre de calcul en fonction de la période de vibration, la réponse sismique devrait être plus faible lorsque l'interaction sol-structure est considérée dans l'analyse. De plus, la prise en compte de l'interaction sol-structure complexifie de beaucoup la modélisation de la structure. C'est pourquoi d'une façon conservatrice, l'interaction sol-structure est souvent négligée lors des analyses sismiques.

Ce constat n'est pourtant pas toujours valide. Pour certains bâtiments de grande envergure et pour des sols relativement flexibles, l'omission de modéliser l'interaction sol-structure pourrait mener à un dimensionnement non-sécuritaire.

Le code américain ASCE/SEI 7-10 : *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* permet à l'utilisateur de tenir compte de l'allongement de la période et de l'augmentation de l'amortissement en raison de la flexibilité du sol sous la fondation. L'équation [2.1] sert à calculer la période allongée et l'équation [2.2] permet de calculer l'amortissement de la fondation :

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \quad [2.1]$$

où \tilde{T} représente la période qui tient compte de la flexibilité du sol, T représente la période de la structure fixe, k_x est la rigidité en translation de la fondation et k_{yy} est la rigidité en rotation de la fondation;

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{1}{(\tilde{T}/T)^n} \beta_i \quad [2.2]$$

où le facteur β_0 représente l'amortissement de la fondation, β_f représente le facteur d'amortissement de la fondation qui provient d'une abaque, β_i est égal à 0,05 et le coefficient n est égal à 3.

2.1.2 Études antérieures sur le soulèvement des fondations superficielles

Housner (1963) est le premier à avoir étudié le phénomène de bercement des fondations. Suite à un séisme survenu au Chili en 1960, il a observé que des châteaux d'eau avaient bien résisté aux sollicitations sismiques alors que des structures conventionnelles en béton armé avaient été grandement affectées. Il attribue cette réponse au soulèvement des fondations. Il développe alors une série d'équations afin d'évaluer la dissipation d'énergie cinétique d'un bloc rigide pouvant basculer sur une fondation rigide. Il conclut qu'il est possible que le bercement puisse contribuer à améliorer le comportement sismique d'une structure et qu'il existe un lien entre la taille de la fondation et sa capacité à basculer.

Meek (1975) s'est intéressé à l'étude du comportement sismique d'un système flexible à un degré de liberté dynamique reposant sur une fondation capable de bercer. Suite à cette étude, il conclut que le bercement des fondations permet une réduction des déformations en cisaillement dans le mur de refend par rapport à une structure encastree à sa base. Toutefois, il note que cette diminution des déformations se fait au détriment de la fondation. Elle sera soumise à des effets dynamiques pouvant s'avérer critique pour le sol sous la fondation. Par la suite, Meek (1978) développe un

système analytique pour un bâtiment de 10 étages muni d'un noyau central. Il se sert de ce système pour analyser plus en détail le bercement des fondations. Avec ce système analytique, il est en mesure de conclure que le bercement permet une réduction importante des efforts de flexion et de cisaillement à la base du noyau central. Il soulève encore une fois quelques inquiétudes concernant l'introduction de contraintes dynamiques dans le sol sous la fondation. Il s'interroge notamment sur la possibilité d'un problème de liquéfaction des sols.

Par la suite, Psycharis et Jennings (1983) étudient le comportement dynamique d'un bloc rigide reposant sur différentes configurations de fondations flexibles sur ressorts verticaux. Ils développent une série d'équations qui les poussent à conclure que le basculement de la fondation est un comportement non-linéaire composé d'une série de réponses linéaires. Ils concluent aussi que le bercement induit une vibration verticale dans la structure. Par contre, ils ne sont pas en mesure de statuer sur l'effet bénéfique du phénomène sur le comportement global de la structure.

Une étude comparative portant sur la modélisation d'une fondation soumise à un bercement est ensuite réalisée par Chopra et Yim (1985). Pour cette étude, ils se sont surtout intéressés à l'effet des caractéristiques du sol sur le comportement de la fondation. Trois modélisations différentes ont été analysées, soit un sol complètement rigide, un sol flexible représenté par deux ressorts linéaires sans capacité en traction avec amortisseurs visqueux et un sol flexible représenté par plusieurs ressorts linéaires sans capacité en traction avec amortisseurs visqueux. Ils parviennent ensuite à développer une méthode simple pour prédire le comportement de leur modèle et le cisaillement susceptible de survenir à la base du système. Chopra et Yim (1985) ont ensuite concentré leurs efforts sur un système à plusieurs degrés de liberté dynamiques reposant sur une fondation munie de deux ressorts linéaires sans capacité en traction avec amortisseur visqueux. Ils constatent alors que la réponse du système peut être évaluée en supposant que le bercement de la fondation n'a d'impact que sur le mode fondamental de vibration de la structure.

Filiatrault et al. (1992) ont étudié le comportement sismique d'un bâtiment de 21 étages muni d'un noyau central en béton armé dimensionné selon les exigences du *CNBC 1990*. Afin de favoriser le soulèvement de la fondation, la semelle sous le noyau central était sous-dimensionnée, c'est-à-dire qu'elle n'était pas en mesure de développer la capacité flexionnelle du noyau central. Ils ont conduit des analyses dynamiques à l'aide du logiciel *Drain-2D* en tenant compte des non-linéarités du noyau central et de la fondation en béton armé, du sol et du soulèvement de la fondation. Pour

modéliser le comportement non-linéaire du sol et de la fondation, ils ont utilisé des éléments treillis qui se plastifiaient en tension alors qu'ils subissaient du flambement en compression. Lorsque la fondation se soulève, elle applique une compression sur l'élément treillis, ce qui initie le flambement de l'élément. Lorsque la fondation s'enfonce et comprime le sol sous-jacent, l'élément treillis s'allonge et se plastifie en tension. Suite à ces analyses, ils ont conclu que le manque de capacité en flexion de la fondation n'impliquait pas nécessairement un comportement sismique déficient. Le soulèvement de la fondation permet une réduction des efforts sismiques à la base du noyau central. Toutefois, les résultats des analyses ont montré une augmentation des déplacements horizontaux du noyau central sans toutefois dépasser les limites imposées par le *CNBC*.

Allotey et El Naggar (2003) sont parvenus à décrire le comportement statique d'une fondation en tenant compte de la plastification du sol et du soulèvement de la fondation. Pour ce faire, ils ont utilisé une modélisation de type Winkler du sol ainsi qu'une fondation rigide. Suite à cette étude, Allotey et El Naggar (2008a et 2008b) ont proposé un modèle de fondation de type Winkler capable de représenter le comportement dynamique de la fondation.

Harden et al. (2005) ont raffiné le concept de Winkler en présentant un modèle qui parvient à reproduire le comportement non-linéaire d'une fondation superficielle sollicitée de façon dynamique tout en représentant les déformations permanentes sous la fondation. Le modèle en question a été calibré avec des résultats expérimentaux provenant d'essais en centrifugeuse.

Suite à l'intégration du phénomène du soulèvement de la fondation dans le *CNBC 2005*, Kamèche (2009) a développé un logiciel d'analyse permettant d'évaluer l'impact du soulèvement sur les fondations superficielles des murs de refend de l'est et de l'ouest du Canada. Son modèle était constitué d'une structure linéaire à 1 degré de liberté représentant un mur de refend et d'une semelle de fondation infiniment rigide reposant sur un sol élastique. L'interaction entre le sol et la structure a été modélisée en utilisant une fondation de type Winkler. Le logiciel en question a été utilisé pour vérifier le comportement de bâtiments de cinq, dix et vingt étages localisés à Montréal et à Vancouver.

Les résultats de son étude montrent que le soulèvement de la fondation exerce une influence importante sur les déformations et les déplacements du mur de refend. Il conclut que pour l'est du Canada, l'utilisation de semelles de fondation plus compactes conduit à des déplacements latéraux maximaux plus faibles. Il serait ainsi possible d'augmenter le facteur de réduction des charges

sismiques pour le dimensionnement des fondations pour l'est du Canada sans subir d'impact négatif sur le comportement global des murs.

Le Bec (2009) a réalisé une étude paramétrique de bercement sur un mur de refend de dix étages situé à Montréal. Le modèle analytique qu'il a utilisé est formé d'un mur de refend en éléments fibres et d'une fondation de type Winkler non-linéaire. Le mur de refend ainsi que les ressorts sous la fondation pouvaient adopter un comportement non-linéaire afin de vérifier le mode de dissipation de l'énergie sismique lors d'un séisme.

Il a tout d'abord vérifié le comportement dynamique 2D du modèle lorsque sa fondation est dimensionnée selon les recommandations du *CNBC 2005*, soit avec l'utilisation d'un facteur, $R_o R_d$ égal à 2,0, qui limite la réduction des efforts sismiques et qui correspond à l'état de soulèvement de la fondation. Dans ce cas, il observe que la rotule plastique se développe à la base du mur avant que la fondation se soulève puisque celle-ci est trop massive. Il conclut alors que l'utilisation de ce facteur de réduction des efforts ne permet pas de représenter correctement le soulèvement des fondations et qu'il n'est donc pas nécessaire de tenir compte de l'ISS lors de la modélisation du mur de refend.

Il a ensuite utilisé une approche de dimensionnement par capacité pour la fondation en utilisant un niveau de dimensionnement qui limite les efforts sismiques transmis à la fondation et qui correspond au développement du moment nominal (M_n) de la section à la base du mur de refend. Les efforts sismiques transmis à la fondation sont alors réduits de façon significative. Le phénomène fait en sorte que la fondation est beaucoup plus compacte et son soulèvement devient possible. Dépendamment de la sollicitation sismique, les analyses ont montré que la fondation se soulève parfois avant même que la plastification à la base du mur s'initie, ce qui ne représente pas le comportement envisagé lors de la conception. Le mouvement de bercement de la fondation entraîne une plastification du sol et des tassements permanents. Toutefois, les déformations du sol n'étaient pas excessives.

Il a finalement étudié l'impact du dimensionnement de la fondation pour des charges sismiques élastiques divisées par un facteur $R_d R_o$ de 5,6, soit le même que celui utilisé pour le dimensionnement en flexion à la base du mur de refend. Dans ce cas, il n'y a pas d'hierarchie établie entre le développement des rotules plastiques à la base du mur et le comportement inélastique du système sol-fondation. La majorité de l'énergie sismique est alors convertie en

énergie cinétique, ce qui se traduit par un soulèvement de la fondation. Dans ce cas, le mur demeure élastique la plupart du temps. Ceci a cependant pour effet de causer un comportement inélastique du sol et introduire des dommages importants au sol sous la fondation. L'intégrité du mur de refend peut être menacée en raison des tassements importants.

2.1.3 Études expérimentales de l'interaction sol-structure

Au cours des dernières années, quelques programmes d'essais en laboratoire ont été menés afin de clarifier certains aspects de l'interaction sol-structure. Ces études expérimentales sont très utiles car elles permettent de valider les modèles d'ISS analytiques et indiquent les améliorations à apporter. Cette section présentera les principales conclusions de ces programmes d'essais portant sur le comportement des murs de fondations reposant sur des sols pulvérulents.

Negro et al. (2000) résument les essais qui ont été menés dans le cadre du projet européen *TRISEE*. Ce projet avait pour but de caractériser le comportement non-linéaire d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sable et soumise à une excitation sismique. Le spécimen étudié est installé sur un sol dense ($DR = 85\%$) et sur un sol lâche ($DR = 45\%$). L'étude des courbes moment-rotation leur a permis de démontrer que le spécimen reposant sur un sol lâche dissipait beaucoup plus d'énergie que celui sur un sol dense. Il n'était toutefois pas possible d'observer un mouvement de soulèvement de la fondation. Le sol lâche avait plutôt un comportement de poinçonnement en raison de sa faible résistance. Le spécimen sur un sol dense réagissait différemment. La dissipation d'énergie qui était possible d'observer sur le sol lâche était remplacée par un soulèvement de la fondation lors de l'excitation sismique. L'étude a aussi montré que les cycles de chargement sismique affectent les déplacements verticaux de la fondation. Plus le sol est lâche, plus les déplacements verticaux sont importants.

La série d'essai CAMUS sur les murs de refend en béton armé s'inscrit dans le projet européen ICONS-TMR réalisé à la fin des années 90. Le spécimen CAMUS IV s'intéresse particulièrement à l'influence des conditions d'appui souples provenant de la rigidité du sol et du décollement de la fondation. Ce spécimen consiste en un bâtiment de cinq étages réduit d'un facteur d'échelle de $1/3$ et conçu selon le code sismique français PS92. Il est constitué de deux voiles en béton armé qui supportent six masses concentrées représentant les planchers. Afin de vérifier l'importance de l'interaction sol-structure, le spécimen est déposé sur une couche de sable de $0,4$ m d'épaisseur. La boîte contenant le sable est attachée à la table vibrante. Les parois de la boîte sont rigides mais

assez éloignées du spécimen pour éviter d'augmenter artificiellement la résistance du sol. Cremer (2001) explique que le soulèvement de la fondation qui se produit sur CAMUS IV est bénéfique pour le comportement de la structure. Les efforts à la base du mur sont réduits en raison du bercement et de la plastification du sol comparativement à ceux obtenus pour CAMUS I (qui était fixé à la base). En contrepartie, les déplacements de la structure sont plus importants. Un tassement de la fondation et l'apparition d'une zone de refoulement de sable de chaque côté de la fondation ont aussi été observés.

2.2 Conception parasismique des murs de refend en béton armé

2.2.1 Exigences du CNBC 2010

Les objectifs du calcul parasismique définis dans le CNBC 2010 sont les suivants :

1. Préserver la vie et la sécurité des occupants du bâtiment et du public lorsque le bâtiment est soumis à de fortes secousses.
2. Limiter les dommages au bâtiment pendant des secousses faibles à modérées.
3. Garantir que les bâtiments de protection civile continuent d'être occupés et fonctionnels après de fortes secousses, et ce même si le bâtiment subit certains dommages.

Le dimensionnement parasismique au Canada s'effectue en fonction des accélérations spectrales fournies par le CNBC 2010 pour des périodes de vibrations données. Le concept de l'aléa de risque sismique uniforme adopté par le CNBC 2010 fait en sorte que la probabilité de dépassement de l'accélération spectrale de calcul est de 2% en 50 ans, soit une probabilité annuelle de dépassement de 0,04%. Bien qu'il soit possible qu'une secousse encore plus forte se produise, il n'est généralement pas économique de construire les bâtiments pour une secousse supérieure à celle correspondant au risque sismique uniforme.

Puisque l'objectif premier du dimensionnement parasismique est de préserver la vie et la sécurité des occupants, il est probable que le mouvement de calcul du sol occasionne des dommages importants au bâtiment. Pour s'assurer de conserver une résistance suffisante à l'effondrement, la structure devra dissiper de l'énergie sismique par action inélastique. Lorsque les secousses maximales sont inférieures à la moitié du mouvement de calcul du sol, les structures devraient présenter des dommages limités. Afin de réduire les dommages possibles à la structure, il est

demandé de choisir un système de résistance aux charges sismiques qui offre une rigidité latérale permettant de respecter les exigences concernant les déformations horizontales maximales.

2.2.1.1 Exigences générales

Le CNBC 2010 exige que les éléments faisant partie du système de résistance aux forces sismiques (SRFS) soient en mesure de résister à la totalité de la charge latérale. Les éléments ne faisant pas partie du SRFS doivent quant à eux être en mesure d'accommoder les déformations horizontales pouvant survenir lors du séisme tout en conservant une rigidité suffisante pour reprendre les forces gravitaires.

2.2.1.2 Combinaison de charges

Les charges gravitaires utilisées pour procéder à l'analyse de la structure sont recommandées par le CNBC 2010. Ces charges sont ensuite combinées en accord avec la clause 4.1.3.2 dans une optique de calcul aux états limites ultimes. Dans le cas d'une analyse sismique, les deux combinaisons de charges suivantes sont retenues :

1. $1,0D + 1,0E$ (Combinaison de charges #1)
2. $1,0D + 1,0E + 0,5L + 0,25S$ (Combinaison de charges #2)

Pour la première combinaison de charges, il suffit de combiner l'action verticale du poids propre des éléments avec l'action horizontale du séisme. La deuxième combinaison demande de combiner l'action verticale du poids propre des éléments avec 50% de la surcharge d'utilisation et 25% de la charge de neige avec l'action horizontale du séisme.

2.2.1.3 Méthodes d'analyse

La clause 4.1.8.7 du CNBC 2010 indique qu'il est nécessaire de recourir à une méthode d'analyse dynamique si la structure ne respecte pas les conditions suivantes :

- la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est inférieure à 0,35;
- il s'agit d'une structure régulière dont la hauteur est inférieure à 60 m et dont la période latérale du mode fondamentale T_a est inférieure à 2,0 s dans chacune des deux directions orthogonales;

- il s'agit d'une structure irrégulière dont la hauteur est inférieure à 20 m et dont la période latérale du mode fondamental T_a est inférieure à 0,5 s dans chacune des deux directions orthogonales.

2.2.1.4 Force sismique latérale minimale (V_{base})

La valeur du cisaillement à la base devra être équivalente à la force sismique latérale minimale (V_{base}) calculée avec l'équation [2.2] :

$$V_{base} = \frac{S(T_a) M_v I_E W}{R_d R_o} \quad [2.2]$$

où $S(T_a)$ est l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période du mode de vibration fondamentale, M_v est un facteur qui permet de tenir compte de l'effet des modes supérieurs de vibration sur le cisaillement à la base, I_E est un coefficient de risque sismique, W est le poids sismique du bâtiment et R_d et R_o sont des facteurs de modification de la force sismique qui représentent respectivement la ductilité et la sur-résistance du système structural utilisé. Pour des murs de refend, la force V_{base} est bornée par l'équation [2.2].

$$\frac{S(4,0) M_v I_E W}{R_d R_o} \leq V_{base} \leq \frac{2}{3} \frac{S(0,2) I_E W}{R_d R_o} \quad [2.2]$$

2.2.1.4.1 Période de vibration

La clause 4.1.8.11 fournit les formules à utiliser pour le calcul de la période latérale du mode fondamental. Pour des murs de refend travaillant en cisaillement, cette période est calculée à l'aide de l'équation [2.2] :

$$T_a = 0,05(h_n)^{3/4} \quad [2.2]$$

où h_n est la hauteur totale du mur de refend. Puisque ces formules sont habituellement conservatrices, il est permis d'utiliser une période équivalente à $2T_a$ pour le calcul de la force sismique latérale minimale.

2.2.1.4.2 Accélération spectrale de calcul ($S(T_a)$)

Le spectre de calcul défini par le CNBC 2010 permet d'identifier l'accélération spectrale $S(T_a)$ à utiliser pour le calcul de V . Il est important de noter que le spectre de calcul en question doit être modifié par les coefficients de fondation F_a et F_v afin de représenter les conditions de sol du site étudié. Un exemple de spectre de calcul est présenté à la figure 2.1.

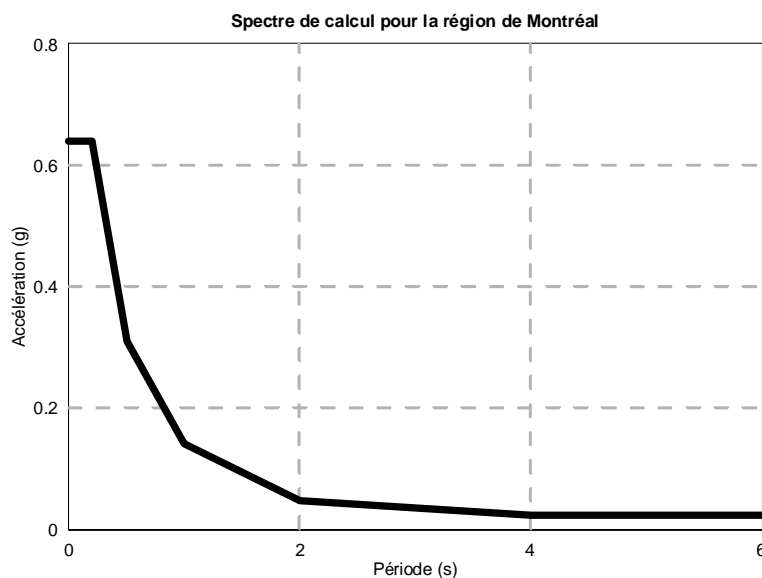


Figure 2.1: Exemple de spectre de calcul défini par le CNBC 2010 pour un sol de type C

2.2.1.4.3 Coefficient de mode supérieur (M_v)

Le CNBC a adopté, depuis l'édition de 2005, l'utilisation du facteur M_v . Ce facteur permet d'augmenter le cisaillement à la base dans le but de refléter les effets élastiques des modes supérieurs. La valeur du facteur M_v est établie en fonction de la zone sismique dans laquelle le bâtiment se trouve et de sa période fondamentale de vibration. Le tableau 2.1 présente les différentes valeurs que peut prendre le facteur M_v .

Tableau 2.1: Valeurs du facteur M_v pour les murs de refend selon le CNBC 2010

Emplacement $S_a(0,2) / S_a(2,0)$	Période fondamentale (s)		
	$T_a \leq 1,0$	$T_a = 2,0$	$T_a \geq 4,0$
$< 8,0$ (Ouest du Canada)	1,0	1,2	1,6
$\geq 8,0$ (Est du Canada)	1,0	2,2	3,0

2.2.1.4.4 Coefficient de risque sismique (I_E)

Le coefficient de risque sismique est défini en fonction de la catégorie de risque du bâtiment. Le détail du coefficient I_E est présenté à la clause 4.1.8.5 du CNBC 2010 et résumé au tableau 2.2.

Tableau 2.2: Valeurs du coefficient de risque I_E selon le CNBC 2010

Catégorie de risque	État limite ultime
Faible	0.8
Normal	1.0
Élevé	1.3
Protection civile	1.5

2.2.1.4.5 Facteurs de réduction de force ($R_d R_o$)

La plastification des murs de refend limite la quantité de cisaillement à la base du bâtiment. Pour tenir compte de cette limite, il faut diviser le cisaillement élastique par les facteurs de modification de force $R_d R_o$. Ces facteurs sont définis dans le CNBC 2010 en fonction du type de SRFS utilisé. Le tableau 2.3 résume les valeurs de ces coefficients pour différents type de murs de refend simple.

Tableau 2.3: Valeurs des coefficients R_d et R_o pour les murs de refend selon le CNBC 2010

Type de SRFS	R_d	R_o
Mur travaillant en cisaillement ductile	3.5	1.6
Mur travaillant en cisaillement à ductilité moyenne	2.0	1.4
Mur travaillant en cisaillement	1.5	1.3

2.2.1.5 Analyse dynamique

Le CNBC 2010 oblige l'utilisateur à effectuer une analyse dynamique pour déterminer les efforts sismiques lorsque les conditions énoncées à la section 2.2.1.3 ne sont pas respectées. Deux méthodes d'analyse dynamique linéaire sont proposées, soit la méthode modale du spectre de réponse et la méthode temporelle linéaire par intégration numérique. Si l'utilisateur souhaite effectuer une analyse dynamique non-linéaire, il devra utiliser une méthode d'analyse temporelle non-linéaire par intégration numérique.

Pour la conception des murs de refend, la méthode modale du spectre de réponse est la plus fréquemment utilisée en raison de sa simplicité et de son temps de calcul relativement court. Cette technique d'analyse suppose que la réponse linéaire élastique d'une structure est équivalente à une superposition des réponses individuelles de chaque mode naturel de vibration. Pour chaque mode, l'accélération spectrale de calcul $S(T_a)$ est calculée en utilisant un spectre de calcul comme celui

montré à la figure 2.1. Il suffit ensuite de combiner la réponse maximale de chaque mode pour identifier la réponse maximale totale pour l'ensemble de la structure. Pour obtenir une précision acceptable sur la réponse, il est recommandé d'utiliser suffisamment de modes de vibration pour permettre d'entraîner la participation de 90% de la masse sismique totale. Habituellement, l'utilisation de 3 à 5 modes est suffisante pour respecter cette exigence.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par intégration numérique, qu'elle soit linéaire ou non, demande d'avoir recours à un certain nombre d'accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse pour la région étudiée. Contrairement à la méthode modale du spectre de réponse qui fournit les efforts maximums seulement, la méthode d'analyse temporelle par intégration numérique calcule la réponse de la structure au mouvement du sol pour chaque pas de temps de l'analyse. Cette méthode d'analyse est très peu utilisée pour la conception puisqu'elle produit une très grande quantité de données à analyser. Les résultats de cette méthode sont aussi très dépendant des caractéristiques de l'accélérogramme étudié. Il faut donc effectuer une série d'analyse en utilisant plusieurs accélérogrammes différents pour obtenir une réponse moyenne avec une précision satisfaisante. Si le nombre d'accélérogramme utilisé n'est pas suffisant, la réponse maximale du système doit être considérée.

La modélisation tridimensionnelle du bâtiment permet de représenter convenablement la torsion dans la structure causée par l'espacement entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR) de chaque étage. Toutefois, cette modélisation ne tient pas compte de l'effet des moments de torsion causés par des excentricités accidentelles qui s'ajoute à l'effet des charges latérales. Lorsque le facteur de sensibilité à la torsion (B) est supérieur à 1,7, le CNBC 2010 demande de calculer et d'ajouter à chaque niveau le moment de torsion statique calculé en décalant la force statique F d'une distance de $0,1D_n$. Si B est inférieur à 1,7, il est convenu d'utiliser une distance de $0,05D_n$. Cette procédure est décrite en détail à la clause 4.1.8.12 du CNBC 2010.

Le cisaillement à la base, calculé avec une analyse dynamique linéaire, correspond à un cisaillement élastique V_e qui ne tient pas compte de la réponse inélastique de la structure et de la catégorie de risque du bâtiment. Pour obtenir le cisaillement dynamique V_d , il faut diviser le cisaillement élastique V_e par les facteurs de modification de force $R_d R_o$ et multiplier le résultat par le coefficient de risque I_E . Le cisaillement dynamique V_d pourra donc être comparé avec le cisaillement statique V_{base} .

Les modèles utilisés pour les analyses dynamiques présentent habituellement des périodes de vibration plus longues que celles des bâtiments réels puisque ces modèles ne tiennent pas compte de la rigidité apportée par les éléments non-structuraux. En raison de la forme du spectre de calcul, ceci fait en sorte que le cisaillement dynamique V_d est souvent plus faible que le cisaillement statique V_{base} . Afin d'assurer un niveau minimum de cisaillement dans le mur de refend, le CNBC 2010 exige que V_d soit au moins égal à la valeur de V_{base} si le bâtiment est irrégulier. Dans le cas où le bâtiment est régulier, le cisaillement V_d doit être au moins égal à 80% de V_{base} .

2.2.2 Conception parasismique des structures en béton armé – CAN/CSA A23.3-04

À l'époque où cette étude a été effectuée, la norme CSA A23.3-04 n'avait pas été arrimée avec l'édition la plus récente du CNBC 2010. Le dimensionnement de la structure en béton armé de cette étude a été faite en suivant les recommandations de la version originale de la norme. Les mises à jour qui ont parues depuis ce temps apportent des changements mineurs aux exigences de conception. L'impact potentiel de ces changements sur les résultats de l'étude et sur les conclusions sera discuté à la section 3.5 ainsi qu'au chapitre 8.

La norme CSA A23.3-04 préconise la conception par capacité pour le dimensionnement des murs de refend. Cette approche de design vise à privilégier un mode de rupture ductile par la plastification de la base du mur de refend en flexion plutôt qu'un mode de rupture fragile associé au cisaillement.

Afin d'éviter une rupture fragile, les efforts de cisaillement (V_{design}) représentent le minimum entre les deux efforts de cisaillement suivants :

- V_p qui correspond au développement de la capacité probable du mur en flexion (M_p)
- V_e qui correspond aux charges sismiques élastiques, calculées en utilisant $R_d R_o = 1$

2.2.2.1 Dimensionnement de la rotule plastique

2.2.2.1.1 Hauteur de la rotule plastique

Pour les bâtiments exempts d'irrégularités structurales de type 1, 3, 4, 5 ou 6 (voir l'article 4.1.8.6 du CNBC 2010), la clause 21.6.2.2 suggère que la zone de la rotule plastique soit détaillée sur une hauteur correspondante à 1,5 fois la longueur du plus long mur (équation [2.3]).

$$h_{\text{rotule}} = 1,5l_w \quad [2.3]$$

Pour la zone du mur au-dessus de la rotule plastique, la valeur du moment de renversement et du cisaillement doit être augmentée par le ratio M_r / M_f , calculé à la limite supérieure de la rotule plastique.

2.2.2.1.2 Stabilité latérale de la rotule plastique

Lors de la plastification dans la zone de rotule plastique, il est possible que le mur souffre d'une instabilité latérale en raison des grandes déformations générées. Dans le but d'assurer la stabilité du mur, l'article 21.6.3.2 suggère de limiter l'épaisseur du mur à 10% de la hauteur non-soutenue latéralement qui correspond à la hauteur nette entre deux étages (l_u) (équation [2.4]).

$$b_w = \frac{l_u}{10} \quad [2.4]$$

2.2.2.1.3 Exigences d'armatures

Les sections 21.6.4 à 21.6.6 de la norme A23.3-04 dictent les exigences en matière d'armatures concentrées et distribuées pour la zone de la rotule plastique. Ces exigences permettent d'assurer une ductilité locale suffisante afin de permettre le développement de la rotule plastique. Les critères montrés aux équations [2.5] et [2.6] doivent être respectés concernant les armatures verticales (21.6.4.3 et 21.6.4.4) :

$$d_b \leq 0,1b_w \quad [2.5]$$

$$\frac{A_s}{A_{\text{zone concentrée}}} \leq 0,06 \quad [2.6]$$

où d_b représente le diamètre des barres d'armatures verticales, b_w désigne la largeur du mur, A_s représente l'aire totale d'armature verticale concentrée à une extrémité du mur et $A_{\text{zone concentrée}}$ est l'aire totale de la zone concentrée.

De plus, la clause 21.6.6 demande que l'armature verticale de la zone concentrée soit disposée à chaque extrémité du mur, qu'elle comprenne au moins 4 barres et qu'elle soit répartie en au moins deux lits. L'aire totale de l'armature concentrée à une extrémité du mur devrait respecter l'équation

[2.7] qui donne la quantité d'armature maximale en fonction de l'aire de la section du mur de refend.

$$A_s \geq 0,0015b_w l_w \quad [2.7]$$

Pour la région de la rotule plastique, les armatures verticales concentrées doivent être retenues par des ligatures prévenant le flambement des barres. Ces ligatures doivent respecter les clauses 7.6.5.5 ou 7.6.5.6. Le diamètre des ligatures (d_l) à utiliser doit être supérieur à 30% du diamètre des barres verticales. L'espacement entre les ligatures ne devrait pas excéder la plus petite des valeurs suivantes :

$$s \leq 6d_b \quad [2.8]$$

$$s \leq 24d_l \quad [2.9]$$

$$s \leq 0,5b_w \quad [2.10]$$

Pour le chevauchement des barres d'armatures verticales concentrées, la clause 21.6.6.7 demande de ne pas avoir plus de 50% de l'armature verticale qui se chevauche au même endroit. Le chevauchement des barres doit se faire sur une longueur d'au moins 1,5 fois la longueur de développement (l_d) donnée par l'équation [2.11],

$$l_d = 0,45k_1k_2k_3k_4 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad [2.11]$$

où les facteurs k_1 à k_4 sont des facteurs de modification définis à la clause 12.2.4, f_y est la limite élastique des barres d'armatures, f'_c est la limite élastique du béton et d_b est le diamètre des barres d'armatures verticales concentrées.

Pour les armatures verticales et horizontales distribuées, la clause 21.6.5.1 impose un ratio d'armature minimum défini à l'équation [2.12] et demande d'utiliser un espacement maximum de 300 mm entre les barres.

$$\frac{2A_b}{b_w s} \geq 0,0025 \quad [2.12]$$

A_b désigne l'aire des barres, b_w représente la largeur du mur et s est l'espacement entre les barres.

Pour les armatures horizontales distribuées, la norme exige qu'elles soient ancrées dans la zone d'armatures concentrées et qu'elles possèdent une longueur de développement (l_d) suffisante pour permettre de développer $1,25f_y$, tel que montré à l'équation [2.13].

$$l_d = k_1 k_2 k_3 k_4 \frac{1,25f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad [2.13]$$

Le résumé des exigences de la norme en matière d'armature en zone de rotule plastique est présenté au tableau 2.4.

Tableau 2.4: Résumé des exigences pour l'armature dans la zone de rotule plastique

Armatures distribuées		Armatures concentrées	
Quantité	$\rho \geq 0.0025$	Emplacement	Aux extrémités du mur
Espacement	$\leq 300 \text{ mm}$	Quantité	$A_s \geq 0.0015b_w l_w$ $A_s \leq 0.06 A_{\text{zone concentrée}}$
Attaches	Attaches prévenant le flambement, Clause 21.6.6.9	Ligatures	Doivent satisfaire les exigences des clauses 7.6 et 21.6.6.9
Ancrage des armatures horizontales	Développer $1.25f_y$ dans la région des armatures concentrées	Chevauchement	$1.5l_d$ et pas plus de 50% au même emplacement

2.2.2.1.4 Vérification de la ductilité de la section

Après avoir déterminé la résistance de la section, il faut vérifier que la capacité en rotation inélastique ductilité en rotation θ_{ic} du mur soit plus grande que la demande en rotation inélastique anticipée θ_{id} . La clause 21.6.7.2 donne la formule suivante [2.14] pour le calcul de θ_{id} .

$$\theta_{id} = \frac{(\Delta_f R_d R_o - \Delta_f \gamma_w)}{\left(h_w - \frac{l_w}{2}\right)} \geq 0,004 \quad [2.14]$$

où $\Delta_f R_d R_o$ est le déplacement horizontal de design au sommet du mur de refend, $\Delta_f \gamma_w$ est la portion élastique du dit déplacement et l_w est la plus grande longueur des murs dans la direction de l'analyse.

Ensuite, la clause 21.6.7.3 fourni l'équation [2.15], qui permet de calculer la capacité de rotation inélastique du mur de refend.

$$\theta_{ic} = \frac{\varepsilon_{cu} l_w}{2c} - 0,002 \leq 0,025 \quad [2.15]$$

où ε_{cu} est la déformation maximale au niveau de la fibre la plus comprimée de la section prise égale à 0,0035 et c est la distance entre la fibre comprimée de la section et l'axe neutre.

2.2.2.1.5 Vérification de la résistance au cisaillement de la section

Tel que mentionné précédemment, le mur de refend doit présenter un comportement élastique en cisaillement lors du développement de la rotule plastique. Ce comportement est requis afin d'éviter une rupture fragile en cisaillement à la base du mur. La norme demande donc de prendre un effort de design (V_{design}) correspondant au minimum entre le cisaillement correspondant au développement du moment plastique dans le mur et le cisaillement élastique (21.6.9).

$$V_{design} = \min(V_p; V_e) \quad [2.16]$$

$$V_p = \frac{M_p}{M_f} V_f \quad [2.17]$$

$$V_e = V_f R_d R_o \quad [2.18]$$

Toutefois, l'article 21.6.9.6 impose une limite maximale pour la valeur de V_f . Pour la région de la rotule plastique, la valeur de V_f ne devrait pas excéder l'équation [2.19] sauf s'il est prouvé que la demande en rotation inélastique θ_{id} est plus petite que 0,015. Lorsque θ_{id} est égale à 0,005, V_f ne doit pas excéder la valeur donnée par l'équation [2.20]. Si la demande inélastique en rotation se trouve entre 0,005 et 0,015, il est permis d'interpoler la valeur de V_{fmax} entre les valeurs données par les équations [2.19] et [2.20].

$$V_{fmax} = 0,10 \phi_c f'_c b_w d_v \quad [2.19]$$

$$V_{fmax} = 0,15 \phi_c f'_c b_w d_v \quad [2.20]$$

La résistance au cisaillement de la section sera donnée par la contribution du béton (V_c) et la contribution des aciers transversaux (V_s). Ces valeurs sont calculées avec les équations [2.21] et [2.22].

$$V_c = \lambda \phi_c \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad [2.21]$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s \tan \theta} \quad [2.22]$$

La valeur de β devrait être nulle à moins qu'il soit montré que la demande en rotation inélastique θ_{id} est plus petite que 0,015. Si la valeur de θ_{id} est inférieure à 0,005, alors la valeur maximale de β devrait être de 0,18. Il est permis d'interpoler entre ces deux limites pour une valeur de θ_{id} qui se trouve entre 0,005 et 0,015.

De plus, l'article 21.6.9.6 demande que la valeur de θ , pour le calcul de V_s , soit de 45° à moins que la charge axiale qui agit sur le mur soit plus grande que $0,1f'_c A_g$. Si la charge axiale est supérieure à $0,2f'_c A_g$, la valeur de θ ne doit pas être plus petite que 35° . Pour une valeur de charge axiale située entre ces deux limites, il est possible d'interpoler la valeur de θ .

Pour le calcul de V_s , les valeurs de A_v et s sont respectivement l'aire et l'espacement des aciers transversaux. Pour la valeur de d_v , la clause 21.6.9.3 demande d'utiliser la définition de l'article 2.3 sans toutefois prendre une valeur inférieure à 80% de la longueur du mur.

2.2.2.2 Dimensionnement hors de la rotule plastique

Au-dessus de la zone de la rotule plastique, le comportement du mur doit demeurer linéaire élastique. Pour ce faire, cette zone doit être conçue pour des efforts amplifiés afin de garantir le développement du mécanisme privilégié. Les efforts de dimensionnement du moment de renversement (M_f) et du cisaillement (V_f) sont donc augmentés par le ratio du moment résistant sur le moment de renversement de design (M_f), calculé à l'extrémité supérieur de la zone de rotule plastique.

$$\gamma_f = \frac{M_r}{M_f} \quad [2.23]$$

Il faut ensuite s'assurer que la résistance, tant en flexion qu'en cisaillement, soit supérieure aux efforts pondérés par le facteur présenté à l'équation [2.23].

2.2.2.2.1 Exigences d'armatures

Les exigences en matière d'armatures pour cette partie du mur sont quelque peu différentes de celles pour la zone de la rotule plastique. Tout d'abord, la quantité d'armature verticale concentrée minimale est réduite à l'équation [2.24].

$$A_s \geq 0,001b_w l_w \quad [2.24]$$

La norme impose également des restrictions sur les ligatures à employer. Afin d'éviter le flambement des barres verticales, il est demandé d'utiliser les ligatures si l'espacement entre les barres est supérieur à 150 mm. L'article 21.6.6 impose aussi une limite sur la grosseur des ligatures à utiliser en fonction de la grosseur des barres verticales, exprimée par l'équation [2.25]. L'espacement entre les ligatures est le même que pour la rotule plastique, soit le minimum entre les valeurs données par les équations [2.26], [2.27] et [2.28].

$$d_l \geq 0,30d_b \quad [2.25]$$

$$s \leq 6d_b \quad [2.26]$$

$$s \leq 24d_l \quad [2.27]$$

$$s \leq 0,5b_w \quad [2.28]$$

Les barres d'armatures doivent être ancrées sur une longueur de 1.5 fois la longueur de développement (l_d) calculée avec la formule [2.29].

$$l_d = 0,45k_1k_2k_3k_4 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad [2.29]$$

Pour les quantités d'armatures horizontales et verticales distribuées, la norme demande de conserver un ratio $\rho \geq 0,0025$. De plus, l'espacement maximum permis entre les barres est de 450 mm.

Le résumé des exigences concernant les armatures de la zone en dehors de la rotule plastique est présenté au tableau 2.5.

Tableau 2.5: Résumé des exigences pour les armatures hors de la rotule plastique

Armatures distribuées		Armatures concentrées	
Quantité	$\rho \geq 0.0025$	Emplacement	Aux extrémités du mur
Espacement	$\leq 450 \text{ mm}$	Quantité	$A_s \geq 0.001 b_w l_w$ $A_s \leq 0.06 A_{\text{zone concentrée}}$
Attaches	Attaches de colonne, Clause 7.6.5	Ligatures	Doivent satisfaire les exigences de la clause 7.6
Ancrage des armatures horizontales	Étendre dans la région de l'armature concentrée	Chevauchement	$1.5l_d$ et 100% au même emplacement

2.3 Fondations superficielles

Les fondations superficielles en béton armé sont conçues en accord avec le *Manuel Canadien des Fondations (2006)* et la norme *CSA A23.3-04* concernant la conception des structures en béton armé.

2.3.1 Calcul de la capacité portante ultime du sol

Un des états limites possibles du sol est atteint lorsque la charge appliquée sur une fondation est plus grande que la résistance fournie par le sol sous la fondation. Ce niveau de résistance apporté par le sol se nomme la capacité portante ultime. Selon le *Manuel Canadien des Fondation (2006)*, la capacité portante ultime d'une fondation superficielle se calcule de la façon suivante :

$$q_u = cN_c S_c + q_s N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad [2.30]$$

où c représente la cohésion du sol, les termes N sont des facteurs de capacité portante sans dimensions et les termes S sont des facteurs de modification pour l'inclinaison, la profondeur et la forme de la fondation. Le terme q_s représente la contrainte verticale causée par le poids des terres, le terme B est associé à la largeur de la fondation et le terme γ témoigne du poids volumique du sol.

Pour le type de fondation qui nous intéresse, soit une fondation superficielle déposée sur un sol sans cohésion et avec la nappe phréatique située en profondeur, il est possible de simplifier cette équation pour obtenir la suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_t B N_\gamma S_\gamma \quad [2.31]$$

où

$$N_\gamma = 0,0663 e^{0,1628 \phi'} \quad [2.32]$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad [2.33]$$

Le dimensionnement des fondations est fait en utilisant l'approche de conception aux contraintes admissibles. La capacité portante admissible (q_{adm}) est considérée égale à 50% de la capacité portante ultime (q_{ult}). Ceci permet d'obtenir un facteur de sécurité de 2 sur la capacité portante du sol, tel que recommandé dans le *Manuel Canadien des Fondations* (2006).

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{2} \quad [2.34]$$

2.3.2 Conception des fondations superficielles

2.3.2.1 Détermination des dimensions des semelles

Contrairement à une fondation de poteau isolé, la fondation d'un mur de refend est soumise à un moment de renversement très important par rapport à la charge axiale qu'elle porte. Le dimensionnement de la fondation du mur de refend se fera donc différemment de celui de la fondation d'un poteau. La technique de dimensionnement utilisée consiste à remplacer l'action du moment de renversement (M_f), du poids propre de la fondation (P_0) et de la charge axiale (P_f) appliquées au centre de la fondation par une charge équivalente (P_{eq}) excentrée d'une certaine distance (e). Cette distance représente le bras de levier entre la charge P_{eq} et le centre de la fondation. Elle se calcule avec l'équation [2.35].

$$e = \frac{M_f}{P_f + P_0} \quad [2.35]$$

La distance e étant habituellement grande, la charge équivalente (P_{eq}) est appliquée en dehors du tiers central de la fondation. Ceci fait en sorte que la réaction du sol s'exerce uniquement sur une partie de la longueur totale de la fondation, que l'on nomme L_e , soit la longueur efficace.

$$L_e = L - 2e \quad [2.36]$$

C'est donc dire, que lorsque le séisme survient, l'aire efficace de la fondation qui résiste au moment de renversement et à la charge axiale provenant du mur de refend se calcule avec l'équation [2.37]. Les principes de dimensionnement évoqués dans les lignes précédentes sont illustrés à la figure 2.2.

$$A_e = BL_e \quad [2.37]$$

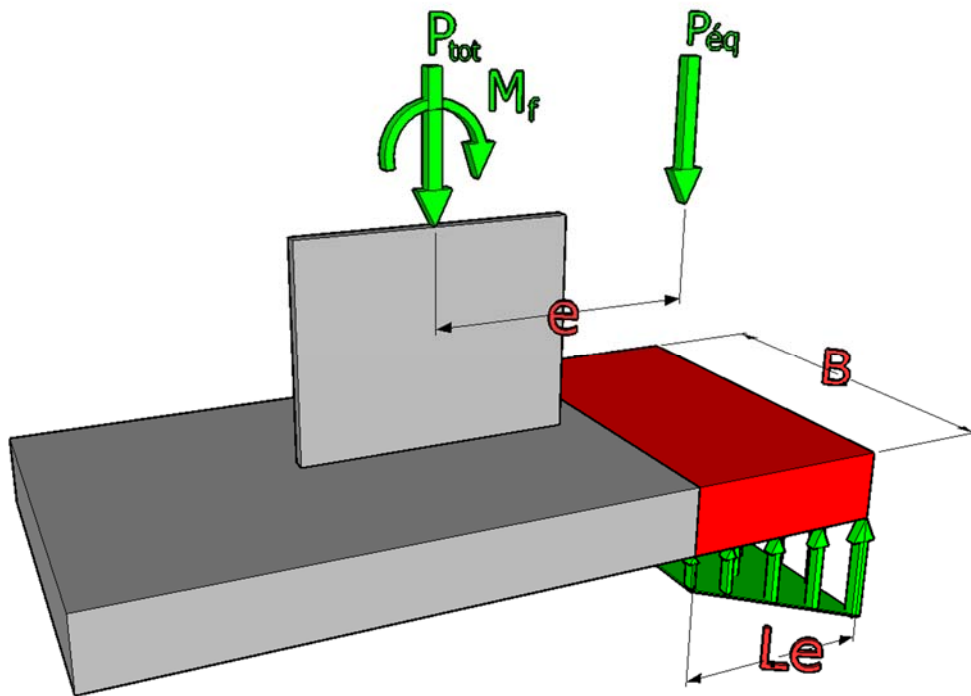


Figure 2.2: Dimensionnement de la semelle d'un mur de refend

Il suffit ensuite de s'assurer que l'aire efficace de la fondation soit suffisante pour que la charge axiale appliquée par la fondation sur le sol produise une pression inférieure à la capacité portante admissible du sol. Étant donné que les dimensions de la fondation affectent la capacité portante du sol ainsi que la charge appliquée sur le sol, il est nécessaire d'utiliser un processus itératif afin d'obtenir l'équilibre entre les deux quantités. L'équation [2.37] montre l'inégalité qu'il faut équilibrer pour obtenir les dimensions optimales de la fondation.

$$q_{adm} = \phi_{sol} q_{ult} \quad [2.37]$$

$$q_{adm} \geq \frac{P_f + P_0}{BL_e} \quad [2.37]$$

$$q_{adm} \geq \frac{P_f + P_0}{(b_w + 2d) \left((l_w + 2d) - 2 \left(\frac{M_f}{P_f + P_0} \right) \right)} \quad [2.37]$$

2.3.2.2 Vérification de la résistance à la flexion

La contrainte de flexion q_e imposée à la fondation est supposée uniforme. Elle se calcule à l'aide de la formule [2.38]:

$$q_e = \frac{P_f}{BL_e} \quad [2.38]$$

Le moment de flexion imposé à la fondation dépend ensuite du rapport de L_e par rapport à c . Si la longueur efficace L_e est plus petite que le rebord c , alors M_{fond} est donné par l'équation [2.39]:

$$M_{fond} = q_e L_e B \left(c - \frac{L_e}{2} \right) \quad [2.39]$$

Si, au contraire, la longueur efficace L_e est plus grande que le rebord c , M_{fond} est donné par l'équation [2.40]:

$$M_{fond} = q_e B \frac{c^2}{2} \quad [2.40]$$

Une fois le moment de flexion calculé, il est possible d'utiliser la table 2.1 de la norme CSA A23.3-04 pour identifier le ratio d'armatures (ρ) nécessaire. Pour ce faire, il faut calculer le facteur K_r tel que montré à l'équation [2.41] et en déduire le ratio d'armature requis.

$$K_r = \frac{M_{fond}}{B h_{utile}^2} \quad [2.41]$$

Ensuite, il suffit de calculer l'aire totale d'armature requise avec l'équation [2.42] :

$$A_s = \rho B h_{utile} \quad [2.42]$$

Pour le calcul de la résistance en flexion, il est important de noter que la valeur de h_{utile} est calculée de la façon suivante :

$$h_{\text{utile}} = 0,9(H_{\text{fond}} - h_r - d_b) \quad [2.43]$$

La norme exige aussi qu'un niveau d'armature minimal ($A_{s \text{ min}}$) soit fourni à la fondation. Ce niveau correspond à 0,2% de l'aire brute de la section (A_g). Il est aussi judicieux de s'assurer que la fondation ne sera pas fragile à la fissuration. Ceci est assuré en vérifiant que le moment résistant de la fondation est supérieur à 1,2 fois le moment de fissuration (M_{cr}) calculé avec l'équation [2.44]

$$M_{cr} = 0,6\lambda\sqrt{f'_c} \frac{I}{c_t} \quad [2.44]$$

2.3.2.3 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Le calcul de la résistance à l'effort tranchant est fait en supposant que la section critique se situe à une distance h_{utile} des extrémités du mur et couvre la largeur totale de la semelle. L'effort tranchant à résister est donné par la formule [2.45]:

$$V_{f \text{ fond}} = q_c B(c - h_{\text{utile}}) \quad [2.45]$$

La valeur de la résistance au cisaillement de la fondation est fournie par le béton (V_c) et, si nécessaire, par l'ajout d'étriers (V_s). La résistance offerte par le béton se calcule avec l'équation [2.47], alors que celle des étriers se calcule par l'équation [2.48].

$$V_r = V_c + V_s \quad [2.46]$$

$$V_c = \lambda\phi_c\beta\sqrt{f'_c}Bd_v \quad [2.47]$$

où d_v est le maximum entre $0,9h_{\text{utile}}$ et $0,72h$.

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y h_{\text{utile}}}{s \tan \theta} \quad [2.48]$$

La valeur de θ est calculée avec la clause 13.3.6. Il est aussi à noter que les valeurs de V_c et V_s doivent respecter les clauses 11.3.4 à 11.3.6. Une fois la valeur de la résistance au cisaillement déterminée, il faut s'assurer qu'elle respecte la limite donnée par l'équation [2.49].

$$V_r \leq 0,25\phi_c f'_c b_w d_v \quad [2.49]$$

2.3.2.4 Ancrage des barres d'armature

L'utilisation de barres d'armature entre la semelle de la fondation et le mur de refend est requise afin d'assurer une jonction adéquate entre les deux éléments structuraux. Le paragraphe 21.11.2.3 de la norme demande que les armatures verticales concentrées utilisées pour la résistance en flexion du mur se prolongent jusqu'au fond de la fondation et se terminent par un crochet à 90°.

Il faut aussi employer une quantité d'armature suffisante au transfert d'un effort de compression qui serait supérieur à la résistance en compression du béton. Si le béton est en mesure de reprendre l'effort de compression transmis, il est tout de même prévu d'employer une aire minimale d'armature correspondante à l'aire minimum de l'armature verticale du mur, soit 0,15% de l'aire brute de la section du mur.

2.3.3 Vérification du tassement de la fondation

Le tassement maximum tolérable pour la fondation a été établi à 25 mm. Le calcul du tassement est donné par l'équation [2.50] tirée du *Manuel Canadien des Fondations (2006)*. Il s'agit de la somme du tassement immédiat (s_i) avec les tassements de consolidation primaires (s_c) et secondaires (s_s).

$$s = s_i + s_c + s_s \quad [2.50]$$

Toutefois, le sol étudié est dit granulaire et donc, ne présente pas de consolidation. Par conséquent, le tassement total de la fondation est équivalent au tassement immédiat calculé à l'aide de la formule [2.51] de Boussinesq :

$$s_i = q_f B \frac{1 - \nu^2}{E} C_f \quad [2.51]$$

Pour le calcul du tassement, il est important de considérer q_f comme étant la pression totale appliquée sur le sol, soit $q_f = (P_f + P_0) / (LB)$.

2.4 Influence des modes supérieurs

Les modes supérieurs de vibration exercent une influence importante sur la réponse sismique des murs de refend élancés. Afin d'évaluer cette influence, il suffit d'effectuer une analyse modale pour constater que la contribution du premier mode de vibration pour ce genre de structure est

parfois limitée à 60% ou 70% de la réponse totale. Dans le contexte sismique de l'est du Canada, l'effet des modes supérieurs est d'autant plus important puisque les séismes qui s'y produisent sont très riches en hautes fréquences. Cette caractéristique des séismes de l'est du Canada est abordée à la section 5.1.

Récemment, plusieurs études ont montré que les modes supérieurs de vibration font augmenter le cisaillement à la base du mur de refend jusqu'à un niveau supérieur à celui prédit par les codes actuels de dimensionnement parasismique (Priestley et Amaris 2002; Priestley 2003; Panneton et al. 2006; Boivin et Paultre 2012a; Boivin et Paultre 2012b). Cet excès de cisaillement à la base du mur est contraire à la philosophie de dimensionnement par capacité des murs de refend qui suppose que le comportement en cisaillement de ces éléments doit demeurer élastique durant la sollicitation sismique. Dans un tel cas, l'intégrité structurale du mur de refend est mise en doute. Il est alors possible que la structure subisse une rupture fragile en cisaillement plutôt qu'une rupture ductile en flexion tel que supposée par la conception par capacité.

Les modes supérieurs de vibration affectent le comportement du mur de refend de deux façons différentes. L'effet élastique de ceux-ci modifie le profil vertical des efforts latéraux et augmente la quantité de cisaillement à la base de la structure. Afin de mieux refléter cette situation, le CNBC 2010 utilise le facteur M_v (présenté à la section 2.2.1.4.3) pour augmenter la quantité de cisaillement à la base. Lorsque la période fondamentale de vibration est supérieure à 0,7 seconde, le profil vertical des efforts latéraux est aussi modifié par l'ajout d'une force concentrée F_t à l'étage supérieur du mur de refend (équation [2.52]).

$$F_t = 0,07T_a V \leq 0,25V \quad [2.52]$$

L'impact des modes supérieurs de vibration sur la structure s'intensifie lorsque la plastification se développe dans le mur de refend. Priestley (2003) explique que l'effet inélastique des modes supérieurs provoque une amplification dynamique des efforts sismiques. Lorsque la rotule plastique se forme à la base du mur, la période de vibration du premier mode s'allonge. Ceci fait en sorte que les efforts provenant du premier mode sont limités alors que les efforts provenant des modes supérieurs continuent d'augmenter. C'est donc dire que la non-linéarité de la structure entraîne une augmentation de la proportion des efforts totaux attribuables aux modes supérieurs de vibration.

Au courant des dernières années, la recherche dans le domaine des modes supérieurs de vibration a tenté à établir des relations permettant d'estimer plus rigoureusement la demande en cisaillement à la base des murs de refend. Généralement, ces études ont proposé de multiplier le cisaillement à la base provenant du premier mode de vibration par un facteur d'amplification dynamique qui permet de tenir compte des effets qui viennent d'être décrits.

2.5 Logiciel OpenSees®

Le logiciel OpenSees® (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) a été utilisé dans le cadre de cette étude pour réaliser les analyses temporelles non-linéaires 2D. Ce gratuiciel a été développé par le groupe de recherche PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*) de l'Université de Californie à Berkeley au début des années 2000. Le logiciel ainsi que la documentation complète qui l'accompagne sont téléchargeables à l'adresse suivante : <http://www.opensees.berkeley.edu>.

OpenSees® constitue une plate-forme à partir de laquelle il est possible d'effectuer des analyses par éléments finis sur toutes sortes de structure. Cette plate-forme est assemblée de quatre modules principaux, soit le *Domain*, le *ModelBuilder*, l'*Analysis* et le *Recorder*.

La structure est paramétrée dans le module *ModelBuilder*. Ce module permet de créer des entités telles que des nœuds, des éléments, des charges et des conditions frontières. Tout ce qui a rapport aux dimensions physiques de la structure et les matériaux utilisés sont pris en charge par ce module et sont ensuite ajoutés au module *Domain*.

Le module *Recorder* s'occupe de l'enregistrement des données produites lors de l'analyse. L'utilisateur doit spécifier chacune des données qu'il désire enregistrer. Par exemple, il est possible de garder, à chaque pas de temps, la trace des efforts, des déplacements, des contraintes et des déformations. Les informations spécifiées dans ce module sont ensuite incorporées au module *Domain*.

Les détails de l'analyse sont spécifiés dans le module *Analysis*. L'utilisateur doit choisir parmi une multitude de paramètres ceux qu'il utilisera pour l'analyse, l'algorithme, la tolérance et le pas de temps. Le module *Domain* prend ensuite en charge les spécifications du module *Analysis*.

Le module *Domain* constitue la pierre angulaire de la plate-forme OpenSees®. Il intègre les trois modules précédents en un seul modèle à analyser et gère les interactions entre ceux-ci.

CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

Ce chapitre se consacre au dimensionnement des murs de refend et des fondations. Les aspects géométriques du bâtiment et les charges qu'il supporte y sont présentés en. Une étude dynamique du bâtiment est ensuite effectuée afin d'identifier les efforts de conception. Finalement, le dimensionnement final des murs de refend et des fondations est présenté.

3.1 Présentation du bâtiment

3.1.1 Géométrie du bâtiment

Le bâtiment étudié dans le cadre de ce projet est une habitation de vingt étages et deux sous-sols, qui est située à Montréal. Les étages ont une hauteur de 2,95 m, tandis que le rez-de-chaussée a une hauteur de 3,45 m pour une hauteur totale de 59,5 m. Une vue tridimensionnelle du modèle du bâtiment est présentée à la figure 3.1.

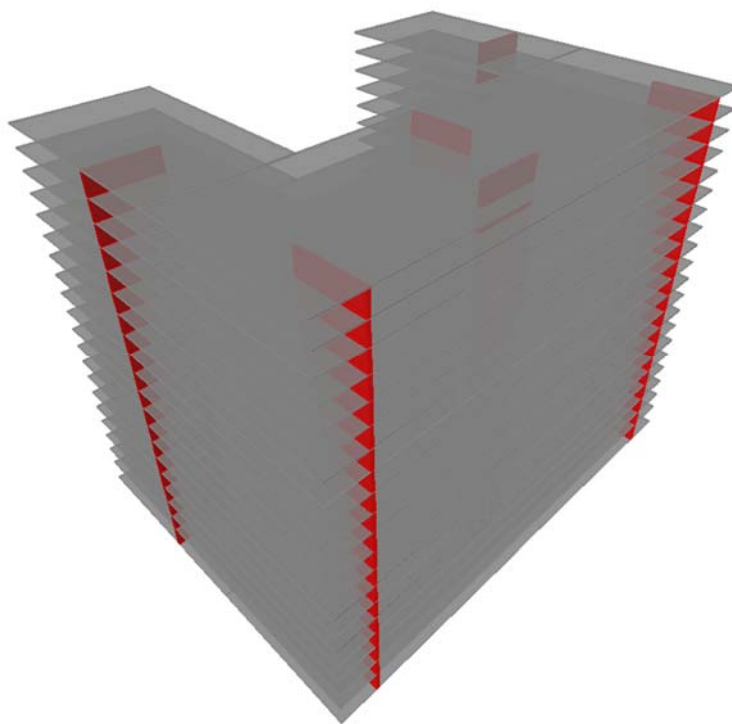


Figure 3.1: Vue tridimensionnelle du modèle du bâtiment

La forme du bâtiment est en U, ce qui lui confère un axe de symétrie. Le plus long de ses cotés mesure 72 m de longueur (D_{nx}) et le plus court mesure 54 m (D_{ny}). La superficie de chaque étage

est de 2808 m^2 , tandis que le périmètre est de 312 m . Les dalles bidirectionnelles en béton armé ont une épaisseur de 220 mm et sont supportées par un système de poteaux en béton armé de 600 mm par 400 mm . Pour chacun des étages, les poteaux sont espacés de 6 m dans les deux directions orthogonales.

Le système de résistance aux charges sismiques (SRFS) utilisé consiste en une combinaison de six murs de refend simples en béton armé. Le plan original du bâtiment a été simplifié de façon à avoir seulement des murs de refend simples pour résister à la charge sismique. Les murs M1, M3 et M6 mesurent $9,0 \text{ m}$ de longueur (l_w) par $0,4 \text{ m}$ de largeur (b_w). Ils sont situés dans la section supérieure du bâtiment. Les murs M2, M4 et M5 mesurent $9,0 \text{ m}$ de longueur (l_w) par $0,5 \text{ m}$ de largeur (b_w). Ces murs sont pour leur part situés dans la section inférieure du bâtiment. La position des murs de refend est montrée sur la vue en plan du bâtiment à la figure 3.2. Cette position a été déterminée avec l'objectif de minimiser l'importance de la torsion sur le bâtiment.

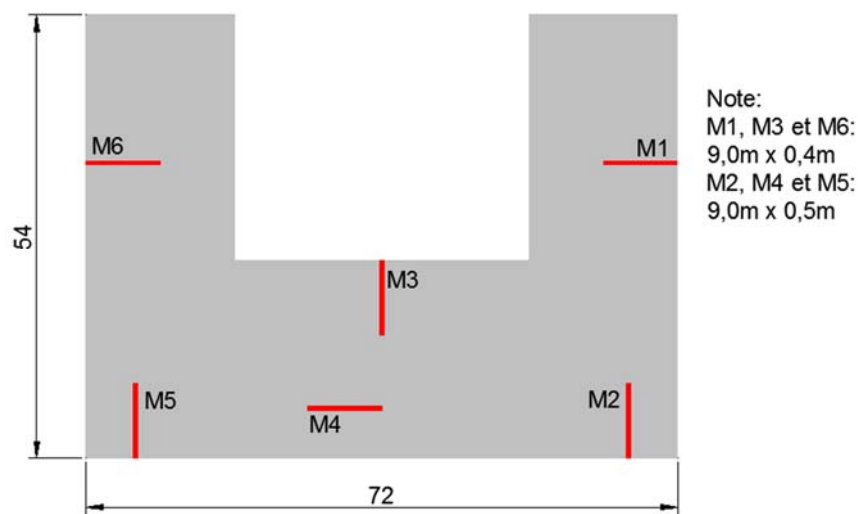


Figure 3.2: Vue en plan du bâtiment et position des murs de refend

3.1.2 Charges gravitaires

Les combinaisons de charges considérées pour la conception des murs de refend sont celles décrites à la section 2.2.1.2 pour l'analyse sismique. Le détail des charges est présenté ici.

La charge permanente comprend le poids des éléments structuraux en béton armé ($23,5 \text{ kN/m}^3$), soit celui des poteaux, des dalles et des murs, le poids des cloisons ($1,0 \text{ kPa}$), de la toiture ($1,0 \text{ kPa}$) ainsi que le poids des façades ($1,2 \text{ kPa}$). La surcharge d'utilisation est modélisée par une charge

uniforme de 1,9 kPa comme l'indique la clause 4.1.5.3 du *CNBC 2010*. La charge de neige au toit, calculée pour la région de Montréal et pour la géométrie du bâtiment en question, prend la valeur de 2,48 kPa (4.1.6.2 *CNBC 2010*).

En accord avec la clause 4.1.5.8 du *CNBC 2010*, un facteur de réduction des surcharges d'utilisation a été utilisé pour la combinaison #2. Ce facteur est calculé à l'aide de l'équation [3.1]

$$F_r = 0,3 + \sqrt{\frac{9,8}{A}} \quad [3.1]$$

Où A correspond à l'aire tributaire de l'élément structural à l'étude. Le tableau 3.1 montre le résumé de la combinaison des charges gravitaire la plus critique pour chacun des murs du système.

Tableau 3.1: Charges gravitaires cumulées dans les murs de refend

Étages		M1, M2, M4, M5, M6		M3	
		Combinaison #1	Combinaison #2	Combinaison #1	Combinaison #2
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Toit	21	486	523	560	597
Plancher	20	1147	1217	1307	1382
Plancher	19	1808	1909	2054	2165
Plancher	18	2469	2599	2801	2945
Plancher	17	3130	3287	3549	3724
Plancher	16	3791	3975	4296	4502
Plancher	15	4453	4662	5043	5279
Plancher	14	5114	5348	5790	6056
Plancher	13	5775	6034	6537	6832
Plancher	12	6436	6720	7285	7608
Plancher	11	7097	7405	8032	8383
Plancher	10	7758	8090	8779	9158
Plancher	9	8420	8775	9526	9933
Plancher	8	9081	9459	10273	10707
Plancher	7	9742	10143	11020	11482
Plancher	6	10403	10827	11768	12256
Plancher	5	11064	11511	12515	13029
Plancher	4	11725	12195	13262	13803
Plancher	3	12387	12878	14009	14577
Plancher	2	13069	13583	14778	15371
RDC	1	13576	14090	15359	15952

3.2 Analyse dynamique du bâtiment

L'analyse dynamique du bâtiment a été effectuée avec le logiciel ETABS® en suivant la méthode décrite à la clause 4.1.8.12 du *CNBC 2010*. Les étapes cruciales de la modélisation sont énumérées à la section 3.2.1.

3.2.1 Modélisation ETABS[®]

ETABS[®] est un logiciel spécialisé dans l'analyse et la conception des bâtiments de tout genre. Il est développé depuis plus d'une trentaine d'années par la compagnie *Computers and Structures Inc* (CSI (2008)). Ce logiciel permet d'effectuer des analyses dynamiques linéaires en utilisant la méthode modale du spectre de réponse proposée par la clause 4.1.8.12 du CNBC 2010.

La modélisation débute par la création de la géométrie simplifiée du bâtiment. Les dalles et les murs de refend sont dessinés et définis respectivement comme des diaphragmes rigides et des refends. Le bâtiment est encastré à la hauteur du rez-de-chaussée. Donc, la dalle de cet étage transmet au sol le cisaillement causé par les forces latérales.

Il est aussi important de noter que les poteaux gravitaires ne sont pas modélisés puisqu'ils ne font pas partie du SFRS et qu'ils ne contribuent pas à réduire la période fondamentale de plus de 15% (4.1.8.3 *CNBC 2010*). Les figures 3.3 et 3.4 montrent la modélisation des éléments structuraux faisant partie du SFRS.

Les éléments structuraux faisant partie du SFRS sont modélisés par un matériau qui possède les caractéristiques d'un béton structural. Le poids volumique (γ_c) est de 23,5 kN/m³, la résistance en compression (f'_c) est de 30 MPa et la résistance des aciers d'armature (f_y) est de 400 MPa. Le module de Young (E_c) est fixé à 70% de sa valeur habituelle, soit 17 500 MPa, afin de respecter la clause 4.1.8.3 du *CNBC 2010* qui demande de tenir compte des propriétés fissurées des éléments de béton armé.

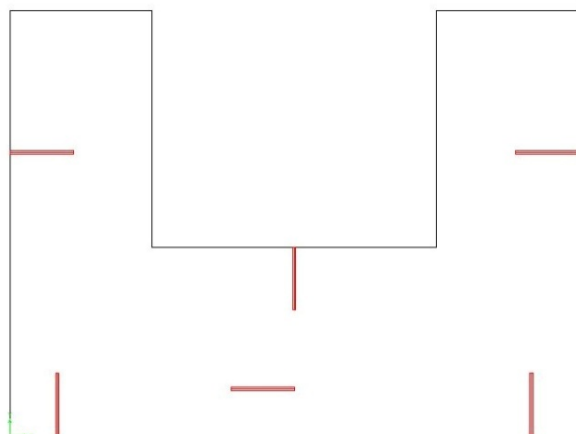


Figure 3.3: Vue en plan du modèle ETABS®

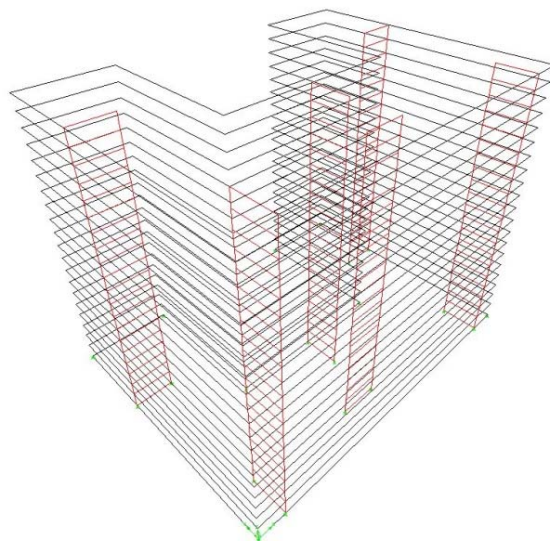


Figure 3.4: Vue en 3D du modèle ETABS®

Suite à la modélisation des éléments structuraux, il faut ajuster le poids sismique pour tenir compte du poids relatif aux éléments ne faisant pas partie du SFRS, tels que les cloisons, les murs extérieurs, 25% de la neige ainsi que les éléments non-modélisés tel que les colonnes. Le poids sismique total pour le bâtiment en question s'élève à 486 530 kN. La différence entre le poids sismique total et celui calculé par le logiciel pour les éléments structuraux est ajouté comme une masse surfacique additionnelle sur la dalle de chacun des étages. Le détail du calcul du poids sismique est présenté à l'annexe A.

Le CNBC 2010 permet d'effectuer deux types d'analyses sismiques différentes, soit la méthode des charges statiques équivalente ou une méthode dynamique. Pour l'analyse dynamique, il est possible d'avoir recours à une analyse modale en utilisant le spectre de calcul ou encore d'effectuer une analyse temporelle linéaire ou non-linéaire par intégration numérique.

L'analyse dynamique est la méthode d'analyse prescrite par le CNBC 2010 puisqu'elle permet de représenter plus fidèlement les effets d'un séisme sur une structure en comparaison avec la méthode des charges statiques équivalentes. Il est toutefois possible d'avoir recours à la méthode des charges statiques équivalente en autant que la structure analysée respecte les conditions d'application de cette méthode. Ces limitations sont présentées à la section 2.2.1.3. Étant donné les caractéristiques du bâtiment dont il est question dans cette étude, le type d'analyse recommandé par le CNBC 2010

est la méthode dynamique. Les effets des charges sismiques sont représentés en utilisant le spectre de calcul pour un sol de catégorie C de la région de Montréal, spécifié par la clause 4.1.8.4 du *CNBC 2010*. Le spectre de calcul en question est présenté à la figure 3.5.

La méthode des charges statiques équivalentes, expliquée en détails à la clause 4.1.8.11 du *CNBC 2010*, a été utilisée dans cette étude seulement pour identifier les efforts de torsion à appliquer au bâtiment lors de l'analyse dynamique. La charge qui découle de l'analyse par la méthode des charges statiques équivalente est appliquée dans chacun des deux axes principaux (F_x et F_y) mais excentrée du centre de masse par une distance de 10% de la largeur perpendiculaire du bâtiment à l'orientation de la charge (D_{nx} et D_{ny}). Le chargement statique ainsi que les efforts de torsion sont résumés au tableau 3.2.

Tableau 3.2: Efforts statiques appliqués sur le modèle

Étages		Efforts statiques		
		F	Torsion $\pm X$	Torsion $\pm Y$
		kN	kNm	kNm
Toit	21	2661	19161	14370
Plancher	20	933	6717	5038
Plancher	19	884	6367	4775
Plancher	18	836	6016	4512
Plancher	17	787	5666	4249
Plancher	16	738	5315	3987
Plancher	15	690	4965	3724
Plancher	14	641	4615	3461
Plancher	13	592	4264	3198
Plancher	12	544	3914	2935
Plancher	11	495	3563	2673
Plancher	10	446	3213	2410
Plancher	9	398	2863	2147
Plancher	8	349	2512	1884
Plancher	7	300	2162	1621
Plancher	6	252	1811	1359
Plancher	5	203	1461	1096
Plancher	4	154	1111	833
Plancher	3	106	760	570
Plancher	2	58	416	312
RDC	1			

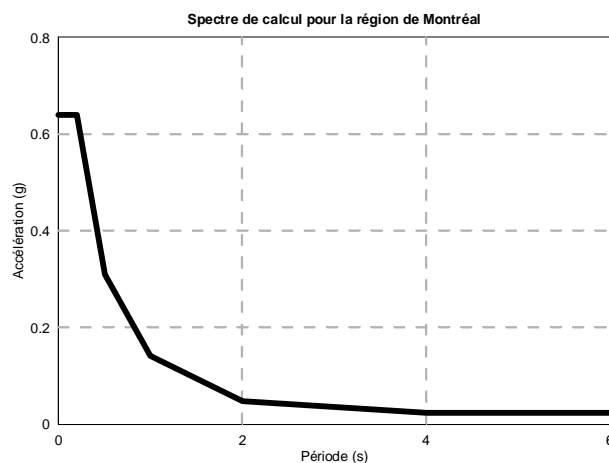


Figure 3.5: Spectre de calcul pour un site de catégorie C de la région de Montréal

Les 9 premiers modes de vibration de la structure ont été considérés afin d'inclure la participation d'au moins 90% de la masse totale du bâtiment à l'analyse dynamique. Chacun de ces modes s'est vu attribuer une valeur d'amortissement modal de 5%.

3.2.2 Vérification des périodes de vibration du bâtiment

Les périodes de vibration du bâtiment ont été vérifiées par une analyse modale à l'aide du logiciel ETABS[®]. Les résultats de l'analyse modale sont présentés au tableau 3.3. La figure 3.6 illustre les trois premiers modes de vibration de la structure.

Tableau 3.3: Modes de vibration du bâtiment et participation modale

Mode de vibration	Période T (s)	Pourcentage de la masse totale qui participe au mode de vibration (%)					
		Ux	Uy	Rz	ΣUx	ΣUy	ΣRz
1	5.08	53.75	0.00	10.06	53.75	0.00	10.06
2	4.81	0.01	63.78	0.01	53.76	63.78	10.07
3	4.55	10.04	0.01	53.76	63.80	63.79	63.83
4	0.86	16.86	0.00	3.48	80.65	63.80	67.32
5	0.81	0.00	20.33	0.00	80.66	84.13	67.32
6	0.77	3.48	0.01	16.82	84.14	84.13	84.14
7	0.33	5.88	0.00	1.23	90.02	84.13	85.37
8	0.31	0.00	7.11	0.00	90.02	91.24	85.37
9	0.30	1.23	0.00	5.87	91.25	91.24	91.25

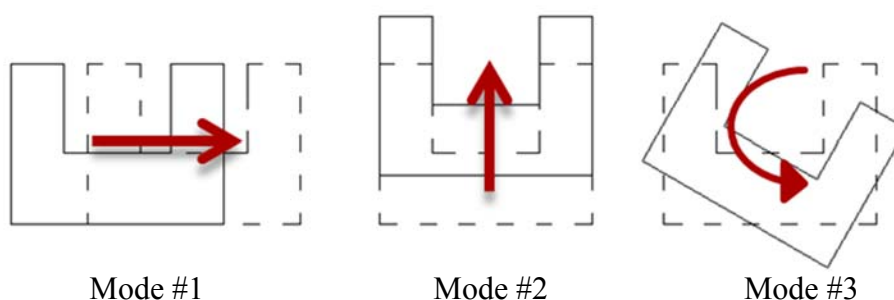


Figure 3.6: Illustration des 3 premiers modes de vibration

Les trois premiers modes de vibration présentés au tableau 3.3 constituent les trois modes fondamentaux pour chacun des degrés de liberté dynamique. Les pourcentages de la masse totale qui participent aux modes de vibration montrent l'importance des modes supérieurs sur la réponse dynamique du bâtiment. Pour les trois degrés de liberté dynamiques, les modes supérieurs comptent pour environ 60% de la réponse dynamique.

Ces résultats permettent aussi de constater que les deux premiers modes de vibration de la structure sont surtout des modes flexionnels. Le troisième mode est plutôt un mode torsionnel. Il est donc possible de douter de l'importance de la torsion sur le comportement dynamique du bâtiment. Cette question sera traitée plus en détails à la section suivante.

3.2.3 Vérification de la sensibilité du bâtiment à la torsion

En accord avec la clause 4.1.8.12 du *CNBC 2010*, la sensibilité à la torsion du bâtiment a été vérifiée en appliquant au centre de masse de chaque étage les efforts de torsion présentés au tableau 3.2. Le facteur B calculé comme étant le rapport des déplacements maximums positifs et négatifs sur les déplacements moyens dans chaque direction indique si le bâtiment est sensible à la torsion.

$$B_x = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{moyen}}} \quad [3.2]$$

Les facteurs B calculés varient entre 1,14 et 1,29 et sont inférieurs à 1,7, alors le bâtiment est considéré comme étant non-sensible à la torsion. Le résumé du calcul du facteur B est présenté à l'annexe A.

3.2.4 Résultats

Le cisaillement à la base V_d obtenu par la méthode d'analyse dynamique doit être calibré par rapport à la force V_{base} afin de respecter la limite imposée sur la période fondamentale du bâtiment. Cette force V_{base} est calculée comme présenté à l'équation [2.2] de la section 2.2.1.4. Pour un bâtiment de 59,5 m de hauteur qui utilise des murs de refend en béton armé, la période empirique est donnée par l'équation [2.2] et prend la valeur de 1,071 s. Cette valeur est très différente de celles obtenues par l'analyse dynamique. Ceci s'explique par le fait que l'équation empirique qui calcul la période fondamentale d'un bâtiment contreventé par des murs de refend n'est pas très représentative pour des bâtiments de grande hauteur.

En utilisant la limite permise de $2T_a$, l'accélération spectrale à utiliser est de 0,046 g. Il faut toutefois vérifier que les premières périodes dynamiques de vibration dans les deux axes principaux du bâtiment soient supérieures à $2T_a$ pour pouvoir appliquer cette limite. Puisqu'il s'agit d'un bâtiment de risque normal, le coefficient I_E prend la valeur de 1,0. Le tableau 4.8.1.11 du *CNBC 2010* donne une valeur du coefficient des modes supérieurs M_v de 3,0. Le poids sismique W est de 486 530 kN. Finalement, les murs de refend sont conçus comme des murs ductiles, soit avec des facteurs R_d et R_o respectivement de 3,5 et 1,6. Avec ces informations, le calcul de V_{base} conduit à une force sismique latérale de 12 065 kN.

Puisqu'il a été montré à la section 3.2.3 que le bâtiment n'est pas sensible à la torsion, il est permis par la clause 4.1.8.12 du *CNBC 2010* de calibrer le cisaillement à la base du bâtiment obtenu par

l'analyse dynamique V_d à 80% de la valeur du cisaillement statique V_{base} pour chacune des deux directions principales de l'analyse.

Suite à l'analyse dynamique du bâtiment avec le logiciel ETABS[®], les forces dynamiques ont été identifiées dans les murs de refend du SRFS et sont présentées au tableau 3.4.

Tableau 3.4: Forces dynamiques appliquées sur le SRFS

Efforts de conception	M1, M6		M2, M5		M3		M4	
	Vf (kN)	Mf (kNm)	Vf (kN)	Mf (kNm)	Vf (kN)	Mf (kNm)	Vf (kN)	Mf (kNm)
Étage 20	709	2092	967	2851	631	1863	1128	3328
Étage 19	1157	5499	1559	7444	1053	4965	1825	8702
Étage 18	1330	9387	1810	12741	1205	8485	2098	14836
Étage 17	1302	13079	1809	17895	1158	11757	2055	20664
Étage 16	1215	16185	1725	22412	1048	14393	1925	25586
Étage 15	1210	18625	1734	26168	1015	16303	1937	29489
Étage 14	1311	20543	1873	29322	1087	17621	2120	32630
Étage 13	1428	22158	2034	32126	1181	18556	2319	35374
Étage 12	1498	23610	2142	34749	1234	19249	2435	37953
Étage 11	1536	24943	2210	37246	1258	19753	2495	40425
Étage 10	1588	26184	2291	39647	1296	20098	2573	42814
Étage 9	1669	27412	2405	42043	1361	20367	2698	45232
Étage 8	1749	28737	2521	44569	1432	20673	2824	47843
Étage 7	1815	30234	2624	47329	1495	21107	2922	50747
Étage 6	1910	31959	2765	50423	1591	21758	3058	54004
Étage 5	2103	34091	3022	54106	1781	22838	3344	57846
Étage 4	2403	37027	3399	58889	2071	24763	3799	62841
Étage 3	2732	41226	3808	65335	2386	27984	4312	69690
Étage 2	2983	46835	4102	73536	2623	32612	4672	78541
RDC	3144	55006	4355	85319	2786	39638	5047	91799

3.3 Dimensionnement des murs de refend

Le résultat du dimensionnement des murs de refend sera montré dans la section suivante. La procédure de conception qui a été utilisée est présentée à la section 2.2.

3.3.1 Dimensionnement de la rotule plastique

3.3.1.1 Exigences géométriques

La longueur de la rotule plastique est donnée par l'équation [2.3]. Étant donné la longueur importante des murs de refend, la zone de la rotule plastique s'étend jusqu'au 6^e étage. La largeur minimale des murs de refend, donnée par l'équation [2.4], permet d'assurer la stabilité latérale des murs de refend. Dans le cas qui nous intéresse, la largeur des murs est plutôt déterminée par des

considérations de rigidité structurale. Pour les murs M1, M3 et M6, une largeur de 400 mm est requise. Les murs M2, M4 et M5 ont quant à eux une largeur de 500 mm.

3.3.1.2 Efforts de dimensionnement

Les moments de renversement issus de l'analyse dynamique et utilisés pour le dimensionnement des rotules plastiques sont présentés au tableau 3.5.

Tableau 3.5: Moments de dimensionnement pour la zone de la rotule plastique

	M_{design}			
Étage	M1 - M6 (kNm)	M2 - M5 (kNm)	M3 (kNm)	M4 (kNm)
6	31 959	50 423	21 758	54 004
5	34 091	54 106	22 838	57 846
4	37 027	58 889	24 763	62 841
3	41 226	65 335	27 984	69 690
2	46 835	73 536	32 612	78 541
RDC	55 006	85 319	39 638	91 799

Les efforts de cisaillement issus de l'analyse dynamique sont majorés par les facteurs M_p/M_f de chacun des murs de refend afin d'assurer un comportement élastique en cisaillement lors du développement de la rotule plastique en flexion. Ces efforts sont présentés au tableau 3.6.

Tableau 3.6: Efforts de cisaillement de dimensionnement pour la zone de la rotule plastique

	V_{design}			
Étage	M1 - M6 (kN)	M2 - M5 (kN)	M3 (kN)	M4 (kN)
6	2 846	3 525	3 290	3 785
5	3 135	3 852	3 685	4 138
4	3 581	4 332	4 283	4 702
3	4 072	4 852	4 936	5 337
2	4 446	5 229	5 425	5 783
RDC	4 686	5 551	5 762	6 246

3.3.1.3 Détermination des sections d'armature

Les sections d'armature verticales et horizontales requises pour assurer une résistance adéquate au niveau des rotules plastiques sont montrées au tableau 3.7. La notation AVC indique les armatures verticales concentrées, la notation AVD indique les armatures verticales distribuées et la notation AHD indique les armatures horizontales distribuées.

Tableau 3.7: Sections d'armature pour les six murs de refend dans la zone de rotule plastique

	Rotule plastique	
	AVC ligatures	AVD AHD
M1 - M6	18-20M @ 200 10M @ 100	26-10M @ 200 10M @ 200
M2 - M5	14-30M @ 200 10M @ 150	20-15M @ 285 15M @ 300
M3	18-20M @ 200 10M @ 100	26-10M @ 200 15M @ 250
M4	14-30M @ 200 10M @ 150	20-15M @ 285 15M @ 250

3.3.1.4 Vérification de la ductilité de la section

La vérification de la ductilité de la section est effectuée tel que présenté à la section 2.2.2.1.4. Les résultats sont résumés au tableau 3.8.

Tableau 3.8: Vérification des exigences de ductilité des murs de refend

	δ_h (mm)	$M_{f\text{ base}}$ (kNm)	$M_{n\text{ base}}$ (kNm)	γ_w	c (mm)	θ_{id}	θ_{ic}
M1 - M6	109	55 006	77 935	1.42	2 010	0.0043	0.0058
M2 - M5	108	85 319	100 474	1.18	2 364	0.0058	0.0047
M3	72	39 638	77 935	1.97	2 010	0.0025	0.0058
M4	124	91 799	105 773	1.15	2 160	0.0058	0.0047

La difficulté de respecter les exigences de ductilité pour des murs de refend de cette envergure est un problème bien connu dans la pratique. Le calcul de θ_{id} et θ_{ic} est appropriée pour des structures dont la réponse est dominée par le premier mode de vibration. Ces paramètres reflètent mal le comportement des structures de grande hauteur puisque la contribution des modes supérieurs de vibration à la réponse du bâtiment est importante. Puisque le surplus de la demande par rapport à la capacité pour les murs M2, M4 et M5 n'est pas jugé trop excessif ($\theta_{id}/\theta_{ic} \approx 1,23$), le design proposé sera tout de même utilisé pour la modélisation des murs de refend.

3.3.2 Dimensionnement hors de la rotule plastique

3.3.2.1 Efforts de dimensionnement

Les efforts de conception qui ont servis au dimensionnement des murs de refend pour la zone hors de la rotule plastique sont présentés aux tableaux 3.9 à 3.11. Le tableau 3.10 montre les facteurs γ_f utilisés pour le calcul des moments de dimensionnement (M_{design}) pour la zone hors de la rotule plastique. La résistance au cisaillement de chacun des murs de refend est présentée au tableau 3.12 tandis que le choix des armatures est résumé au tableau 3.13.

Tableau 3.9: Moment de dimensionnement pour la zone hors de la rotule plastique

Étage	M_{design}			
	M1 - M6 (kNm)	M2 - M5 (kNm)	M3 (kNm)	M4 (kNm)
20	3 755	4 327	4 781	4 895
19	9 873	11 296	12 744	12 801
18	16 853	19 334	21 780	21 824
17	23 481	27 158	30 179	30 397
16	29 058	34 017	36 945	37 636
15	33 437	39 726	41 848	43 377
14	36 882	44 524	45 233	47 998
13	39 780	48 790	47 631	52 033
12	42 388	52 781	49 411	55 827
11	44 782	56 579	50 704	59 464
10	47 009	60 229	51 591	62 978
9	49 213	63 872	52 280	66 535
8	51 593	67 710	53 065	70 376
7	54 280	71 903	54 181	74 647

Tableau 3.10: Calcul du facteur γ_f pour chaque mur

	M_f (kNm)	M_r (kNm)	γ_f
M1 - M6	31958	57377	1.80
M2 - M5	50229	76602	1.53
M3	21758	55852	2.57
M4	54003	80967	1.50

Tableau 3.11: Cisaillement de dimensionnement pour la zone hors de la rotule plastique

Étage	V_{design}			
	M1 - M6 (kN)	M2 - M5 (kN)	M3 (kN)	M4 (kN)
20	1 057	1 231	1 306	1 396
19	1 724	1 986	2 178	2 258
18	1 982	2 305	2 492	2 596
17	1 941	2 304	2 395	2 544
16	1 810	2 198	2 168	2 383
15	1 804	2 210	2 100	2 398
14	1 955	2 386	2 249	2 624
13	2 128	2 592	2 442	2 870
12	2 233	2 729	2 553	3 014
11	2 290	2 816	2 603	3 088
10	2 368	2 919	2 680	3 185
9	2 487	3 064	2 816	3 339
8	2 608	3 213	2 962	3 495
7	2 706	3 345	3 093	3 617

Tableau 3.12: Résistance en cisaillement pour la zone hors de la rotule plastique

	V_r (kN)
M1 - M6	4 293
M2 - M5	4 755
M3	4 293
M4	4 755

3.3.2.2 Détermination des sections d'armature

Le tableau 3.13 présente les sections d'armature qui ont été retenues pour la zone hors de la rotule plastique. Cette sélection d'armature fait en sorte que ces sections conservent un comportement élastique lorsque la rotule plastique se développe à la base du mur.

Tableau 3.13: Sections d'armature pour les murs de refend hors de la zone de la rotule plastique

	Zone élastique 1		Zone élastique 2	
	AVC ligatures	AVD AHD	AVC ligatures	AVD AHD
M1 - M6	14-20M @ 200 10M @ 100	20-15M @ 325 10M @ 200	14-20M @ 200 10M @ 100	20-15M @ 325 10M @ 200
M2 - M5	14-25M @ 200 10M @ 150	22-15M @ 275 15M @ 400	14-20M @ 200 10M @ 100	22-15M @ 275 15M @ 400
M3	14-20M @ 200 10M @ 100	20-15M @ 325 15M @ 400	14-20M @ 200 10M @ 100	20-15M @ 325 15M @ 400
M4	14-25M @ 200 10M @ 150	22-15M @ 275 15M @ 400	14-20M @ 200 10M @ 100	22-15M @ 275 15M @ 400

3.3.3 Résumé du dimensionnement des murs de refend

Cette section résume le dimensionnement des murs de refend. Le détail des armatures choisies est présenté à la figure 3.7. Le nombre d'armature à utiliser et l'espacement entre les barres sont

montrés sur cette figure. Les figures 3.7 à 3.15 présentent les valeurs des efforts de dimensionnement et des résistances utilisées pour la conception des six murs de refends.

ARMATURE CONCENTRÉE					ARMATURE DISTRIBUÉE				
		M1, M3, M6	M2, M5	M4			M1, M3, M6	M2, M5	M4
Étage 20	Armature Verticale	↑	↑	↑	Étage 20	Armature Verticale	↑	↑	↑
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 19	Armature Verticale				Étage 19	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 18	Armature Verticale				Étage 18	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 17	Armature Verticale				Étage 17	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 16	Armature Verticale				Étage 16	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 15	Armature Verticale			14-20M @ 200 mm 10M @ 100 mm	Étage 15	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 14	Armature Verticale		14-20M @ 200 mm 10M @ 100 mm	↑	Étage 14	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 13	Armature Verticale		↑		Étage 13	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 12	Armature Verticale				Étage 12	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 11	Armature Verticale		↑		Étage 11	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 10	Armature Verticale		14-25M @ 200 mm 10M @ 150 mm		Étage 10	Armature Verticale		20-15M @ 275 mm 15M @ 250	
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 9	Armature Verticale		↑	14-25M @ 200 mm 10M @ 150 mm	Étage 9	Armature Verticale		↑	20-15M @ 275 mm 15M @ 250
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 8	Armature Verticale			↑	Étage 8	Armature Verticale			↑
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 7	Armature Verticale	14-20M @ 200 mm 10M @ 100 mm			Étage 7	Armature Verticale	18-15M @ 325mm 15M @ 250 mm		
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 6	Armature Verticale	↑			Étage 6	Armature Verticale	↑		
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 5	Armature Verticale				Étage 5	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 4	Armature Verticale				Étage 4	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 3	Armature Verticale				Étage 3	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Étage 2	Armature Verticale				Étage 2	Armature Verticale			
	Ligature					Armature Horizontale			
Rdc	Armature Verticale	18-20M @ 200 mm 10M @ 100 mm	14-30M @ 200 mm 10M @ 150 mm	14-30M @ 200 mm 10M @ 150 mm	Rdc	Armature Verticale	26-10M @ 200 mm 15M @ 250 mm	20-15M @ 285 mm 15M @ 250 mm	20-15M @ 285 mm 15M @ 250 mm
	Ligature					Armature Horizontale			

Figure 3.7: Détail de l'armature pour chaque mur de refend

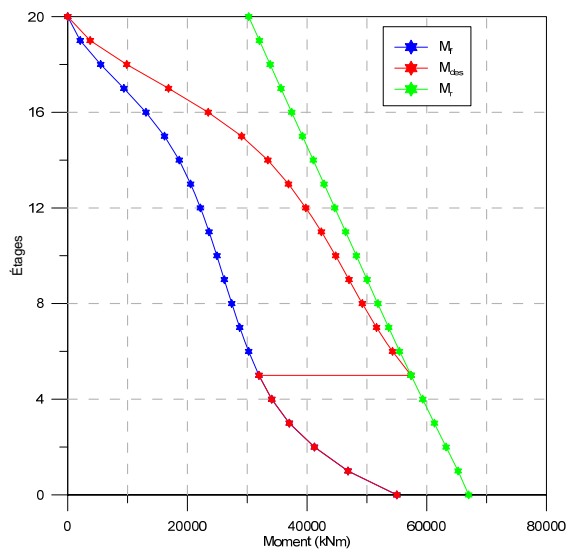


Figure 3.8: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour les murs M1 et M6

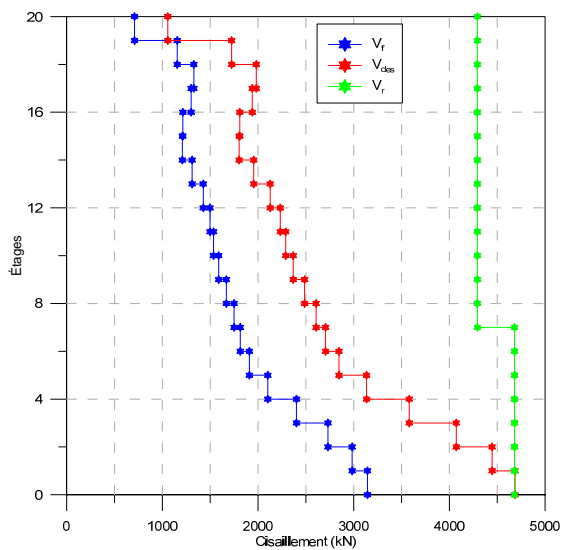


Figure 3.9: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour les murs M1 et M6

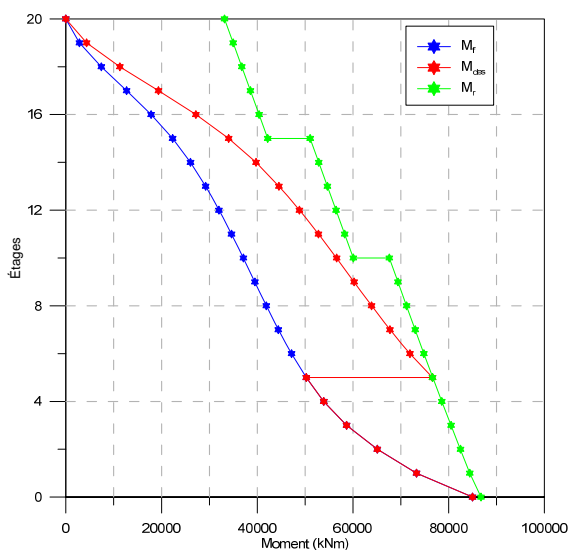


Figure 3.10: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour les murs M2 et M5

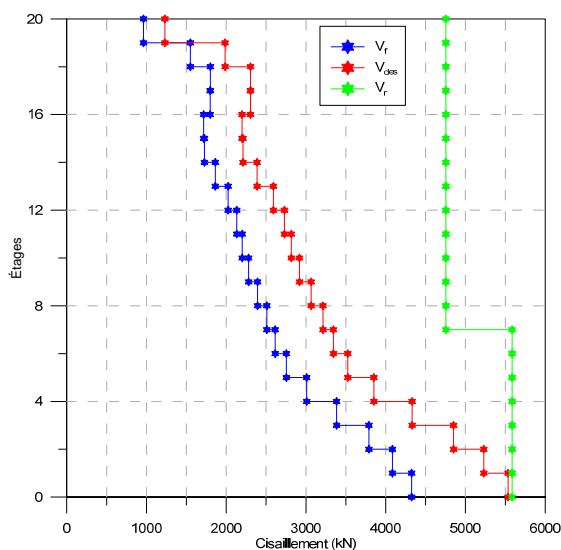


Figure 3.11: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour les murs M2 et M5

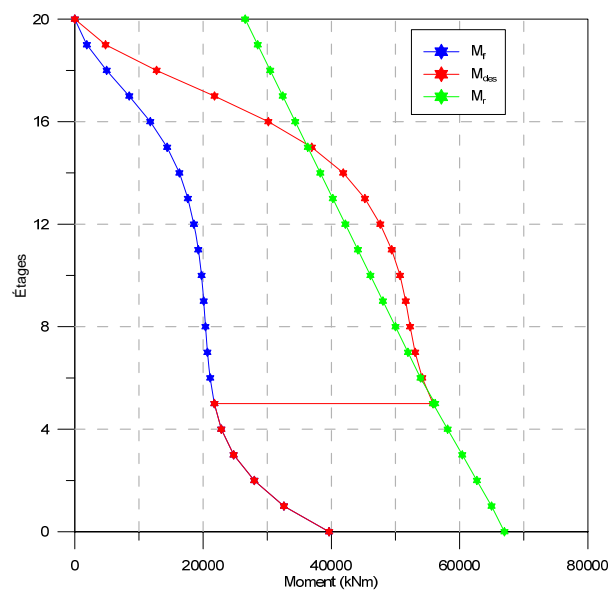


Figure 3.12: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour le mur M3

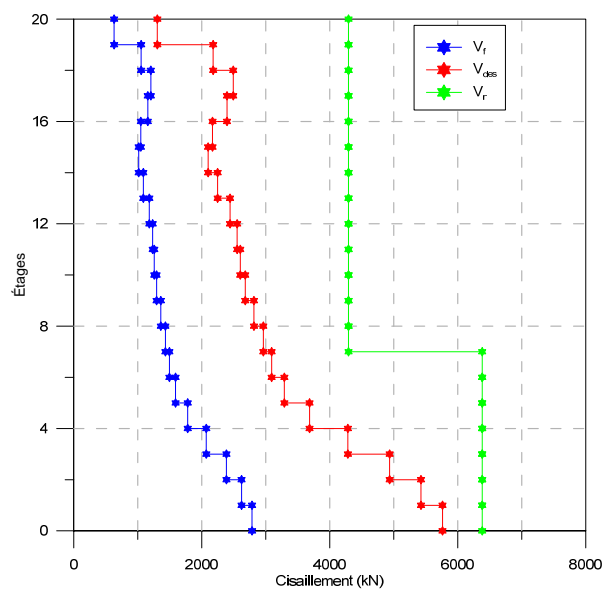


Figure 3.13: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour le mur M3

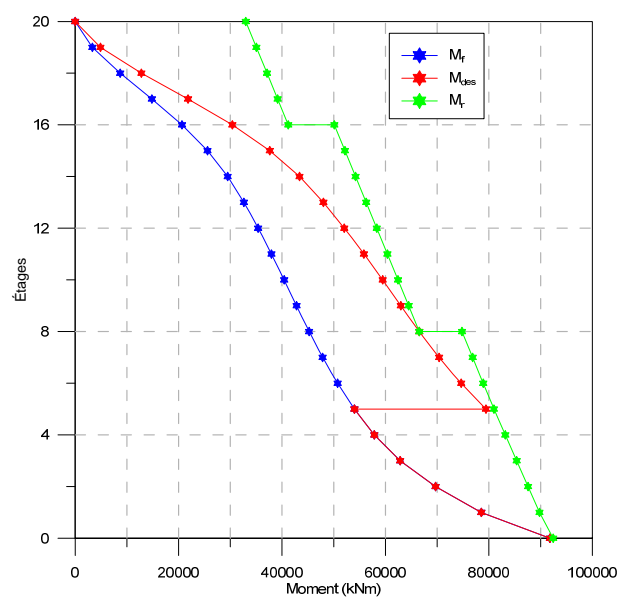


Figure 3.14: Efforts de flexion appliqués (M_f), efforts de flexion de design (M_{des}) et résistance en flexion (M_r) pour le mur M4

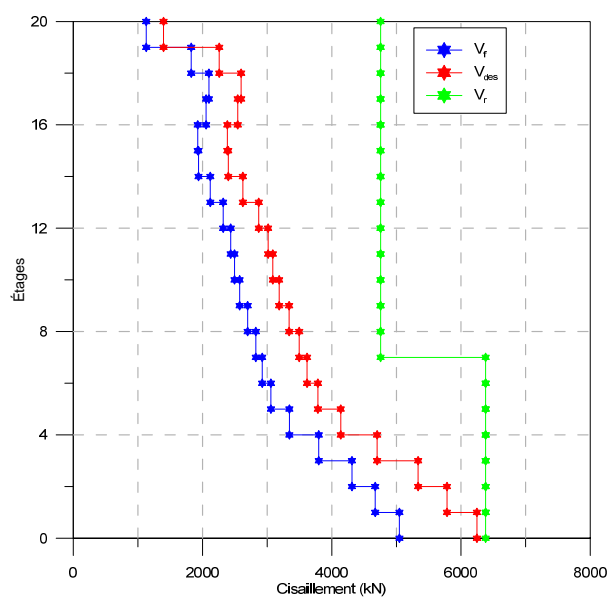


Figure 3.15: Efforts de cisaillement appliqués (V_f), efforts de cisaillement de design (V_{des}) et résistance en cisaillement (V_r) pour le mur M4

3.4 Dimensionnement des fondations

Afin de valider l'impact des dimensions des fondations sur le comportement sismique du mur de refend, trois niveaux de sollicitations différents ont été utilisés. En accord avec la clause 21.11.1.2 de la norme *CSA A23.3-04*, la conception par capacité des fondations a été employée.

Le premier niveau de sollicitation correspond à un moment de renversement auquel un facteur de modification $R_d R_o$ de 2,0 a été ajouté, soit le facteur de modification suggéré par le *CNBC*. Le second niveau correspond à un moment de renversement auquel un facteur de modification $R_d R_o$ de 5,6 a été ajouté, soit un facteur de modification équivalent à celui utilisé pour le mur de refend. Finalement, le dernier niveau de sollicitation introduit un facteur de ductilité qui fait en sorte que le moment de renversement que la fondation doit reprendre correspond au moment nominal M_n du mur de refend. Un résumé des niveaux de sollicitation et des moments de renversement qui en découlent est présenté aux tableaux 3.14, 3.15 et 3.16.

Tableau 3.14: Moments de renversement pour le niveau de sollicitation de $R_d R_o$ de 2,0

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
$M_{f\text{ base}}$ (kNm) $R_d R_o = 2.0$	154017	237896	110986	257037	238893	154017

Tableau 3.15: Moment de renversement pour le niveau de sollicitation de $R_d R_o$ de 5,6

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
$M_{f\text{ base}}$ (kNm) $R_d R_o = 5.6$	55006	84963	39638	91799	85319	55006

Tableau 3.16: Moment de renversement pour le niveau de sollicitation correspondant à M_n

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
$M_{f\text{ base}}$ (kNm) M_n	77935	100474	77935	105773	100474	77935
$R_d R_o$	3.95	4.74	2.85	4.86	4.76	3.95

La section 3.4.1 présente les caractéristiques et les propriétés du sol qui a été considérées pour la modélisation. La méthode de dimensionnement des fondations est, quant à elle, présentée à la section 3.4.2.

3.4.1 Éléments de géotechnique pour l'île de Montréal

Le sol utilisé pour représenter les conditions géotechnique de l'île de Montréal est le sol de catégorie C. Il s'agit d'un sol granulaire très dense qui présente des vitesses d'ondes de cisaillement allant de 360 à 760 m/s. Ce type de sol présente une résistance moyenne à la pénétration standard (N_{60}) de plus de 50 et une résistance non drainé au cisaillement de plus de 100 kPa.

Pour le sol de classe C, deux profils de sol différents ont été considérés. Ces deux profils simulent la limite inférieure (INF) et la limite supérieur (SUP) des propriétés géotechniques du sol de classe C. Les propriétés des profils de sol INF et SUP sont résumées au tableau 3.17.

Tableau 3.17: Propriétés des profils de sol étudiés

	Profil de sol INF	Profil de sol SUP
Indice de pénétration standard	$(N_{60}) \approx 50$	$(N_{60}) \approx 90$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$	$\nu = 0,25$
Vitesse moyenne des ondes de cisaillement	$v_s = 360 \text{ m/s}$	$v_s = 550 \text{ m/s}$
Masse volumique	$\gamma_t = 2100 \text{ kg/m}^3$	$\gamma_t = 2300 \text{ kg/m}^3$
Angle de frottement	$\phi' = 41^\circ$	$\phi' = 43^\circ$
Module d'Young statique	$E = 160 \text{ MPa}$	$E = 410 \text{ MPa}$
Module d'Young dynamique	$E' = 700 \text{ MPa}$	$E' = 1780 \text{ MPa}$
Module de cisaillement dynamique	$G_{\max} = 270 \text{ GPa}$	$G_{\max} = 710 \text{ GPa}$

Les deux types de sol utilisés pour cette étude sont tirés des travaux de Le Bec (2010) afin de permettre de comparer les résultats entre le bâtiment de 20 étages et le bâtiment de 10 étages étudié par Le Bec.

3.4.2 Dimension des fondations

Le dimensionnement des fondations est effectué en suivant la procédure décrite à la section 2.3.2. Les deux prochaines sections présentent le résultat du dimensionnement pour les deux types de sol utilisés et du niveau de sollicitation.

3.4.2.1 Profil du sol INF

Tableau 3.18: Caractéristiques des fondations avec $R_d R_o = 2,0$ et le sol INF

$R_d R_o = 2.0$	L_{fond}	B_{fond}	h_{fond}	q_{adm}	Tassement	Armatures (avec ligatures)					
	m	m	m	kPa	mm						
M1, M6	16.50	7.90	2.15	1722	8.30	70	x	35M	@	115	mm c/c
M2, M5	18.80	10.30	2.90	2176	9.17	74	x	35M	@	140	mm c/c
M3	14.80	6.20	1.60	1390	8.27	53	x	35M	@	120	mm c/c
M4	19.10	10.60	2.80	2223	9.68	94	x	35M	@	110	mm c/c

Tableau 3.19: Caractéristiques des fondations avec $R_d R_o = 5,6$ et le sol INF

$R_d R_o = 5.6$	L_{fond}	B_{fond}	h_{fond}	q_{adm}	Tassement	Armatures (avec ligatures)					
	m	m	m	kPa	mm						
M1, M6	12.20	3.60	0.95	858	9.85	16	x	35M	@	225	mm c/c
M2, M4, M5	13.50	5.00	1.30	1137	8.74	38	x	35M	@	140	mm c/c
M3	11.75	3.15	0.80	751	10.57	11	x	35M	@	300	mm c/c

Tableau 3.20: Caractéristiques des fondations avec $R_d R_o = M_n$ et le sol INF

M_n	L_{fond}	B_{fond}	h_{fond}	q_{adm}	Tassement	Armatures (avec ligatures)					
	m	m	m	kPa	mm						
M1, M3, M6	13.150	4.550	1.200	1060	8.95	31	x	35M	@	150	mm c/c
M2, M5	14.250	5.750	1.450	1292	8.35	55	x	35M	@	100	mm c/c
M3	14.100	5.600	1.400	1267	9.31	56	x	35M	@	100	mm c/c

3.4.2.2 Profil du sol SUP

Tableau 3.21: Caractéristiques des fondations avec $R_d R_o = 2,0$ et le sol SUP

$R_d R_o = 2.0$	L_{fond}	B_{fond}	h_{fond}	q_{adm}	Tassement	Armatures (avec ligatures)					
	m	m	m	kPa	mm						
M1, M6	16.25	7.65	2.08	2543	3.33	77	x	35M	@	100	mm c/c
M2, M5	18.65	10.15	2.83	3258	3.64	90	x	35M	@	110	mm c/c
M3	14.40	5.80	1.55	1989	3.40	60	x	35M	@	100	mm c/c
M4	18.80	10.35	2.73	3304	3.86	122	x	35M	@	85	mm c/c

Tableau 3.22: Caractéristiques des fondations avec $R_d R_o = 5,6$ et le sol SUP

$R_d R_o = 5.6$	L_{fond}	B_{fond}	h_{fond}	q_{adm}	Tassement	Armatures (avec ligatures)					
	m	m	m	kPa	mm						
M1, M6	11.70	3.10	0.85	1130	4.29	17	x	35M	@	185	mm c/c
M2, M4, M5	13.00	4.50	1.25	1590	3.65	41	x	35M	@	105	mm c/c
M3	11.20	2.60	0.70	970	4.67	12	x	35M	@	225	mm c/c

Tableau 3.23: Caractéristiques des fondations avec $R_d R_o = M_n$ et le sol SUP

M_n	L_{fond}	B_{fond}	h_{fond}	q_{adm}	Tassement	Armatures (avec ligatures)					
	m	m	m	kPa	mm						
M1, M3, M6	12.70	4.10	1.15	1454	3.79	33	x	35M	@	120	mm c/c
M2, M5	13.85	5.35	1.40	1854	3.43	58	x	35M	@	105	mm c/c
M4	13.65	5.15	1.35	1786	3.88	62	x	35M	@	60	mm c/c

3.5 Conclusion

Le présent chapitre a permis de présenter le bâtiment utilisé dans cette étude. Il s'agit d'un bâtiment de vingt étages en béton armé situé sur un site de catégorie C de la région de Montréal.

Une analyse dynamique complète du bâtiment a ensuite été réalisée en utilisant la méthode modale du spectre de réponse tel que suggérée par le CNBC 2010. Les murs de refend du bâtiment ont été modélisés comme des murs de refend ductiles avec des facteurs de modification des charges R_d et R_o respectivement de 3,5 et 1,6. Cette analyse a permis de déterminer les efforts transmis à chacun des murs de refend ainsi que certaines propriétés dynamiques importantes du bâtiment.

Une fois les efforts déterminés, le dimensionnement des murs de refend a été réalisé en suivant les recommandations de la norme de conception des structures de béton armé A23.3-04. La dissipation de l'énergie sismique doit se faire par la formation d'une rotule plastique en flexion à la base des murs de refend, tandis que le reste du mur doit conserver un comportement linéaire lors de l'épisode sismique.

Le dimensionnement des fondations a ensuite été fait en suivant les recommandations de la norme A23.3-04 et du *Manuel Canadien des Fondations 2006*. Dans le but d'étudier l'impact du niveau de dimensionnement des fondations sur le bercement, trois niveaux différents de sollicitation ont été utilisés, soit :

- un moment de renversement correspondant au moment élastique divisé par un facteur $R_d R_o$ de 2,0 comme prescrit par le *CNBC 2010*;
- un moment de renversement correspondant au moment élastique divisé par un facteur $R_d R_o$ de 5,6 comme celui employé pour les murs de refend ductiles;
- un moment de renversement correspondant à la résistance nominale des armatures à la base du mur de refend supporté par la fondation.

Tel que mentionné à la section 2.2.2, la mise à jour de la norme A23.3-04 introduit les changements suivants dans le dimensionnement des murs de refend et des fondations :

- Les efforts de flexion et de cisaillement dans la partie à l'extérieur de la rotule plastique doivent être augmentés par le ratio du moment résistant (M_r) par rapport au moment de renversement (M_f). Ce ratio est calculé à l'extrémité supérieure de la rotule plastique. Toutefois, ces efforts sont limités à ceux obtenus en utilisant un facteur de réduction des efforts élastiques $R_d R_o$ égal à 1,3;
- La résistance en cisaillement (V_{design}) doit être supérieure au minimum des deux efforts de cisaillement suivants :
 - V_p qui correspond au développement de la capacité probable du mur en flexion (M_p);
 - V_e qui correspond aux charges sismiques élastiques, calculées en utilisant $R_d R_o$ égal à 1,3;
- Les efforts auxquels doivent résister les fondations sont limités aux efforts élastiques réduits par un facteur $R_d R_o$ égal à 2,6.

Les modifications en question sont causées par la reconnaissance d'un niveau de ductilité inné de la structure dans la norme A23.3-04. Cette ductilité est représentée par le facteur R_o qui prend une valeur de 1,3. Les efforts élastiques sont maintenant limités par un facteur combiné de réduction des charges $R_d R_o$ égal à 1,3.

Ces modifications n'ont pas d'impact au niveau du dimensionnement des murs de refend de ce bâtiment puisque la limitation des efforts de conception au niveau des efforts élastiques ne gouverne pas la conception de ces murs. Pour ce qui est des fondations, il aurait été possible de diminuer les dimensions de la fondation conçue pour un facteur de dimensionnement $R_d R_o$ égal 2,0 et par le fait même augmenter la possibilité que cette fondation puisse bercer. L'implication de ces modifications à la norme A23.3-04 sur les résultats et conclusions de cette étude sera discutée au chapitre 8.

CHAPITRE 4 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

Ce chapitre met en scène la modélisation de la structure. On y présente les paramètres ainsi que les lois de comportement qui servent à représenter analytiquement la fondation, le sol et la structure. On débute par une description détaillée de la modélisation de l'interaction sol-structure (ISS) ainsi que la modélisation du mur de refend (MR). Finalement, on montre les résultats d'études paramétriques qui ont été effectuées dans le but de valider le modèle ISS et le modèle MR.

4.1 Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS)

4.1.1 Objectifs et hypothèses du modèle ISS

Le principal objectif du modèle ISS est de simuler l'interaction sol-structure entre la fondation du mur de refend et le sol qui la supporte. Dans le cas qui nous intéresse, il s'agit d'une fondation superficielle en béton armé qui repose sur un sol de type pulvérulent. Cette interaction se traduit par une combinaison de deux comportements non-linéaires. La première non-linéarité que le modèle doit être en mesure de représenter est le comportement plastique du sol. Ensuite, le modèle doit simuler une non-linéarité géométrique causée par le soulèvement de la fondation.

Puisqu'il s'agit de la modélisation d'un phénomène très complexe, quelques hypothèses simplificatrices ont été posées. Tout d'abord, le modèle est construit dans un espace bidimensionnel (2D). Les degrés de liberté possibles de la fondation sont la translation horizontale, la translation verticale et la rotation dans le plan. Toutefois, le coefficient de frottement entre le sol et la fondation est supposé suffisamment grand pour empêcher que le glissement horizontal de la fondation se produise. C'est donc dire que les deux seuls mouvements possibles de la fondation sont le déplacement vertical et la rotation dans le plan.

Ensuite, il est supposé qu'une couche de matériau drainant se trouve sous la fondation comme c'est généralement le cas avec les matériaux utilisés pour l'assise. Cette couche fait en sorte qu'il n'y a pas d'eau qui se trouve sous celle-ci. De cette façon, aucun phénomène de succion ne peut se produire. Si tel était le cas, la succion pourrait interférer sur le soulèvement de la fondation.

Dans le but d'empêcher toute entrave avec le soulèvement, nous avons posé l'hypothèse que la fondation est déposée sur le sol et qu'il n'y a aucun encastrement.

4.1.2 Description du modèle ISS

L'interaction sol-structure est représentée dans le modèle OpenSees[®] par une fondation de type *Beam on Nonlinear Winkler Foundation*. La fondation est constituée de plusieurs éléments poutres auxquels on attribue les propriétés élastiques du béton. Dans le modèle OpenSees[®], ces éléments sont nommés *elasticBeamColumn element* et possèdent trois degrés de libertés à chacun des nœuds, soit horizontal, vertical et rotationnel.

Le sol sur lequel repose la fondation est remplacé par des ressorts modélisés à l'aide d'éléments *ZeroLength element*, qui sont unidimensionnels et de longueur nulle. Un des deux nœuds de l'élément est encastré tandis que l'autre est attaché à la fondation et libre de se déplacer en fonction des propriétés mécaniques du sol. Pour modéliser ces propriétés mécaniques, le matériau *QzSimple1* est employé, ce qui sera décrit plus en détail à la section 4.1.3. Il permet de représenter les non-linéarités associées au soulèvement de la fondation et à la plastification du sol.

La disposition et les caractéristiques des ressorts sont choisies en respectant les recommandations du guide *FEMA 356* (2000). La fondation est divisée en trois zones, soient une partie centrale de longueur L_{mid} et deux parties extrêmes de longueur L_{end} . L'espacement des ressorts des parties extrêmes (e_{end}) est beaucoup plus petit que celui des ressorts de la partie centrale (e_{mid}). Cela permet à la modélisation de simuler plus adéquatement le bercement de la fondation. La rigidité des ressorts extrêmes (K_{end}) n'est pas la même que celle des ressorts centraux (K_{mid}). Cette différence provient de la distribution non-uniforme des pressions sous la fondation au repos. Il est à noter que la rigidité des ressorts situés à chaque bout de la fondation ($K_{end\ ext}$) équivaut à la moitié de celle des ressorts extrêmes (K_{end}) puisque leur aire tributaire est réduite de moitié. Cette variation dans la rigidité des ressorts permet au modèle de bien représenter la rigidité rotationnelle de la fondation.

4.1.3 Matériau *QzSimple1*

Le matériau *QzSimple1* est basé sur l'hypothèse qu'il est possible de diviser le sol en deux zones, soit le champ proche et le champ lointain. Le champ proche est le siège principal de l'interaction sol-structure. C'est l'endroit où les non-linéarités définies à la section 4.1.1 se produisent. Le champ lointain représente la partie du sol où les effets de l'interaction sol-structure sont négligeables. C'est seulement la propagation des ondes sismiques qui influence cette zone et la dissipation de l'énergie sismique se fait par amortissement visqueux.

Le manuel d'utilisation d'OpenSees® explique que le matériau *QzSimple1* simule l'action du champ proche par la combinaison d'un ressort rigide-plastique en série avec un élément « gap » formé d'un ressort non-linéaire et d'un ressort bilinéaire en parallèle. Le champ lointain est quant à lui modélisé par un ressort élastique placé en parallèle avec un amortisseur visqueux. La figure 4.2 montre l'agencement de ces éléments.

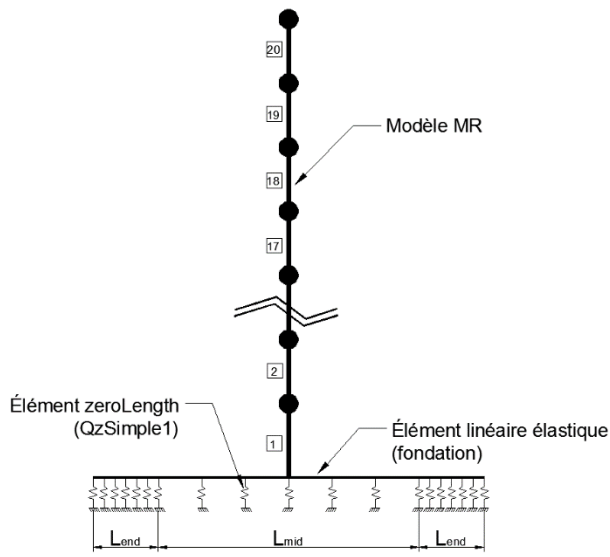


Figure 4.1: Illustration de la modélisation ISS avec élément *zeroLength* et matériau *QzSimple1*

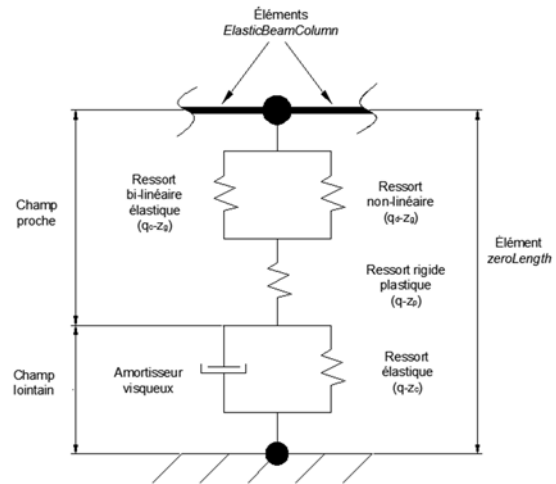


Figure 4.2 : Illustration de l'élément *zeroLength* (*QzSimple1*)

Une des propriétés intéressantes du matériau *QzSimple1* est sa capacité à garder en mémoire la contrainte maximale appliquée au cours des cycles de chargement précédents. Ceci fait en sorte qu'il est en mesure de simuler la plastification progressive du sol en fonction de l'intensité du chargement. La plage de contraintes élastiques initiales est décrite à l'équation [4.2] et fait intervenir le coefficient C_r . Ce coefficient est utilisé à l'équation [4.1] afin de calculer le niveau de chargement au-dessus duquel le comportement du matériau n'est plus linéaire, c'est-à-dire la charge de première plastification q_0 .

$$q_0 = C_r q_{ult} \quad [4.1]$$

$$-q_0 < q < q_0 \quad [4.2]$$

La charge q est calculée à l'aide de l'équation [4.3] et dépend de la rigidité initiale du ressort (K_{in}).

$$q = K_{in} z^c \quad [4.3]$$

Lorsque la charge q excède les limites du comportement linéaire, l'élément plastique entre en jeu. Son comportement est exprimé à l'équation [4.4],

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) \left(\frac{cz_{50}}{cz_{50} + |z^p - z_0^p|} \right)^n \quad [4.4]$$

où z_{50} est le déplacement pour lequel 50% de la capacité portante ultime est mobilisée, z_0^p est le déplacement auquel la plastification se produit ($q=q_0$) et les coefficients c et n sont des constantes qui servent à ajuster la courbe $q-z^p$ présentée aux figures 4.3 et 4.4. La charge q calculée avec l'équation [4.4] devient la nouvelle charge limite de plastification (q_0) et l'équation [4.2] est ajustée en fonction de la nouvelle valeur de q_0 . La limite de plastification q_0 s'ajuste de cette façon jusqu'à une valeur maximale correspondant à $2C_r q_{ult}$. Les valeurs des coefficients C_r , n et c sont présentées au tableau 4.1 de la section 4.1.3.1 et dépendent du type de sol modélisé.

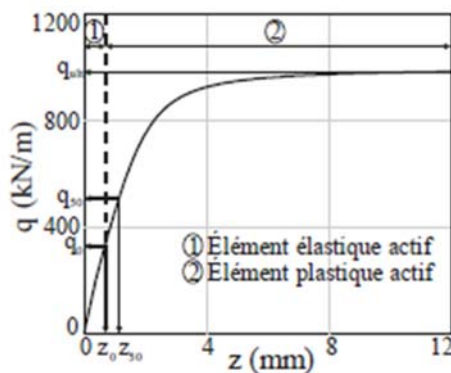


Figure 4.3: Loi de comportement du matériau *QzSimple1* [Adaptée de : (Raychowdhury, 2008)]

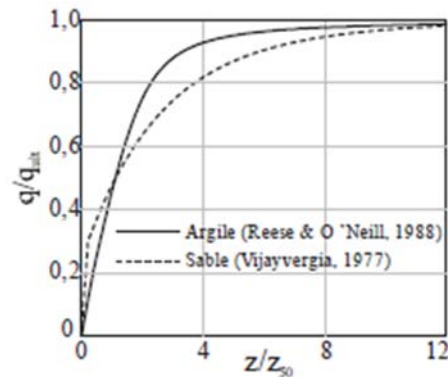


Figure 4.4: Influence des constantes c , n , C_r sur la loi de comportement [Adaptée de : (Raychowdhury, 2008)]

Les sections 4.1.3.1 à 4.1.3.6 traitent plus en détails des paramètres utilisés par le matériau *QzSimple1* et des valeurs choisies pour la modélisation ISS.

4.1.3.1 Type de sol modélisé

Le sol sur lequel repose la fondation est de type pulvérulent, soit un sol granulaire, qui est représentatif d'un sable de la région de Montréal. Il est donc possible d'utiliser le modèle de

Vijayvergiya (1977) afin de paramétrer la loi de comportement du matériau *QzSimple*. Le tableau 4.1 montre les coefficients utilisés par la loi de comportement.

Tableau 4.1: Constantes c , n et C_r utilisées pour la loi de comportement du matériau *QzSimple*

c	12.3
n	5.5
C_r	0.3

4.1.3.2 Capacité portante ultime du sol

Tel que calculée à la section 3.4.2, la capacité portante ultime du sol est fonction des dimensions de la fondation étudiée et des propriétés du sol définies à la section 3.4.1. La capacité portante ultime du ressort pour le matériau *QzSimple1* est multipliée par son aire tributaire. C'est donc dire que la capacité portante ultime est exprimée comme une charge ultime (kN) et non comme une pression ultime (kN/m²). Le calcul de cette charge ultime se fait pour chaque ressort à l'aide de l'équation [4.5].

$$Q_{ult} = q_{ult} B e_i \quad [4.5]$$

où B est la largeur de la fondation et e_i la longueur tributaire du ressort.

4.1.3.3 Déplacement z_{50}

Le paramètre z_{50} est utilisé par le matériau *QzSimple1* pour représenter le déplacement de la fondation lorsque 50% de la capacité portante ultime du sol est appliquée au ressort. Ce paramètre est calculé avec l'équation [4.6].

$$z_{50} = k_{far} \frac{Q_{ult}}{K_{in}} \quad [4.6]$$

Dans cette équation, k_{far} est un facteur qui prend la valeur de 1,39 et qui provient des travaux expérimentaux de Vijayvergiya (1977). La charge ultime (Q_{ult}) est calculée avec l'équation [4.5] et le calcul de la rigidité initiale du ressort (K_{in}) est présenté à la section 4.1.3.4.

4.1.3.4 Rigidité des ressorts

4.1.3.4.1 Considérations théoriques

Il a été expliqué à la section 4.1.3 que la rigidité des ressorts varie en fonction de leur position sous la fondation. Ceci permet de bien représenter la variation des contraintes dans le sol lorsque la fondation est au repos. On divise la fondation en trois zones, soit deux zones extrêmes et une zone médiane.

Deux méthodes sont reconnues pour déterminer la longueur de ces zones. La première approche, préconisée par *FEMA 356*, suppose que la longueur L_{end} de la zone extrême correspond au sixième de la largeur de la fondation ($B/6$). La seconde approche, expliquée dans Harden et al. (2005), propose une définition plus rigoureuse de la longueur L_{end} . Selon leur hypothèse, la longueur L_{end} dépend du ratio B/L de la fondation et elle est contrôlée par la rigidité rotationnelle qui n'est pas fournie par la rigidité surfacique verticale. Ils introduisent un coefficient de couplage, montré à l'équation [4.7], qui indique le déficit de rigidité rotationnelle du système et le degré de couplage entre la rigidité verticale et la rigidité rotationnelle.

$$C_{R-V}^K = \frac{K_{\theta y} - \frac{K_z}{BL} I_y}{K_{\theta y}} \quad [4.7]$$

où I_y et BL désignent respectivement l'inertie rotationnelle et l'aire de la fondation. Lorsque C_{R-V}^K est nul, il n'y a pas de couplage entre les rigidités. Chaque ressort possède la même rigidité (k) qui se calcule avec l'équation [4.8].

$$k = \frac{k_z}{BL} = \frac{K_{\theta y}}{I_y} \quad [4.8]$$

Cependant, si C_{R-V}^K est non-nul, une plus grande rigidité doit être attribuée aux extrémités de la fondation. La rigidité des ressorts des zones extrêmes est calculée avec l'équation [4.10]. Ces ressorts sont disposés sur une longueur L_{end} (équation [4.9]) à chaque bout de la fondation. Ceux de la zone centrale ont une rigidité (k_{mid}) qui est calculée avec l'équation [4.11].

$$L_{end} = 0,5L - L \left(\frac{1 - C_{R-V}^K}{8} \right)^{\frac{1}{3}} \quad [4.9]$$

$$k_{end} = \frac{K_z}{BL} + C_{R-V}^K \frac{K_{\theta y}}{I_y} \quad [4.10]$$

$$k_{\text{mid}} = \frac{K_z}{BL} \quad [4.11]$$

Les calculs effectués dans le cadre de cette étude montrent que les rigidités rotationnelles et les rigidités verticales sont fortement couplées. C'est pourquoi la méthode de Harden et al. (2005) a été choisie pour effectuer le calcul de la rigidité des ressorts. La section qui suit présente le calcul des rigidités K_z et $K_{\theta y}$.

4.1.3.4.2 Calcul des rigidités initiales des ressorts

Les équations développées par Gazetas (1991) permettent de calculer les valeurs des rigidités K_z (équation ([4.12])) et $K_{\theta y}$ (équation ([4.13])).

$$K_z = \frac{2G'L}{1-\nu} \left(0,73 + 1,54 \left(\frac{A}{4L^2} \right)^{0,75} \right) \quad [4.12]$$

$$K_{\theta y} = \frac{3G'}{1-\nu} I_y^{0,75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0,15} \quad [4.13]$$

où G' est le module de cisaillement du sol et ν est le coefficient de Poisson du sol. Toutefois, ces équations sont développées pour des conditions de chargement statique. Afin qu'elles soient valables pour un chargement dynamique, il faut les multiplier par les facteurs k'_z et $k'_{\theta y}$ tel que présenté aux équations [4.14] et [4.15].

$$K'_z = k'_z K_z \quad [4.14]$$

$$K'_{\theta y} = k'_{\theta y} K_{\theta y} \quad [4.15]$$

Le facteur k'_z est généralement déterminé à l'aide d'un abaque fourni par Mylokanis et al. (2006). Dans le cas qui nous intéresse, aucun abaque n'est disponible pour des valeurs de coefficient de Poisson (ν) de 0,25 (sol INF) et de 0,3 (sol SUP). En se basant sur l'abaque présenté à la figure 4.5, la valeur de k'_z pour un coefficient ν de 0,4 et pour une plage de ratio B/L entre 1,2 et 4 est très près de 1. Puisque la plage de ratio B/L s'apparente à celle de notre étude, la valeur retenue pour le coefficient k'_z est égale à 1,0.

L'équation [4.16] permet de calculer le facteur $k'_{\theta y}$ en utilisant le coefficient a_0 (équation [4.17]). Ce coefficient dépend de la pulsation des accélérations sismiques. Pour la région de Montréal, on

peut s'attendre à enregistrer des fréquences dominantes (ω) de l'ordre de 10Hz, comme ce fut le cas pour le séisme du Saguenay en 1988. C'est donc la valeur qui a été retenue pour le calcul de a_0 . La valeur de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement (v_s) peut être trouvée à la section 3.4.1.

$$k'_{\theta y} = 1 - 0,30a_0 \quad [4.16]$$

$$a_0 = \frac{\omega B}{v_s} \quad [4.17]$$

Finalement, le calcul des rigidités des ressorts (k_{end} et k_{mid}) est effectué en utilisant les formules [4.10] et [4.11] mais en remplaçant les valeurs de K_z et $K_{\theta y}$ (équations [4.12] et [4.13]) par leur équivalent dynamique, soit K'_z et $K'_{\theta y}$ (équations [4.14] et [4.15]). Il faut ensuite multiplier les rigidités par l'aire tributaire de chaque ressort (équations [4.18], [4.19] et [4.20]) afin de calculer leur facteur z_{50} , comme à l'équation [4.6].

$$K_{\text{mid}} = k_{\text{mid}} B e_{\text{mid}} \quad [4.18]$$

$$K_{\text{end}} = k_{\text{end}} B e_{\text{end}} \quad [4.19]$$

$$K_{\text{endext}} = k_{\text{end}} B \frac{e_{\text{end}}}{2} \quad [4.20]$$

4.1.3.5 Amortissement radial

L'utilisation du matériau *QzSimple1* requiert de paramétrer l'amortissement du sol. Dans le modèle, cet amortissement se traduit par le comportement non-linéaire du champ proche et par l'amortisseur visqueux placé dans le champ lointain. C'est la valeur de l'amortissement visqueux qu'il est nécessaire de spécifier au matériau *QzSimple1*.

Les travaux de Mylokanis et al. (2006) fournissent les équations qui permettent de calculer les valeurs de l'amortissement en fonction du type de vibration considéré, soit une translation verticale (équation [4.21]) ou une rotation dans le plan (équation [4.22]).

$$C_z = \rho V_{La} B L \tilde{c}_z \quad [4.21]$$

$$C_{\theta y} = \rho V_{La} I_y \tilde{c}_{\theta y} \quad [4.22]$$

Avec ρ qui désigne la masse volumique du sol et V_{La} qui représente la vitesse de Lysmer (équation [4.23]). Les termes BL et I_y sont respectivement l'aire et l'inertie de la fondation. Les coefficients \tilde{c}_z et $\tilde{c}_{\theta y}$ sont exprimés en fonction du paramètre a_0 (équation [4.17]). Pour les fondations étudiées, le coefficient \tilde{c}_z utilisé prend la valeur de 1,0 et le coefficient $\tilde{c}_{\theta y}$ prend la valeur de 0,5.

$$V_{La} = \frac{3,4v_s}{(\pi(1-\nu))} \quad [4.23]$$

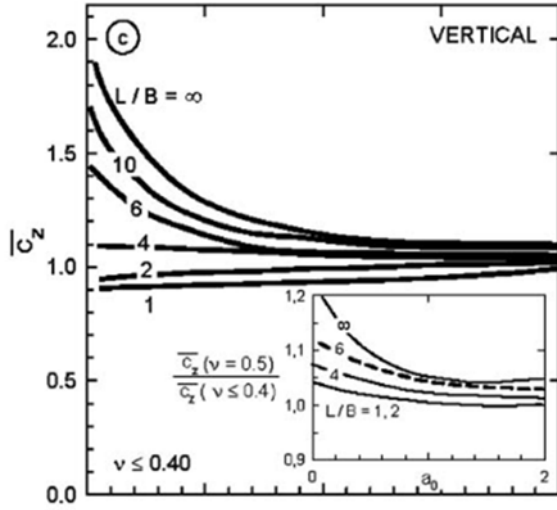


Figure 4.5: Coefficient \tilde{c}_z pour le calcul de l'amortissement radial
[Source : (Mylonakis et al., 2006)]

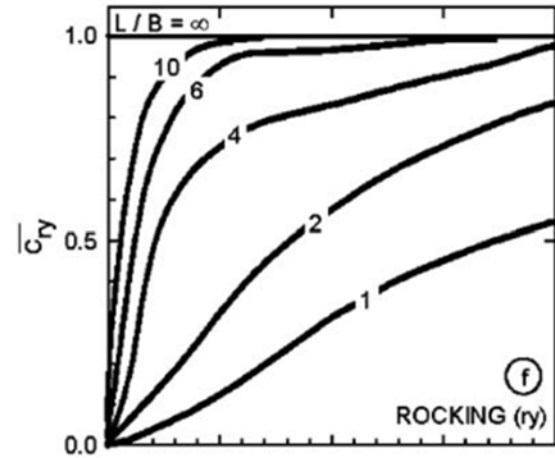


Figure 4.6: Coefficient $\tilde{c}_{\theta y}$ pour le calcul de l'amortissement radial
[Source : (Mylonakis et al., 2006)]

L'amortissement est ensuite distribué à chaque ressort en fonction de leur aire tributaire, tel que montré aux équations [4.24] et [4.25].

$$C_{radz} = \left(\frac{C_z}{BL} \right) Be_i \quad [4.24]$$

$$C_{rad\theta y} = \left(\frac{C_{\theta y}}{I_y} \right) Be_i \quad [4.25]$$

Une étude paramétrique réalisée par Le Bec (2009) a montré que l'utilisation d'un amortissement radial dans le modèle n'a pas une influence notable sur le comportement global de la structure. Il

a donc été choisi de représenter l'amortissement visqueux du modèle ISS par la valeur de l'amortissement radial associée au basculement de la fondation ($C_{rad \theta y}$).

4.1.3.6 Capacité de succion du sol

Le matériau *QzSimple1* permet de simuler l'effet de la succion exercée par le sol sur la fondation. Pour ce faire, il faut spécifier un pourcentage de la charge ultime (Q_{ult}) qui sera exercé comme une force de traction sur la fondation. Ce pourcentage peut varier de 0 à 10%.

En accord avec l'hypothèse présentée à la section 4.1.1, la succion exercée par le sol a été négligée dans le modèle de façon à mettre en évidence le phénomène du soulèvement des fondations.

Une étude paramétrique réalisée par Le Bec (2009) a montré que ce paramètre a un impact considérable sur le comportement de la fondation. Il fait les constats suivants :

- le soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation est réduit de 21% lorsque la succion équivaut à 5% de Q_{ult} ;
- le soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation est réduit de 35% lorsque la succion équivaut à 10% de Q_{ult} ;
- le moment à la base est augmenté de plus de 25% lorsque la succion équivaut à 5% de Q_{ult} ;
- le moment à la base est augmenté de près de 45% lorsque la succion équivaut à 10% de Q_{ult} .

4.1.3.7 Propriétés de la fondation

Les tableaux qui suivent résument les paramètres des ressorts de la fondation en fonction du type de sol modélisé et du facteur de réduction des moments utilisé.

Tableau 4.2: Propriétés des ressorts pour les fondations reposant sur le sol INF

INF	Q_{ult} (kPa)	$e_{extrême}$ (mm)	e_{milieu} (mm)	$k_{extrême/2}$ (kN/m)	$k_{extrême}$ (kN/m)	k_{milieu} (kN/m)	$C_{extrême/2}$ (kNs/m)	$C_{extrême}$ (kNs/m)	C_{milieu} (kNs/m)
$R_d R_o = 2.0$	4356	101	1058	5.53E+04	1.11E+05	6.98E+05	3.04E+02	6.08E+02	6.37E+03
$R_d R_o = 5.6$	2274	85	736	4.38E+04	8.76E+04	4.15E+05	1.24E+02	2.48E+02	2.15E+03
$R_d R_o = M_n$	2584	89	778	4.73E+04	9.57E+04	4.53E+05	2.50E+02	2.99E+02	2.61E+03

Tableau 4.3: Propriétés des ressorts pour les fondations reposant sur le sol SUP

SUP	q_{ult} (kPa)	$e_{extrême}$ (mm)	e_{milieu} (mm)	$k_{extrême/2}$ (kN/m)	$k_{extrême}$ (kN/m)	k_{milieu} (kN/m)	$C_{extrême/2}$ (kNs/m)	$C_{extrême}$ (kNs/m)	C_{milieu} (kNs/m)
$R_d R_o = 2.0$	6516	122	1008	1.85E+05	3.69E+05	1.62E+06	5.64E+02	1.13E+03	9.34E+03
$R_d R_o = 5.6$	3180	87	698	1.13E+05	2.25E+05	9.42E+05	1.79E+02	3.58E+02	2.87E+03
$R_d R_o = M_n$	3708	94	742	1.28E+05	2.55E+05	1.04E+06	2.30E+02	4.59E+02	3.62E+03

4.2 Modélisation des murs de refend (MR)

4.2.1 Objectifs et hypothèses de la modélisation

Un des objectifs de cette étude est de vérifier le comportement d'un mur de refend en béton armé de grande hauteur lorsque survient le bercement de sa fondation. Il est donc nécessaire que le modèle puisse représenter le comportement non-linéaire du mur si sa plastification se produit. Pour se faire, il a été choisi d'utiliser une formulation d'éléments fibres dans le logiciel d'analyse *OpenSees*.

La discrétisation de la section en éléments fibres permet de représenter une discontinuité dans les matériaux qui composent la section. Il est possible d'attribuer des caractéristiques différentes à chaque fibre en utilisant un matériau différent. Cette façon de modéliser un mur de refend est donc très intéressante. Le principal avantage de cette formulation est qu'elle permet d'obtenir des résultats d'une précision satisfaisante dans un temps de calcul relativement court comparativement à une formulation d'éléments finis. Les détails de la modélisation par éléments fibres sont présentés à la section 4.2.2. On y traite notamment des lois de comportement des matériaux, de l'amortissement de la charge axiale et des masses sismiques du mur.

4.2.2 Description du modèle

4.2.2.1 Modélisation des éléments structuraux

Dans le modèle structural, le mur de refend est divisé en plusieurs éléments non-linéaires sur sa hauteur (*nonlinearBeamColumn*). Il est construit de 20 éléments au total, soit un par étage (figure 4.7). Chaque élément est ensuite discrétisé en section de fibres (*section Fiber patch*) tel qu'illustré à la figure 4.8. Les fibres utilisées pour représenter le comportement du béton mesurent 25 mm de

côté chacune. Lors de la modélisation de la section, il est important de faire la distinction entre les fibres de béton confiné et celles de béton non-confinées puisque leurs propriétés sont différentes. Ce sujet sera traité en détail à la section 4.2.2.2.1. Il faut aussi ajouter des fibres qui joueront le rôle de l'acier d'armature (*section Fiber layer*). La loi de comportement qui sert à les modéliser est présentée à la section 4.2.2.2.2.

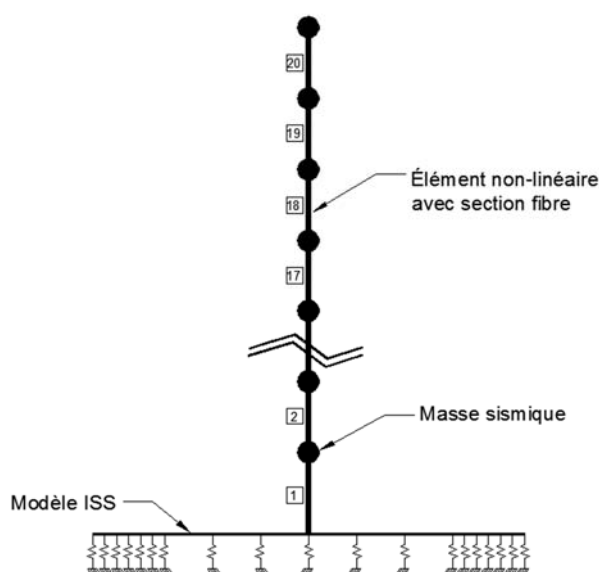


Figure 4.7: Illustration de la modélisation MR par éléments non-linéaires avec section fibre

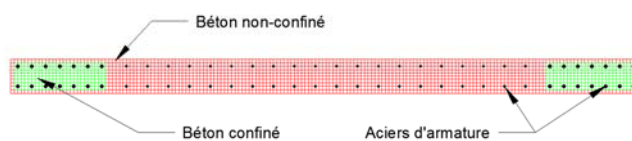


Figure 4.8: Illustration d'une section de mur de refend discrétisée en éléments fibres

Spacone et al. (1991) expliquent que la formulation par section de fibres repose sur deux hypothèses essentielles, soit que les déformations de la section sont petites et que les sections planes restent planes lors du chargement. La relation entre la force et la déformation de la section est établie par l'intégration du comportement contrainte-déformation des fibres. Toutefois, cette formulation ne tient pas compte de certaines caractéristiques du béton armé telles que la fissuration et le glissement entre les barres d'armature et le béton. Il est cependant possible d'inclure l'effet de la fissuration et du raidissement en traction en modifiant la courbe contrainte déformation du béton armé dans le modèle à l'aide du concept de non-linéarité progressive (*smeared crack concept*).

Pour chaque élément du modèle représentant le mur de refend, nous avons opté pour l'utilisation d'éléments non-linéaires à trois points d'intégration. Ce sujet a fait l'objet d'une étude

paramétrique présentée à la section 4.4. Avec ce nombre de points d'intégration, on obtient des résultats précis avec un temps de calcul relativement court.

4.2.2.2 Lois de comportement des matériaux

4.2.2.2.1 Courbe contrainte-déformation du béton

La ductilité est la caractéristique la plus importante afin d'assurer que le mur de refend présente un comportement convenable lors de sa plastification. Cette ductilité est apportée par le confinement du béton de certaines zones critiques du mur de refend. Le concept de dimensionnement par capacité de la norme *CSA A23.3-04* implique qu'une rotule plastique se développera à la base du mur lorsque la sollicitation engendrera un comportement non-linéaire. C'est la ductilité qui permettra au mur de refend de dissiper l'énergie sismique en se déformant non-linéairement dans la zone de rotule plastique. Pour permettre ces déformations inélastiques, la norme *CSA A-23.3-04* exige qu'une quantité de ligatures suffisante soit installée dans les zones d'armatures concentrées de façon à fournir le niveau de ductilité requis pour la section.

La norme *CSA A-23.3-04* suppose aussi que le comportement du mur de refend demeurera élastique en dehors de la section de la rotule plastique. C'est donc dire que le niveau de confinement du béton de la zone confinée élastique sera plus faible que celui du béton de la zone confinée plastique. Pour sa part, le béton de la zone d'armature distribuée est non-confiné puisque les ligatures ne sont pas exigées dans cette zone par la norme *CSA A-23.3-04*.

Les éléments de fibres du modèle MR doivent donc tenir compte des différents niveaux de confinement dans la modélisation du béton afin de bien représenter le comportement du mur de refend. Pour ce faire, différents matériaux de béton ayant des propriétés tenant compte du degré de confinement seront attribués aux fibres en fonction de l'emplacement physique de celles-ci dans la section du mur.

La formulation mise au point par Kent et Park (1971) et ensuite modifiée par Park et al. (1982) est utilisée dans le modèle MR pour représenter le comportement en compression du béton. Cette loi, illustrée à la figure 4.9 a), montre clairement la différence entre le comportement du béton confiné et celui de béton non-confiné. Dans les deux cas, le matériau suit une courbe parabolique jusqu'à ce qu'il atteigne la déformation (ϵ'_c où ϵ'_{cc}) pour laquelle la résistance maximale en compression du

béton (f'_c ou f'_{cc}) est mobilisée. Pour des déformations supérieures à la limite établie précédemment, le matériau suit une courbe linéaire descendante.

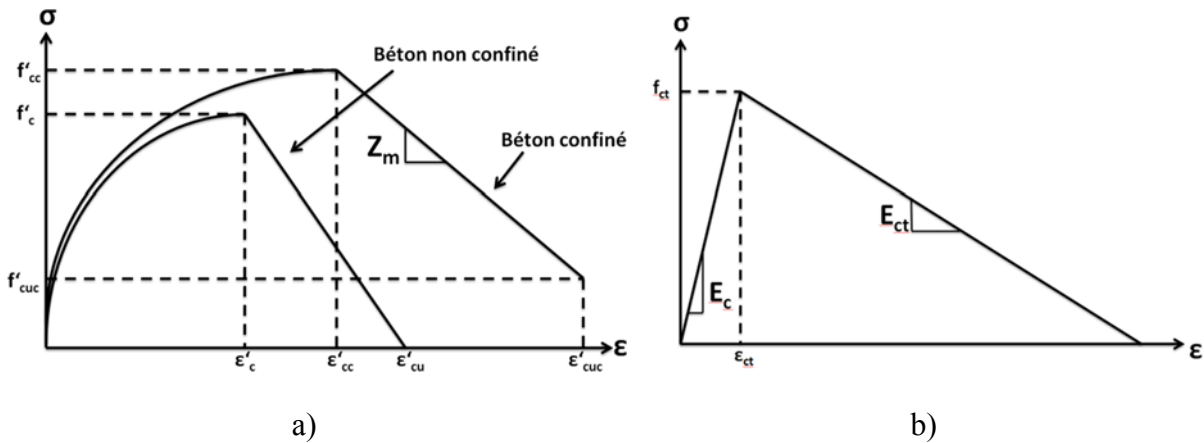


Figure 4.9: Loi de comportement du béton : a) en compression b) en traction

À la figure 4.9 a), on constate que la résistance en compression maximale du béton confiné (f'_{cc}) est plus grande que celle du béton non-confiné (f'_c). Cette résistance maximale est aussi atteinte pour une déformation (ϵ'_{cc}) plus grande que celle requise pour le béton non-confiné (ϵ'_c).

La résistance en compression maximale du béton non-confiné (f'_c) est supposée égale à 27 MPa. Cette valeur correspond à 90% de la valeur théorique de f'_c qui avait été utilisée pour l'analyse dynamique du bâtiment de la section 3.2, soit 30 MPa. Ceci permet de tenir compte des différences possibles entre les valeurs théoriques de f'_c et celles généralement obtenues en chantier, tel qu'expliqué à la clause 10.1.6 de la norme *CSA A23.3-04*. Le module d'élasticité du béton non-confiné (E_c) est ensuite calculé à l'aide de l'équation [4.26]. Pour un f'_c de 27 MPa, la valeur de E_c est de 23 383 MPa.

$$E_c = 4500\sqrt{f'_c} \quad [4.26]$$

La déformation à laquelle la résistance maximale en compression est atteinte (ϵ'_c) prend la valeur de 0,0023 m/m en utilisant l'équation [4.27]. À la rupture, il est supposé que la résistance en compression est nulle et que la déformation ultime (ϵ'_{cu}) est de 0,0035 m/m, comme la valeur utilisée lors du dimensionnement des murs de refend à la section 3.3.

$$\epsilon'_c = \frac{2f'_c}{E_c} \quad [4.27]$$

Les valeurs des propriétés qui viennent d'être mentionnées sont utilisées pour caractériser le comportement en compression du béton non-confiné sur toute la hauteur du mur de refend. Pour le béton confiné des zones d'armature concentrée, il faut calculer son degré de confinement (κ) pour chaque patron de ligature différent. Le facteur κ est calculé avec l'équation [4.28] et fait intervenir le ratio entre le volume d'armature transversale de confinement et le volume de béton confiné (ρ_s), la limite élastique de l'acier d'armature (f_y) et la résistance maximale en compression du béton (f'_c).

$$\kappa = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \quad [4.28]$$

Le coefficient Z_m montré à la figure 4.9 a) sert à tenir compte de la dégradation du béton à des déformations supérieures à la valeur de ε'_{cc} . Il est calculé à l'aide de l'équation [4.29],

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}} - \kappa \varepsilon'_c} \quad [4.29]$$

où b_c est égal à la largeur de la zone de béton confiné et s est égal à l'espacement vertical entre les armatures de confinement. Il est ensuite possible de faire le parallèle entre les valeurs de résistance et de déformation du béton confiné et du béton non-confiné avec les équations [4.30] à [4.33].

$$f'_{cc} = \kappa f'_c \quad [4.30]$$

$$\varepsilon'_{cc} = \kappa \varepsilon'_c \quad [4.31]$$

$$f'_{cuc} = 0,2 \kappa f'_{cc} \quad [4.32]$$

$$\varepsilon'_{cuc} = \kappa \varepsilon'_c + \frac{1}{Z_m} \left(1 - \frac{f'_{cuc}}{\kappa f'_c} \right) \quad [4.33]$$

La figure 4.9 b) montre le comportement en traction utilisé pour le modèle MR. Cette loi est composée d'une première phase où la contrainte augmente linéairement jusqu'à ce qu'elle atteigne la résistance maximale en traction (f_t). La deuxième phase de la loi est faite d'une droite linéaire descendante de pente E_{ct} qui permet de tenir compte du raidissement en traction du béton. Vecchio et Collins (1986) ont développé des équations permettant de calculer les propriétés en traction d'un béton dont la loi de comportement est présentée à la figure 4.10.

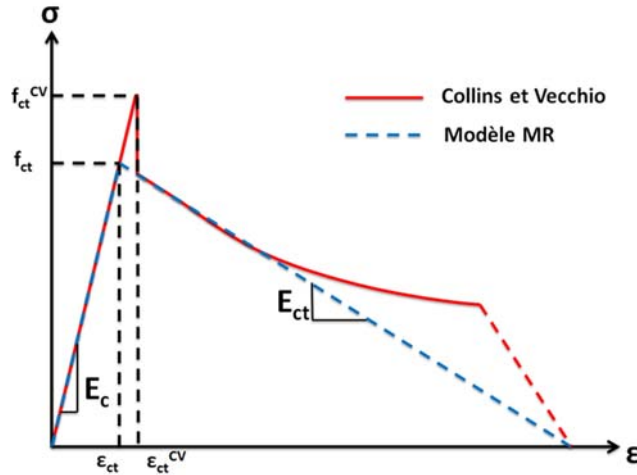


Figure 4.10: Loi de comportement du béton en tension selon Collins et Vecchio (1986)

La loi de Collins et Vecchio (1986) suppose que la première phase où la contrainte augmente linéairement peut être décrite par l'équation [4.34],

$$\sigma_c^{CV} = E_c \varepsilon_c^{CV}, \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{ct}^{CV} \quad [4.34]$$

avec ε_{ct}^{CV} qui correspond à la déformation à laquelle apparaissent les fissures. Dans un article parue en 2000, Vecchio propose que la résistance maximale en traction du béton (f_{ct}^{CV}) soit calculée avec l'équation [4.35].

$$f_{ct}^{CV} = 0,65(f'_c)^{0,33} \quad [4.35]$$

La valeur de f_{ct}^{CV} peut ensuite être utilisée pour calculer la contrainte dans le béton pour la deuxième phase de la loi avec l'équation [4.36].

$$\sigma_c^{CV} = \frac{f_{ct}^{CV}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_v^{CV}}}, \quad \varepsilon_c^{CV} > \varepsilon_{ct}^{CV} \quad [4.36]$$

La figure 4.10 montre l'approximation qui est faite dans le modèle MR concernant le comportement en traction du béton versus la loi de comportement proposée par Vecchio et Collins (1986). Le point d'intersection entre les deux phases de la loi, soit les équations [4.34] et [4.36], peut être trouvé en résolvant l'équation [4.37]. Ce point d'intersection correspond à la déformation à laquelle survient la résistance maximale du béton en traction (f_{ct}) pour le modèle MR qui peut

être calculé avec l'équation [4.38]. Finalement, l'équation [4.39] permet d'obtenir la valeur de la pente descendante de la deuxième phase de la loi de comportement du béton en traction.

$$E_c \varepsilon_{ct} = \frac{0,65(f'_c)^{0,33}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_{ct}}} \quad [4.37]$$

$$f_{ct} = E_c \varepsilon_{ct} \quad [4.38]$$

$$E_{ct} = \frac{5\sqrt{5}f_{ct}^{CV}}{\left(1 + 10\sqrt{5}\sqrt{\varepsilon_{ct}^{CV}}\right)^2 \sqrt{\varepsilon_{ct}^{CV}}} \quad [4.39]$$

Les propriétés du béton non-confiné sont résumées au tableau 4.4, tandis que celles du béton confiné sont présentées au tableau 4.5.

Tableau 4.4: Propriété du béton non-confiné

f'_c (MPa)	ε'_c (.10 ⁻³ m/m)	f'_{cu} (MPa)	ε'_{cu} (.10 ⁻³ m/m)	f_{ct} (MPa)	E_{ct} (MPa)
27	2.309	0	3.5	1.626	1640

Tableau 4.5: Propriété du béton confiné

	f'_{cc} (MPa)	ε'_{cc} (.10 ⁻³ m/m)	κ	Z_m	f'_{cuc} (MPa)	ε'_{cuc} (.10 ⁻³ m/m)	f_{cct} (MPa)	E_{cct} (.10 ⁻³ m/m)
Rotule plastique	30.043	2.570	1.113	52.0	6.686	17.519	1.680	1660
Section élastique 1	30.049	2.570	1.113	51.9	6.688	17.545	1.680	1660
Section élastique 2	29.741	2.544	1.102	56.8	6.552	16.267	1.674	1658

Pour la modélisation avec le logiciel *OpenSees*, le matériau utilisé est le *Concrete02*. La loi de comportement de ce matériau est présentée à la figure 4.11 et fait intervenir les coefficients présentés dans les lignes précédentes. Il est important de noter que la valeur du paramètre λ a été choisie égale à 0,1.

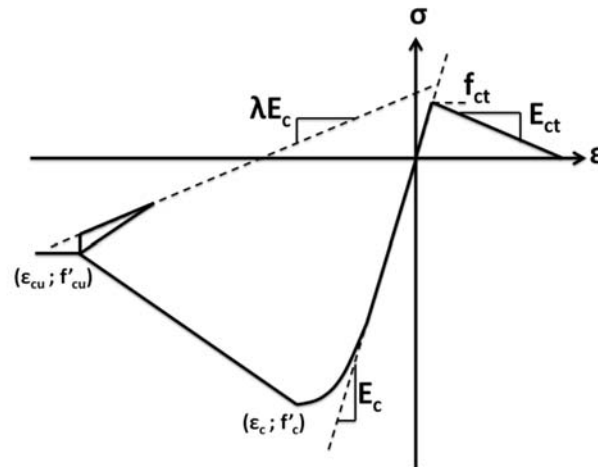


Figure 4.11: Courbe de contrainte-déformation du béton (source OpenSees wiki)

4.2.2.2.2 Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature

L'acier d'armature du modèle MR est modélisé dans le logiciel *OpenSees* par le matériau *Steel02*. Il s'agit d'un matériau qui reproduit la loi de comportement proposée par Menegotto et Pinto (1973) et ensuite modifiée par Fillipou (1983). La loi de comportement en question est présentée à la figure 4.12 et peut être calculée avec l'équation [4.40]. En compression comme en traction, le comportement du matériau est décrit par une première phase linéaire de pente E_0 suivie d'une seconde phase non-linéaire de pente E_1 .

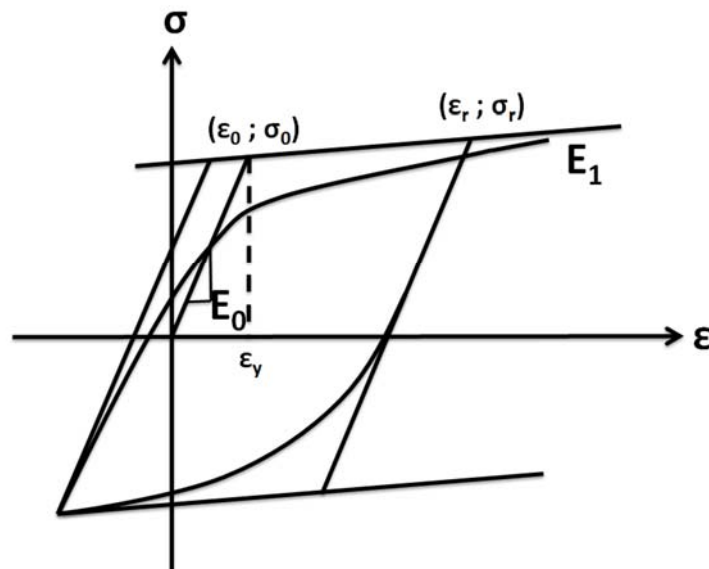


Figure 4.12: Loi de comportement de l'acier d'armature

$$\sigma^* = (1-b) \frac{\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} + b\varepsilon^* \quad [4.40]$$

Dans cette équation, le facteur b représente le rapport entre les pentes E_0 et E_1 . Le facteur R , présenté à l'équation [4.43], permet de tenir compte de l'effet de Bauschinger lors du passage de la première phase à la deuxième. Il est aussi exprimé en fonction du paramètre ξ montré à l'équation [4.44]. Le manuel d'utilisation du logiciel *OpenSees* suggère d'utiliser les valeurs montrées au tableau 4.6 pour le calcul de R .

Tableau 4.6: Coefficient utilisés pour le calcul du paramètre R

R_0	18
cR_1	0.925
cR_2	0.15

L'équation [4.40] fait appel aux paramètres ε^* et σ^* qui sont respectivement calculés comme indiqué aux équations [4.41] et [4.42]. Les variables ε_0 et σ_0 décrivent le point de jonction entre les deux droites, tandis que ε_r et σ_r sont déterminées par le point maximal atteint sur la droite inélastique lors d'un cycle de chargement antérieur.

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad [4.41]$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad [4.42]$$

$$R = R_0 - \frac{cR_1 \xi}{cR_2 + \xi} \quad [4.43]$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_{r\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad [4.44]$$

Le tableau 4.7 résume les caractéristiques principales de l'acier d'armature qui a été utilisé pour le modèle MR. Le choix de la valeur de ces paramètres a été guidé par les recommandations de la norme *CSA G30.18-M92*. Il est important de noter que la valeur de la limite élastique (f_y) a été amplifiée par un facteur R_y de 1,1 afin de représenter la variabilité sur les propriétés réelles de l'acier.

Tableau 4.7: Caractéristiques de l'acier d'armature utilisé pour la modélisation MR

Module d'élasticité (E_s)	200000 MPa
Limite élastique (f_y)	440 MPa
Facteur d'écroûissage (r)	0.005
Limite ultime (f_u)	570 MPa
Déformation ultime (ϵ_u)	0.130 m/m

La figure 4.13 montre un aperçu de la loi de comportement de l'acier une fois paramétrée dans le matériau *Steel02*.

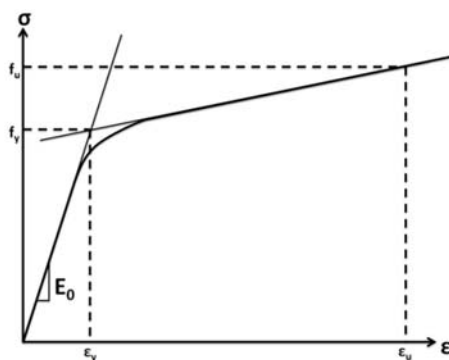


Figure 4.13: Courbe de contrainte-déformation de l'acier d'armature (source OpenSees wiki)

4.2.2.2.3 Comportement en cisaillement

Le comportement en cisaillement du mur de refend a été modélisé par une loi linéaire élastique, tel que montré à la figure 4.14.

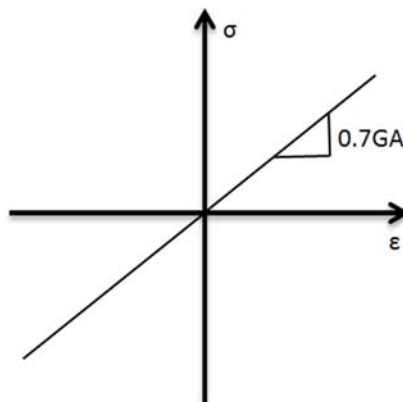


Figure 4.14: Loi de comportement en cisaillement du modèle MR

La pente de la courbe est calculée en prenant en compte le module de cisaillement du béton (G), l'aire de la section (A) ainsi qu'un facteur de 0,7 appliqué pour modéliser la fissuration du béton. La commande *Section Aggregator* permet d'ajouter un comportement en cisaillement au modèle d'éléments fibres. Autrement, le modèle MR ne pourrait représenter que le comportement axial et le comportement flexionnel. La plastification qui pourrait se produire dans le modèle serait donc d'origine flexionnelle seulement étant donnée la linéarité de la loi de comportement en cisaillement.

4.2.2.3 Charge axiale

La modélisation de la charge axiale reprise par le mur de refend est essentielle afin de bien représenter le comportement du mur lors de l'épisode sismique. La section 3.1.2 explique le calcul de la charge axiale pour les murs de refend. Dans notre cas, c'est la charge provenant de la combinaison #1 qui a été modélisée puisqu'elle s'avère être la plus critique face au renversement. Le tableau 3.1 présente le détail de la charge axiale pour chaque étage du mur de refend.

4.2.2.4 Poids sismique

Le poids sismique considéré pour le modèle MR correspond au tiers du poids sismique total pour chacun des étages. Ceci est basé sur l'hypothèse que seuls les murs parallèles à l'application de l'accélérogramme contribueront à la reprise des charges latérales. Puisque le bâtiment possède 3 murs de refend dans chacun de ses deux axes principaux, le poids sismique total est réparti de façon équivalente entre les 3 murs. Le tableau 4.8 montre le poids sismique considéré pour le mur M2 du modèle MR.

Tableau 4.8: Poids sismique du modèle MR

	Poids sismique (kN)
Étage 20	7760
Étage 3 à 19	7681
Étage 2	7770

4.2.2.5 Amortissement

L'amortissement utilisé pour le mur du modèle MR est l'amortissement de Rayleigh. Il s'agit d'un amortissement proportionnel à la matrice de masse et à la matrice de rigidité initiale du système donné par l'équation [4.45], où M est la matrice de masse du système et K_0 est la matrice de rigidité initiale de la structure.

$$C = \alpha M + \beta K_0 \quad [4.45]$$

Les coefficients α et β sont respectivement calculés avec les équations [4.46] et [4.47] pour des taux d'amortissement ξ_i et ξ_j correspondant aux fréquences modales ω_i et ω_j .

$$\alpha = 2 \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} (\omega_j \xi_i - \omega_i \xi_j) \quad [4.46]$$

$$\beta = 2 \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \left(\frac{\xi_j}{\omega_i} - \frac{\xi_i}{\omega_j} \right) \quad [4.47]$$

Plusieurs études ont été menées au courant des dernières années afin d'identifier le bon ratio d'amortissement critique à utiliser pour modéliser l'amortissement des bâtiments en béton armé. Tel que démontré par Panagiotou (2008), Martinelli et Filippou (2009) et Ile et al. (2008), un amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité initiale du système avec un taux d'amortissement critique de 1% dans les deux premiers modes de vibration a permis de bien reproduire les résultats expérimentaux. Un taux d'amortissement critique de 1% pour les deux premiers modes de vibration de la structure a donc été utilisé pour cette étude.

4.3 Étude paramétrique : validation du modèle ISS

Cette section a pour but de valider les paramètres importants du modèle ISS afin de représenter le plus fidèlement possible le comportement de la fondation du mur de refend. Une étude paramétrique a été conduite dans le but d'optimiser le nombre de ressorts et l'espacement de ceux-ci. L'étude en question et les résultats sont présentés dans les sections qui suivent.

4.3.1 Présentation du modèle

La fondation du modèle sélectionné pour l'analyse paramétrique de l'espacement des ressorts repose sur un sol de type SUP. Elle est dimensionnée pour un niveau de réduction des efforts sismiques correspondant à celui du mur de refend, soit avec un facteur réduction de 5,6. Les détails concernant le type de sol en question sont disponibles à la section 3.4.1, tandis que les détails concernant le dimensionnement de la fondation sont disponibles à la section 3.4.2. Les principales dimensions de la fondation et du mur sont présentées à la figure 4.15.

Le modèle a été soumis à un accélérogramme synthétique de magnitude M7 représentatif d'un séisme pouvant survenir dans la région de Montréal pour un dépôt de sol de catégorie C. L'accélérogramme en question ainsi que son spectre d'accélération sont présentés à la figure 4.16. Les analyses ont été conduites en utilisant la méthode de Newmark pour l'intégration des équations de mouvements et les équations d'équilibres sont résolues avec la méthode de Newton.

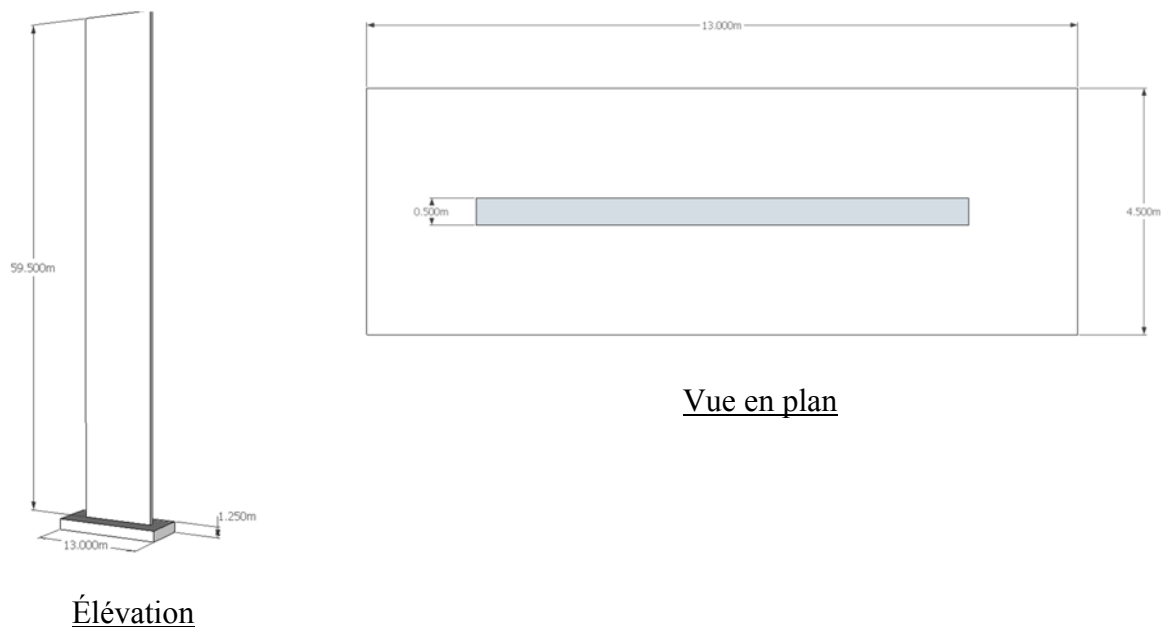


Figure 4.15: Dimension du mur de refend M2 et de sa fondation pour un sol de type SUP et pour un niveau de réduction des efforts sismiques de 5,6

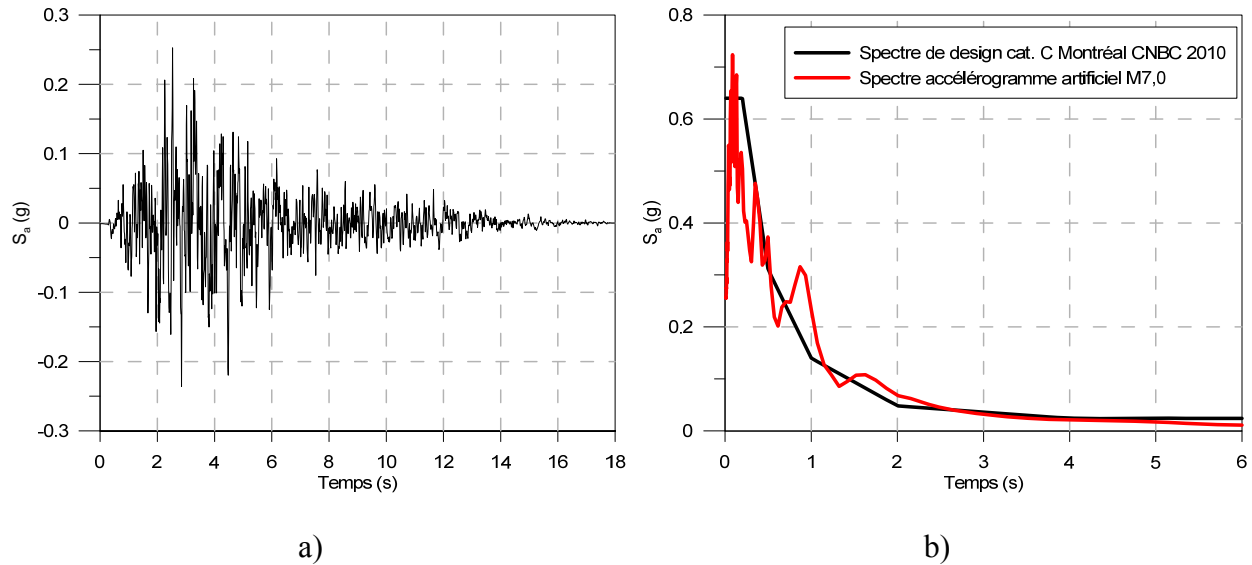


Figure 4.16: Séisme artificiel M7,0 : a) accélérogramme b) spectre d'accélération

La procédure suivie pour l'étude paramétrique de l'espacement des ressorts est plutôt simple. Le nombre de ressort utilisé est augmenté jusqu'à ce que la réponse du modèle converge ou qu'un écart acceptable soit atteint avec les résultats obtenus de la configuration précédente. La figure 4.17 montre une configuration typique de la fondation tandis que le tableau 4.9 résume les propriétés des différentes configurations qui ont été utilisées pour l'étude paramétrique. Ces propriétés ont été calculées avec les équations présentées à la section 4.1.3.

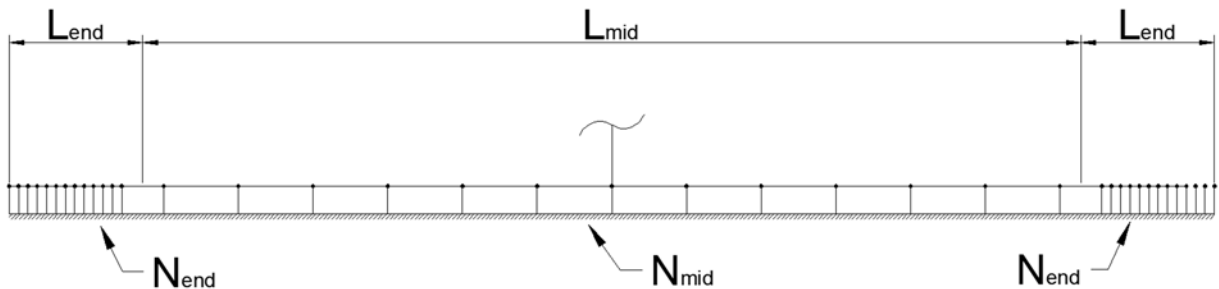


Figure 4.17: Configuration des fondations de l'étude sur l'espacement des ressorts

Tableau 4.9: Paramètres du modèle ISS pour l'étude sur l'espacement des ressorts

Conf.	Zone centrale de la fondation				Zone d'extrémité de la fondation				
	N_{mid}	e_{mid} (mm)	% L_{mid}	K_{mid} (N/mm)	N_{end}	e_{end} (mm)	% L_{end}	K_{end} (N/mm)	$K_{end\ ext}$ (N/mm)
1	9	1163.49	11	1.57E+06	9	148.74	12	3.84E+05	1.92E+05
2	11	951.94	9	1.28E+06	11	120.41	10	3.11E+05	1.55E+05
3	13	805.49	8	1.09E+06	13	101.14	8	2.61E+05	1.31E+05
4	15	698.09	7	9.42E+05	15	87.19	7	2.25E+05	1.13E+05
5	17	615.96	6	8.31E+05	17	76.62	6	1.98E+05	9.89E+04

4.3.2 Analyses et résultats

4.3.2.1 Analyse modale

En premier lieu, l'impact de l'espacement des ressorts a été vérifié sur le comportement dynamique du modèle MR et ISS. Les trois premières périodes de vibration de chaque configuration ont été inspectées et sont présentées au tableau 4.10. L'analyse montre que la réponse modale du modèle se stabilise lorsque la configuration 4 est utilisée.

Tableau 4.10: Périodes de vibrations pour les différentes configurations de fondation

	Mode 1 (s)	$T_{1\ flex} / T_{1\ fixe}$	Mode 2 (s)	$T_{2\ flex} / T_{2\ fixe}$	Mode 3 (s)	$T_{3\ flex} / T_{3\ fixe}$
Base fixe	4.15		0.72		0.28	
Configuration 1	4.68	1.13	0.77	1.08	0.30	1.05
Configuration 2	4.61	1.11	0.77	1.07	0.30	1.04
Configuration 3	4.52	1.09	0.76	1.07	0.30	1.04
Configuration 4	4.43	1.07	0.75	1.05	0.29	1.03
Configuration 5	4.43	1.07	0.75	1.05	0.29	1.03

Les périodes de vibrations obtenues des analyses modales 2D sont relativement plus courtes que celles obtenues par les analyses modales 3D. Par exemple, la période fondamentale de vibration du modèle bidimensionnel est de 4,15 secondes comparativement à 4,81 secondes pour celle du modèle tridimensionnel, soit un écart d'environ 13%. Le modèle 2D semble donc être plus rigide

que le modèle 3D. Ceci est en partie attribuable à la présence des aciers d'armature dans le modèle. La rigidité des aciers d'armature, supérieure à celle du béton, fait en sorte d'augmenter la rigidité totale de la section et, par le fait même, de raccourcir les périodes de vibrations du mur de refend. Une partie de cette différence entre les périodes de vibration des deux modèles est aussi attribuable au fait que les modes de vibrations du modèle 3D subissent des déformations hors du plan formé par les axes principaux du mur de refend, par exemple la torsion autour de son axe longitudinal.

Ces analyses modales permettent aussi de constater que l'espacement des ressorts n'a pratiquement pas d'impact sur les modes supérieurs de vibration du mur de refend. Tel que montré au tableau 4.10, les périodes de vibration des modes supérieurs présentent une variation plutôt minime à mesure que le nombre de ressort utilisés croît.

L'allongement des périodes de vibration est aussi montré au tableau 4.10. Ce comportement était évidemment prévisible étant donné la présence d'une flexibilité additionnelle au niveau de la fondation comparativement à la fondation fixe d'un modèle traditionnel. Veletsos et Meek (1974) ont proposé une équation permettant de calculer la valeur de la période fondamentale d'un oscillateur simple reposant sur une fondation. Cette équation tient compte du rapport de la hauteur et de la rigidité du mur par rapport à la rigidité du sol. Le résultat prédit par leur équation confirme ceux obtenus avec la modélisation 2D, soit un allongement de la période fondamentale légèrement inférieur à 10%.

4.3.2.2 Impact sur la fondation

La seconde étape de cette étude paramétrique consiste à vérifier l'impact des différentes configurations du modèle ISS sur le comportement de la fondation. Dans un premier temps, on applique la charge gravitaire portée par le mur sur le modèle ISS. Ceci permet essentiellement de vérifier le profil des contraintes dans le sol sous la fondation. Les résultats de cette analyse sont présentés à la figure 4.18.

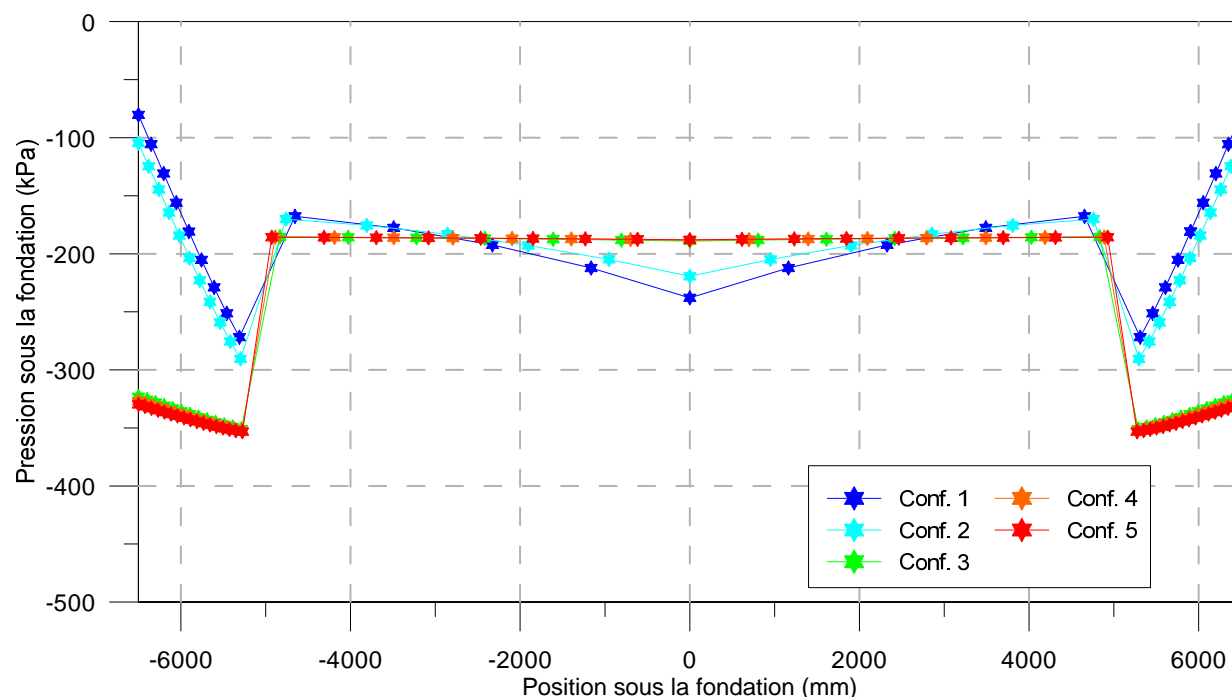


Figure 4.18: Presson dans le sol sous le modèle ISS

Le profil des contraintes dans le sol sous la fondation se stabilise dès l'utilisation de la configuration 3. Le profil en question s'apparente à un profil de type « Selle » comme celui anticipé pour une fondation rigide qui supporte une charge axiale relativement faible sur un sol de type granulaire (Murzenko 1965 et Smolczyk 1967).

Ensuite, le séisme est appliqué et la réaction de la fondation est enregistrée. Les figures 4.19 et 4.20 montrent respectivement la pression dans le sol en fonction du soulèvement de la fondation et le moment à la base du modèle MR selon la rotation de la fondation.

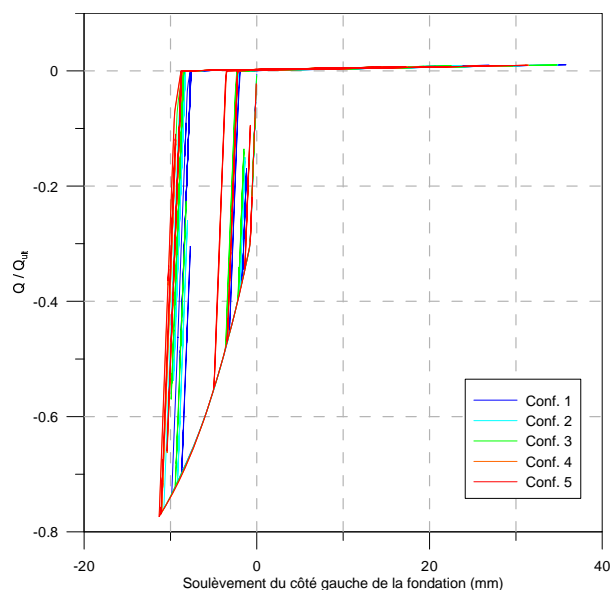


Figure 4.19: Pression dans le sol en fonction du soulèvement de la fondation

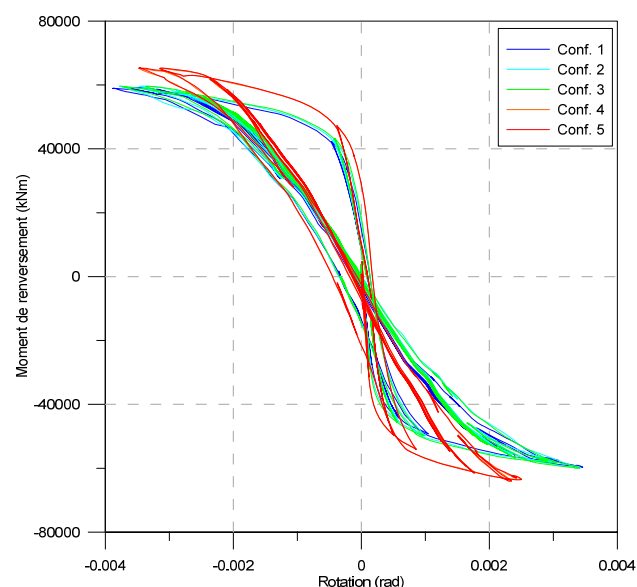


Figure 4.20: Moment à la base du modèle MR en fonction de la rotation de la fondation

Alors que les résultats obtenus de l'analyse des charges gravitaires indiquent une stabilisation à partir de la configuration #3, les figures 4.19 et 4.20 montrent que le comportement de la fondation du modèle ISS se stabilise avec l'utilisation de la configuration 4. Ce résultat est d'autant plus apparent sur la figure 4.20, alors que la rotation maximale de la fondation de la configuration 4 est environ 15% à 20% plus faible que pour la configuration 3.

4.3.2.3 Impact sur le mur de refend

L'effet de l'espacement des ressorts sur le comportement du modèle MR a ensuite été vérifié. Les résultats pour le cisaillement, le moment de renversement et les déplacements horizontaux sont illustrés aux figures suivantes. Pour chacun des paramètres, le résultat de l'analyse temporelle ainsi qu'un résumé des valeurs maximales sont présentés.

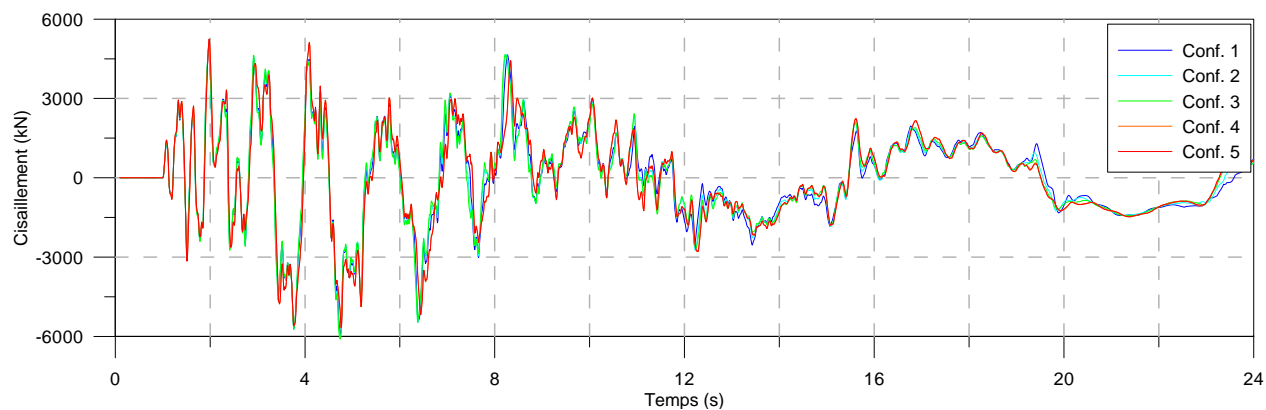


Figure 4.21: Cisaillement à la base du modèle MR

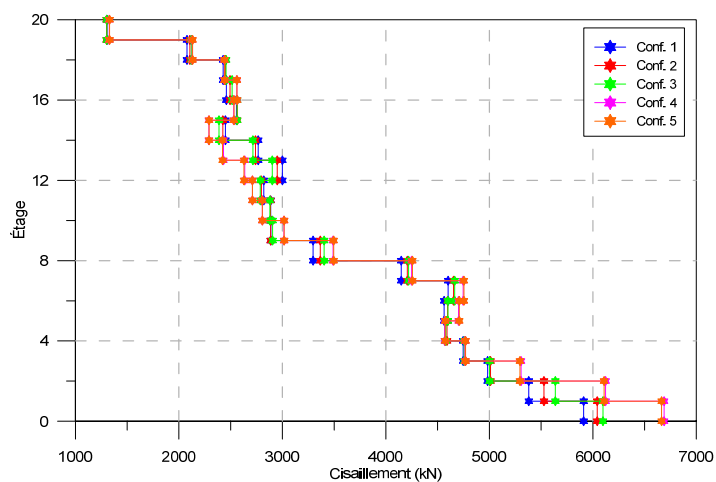


Figure 4.22: Cisaillement maximal pour chaque étage du modèle MR

Tableau 4.11: Cisaillement maximal à la base du modèle MR

	Cisaillement max (kN)	% d'écart
Configuration 1	4970.55	5.38
Configuration 2	5010.13	4.63
Configuration 3	5128.15	2.38
Configuration 4	5253.88	0.01
Configuration 5	5253.35	

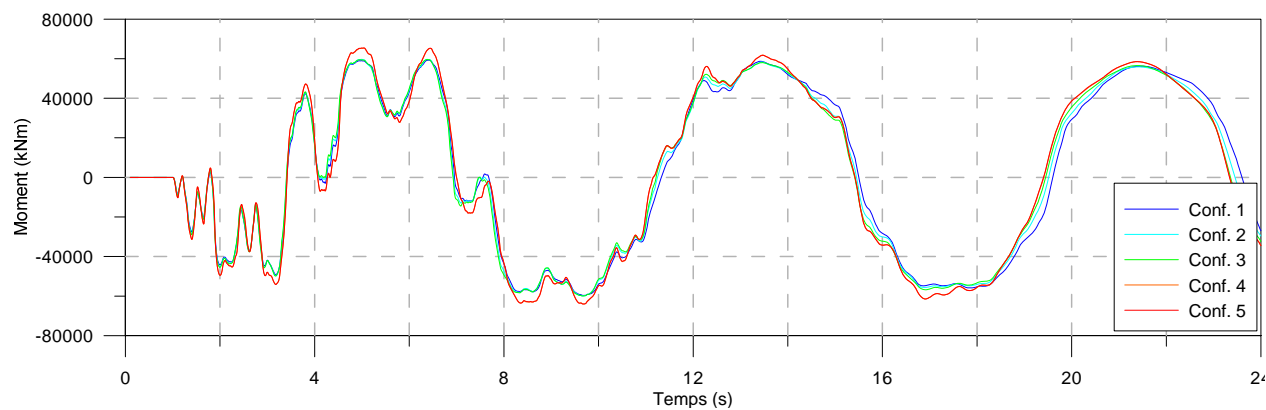


Figure 4.23: Moment de renversement à la base du modèle MR

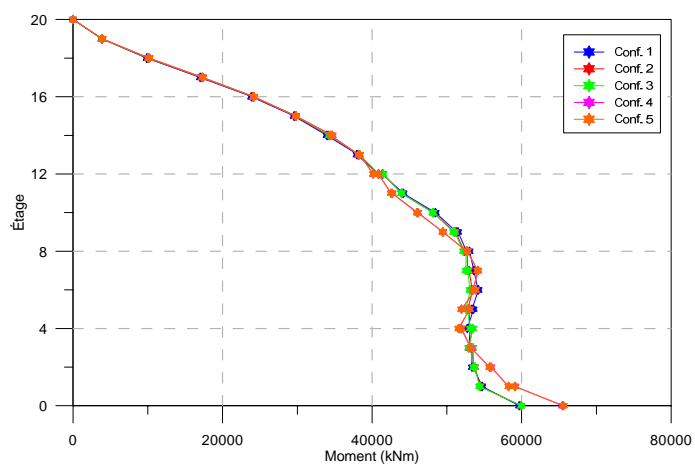


Figure 4.24: Moment maximal pour chaque étage du modèle MR

Tableau 4.12: Moment maximal à la base du modèle MR

	Moment max (kNm)	% d'écart
Configuration 1	59254.5	9.47
Configuration 2	60667.4	7.32
Configuration 3	62611.1	4.35
Configuration 4	65318.2	0.21
Configuration 5	65455.7	

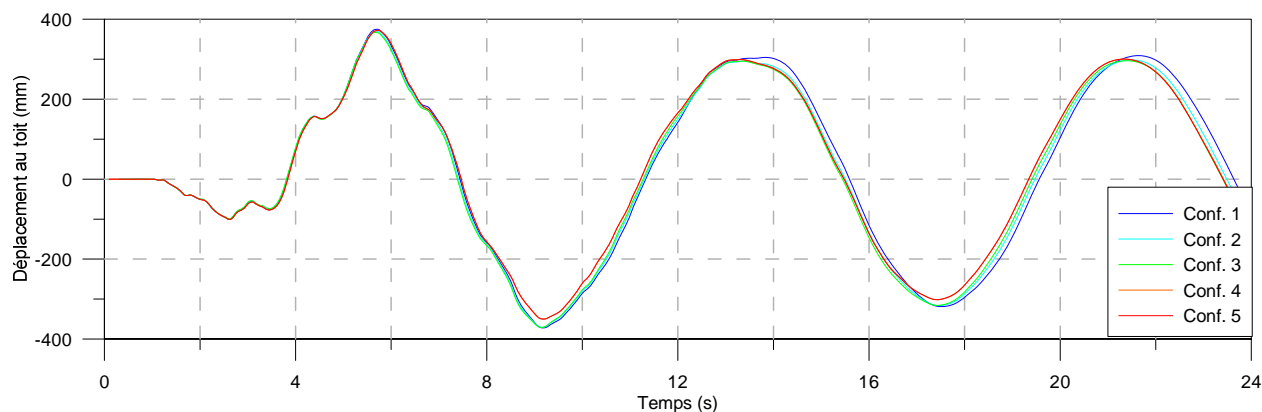


Figure 4.25: Déplacement horizontal au toit du modèle MR

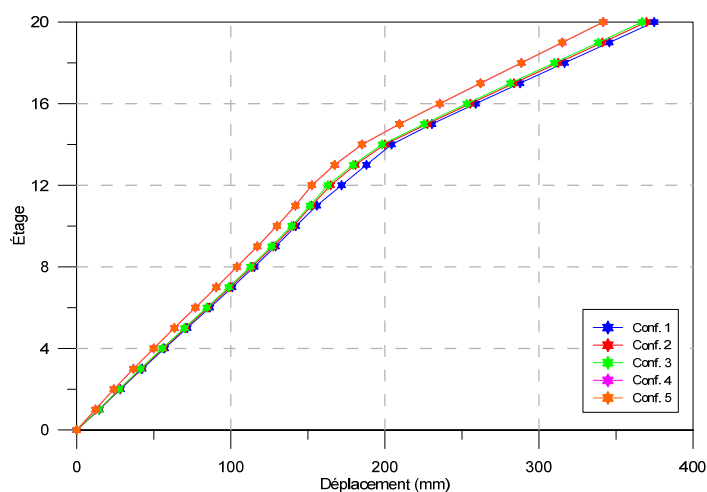


Figure 4.26: Déplacement horizontal maximal pour chaque étage du modèle MR

Tableau 4.13: Déplacement maximal au toit du modèle MR

	Déplacement max (mm)	% d'écart
Configuration 1	374.75	0.73
Configuration 2	369.73	0.62
Configuration 3	370.81	0.33
Configuration 4	372.36	0.09
Configuration 5	372.04	

Suite aux résultats obtenus, la configuration 4 a été choisie pour effectuer les analyses du Chapitre 6. Avec cette configuration, la précision des résultats obtenus est satisfaisante et le temps de calcul des analyses temporelles est acceptable.

4.4 Étude paramétrique : validation du modèle MR

La présente section vise à vérifier l'impact de certains paramètres sur le comportement du modèle MR. Des analyses temporelles ont été effectuées afin de juger de cet impact sur les modes de vibrations, les efforts et les déplacements horizontaux du mur de refend. L'étude en question et les résultats sont présentés dans les sections qui suivent.

4.4.1 Présentation du modèle

Le modèle MR utilisé pour représenter le mur de refend dans cette étude paramétrique est détaillé à la section 4.2. La fondation sur laquelle repose le mur de refend a simplement été modélisée comme une base fixe dans le but d'éliminer les impacts possibles du soulèvement de la fondation sur les conclusions de l'étude paramétrique. La modélisation de la fondation par le modèle ISS a fait l'objet d'une étude paramétrique à elle seule. Cette étude a été présentée à la section 4.3.

La première partie de cette étude paramétrique consiste à valider le nombre de points d'intégration à utiliser pour les éléments du modèle MR. La seconde partie s'intéresse plutôt à l'influence de la dimension des fibres de béton sur le comportement du mur de refend.

Le modèle a été soumis au même accélérogramme synthétique que celui utilisé pour l'étude paramétrique du modèle ISS. L'accélérogramme en question ainsi que son spectre d'accélération sont présentés à la figure 4.16. Les analyses ont été conduites en utilisant la méthode de Newmark pour l'intégration des équations de mouvements et les équations d'équilibre sont résolues avec la méthode de Newton.

4.4.2 Analyses et résultats

4.4.2.1 Influence du nombre de points d'intégration

La première partie de cette analyse paramétrique se concentre sur l'influence du nombre de points d'intégration sur le comportement du modèle MR. Cette influence est tout d'abord étudiée sur le comportement dynamique du modèle. Le tableau 4.14 montre les valeurs des modes de vibration de la structure en fonction du nombre de points d'intégration utilisés pour la modélisation des éléments du mur de refend.

Tableau 4.14: Influence du nombre de points d'intégration sur les modes de vibration

	Mode 1 (s)	Mode 2 (s)	Mode 3 (s)	Mode 4 (s)	Mode 5 (s)
2 Points d'intégration	4.026	0.698	0.278	0.162	0.112
3 Points d'intégration	4.022	0.694	0.276	0.160	0.110
4 Points d'intégration	4.022	0.694	0.276	0.160	0.110
5 Points d'intégration	4.022	0.694	0.276	0.160	0.110
6 Points d'intégration	4.022	0.694	0.276	0.160	0.110

L'influence du nombre de points d'intégration a ensuite été vérifiée sur les efforts et les déplacements du MR. Les figures et tableaux qui suivent montrent la variation des résultats obtenus.

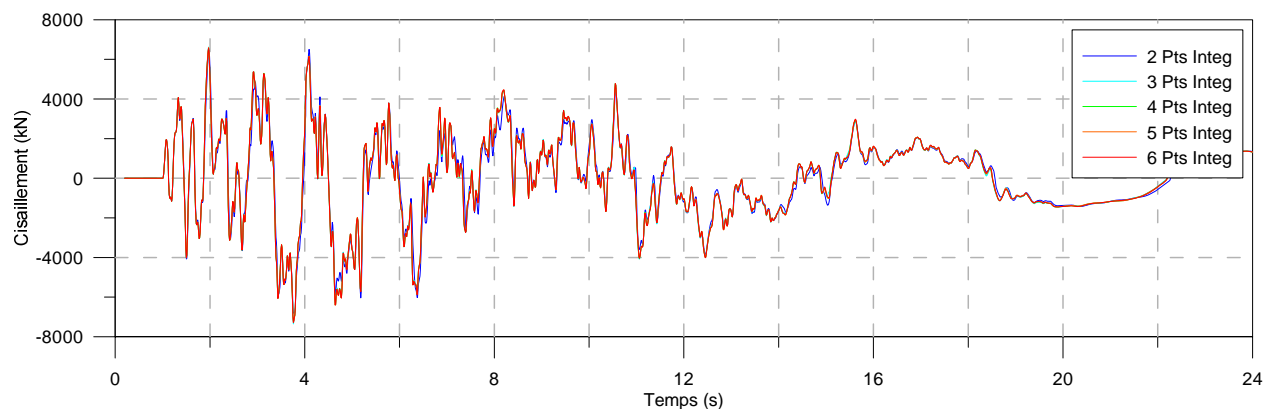


Figure 4.27: Cisaillement à la base dans le modèle MR

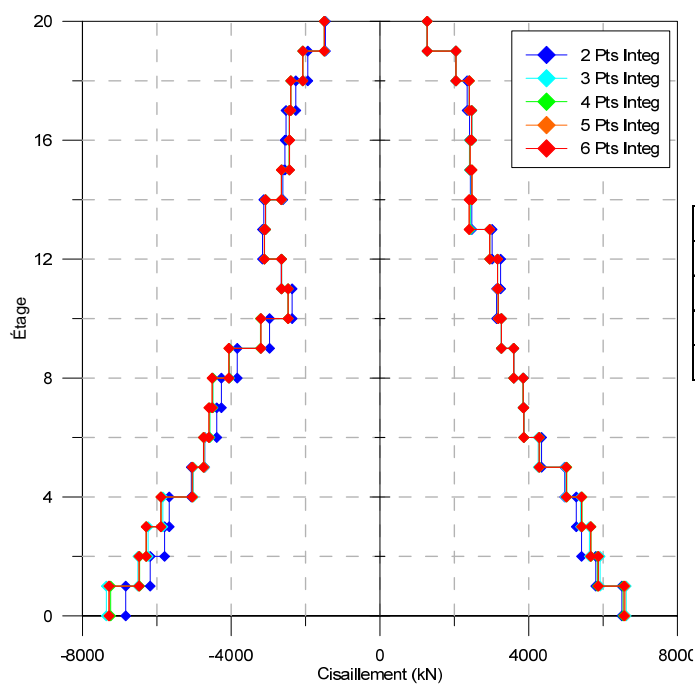


Figure 4.28: Cisaillement maximal pour chaque étage du modèle MR

Tableau 4.15: Cisaillement maximal à la base du modèle MR

	Cisaillement max (kN)	% d'écart
2 Points d'intégration	6505.27	0.91
3 Points d'intégration	6522.51	0.65
4 Points d'intégration	6540.78	0.37
5 Points d'intégration	6551.70	0.21
6 Points d'intégration	6565.23	

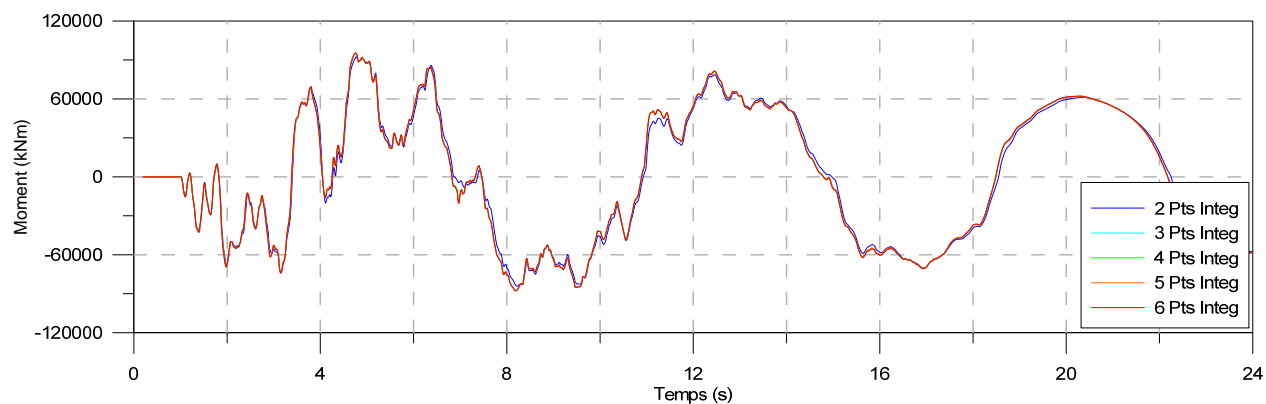


Figure 4.29: Moment de renversement à la base du modèle MR

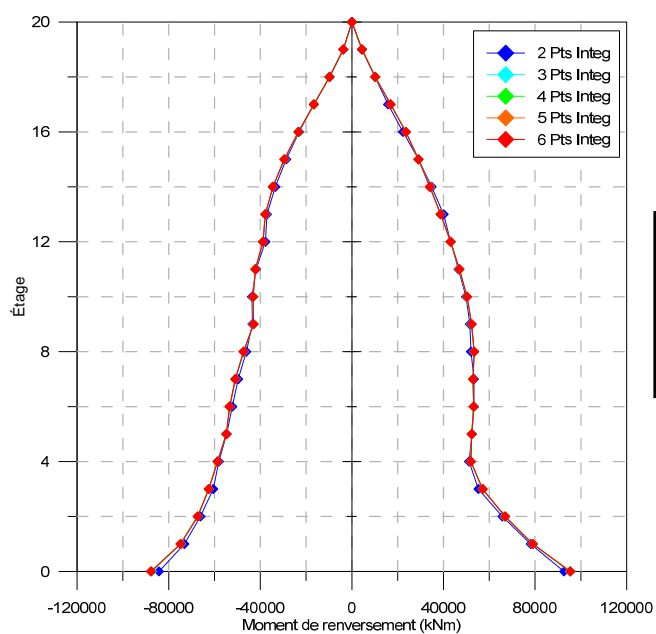


Figure 4.30: Moment maximal pour chaque étage du modèle MR

Tableau 4.16: Moment maximal à la base du modèle MR

	Moment max (kNm)	% d'écart
2 Points d'intégration	92625.10	2.93
3 Points d'intégration	95242.3	0.19
4 Points d'intégration	95250.60	0.18
5 Points d'intégration	95336.00	0.09
6 Points d'intégration	95423.20	

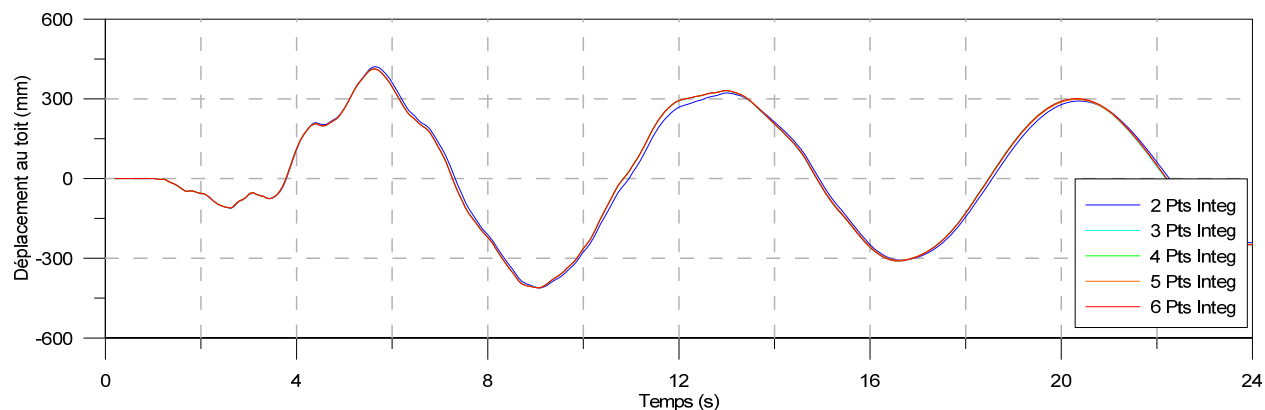


Figure 4.31: Déplacement horizontal au toit du modèle MR

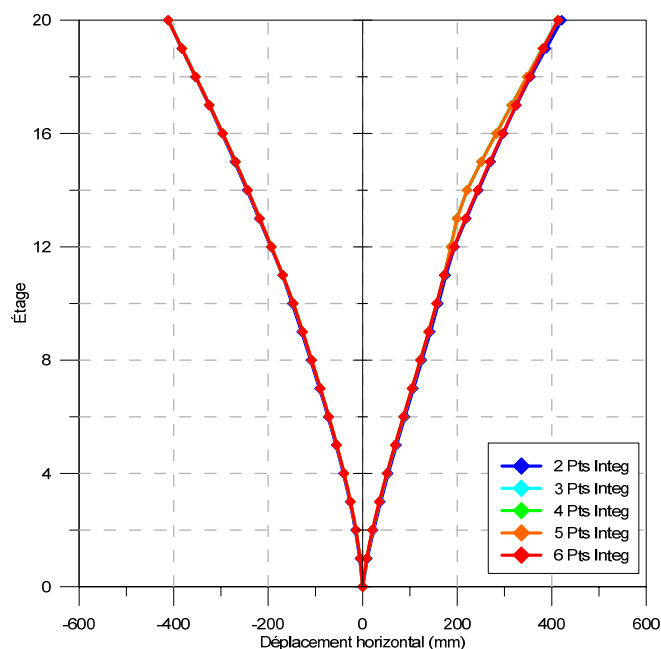


Figure 4.32: Déplacement horizontal maximal pour chaque étage du modèle MR

Tableau 4.17: Déplacement horizontal maximal au toit du modèle MR

	Déplacement max (mm)	% d'écart
2 Points d'intégration	421.14	1.89
3 Points d'intégration	412.92	0.10
4 Points d'intégration	413.18	0.04
5 Points d'intégration	413.33	0.00
6 Points d'intégration	413.34	

Suite aux résultats présentés aux figures précédentes, il a été convenu d'utiliser 3 points d'intégration par élément du mur de refend. De cette façon, la précision des résultats est entièrement satisfaisante et le temps de calcul des analyses est réduit le plus possible.

4.5 Conclusions

La première partie de ce chapitre a traité de la modélisation de l'interaction sol-structure. Le modèle ISS, présenté à la section 4.1, permet de représenter le comportement de la fondation et du sol sur lequel elle repose. Les points qui suivent résument les éléments importants de cette modélisation :

- la fondation est modélisée par des éléments *Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF)*. Les éléments poutre de la fondation reposent sur des ressorts auxquels le matériau *Qzsimple1* a été attribué;
- avec l'utilisation du matériau *QzSimple1*, les ressorts sont en mesure de représenter la non-linéarité correspondante au tassement du sol et la non-linéarité géométrique associée au soulèvement de la fondation;
- le modèle ISS est formé de trois zones, soit une centrale et deux extrêmes. Le choix du nombre de ressorts utilisés ainsi que la disposition de ceux-ci dans chacune des zones est fait avec le souci de représenter le plus efficacement possible le phénomène de bercement de la fondation;
- l'amortissement radial du sol a été modélisé par la valeur d'amortissement qui correspond au mode de basculement de la fondation;
- les éléments de poutres utilisés pour modéliser la fondation en béton ont un comportement linéaire élastique. Le modèle n'est donc pas en mesure de représenter la plastification possible de la fondation elle-même;
- il a été supposé que le sol ne présentait pas de capacité de succion. Cette hypothèse a été posée dans le but de favoriser le soulèvement de la fondation.

La modélisation du mur de refend par le modèle MR a ensuite été abordée. Une description en détail des lois de comportement des matériaux ainsi que de la modélisation des sections du mur de refend a été faite. Les points suivants ressortent de cette partie :

- Les éléments du mur de refend sont modélisés par des *Force Beam-Column*, tandis qu'une modélisation par éléments fibres est utilisée pour discrétiser les sections des éléments du mur;

- le comportement non-linéaire du mur de refend est pris en compte par les lois de comportement des matériaux utilisés, soit le *Concrete02* pour le béton et le *Steel02* pour l'acier d'armature;
- l'utilisation de la discrétisation de la section du mur de refend par des éléments fibres permet de modéliser le béton confiné et le béton non confiné;
- les fibres utilisées pour modéliser la section ont une largeur de 20 mm afin de pouvoir représenter le béton non-confiné utilisé pour le recouvrement des armatures;
- le cisaillement du modèle MR est décrit comme un comportement linéaire élastique.

Des études paramétriques ont ensuite été réalisées afin de valider certains paramètres de la modélisation. Les conclusions de ces études sont présentées aux points suivants :

- la configuration 4 sera utilisée pour modéliser le comportement de la fondation. Cette configuration utilise 45 ressorts, soit 15 dans chacune des trois zones;
- les éléments non-linéaires utilisés pour modéliser le mur de refend auront 3 points d'intégration. Les analyses ont montré que cette modélisation permettait d'obtenir un niveau de précision satisfaisant tout en réduisant de beaucoup le temps de calcul pour les analyses temporelles.

CHAPITRE 5 SÉLECTION ET CALIBRATION D'ACCÉLÉROGRAMMES

Le présent chapitre se concentre sur les étapes nécessaires à la sélection et à la calibration des accélérogrammes qui seront utilisés pour les analyses temporelles. Un bref résumé de la sismicité de la région concernée sera tout d'abord présenté à la section 5.1. La section 5.2 traitera ensuite de l'origine des accélérogrammes synthétiques. La méthode utilisée pour la sélection et la mise à l'échelle des accélérogrammes sera expliquée à la section 5.3. Les principales caractéristiques des accélérogrammes choisis sont résumées à la section 5.4.

5.1 Sismicité de la région de Montréal

5.1.1 Zone sismique

La région de Montréal est située au milieu de la plaque tectonique de l'Amérique du Nord. Cette partie de la plaque continentale est habituellement calme du point de vue de la sismicité. Toutefois, quelques endroits à l'intérieur de la plaque présentent une sismicité active. C'est le cas de la zone sismique de l'ouest du Québec montrée à la figure 5.1.

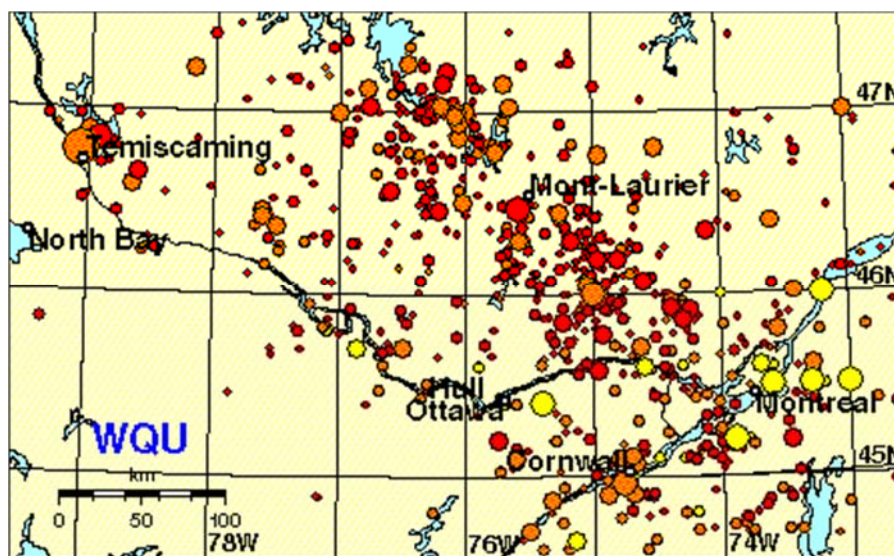


Figure 5.1: Zone sismique de l'ouest du Québec (Source : Ressources naturelles Canada)

La cause exacte de la sismicité de cette région demeure relativement inconnue. Adams et Basham (1989) expliquent que l'origine des séismes dans l'axe entre les municipalités de Mont-Laurier et

Montréal proviendrait d'un réseau de failles actives situé dans la vallée d'Ottawa. Pour ce qui est des séismes survenus à l'ouest de Montréal, l'explication de leur présence est encore à ce jour inconnu. Le tableau 5.1 montre quelques-uns des séismes les plus importants à être survenus dans cette zone.

Tableau 5.1: Sismicité historique de l'ouest du Québec

Localité	Année	Magnitude
Montréal	1732	6.0
	1816	5.5
	1897	5.5
Ottawa	1861	5.5
Temiscamingue	1935	6.2
Cornwall-Massena	1944	5.7
Mont-Laurier	1990	5.0

L'hypocentre des séismes de cette région se situe habituellement à une profondeur allant de 5 à 25 km. Étant donné la dureté de la roche présente dans le bouclier Canadien, les ondes sismiques sont peu atténuées et peuvent être ressenties à de très grandes distances de leur origine. C'est notamment le cas du séisme du Saguenay de 1988 qui a été ressentie jusque dans la région de Washington, D.C.

Une des particularités des séismes de l'est du Canada est leur contenu fréquentiel. Puisque ces séismes sont dominés par les hautes fréquences, ils sont plus dommageables pour les structures ayant de courtes périodes de vibrations. De plus, ce type de séismes amplifie davantage la contribution des modes supérieurs à la réponse dynamique de la structure.

5.1.2 Désagrégation de l'aléa sismique

Le *Code National du Bâtiment 2010* fourni aux utilisateurs les valeurs des accélérations spectrales à utiliser lors des analyses pseudos-dynamiques. Bazzurro et Cornell (1999) expliquent que ces valeurs moyennes d'accélérations spectrales découlent d'une analyse probabiliste de l'aléa sismique. Cette analyse probabiliste intègre l'ensemble des événements sismiques potentiels de la région afin d'estimer la valeur moyenne des accélérations spectrales d'un site donné.

Les données d'accélérations spectrales ne témoignent pas de la dispersion probabiliste des événements sismiques. C'est pourquoi il est nécessaire pour un concepteur voulant effectuer une analyse temporelle d'avoir recours à la désagrégation de l'aléa sismique. C'est cette désagrégation

qui permet l'identification du scénario sismique probable contribuant de façon significative à l'aléa sismique d'une localisation donnée. Le scénario sismique guide alors le concepteur dans la construction d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs du site et de la structure étudiés qu'il utilisera lors des analyses temporelles.

La désagrégation de l'aléa sismique est fournie par la Commission géologique du Canada. Elle est exprimée en fonction d'un niveau de risque cible (2% de dépassement en 50 ans) et d'une combinaison M-R (magnitude-rayon). Malheureusement, la désagrégation de l'aléa sismique n'est pas disponible pour des périodes de vibration supérieures à 2,0 secondes. Il a donc été supposé que la désagrégation pour une période de 2,0 secondes était valable pour un bâtiment ayant une période d'environ 5 secondes. La désagrégation en question est présentée à la figure 5.2.

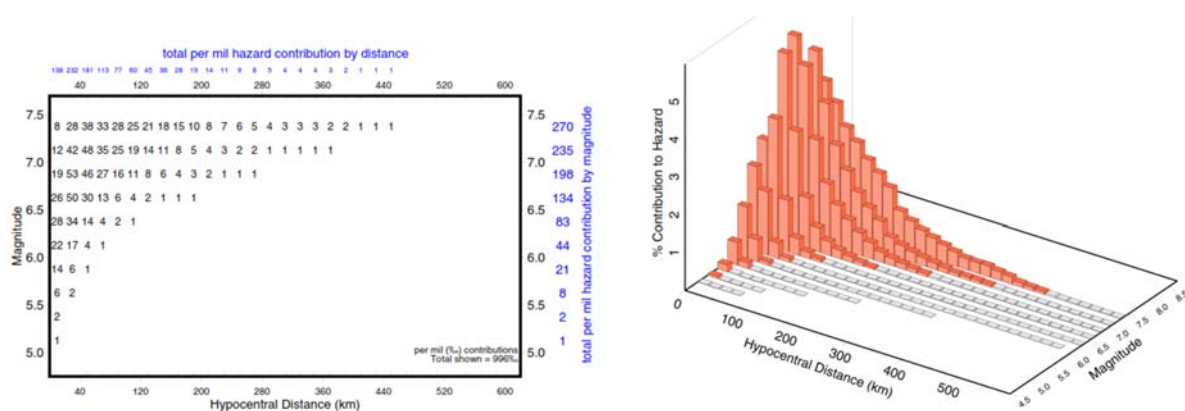


Figure 5.2: Désagrégation de l'aléa sismique pour la région de Montréal

Tableau 5.2: Résumé de la désagrégation de l'aléa sismique

Magnitude	Distance (km)	Nombre par millier
6.0 à 6.8	0 à 100	248
6.8 à 7.5	0 à 100	450
6.8 à 7.5	100 à 200	133

Les séismes qui contribuent majoritairement à l'aléa sismique de cette étude sont ceux ayant une magnitude de 6,0 à 6,8 (25%) et 6,8 à 7,5 (45%) avec une distance de moins de 100 km. Les accélérogrammes qui sont choisis et mis à l'échelle à la section 5.3 tiennent compte de cette

information et par le fait même de la désagrégation qui a été présenté à la figure 5.2 et au tableau 5.2.

5.2 Accélérogrammes synthétiques

Étant donné la faible occurrence des séismes de forte intensité dans la région de l'ouest du Québec, il est d'usage d'avoir recours à une base de données d'accélérogrammes synthétiques. Dans le cadre de cette étude, les séismes synthétiques utilisés proviennent de la base de données d'Atkinson (2009). Ces enregistrements sismiques sont produits de façon stochastique par une formulation mathématique permettant de simuler la source du séisme, comme par exemple la rupture d'une faille.

Pour un sol de classe C, la base de données d'Atkinson fourni quatre ensembles de 90 enregistrements sismiques. Les ensembles diffèrent au niveau de la magnitude et de la distance du séisme. Le détail des ensembles est présenté au tableau 5.3.

Tableau 5.3: Résumé des ensembles d'accélérogrammes synthétiques

Sol classe C		
Ensemble	Magnitude	Distance (km)
East_6C1	6.0	0 à 20
East_6C2	6.0	20 à 30
East_7C1	7.0	0 à 30
East_7C2	7.0	30 à 100

Une fois que tous les accélérogrammes sont extraits de la base de données, il faut procéder à la sélection et la mise à l'échelle des enregistrements. Ces deux procédures sont présentées à la section 5.3.

5.3 Sélection et mise à l'échelle des accélérogrammes

5.3.1 Description de la méthode utilisée

La méthode décrite dans l'article d'Atkinson (2009) a été utilisée pour la sélection et la mise à l'échelle des accélérogrammes synthétiques. Les étapes suivantes sont requises afin de sélectionner et de calibrer les enregistrements synthétiques au spectre de risque uniforme.

- 1) Définir le spectre de risque uniforme, pour l'emplacement étudié et pour les conditions de site, en accord avec le *CNBC 2010*.
- 2) Spécifier la plage de période sur laquelle le spectre de risque uniforme sera calibré.
- 3) Choisir un ensemble d'enregistrement approprié en fonction de la situation et de la plage de période d'intérêt.
- 4) Pour chaque enregistrement dans le groupe sélectionné, calculer le ratio $SA_{\text{target}}/SA_{\text{sim}}$ sur la plage de période d'intérêt.
- 5) Calculer la moyenne et l'écart type des ratios $SA_{\text{target}}/SA_{\text{sim}}$ sur la plage de période d'intérêt.
- 6) Choisir un nombre suffisant d'enregistrement en sélectionnant ceux qui présentent le plus petit écart type et une moyenne des ratios $SA_{\text{target}}/SA_{\text{sim}}$ qui se situe préférentiellement entre 0,5 et 2,0.
- 7) Pour chaque enregistrement sélectionné, calibrer chaque point des accélérogrammes en les multipliant par la moyenne des ratios $SA_{\text{target}}/SA_{\text{sim}}$.

L'idée derrière cette méthode de sélection et de mise à l'échelle est plutôt simple. En choisissant les enregistrements qui présentent les ratios $SA_{\text{target}}/SA_{\text{sim}}$ les plus petits sur la plage de période d'intérêt, on s'assure que leur forme spectrale ressemble le plus possible à celle du spectre de dimensionnement.

5.3.2 Application de la méthode de sélection et de mise à l'échelle

Le calcul des ratios $SA_{\text{target}}/SA_{\text{sim}}$ a été effectué sur une plage de période d'intérêt allant de 1,0 à 5,0 secondes. Cette plage correspond aux périodes de vibration de la structure qui entraîne plus de 90% de la masse sismique totale et ce dans les deux directions principales du bâtiment. En appliquant la méthode décrite dans l'article d'Atkinson, les enregistrements présentés au tableau 5.4 se qualifient pour la sélection, puisque l'écart type (σ) et la moyenne (\bar{x}) respectent les conditions de sélection énoncées à la section précédente.

Tableau 5.4: Accélérogrammes respectant l'indication sur le facteur d'échelle $SA_{\text{target}} / SA_{\text{sim}}$

East_6C1			East_7C1			East_7C2		
Numéro	σ	\bar{X}	Numéro	σ	\bar{X}	Numéro	σ	\bar{X}
1	0.93	1.50	6	0.10	0.53	1	0.27	1.06
2	0.64	1.12	16	0.19	0.69	2	0.39	1.24
3	0.91	1.99	17	0.26	0.71	3	0.33	1.17
7	1.05	1.52	18	0.14	0.62	4	0.50	1.97
8	0.77	1.73	20	0.36	0.77	5	0.48	1.38
9	0.68	1.75	21	0.30	0.96	6	0.38	1.30
15	0.33	1.08	26	0.29	0.51	7	0.41	1.32
16	0.76	1.48	27	0.37	0.84	8	0.61	1.50
20	0.75	1.35	28	0.22	0.66	9	0.24	1.07
30	0.74	1.54	29	0.13	0.50	10	0.29	1.63
34	0.57	1.48	31	0.23	0.81	12	0.57	1.85
37	1.10	1.86	32	0.21	0.89	14	0.64	1.54
			33	0.23	1.02	15	0.85	1.86
			34	0.19	0.95	20	0.64	1.75
			35	0.17	0.90	21	0.30	1.99
			36	0.16	0.72	22	0.54	1.62
			37	0.18	0.78	24	0.32	1.96
			38	0.19	0.71	27	0.47	1.58
			39	0.38	1.28	28	0.52	1.73
			40	0.21	0.89	29	0.44	1.68
			41	0.20	0.99	39	0.27	1.92
			42	0.16	0.56	41	0.51	1.89
						44	0.25	1.58

Sur les 180 enregistrements disponibles dans la base de données, 57 d'entre eux se qualifient pour les analyses temporelles, c'est-à-dire que leur facteur d'échelle (\bar{x}) se situe entre 0,5 et 2. Aucun des accélérogrammes provenant de l'ensemble *East_6C2* ne s'est qualifié puisque leur moyenne était trop grande. De ces 57 enregistrements, deux sous-ensembles de 10 accélérogrammes sont formés en respectant la désagrégation du risque présentée à la section 5.1.2. Les deux sous-ensembles d'accélérogrammes sont résumés aux sections 5.4.1 et 5.4.2.

5.4 Présentation des accélérogrammes sélectionnés

5.4.1 Sous-ensemble #1

Le sous-ensemble #1 est formé d'accélérogrammes provenant uniquement de l'ensemble *East_7C1*. Ces accélérogrammes présentent un écart type (σ) très faible sur les ratios $SA_{\text{target}}/SA_{\text{sim}}$. De plus, les facteurs d'échelle à appliquer sur les accélérogrammes sont sensiblement tous très près

de 1,0. Ceci montre que les spectres de ces accélérogrammes ressemblent naturellement au spectre de dimensionnement du *CNBC 2010*. Par contre, la désagrégation de l'aléa sismique a montré que les séismes du groupe *East_7C1* contribuaient pour environ 45% de l'aléa total. C'est donc dire que ce sous-ensemble est formé par des accélérogrammes ressemblant naturellement au spectre de dimensionnement mais qui n'est pas tout à fait représentatif de la désagrégation de l'aléa sismique. La figure 5.3 et le tableau 5.5 présentent les accélérogrammes du sous-ensemble #1.

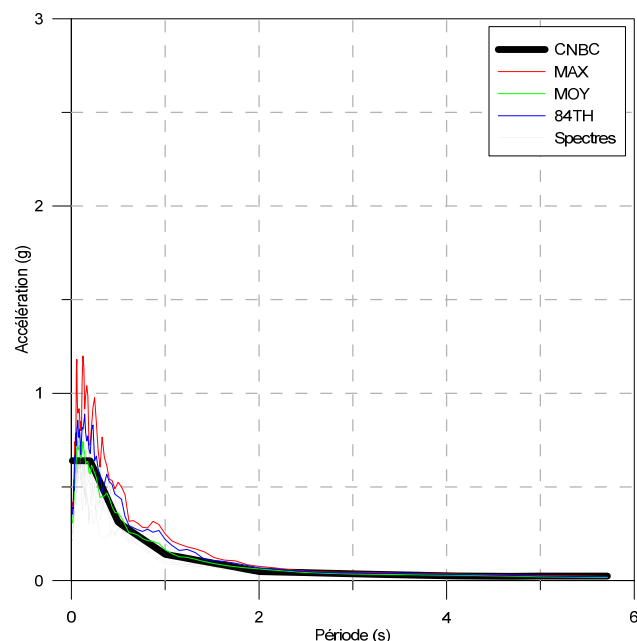


Tableau 5.5: Résumé des spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #1

Ensemble 1: East_7C1				
Numéro	σ	\bar{X}	Fdist (km)	Azimuth
31	0.23	0.81	25.80	256.50
32	0.21	0.89	25.80	256.50
33	0.23	1.02	25.80	256.50
34	0.19	0.95	25.20	142.00
35	0.17	0.90	25.20	142.00
36	0.16	0.72	25.20	142.00
37	0.18	0.78	25.70	203.20
38	0.19	0.71	25.70	203.20
40	0.21	0.89	25.60	276.50
41	0.20	0.99	25.60	276.50

Figure 5.3: Spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #1

5.4.2 Sous-ensemble #2

Le sous-ensemble #2 est formé par 5 accélérogrammes provenant de l'ensemble *East_6C1* et 5 accélérogrammes provenant de l'ensemble *East_7C1*. Contrairement au sous-ensemble #1, celui-ci est plus fidèle à la désagrégation de l'aléa sismique pour des périodes de vibration de 2 secondes. Toutefois, la forme spectrale des accélérogrammes de l'ensemble *East_6C1* ressemble moins à celle du spectre de dimensionnement du *CNBC 2010*. L'impact de cette différence se fait surtout sentir pour les périodes inférieures à 1,0 secondes, où la valeur de l'accélération spectrale est multipliée par des facteurs d'échelle qui approchent de 1,5. La figure 5.4 et le tableau 5.6 présentent les caractéristiques des accélérogrammes du sous-ensemble #2.

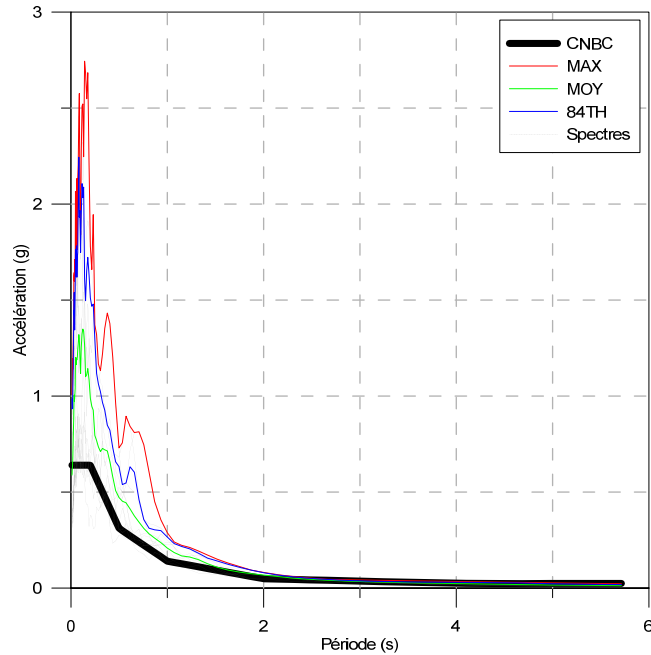


Figure 5.4: Spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #2

Tableau 5.6: Résumé des spectres des accélérogrammes du sous-ensemble #2

Ensemble 2.1: East_6C1				
Numéro	σ	\bar{X}	Fdist (km)	Azimuth
2	0.64	1.12	12.80	114.90
15	0.33	1.08	10.70	315.30
16	0.76	1.48	13.60	67.30
20	0.75	1.35	14.40	131.80
34	0.57	1.48	16.60	95.10

Ensemble 2.2: East_7C1				
Numéro	σ	\bar{X}	Fdist (km)	Azimuth
32	0.21	0.89	25.80	256.50
33	0.23	1.02	25.80	256.50
34	0.19	0.95	25.20	142.00
35	0.17	0.90	25.20	142.00
41	0.20	0.99	25.60	276.50

5.5 Conclusion

Le présent chapitre a permis de traiter de plusieurs points importants concernant les accélérogrammes. Il a notamment été question de la sismicité de la région de Montréal, des accélérogrammes qui ont été employés pour les analyses temporelles et de la méthode utilisée pour la sélection et la mise à l'échelle des enregistrements sismiques.

L'étude de la désagrégation de l'aléa sismique a montré que le risque était majoritairement influencé par les séismes avec une magnitude qui se situe entre 6,0 et 7,5. Il a aussi été montré que c'est majoritairement les séismes qui se produisent à moins de 30 km de la structure étudiée qui contribuent à l'aléa sismique.

La méthode utilisée pour la sélection et la mise à l'échelle des accélérogrammes synthétiques a ensuite été présentée. Il s'agit de la méthode décrite par Atkinson (2009). Cette technique suggère qu'il est préférable de choisir les accélérogrammes qui présentent une forme spectrale semblable à celle du spectre de dimensionnement du *CNBC 2010*, et ce, sur une plage de périodes préalablement

sélectionnée. Dans le cas qui nous intéresse, cette plage s'étend de 1,0 à 5,0 secondes dans le but de couvrir les périodes des modes de vibration d'intérêts.

Deux sous-ensembles contenant 10 accélérogrammes synthétiques chacun ont ensuite été formés. Le sous-ensemble #1 est composé d'accélérogrammes synthétiques ayant une magnitude de 7,0 et une distance hypocentrale de moins de 30 km. Les accélérogrammes de ce sous-ensemble ont une forme spectrale très similaire à celle du spectre de dimensionnement. Par contre, ce sous-ensemble n'est pas très représentatif de la désagrégation du risque. Le deuxième sous-ensemble est formé de 5 accélérogrammes ayant une magnitude de 6,0 et 5 accélérogrammes ayant une magnitude de 7,0. Ces 10 accélérogrammes ont une distance hypocentrale inférieure à 30 km. Bien qu'il soit plus représentatif du risque, ce sous-ensemble contient des accélérogrammes ayant une forme spectrale qui concorde moins bien avec le spectre de dimensionnement. Étant donné les formes spectrales montrées à la figure 5.4, il est fort à parier que la contribution des modes supérieurs pour le sous-ensemble #2 sera artificiellement amplifiée en raison de la méthode de sélection et de mise à l'échelle des accélérogrammes. Il sera donc intéressant de constater l'influence du sous-ensemble utilisé sur les résultats des analyses temporelles qui seront présentées au chapitre 6.

CHAPITRE 6 ANALYSES ET RÉSULTATS

Ce chapitre est consacré à l'analyse et à la présentation des résultats obtenus. Le modèle analytique présenté au chapitre 4 a été soumis à des analyses temporelles 2D non-linéaires en utilisant les accélérogrammes sélectionnés au chapitre 5. La première partie de ce chapitre décrit des analyses effectuées et des paramètres de réponses analysés.

L'analyse des résultats est ensuite divisée en deux sous-sections. La première traite de l'influence du bercement sur le comportement sismique de la fondation. Les déplacements de la fondation ainsi que la pression relative dans le sol sont analysés en détails. La deuxième partie de l'analyse se concentre sur l'influence du bercement de la fondation sur le comportement sismique du mur de refend. L'analyse porte notamment sur les efforts de cisaillement et de flexion imposés au mur de refend. Les déplacements horizontaux et la demande en ductilité du mur de refend y sont aussi vérifiés.

L'influence de la méthode de sélection et de la calibration des accélérogrammes est ensuite abordée. Les indicateurs d'influence sur les paramètres de la réponse sismique sont présentés afin d'en identifier les effets sur le comportement sismique du modèle analytique. De la même façon, l'influence du sol sous la fondation est aussi critiquée.

Par la suite, le processus d'amorcement du bercement de la fondation est investigué. Le niveau de sollicitations sismiques qui engendrent le bercement de la fondation est déterminé en comparant l'évolution de l'effort de flexion à la base du mur de refend avec les déplacements verticaux de la fondation.

La dernière section de ce chapitre se penche sur l'influence du bercement des fondations sur les modes supérieurs de vibration du bâtiment. Différents paramètres caractéristiques de la présence des modes supérieurs dans la réponse sismique du mur de refend sont analysés afin d'identifier si le bercement des fondations parvient à modifier l'impact des modes supérieurs sur la réponse du modèle.

6.1 Description des analyses

6.1.1 Scénarios étudiés

Le modèle du mur de refend et de sa fondation, qui est présenté aux sections 4.1 et 4.2, a été soumis à des analyses temporelles non-linéaires 2D, tel que recommandé par Le Bec (2009). La figure 6.1 illustre l'ensemble des analyses qui ont été effectuées à l'aide du logiciel *OpenSees*® présenté à la section 2.5.

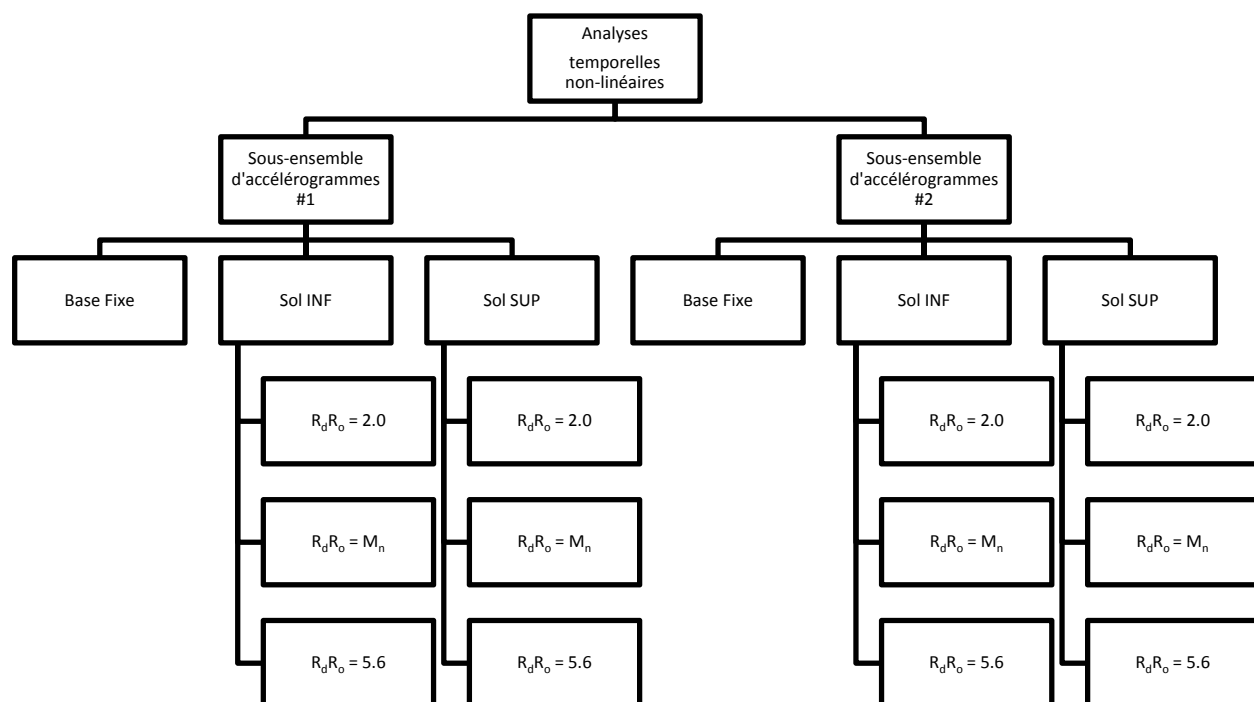


Figure 6.1: Schématisation des analyses temporelles non-linéaires

Tel que montré à la figure 6.1, le modèle a été soumis aux deux sous-ensembles d'accélérogrammes présentés aux sections 5.4.1 et 5.4.2. Chaque sous-ensemble comprend dix accélérogrammes sélectionnés et mis à l'échelle pour la région de Montréal. Les analyses ont aussi été effectuées pour sept fondations différentes, soit une fondation à base fixe, trois fondations flexibles pour le sol INF et trois fondations flexibles pour le sol SUP. Ces fondations ont été dimensionnées pour des efforts divisés par un facteur de réduction des efforts sismiques de 2,0, un facteur de réduction des efforts sismiques correspondant à la résistance nominale en flexion du mur de refend (M_n) et un facteur de réduction des efforts sismiques de 5,6. Les caractéristiques des fondations flexibles

pour le sol INF et le sol SUP sont présentées à la section 3.4.2. Au total, 140 analyses temporelles non-linéaires 2D ont donc été effectuées.

6.1.2 Paramètres de réponse enregistrés

Lors des analyses dynamiques non-linéaires, les valeurs des paramètres de réponse ont été enregistrées à chaque millièmme de seconde pour l'ensemble des analyses. La figure 6.2 montre les paramètres de réponses en question.

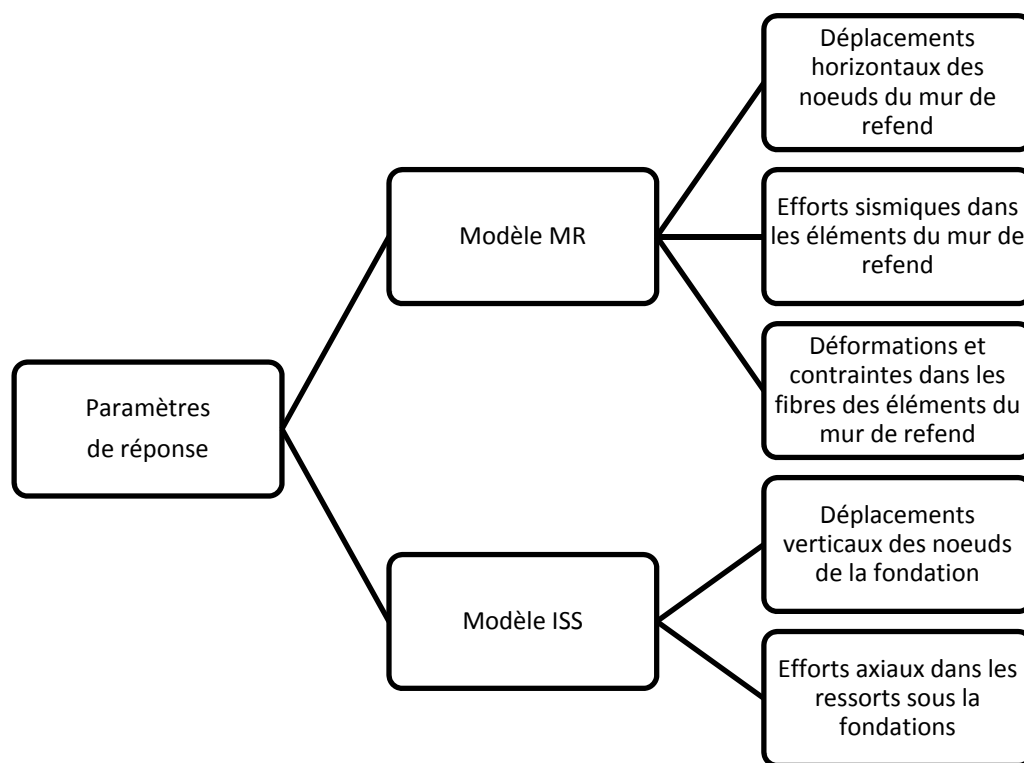


Figure 6.2: Paramètres de réponse enregistrés lors des analyses dynamiques non-linéaires

Les figures présentées aux sections 6.2 à 6.4 montrent les valeurs maximales, moyennes et du 84^e centile des paramètres de réponse de façon à illustrer convenablement la réponse possible du système soumis à des efforts représentatifs de l'aléa sismique de la zone dans laquelle il se trouve.

6.2 Analyses temporelles 2D non-linéaires

6.2.1 Comportement sismique de la fondation et du sol sous la fondation

6.2.1.1 Étude des périodes de vibration

La flexibilité ajoutée au modèle par la présence de la fondation sur ressorts modifie le comportement dynamique de la structure. En ce sens, la première étape de l'analyse est de vérifier l'influence des différentes configurations de la fondation sur les périodes de vibration du mur de refend.

6.2.1.1.1 Résultats des analyses

Pour les deux types de sol à l'étude, soit le sol INF et le sol SUP, les tableaux 6.1 et 6.2 résument les résultats obtenus des analyses modales pour les trois premières périodes de chacune des configurations de la fondation.

Tableau 6.1: Influence de la fondation utilisée sur les périodes de vibration du modèle pour le sol de type INF

	Mode #1 (s)	$T_{1_{flex}} / T_{1_{fixe}}$	Mode #2 (s)	$T_{2_{flex}} / T_{2_{fixe}}$	Mode #3 (s)	$T_{3_{flex}} / T_{3_{fixe}}$
Base Fixe	4.025		0.697		0.277	
$R_d R_o = 2.0$	4.233	1.05	0.723	1.04	0.284	1.03
$R_d R_o = M_n$	4.528	1.12	0.754	1.08	0.291	1.05
$R_d R_o = 5.6$	4.635	1.15	0.763	1.09	0.293	1.06

Tableau 6.2: Influence de la fondation utilisée sur les périodes de vibration du modèle pour le sol de type SUP

	Mode #1 (s)	$T_{1_{flex}} / T_{1_{fixe}}$	Mode #2 (s)	$T_{2_{flex}} / T_{2_{fixe}}$	Mode #3 (s)	$T_{3_{flex}} / T_{3_{fixe}}$
Base Fixe	4.025		0.697		0.277	
$R_d R_o = 2.0$	4.106	1.02	0.708	1.02	0.280	1.01
$R_d R_o = M_n$	4.269	1.06	0.727	1.04	0.285	1.03
$R_d R_o = 5.6$	4.340	1.08	0.735	1.05	0.287	1.04

6.2.1.1.2 Résumé des analyses

Les résultats présentés aux tableaux 6.1 et 6.2 montrent que plus la fondation est compacte et flexible, plus les périodes de vibration allongent. L'allongement relatif des périodes de vibration (T_{flex}/T_{fixe}) affecte les trois premiers modes de vibration, mais il est plus significatif pour le premier mode que pour les deux autres.

Tel que présenté à la section 3.4.2, le sol de type INF, qui correspond à la limite inférieure de la classe de sol C, est plus flexible que le sol de type SUP qui correspond à la limite supérieure de la classe de sol C. L'allongement relatif des périodes de vibration (T_{flex}/T_{fixe}) est deux fois plus important pour le sol INF que pour le sol SUP, passant de 8% à 15% dans le cas du premier mode de vibration pour le sol INF et pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$.

L'allongement des périodes de vibration aura un impact plutôt faible sur les efforts dans le mur de refend. Malgré un allongement de 15% dans certains cas, la valeur des accélérations spectrales est sensiblement la même pour des périodes avoisinant les 4 secondes, tel que présenté à la figure 6.3.

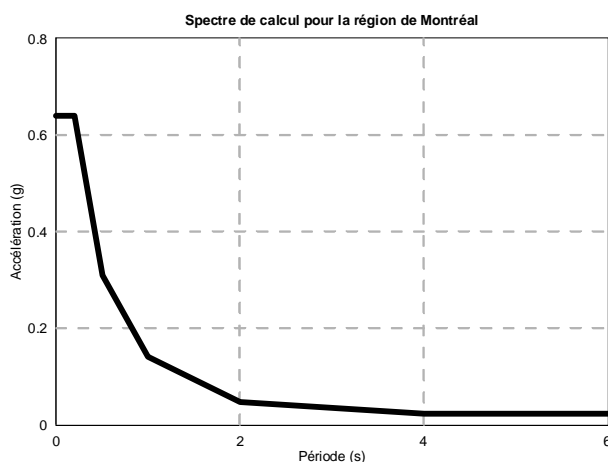


Figure 6.3: Spectre de calcul pour la région de Montréal et pour un sol de type C

6.2.1.2 Étude des déplacements verticaux de la fondation

Lorsque le bercement de la fondation s'enclenche, une des extrémités de la fondation se soulève alors que l'extrémité opposée s'enfonce dans le sol. La figure 6.4 montre le mouvement cyclique du soulèvement et d'enfoncement de la fondation. L'étude des déplacements verticaux de la fondation permet de valider que le bercement n'engendrera pas de tassements excessifs dans le sol

sous la fondation. Elle permet aussi de s'assurer que la stabilité et l'intégralité de la structure demeurent à un niveau acceptable malgré le soulèvement de la fondation.

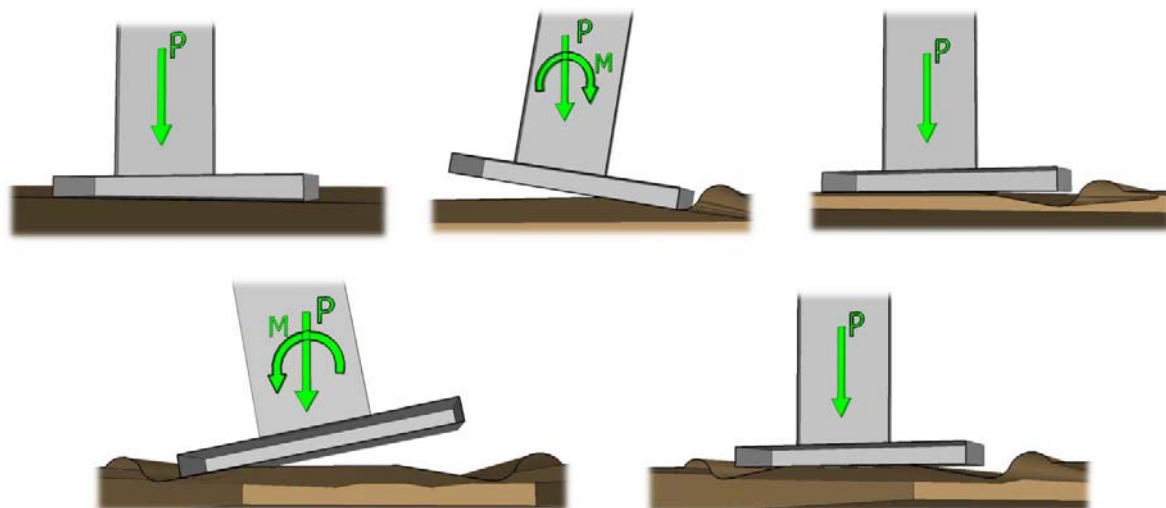


Figure 6.4: Illustration du mouvement cyclique de soulèvement et de l'enfoncement de la fondation superficielle

6.2.1.2.1 Résultats des analyses

Les figures 6.5 à 6.8 montrent les déplacements verticaux pour les différentes fondations en fonction du type de sol et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisés. Les tableaux 6.3 à 6.6 résument les déplacements verticaux des extrémités arrière et avant de la fondation. Puisqu'elle ne peut se déplacer, les résultats pour la fondation fixe ne sont pas présentés dans cette sous-section.

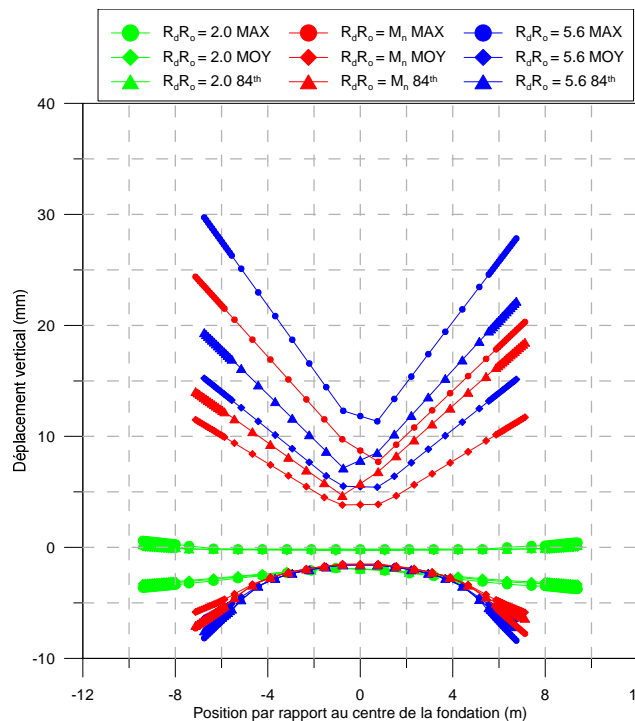


Figure 6.5: Déplacement vertical de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

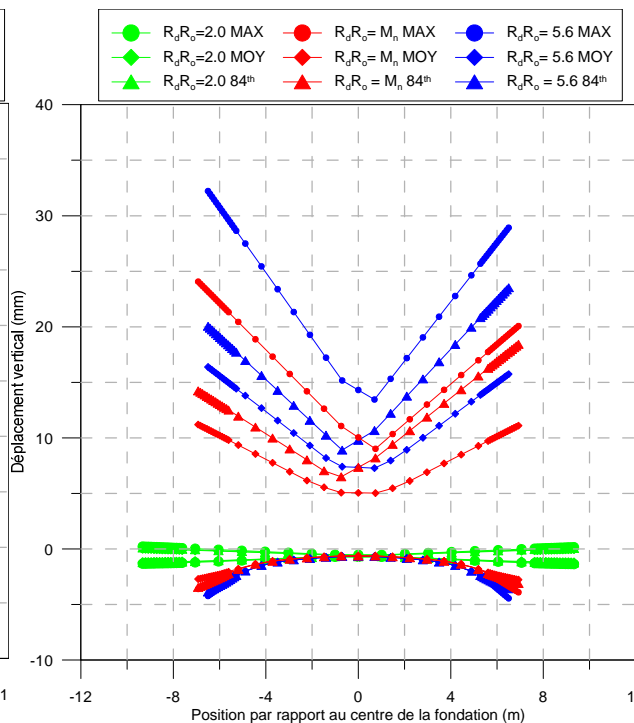


Figure 6.6: Déplacement vertical de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.3: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Gauche						Droite					
	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$
$R_d/R_0 = 2.0$	0.6	0.1	0.2	-3.6	-3.3	-3.4	0.4	0.1	0.2	-3.8	-3.3	-3.5
$R_d/R_0 = M_n$	24.4	11.5	14.0	-7.3	-5.8	-7.0	20.3	11.7	18.5	-7.8	-5.9	-6.4
$R_d/R_0 = 5.6$	29.7	15.2	19.3	-8.2	-6.4	-7.5	27.8	15.1	22.2	-8.4	-6.5	-7.1

Tableau 6.4: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Gauche						Droite					
	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$	$d_{v,max}$	$d_{v,moy}$	$d_{v,84th}$
$R_d/R_0 = 2.0$	0.2	0.0	0.1	-1.3	-1.2	-1.2	0.2	0.0	0.0	-1.4	-1.2	-1.3
$R_d/R_0 = M_n$	24.1	11.2	14.2	-3.6	-2.7	-3.5	20.1	11.1	18.4	-3.9	-2.8	-3.1
$R_d/R_0 = 5.6$	32.2	16.4	20.0	-4.2	-3.2	-3.9	28.9	15.7	23.5	-4.4	-3.3	-3.6

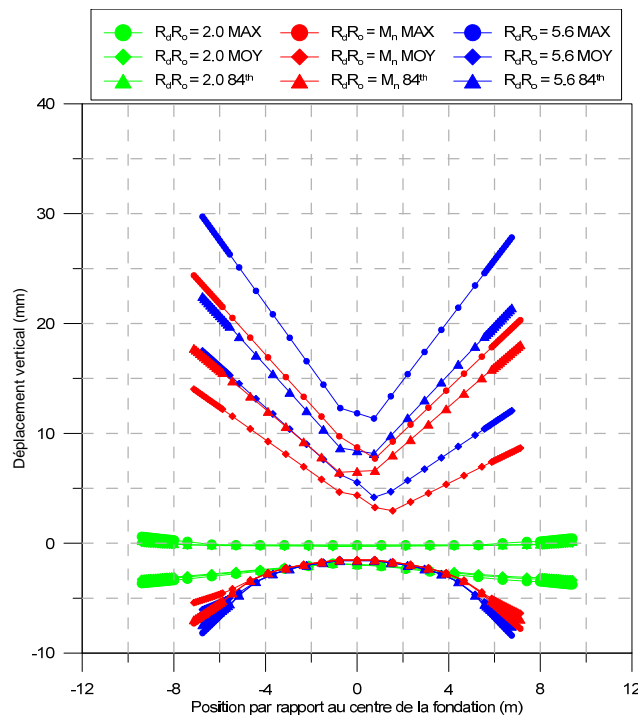


Figure 6.7: Déplacement vertical de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

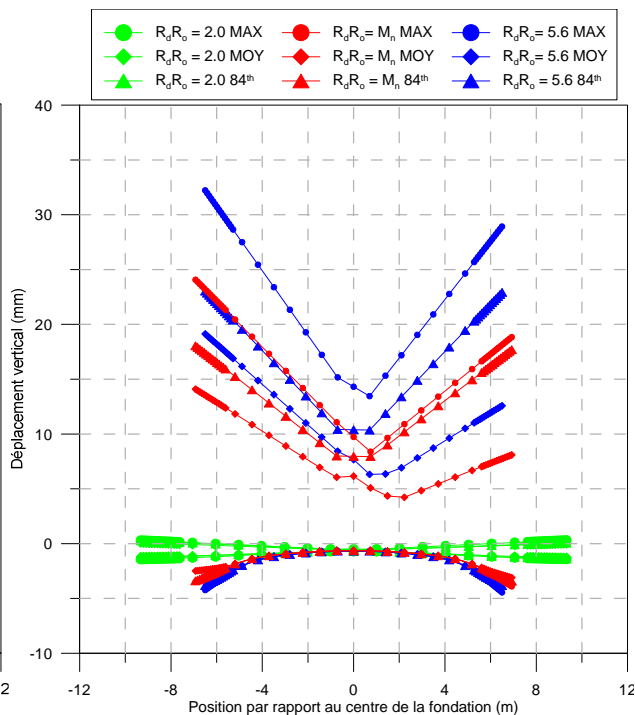


Figure 6.8: Déplacement vertical de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.5: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Gauche						Droite					
	d_v max	d_v moy	d_v 84th	d_v max	d_v moy	d_v 84th	d_v max	d_v moy	d_v 84th	d_v max	d_v moy	d_v 84th
$R_d R_0 = 2.0$	0.75	0.22	0.61	-3.83	-3.32	-3.42	0.70	0.05	0.16	-3.86	-3.47	-3.76
$R_d R_0 = M_n$	24.38	14.02	17.74	-7.29	-5.41	-6.97	20.31	8.66	18.06	-7.77	-6.38	-6.92
$R_d R_0 = 5.6$	29.72	17.50	22.45	-8.17	-6.04	-7.43	27.83	12.06	21.42	-8.39	-6.89	-7.55

Tableau 6.6: Déplacements verticaux des extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Gauche						Droite					
	d_v max	d_v moy	d_v 84th	d_v max	d_v moy	d_v 84th	d_v max	d_v moy	d_v 84th	d_v max	d_v moy	d_v 84th
$R_d R_0 = 2.0$	0.30	0.08	0.25	-1.43	-1.21	-1.25	0.31	0.00	0.05	-1.42	-1.27	-1.39
$R_d R_0 = M_n$	24.07	14.09	18.04	-3.50	-2.49	-3.40	18.84	8.09	17.70	-3.91	-3.10	-3.43
$R_d R_0 = 5.6$	32.22	19.12	23.03	-4.24	-2.95	-3.83	28.92	12.57	22.92	-4.45	-3.52	-3.84

6.2.1.2.2 *Résumé des analyses*

L'étude des déplacements verticaux de la fondation mène aux conclusions suivantes :

- Pour une fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 2,0$, la fondation se comporte comme une fondation fixe et aucun soulèvement n'est identifiable. Le seul tassement qui se produit lors des analyses est celui qui correspond à l'application de la charge morte sur le mur de refend. Ce tassement se produit au début de l'analyse et est similaire pour toutes les fondations en fonction du type de sol utilisé.
- Pour une fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o$ qui correspond à M_n , le soulèvement des extrémités de la fondation peut atteindre jusqu'à environ 27 mm. Lorsque ce soulèvement se produit, l'extrémité opposée de la fondation s'enfonce d'environ 8 mm, soit 5 mm de plus que la position initiale.
- Pour une fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$, le soulèvement des extrémités de la fondation peut atteindre jusqu'à environ 30 mm. Lorsque ce soulèvement se produit, l'extrémité opposée de la fondation s'enfonce d'environ 9 mm, soit 6 mm de plus que la position initiale.

Puisqu'il s'agit de déplacements verticaux de faible envergure, les conséquences de ces déplacements sur l'intégrité structurale de la fondation et du sol sur lequel elle repose ne sont pas critiques.

6.2.1.3 **Étude de la pression dans le sol sous la fondation**

Le tassement engendré par le mouvement de bercement crée une contrainte additionnelle dans le sol sous la fondation. Malgré cette augmentation de contrainte, le comportement structural du sol doit demeurer convenable. La valeur de pression relative sous la fondation correspondant à la limite élastique du sol est établie de façon réaliste à 70% de la capacité portante ultime (Q_{ult}). Au-delà de cette valeur, le comportement du sol n'est plus considéré comme élastique.

6.2.1.3.1 *Résultats des analyses*

Les niveaux de pression relative atteints sous la fondation sont illustrés aux figures 6.9 à 6.12, tandis que les tableaux 6.7 à 6.10 montrent les valeurs maximales de pression aux extrémités des fondations.

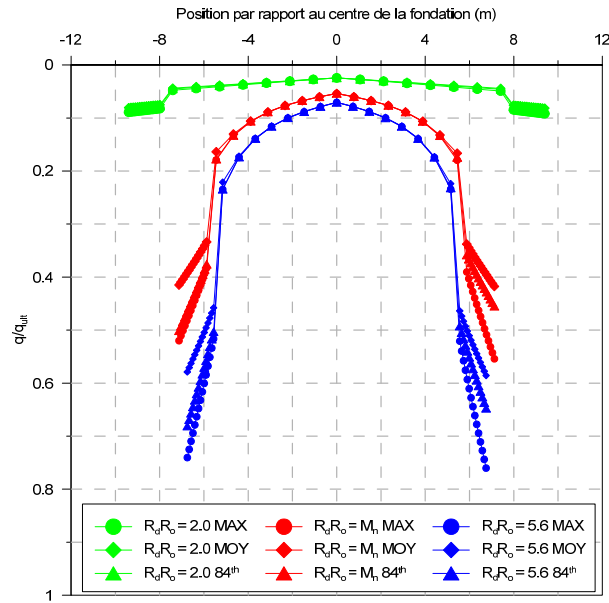


Figure 6.9: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

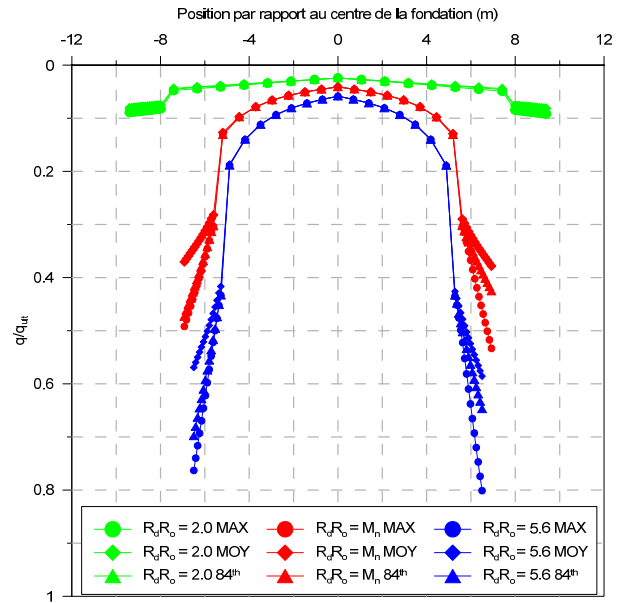


Figure 6.10: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.7: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Gauche			Droite		
	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} 84th$	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} 84th$
$R_d R_o = 2.0$	9%	8%	8%	9%	8%	8%
$R_d R_o = M_n$	52%	41%	50%	55%	42%	46%
$R_d R_o = 5.6$	74%	58%	68%	76%	59%	65%

Tableau 6.8: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Gauche			Droite		
	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} 84th$	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} 84th$
$R_d R_o = 2.0$	6%	6%	6%	6%	6%	6%
$R_d R_o = M_n$	49%	37%	47%	53%	38%	43%
$R_d R_o = 5.6$	76%	57%	70%	80%	59%	65%

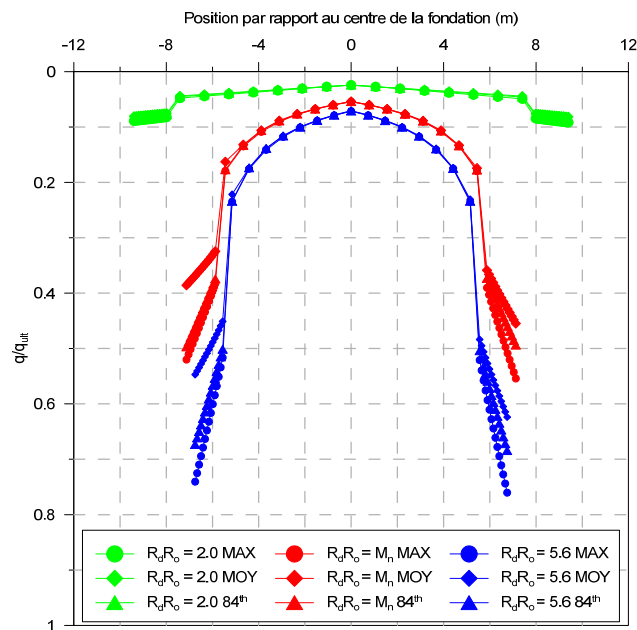


Figure 6.11: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

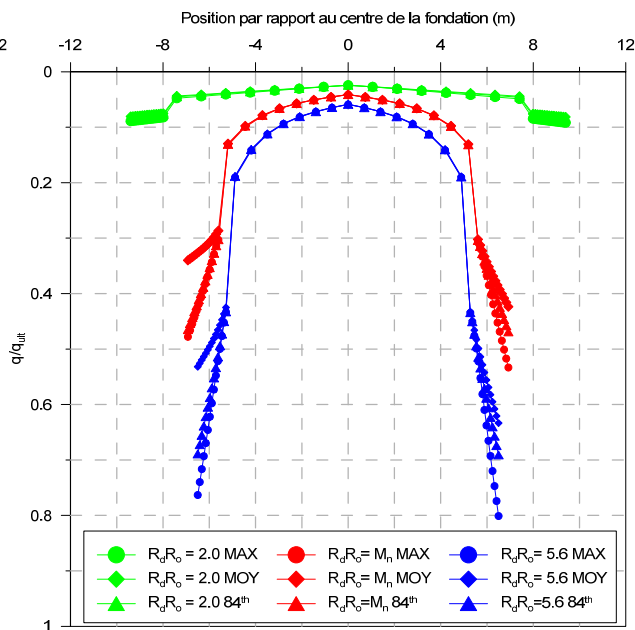


Figure 6.12: Pression relative dans le sol sous la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.9: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Gauche			Droite		
	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} \text{ 84th}$	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} \text{ 84th}$
$R_d R_o = 2.0$	9%	8%	8%	7%	6%	6%
$R_d R_o = M_n$	52%	39%	50%	48%	34%	46%
$R_d R_o = 5.6$	74%	55%	67%	76%	53%	69%

Tableau 6.10: Pression relative aux extrémités de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Gauche			Droite		
	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} \text{ 84th}$	$q/q_{ult} \text{ max}$	$q/q_{ult} \text{ moy}$	$q/q_{ult} \text{ 84th}$
$R_d R_o = 2.0$	9%	8%	9%	7%	6%	6%
$R_d R_o = M_n$	55%	45%	49%	53%	42%	47%
$R_d R_o = 5.6$	76%	62%	68%	80%	63%	69%

6.2.1.3.2 Résumé des analyses

Les résultats présentés dans cette section se résument de la façon suivante :

- Pour l'ensemble des analyses effectuées concernant la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 2.0$, pratiquement aucune variation de pression dans le sol n'est perceptible. Ceci confirme que cette fondation se comporte comme une fondation fixe.
- Pour l'ensemble des analyses effectuées concernant la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$, la valeur maximale de la pression relative sous la fondation est d'environ 55%. Le comportement du sol sous la fondation demeure alors élastique.
- Pour l'ensemble des analyses effectuées concernant la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$, la valeur maximale de la pression relative sous la fondation dépasse 80%. La limite élastique du sol est surpassée de façon très locale aux extrémités de la fondation. Il est donc possible que le sol subisse localement un tassement significatif à ces endroits, tel que montré à la section 6.2.1.2. Toutefois, la stabilité globale de la fondation n'est pas compromise.

6.2.2 Comportement sismique du mur de refend

6.2.2.1 Étude des efforts de cisaillement dans le mur de refend

La philosophie du dimensionnement par capacité vise à permettre la dissipation des efforts sismiques par la formation d'une rotule plastique en flexion à la base du mur de refend. Afin d'éviter une rupture fragile, le mur de refend doit toutefois conserver un comportement élastique en cisaillement. Cette section s'intéresse aux efforts de cisaillement dans le mur de refend et à l'impact du bercement de la fondation sur ceux-ci.

6.2.2.1.1 Résultats des analyses

Les figures 6.13 à 6.20 montrent les ratios du cisaillement dans le mur de refend (V) par rapport au cisaillement de dimensionnement (V_{design}) et par rapport à la résistance en cisaillement ($V_{\text{résistant}}$). Le cisaillement à la base du mur de refend pour les différentes fondations utilisées est présenté aux tableaux 6.11 à 6.14. Les ratios exprimés en pourcentage sont calculés par rapport au cisaillement pour la base fixe.

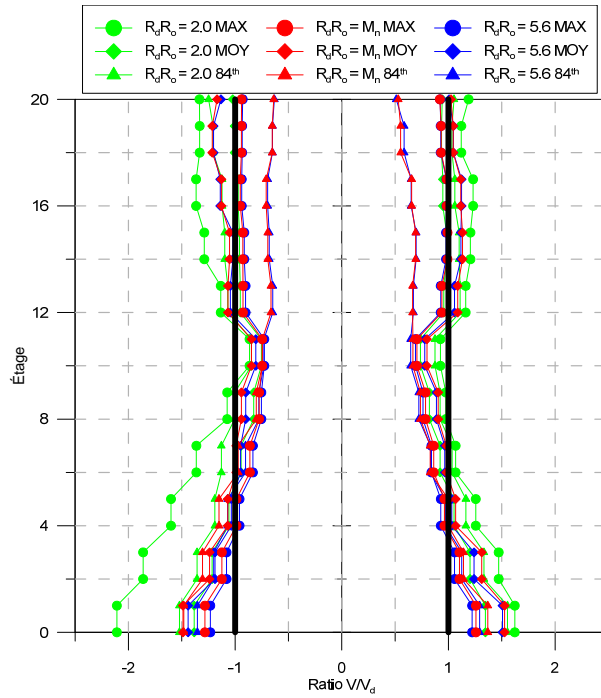


Figure 6.13: Ratio V/V_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

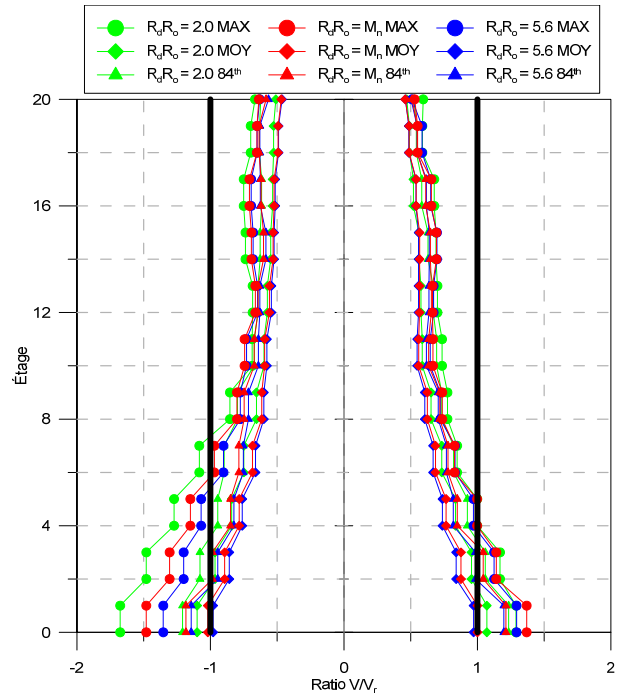


Figure 6.14: Ratio $V/V_{\text{résistance}}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.11: Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	V_{max} (kN)		V_{moy} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	-11415		-7783		-8676	
$R_d R_o = 2.0$	-11673	102%	-7661	98%	-8420	97%
$R_d R_o = M_n$	-10312	90%	-7105	91%	-8241	95%
$R_d R_o = 5.6$	-9426	83%	-6823	88%	-7972	92%

	V_{max} (kN)		V_{moy} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	9654		7790		8742	
$R_d R_o = 2.0$	8979	93%	7454	96%	8598	98%
$R_d R_o = M_n$	9534	99%	6963	89%	8453	97%
$R_d R_o = 5.6$	9007	93%	6767	87%	8345	95%

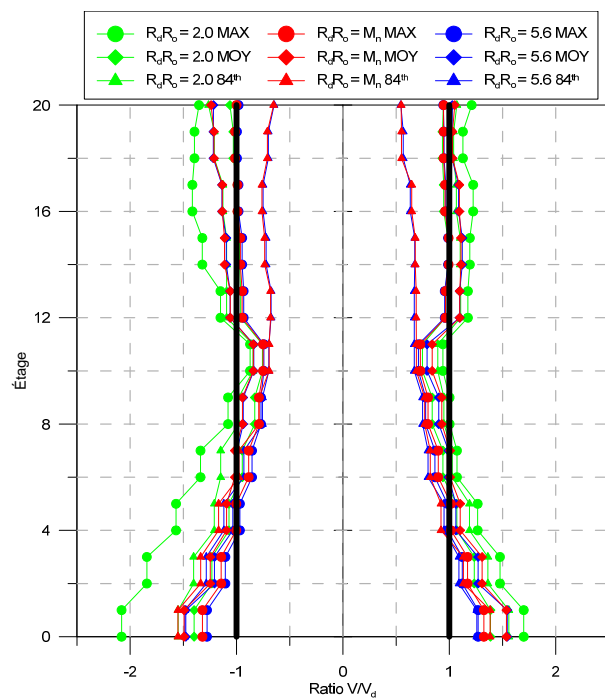


Figure 6.15: Ratio V/V_{design} pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

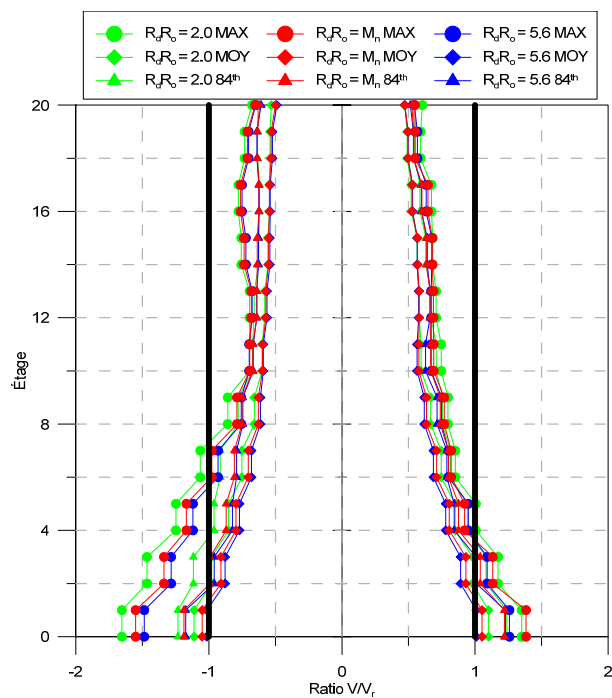


Figure 6.16: Ratio $V/V_{\text{résistance}}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.12: Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	V_{max} (kN)		V_{moy} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	-11415		-7783		-8676	
$R_d R_o = 2.0$	-11518	101%	-7740	99%	-8575	99%
$R_d R_o = M_n$	-10797	95%	-7312	94%	-8266	95%
$R_d R_o = 5.6$	-10347	91%	-7074	91%	-8180	94%

	V_{max} (kN)		V_{moy} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	9654		7790		8742	
$R_d R_o = 2.0$	9404	97%	7674	99%	8629	99%
$R_d R_o = M_n$	9634	100%	7332	94%	8504	97%
$R_d R_o = 5.6$	8764	91%	7031	90%	8549	98%

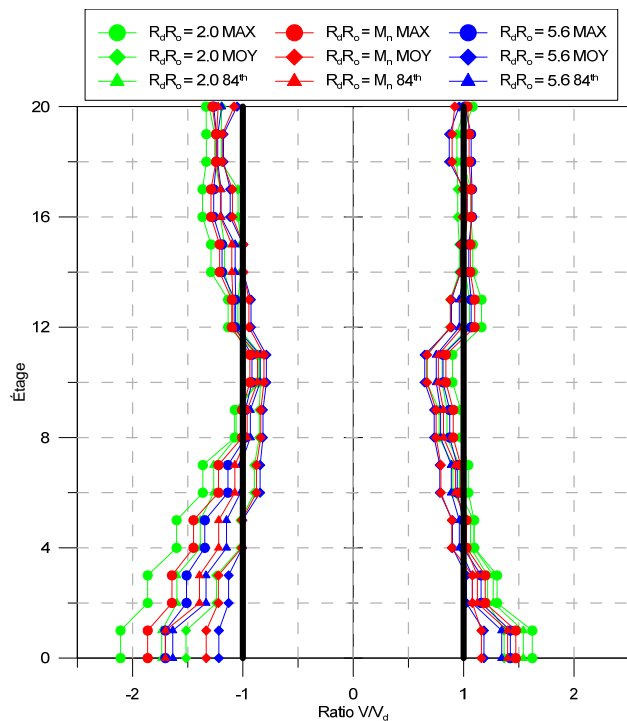


Figure 6.17: Ratio V/V_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

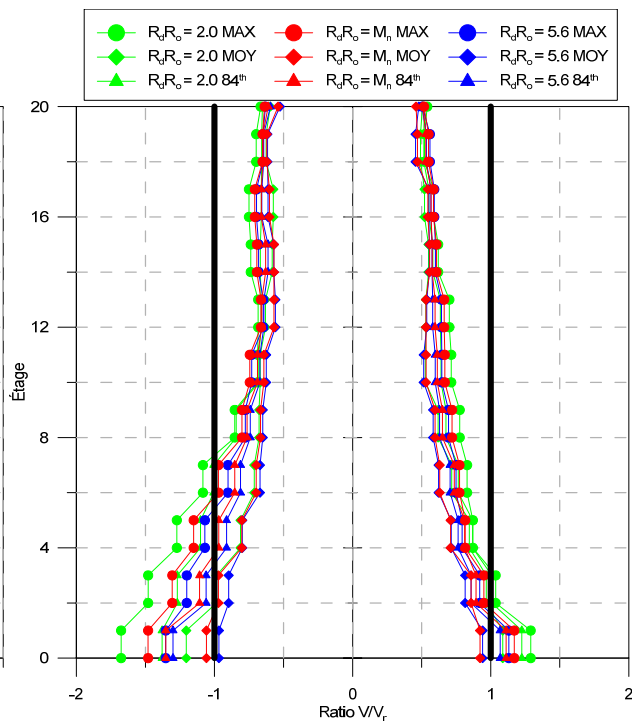


Figure 6.18: Ratio $V/V_{\text{résistance}}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.13. : Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	V_{MAX} (kN)		V_{MOY} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	-19671		-9892		-13783	
$R_d R_o = 2.0$	-19583	100%	-9498	96%	-13743	100%
$R_d R_o = M_n$	-16880	86%	-8845	89%	-12421	90%
$R_d R_o = 5.6$	-16306	83%	-8648	87%	-12041	87%

	V_{MAX} (kN)		V_{MOY} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	18793		8613		11185	
$R_d R_o = 2.0$	18709	100%	8123	94%	10882	97%
$R_d R_o = M_n$	15762	84%	7508	87%	10096	90%
$R_d R_o = 5.6$	15174	81%	7248	84%	9898	88%

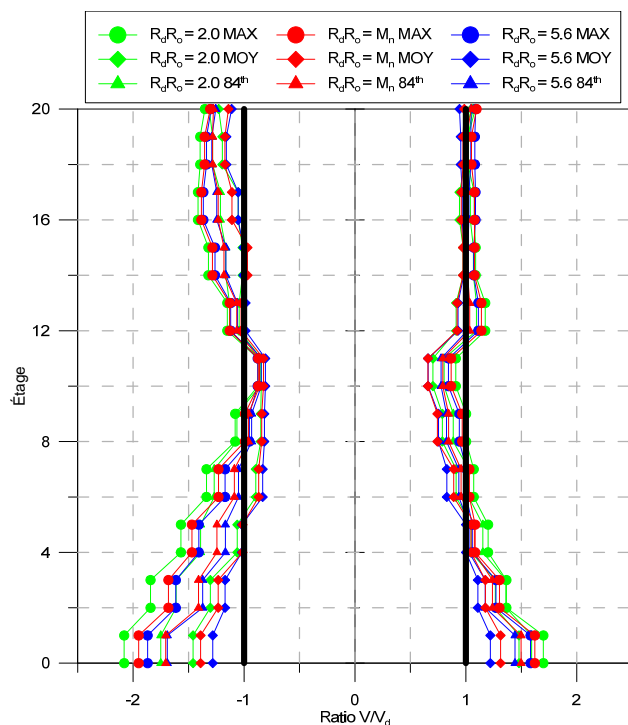


Figure 6.19: Ratio V/V_{design} pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

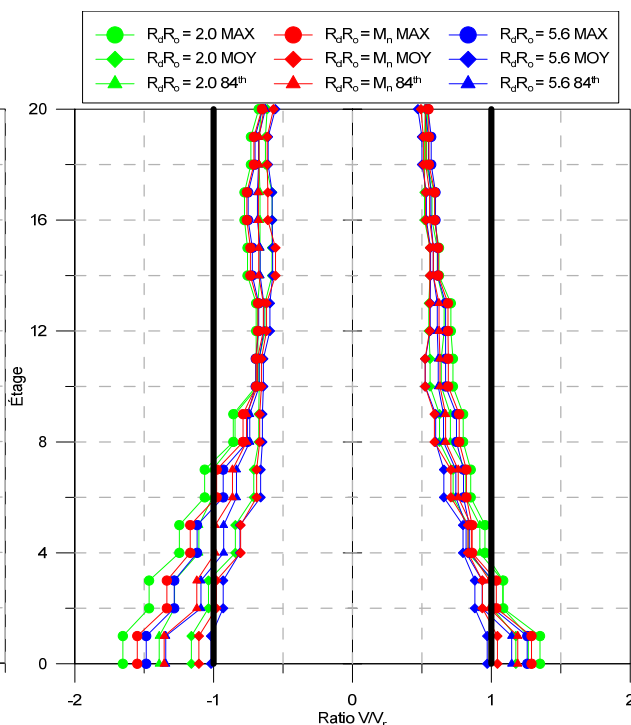


Figure 6.20: Ratio $V/V_{\text{résistance}}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.14: Cisaillement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	V_{MAX} (kN)		V_{MOY} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	-19671		-9892		-13783	
$R_dR_o = 2.0$	-19651	100%	-9754	99%	-13738	100%
$R_dR_o = M_n$	-17073	87%	-8899	90%	-12771	93%
$R_dR_o = 5.6$	-16383	83%	-8771	89%	-12420	90%

	V_{MAX} (kN)		V_{MOY} (kN)		$V_{84\text{TH}}$ (kN)	
Base Fixe	18793		8613		11185	
$R_dR_o = 2.0$	18772	100%	8337	97%	11111	99%
$R_dR_o = M_n$	15837	84%	7809	91%	10334	92%
$R_dR_o = 5.6$	15118	80%	7524	87%	10083	90%

6.2.2.1.2 Résumé des analyses

- Pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_dR_o=2,0$, le bercement de la fondation n'a pas d'effet sur le cisaillement à la base du mur de refend.
- Pour les fondations conçues avec un facteur de dimensionnement de $R_dR_o=M_n$ et de $R_dR_o=5,6$, le cisaillement à la base du mur de refend correspond à environ 90% du cisaillement à la base pour la fondation fixe, tel que présenté aux tableaux 6.11 à 6.14.

- Les figures 6.13 à 6.20 montrent que le bercement des fondations n'a pas d'influence sur la distribution verticale des efforts de cisaillement dans le mur de refend.
- Les efforts de dimensionnement donnés par le *CNBC 2010* sous-estiment de façon très importante les efforts de cisaillement à la base du mur de refend. Les ratios V/V_{design} illustrés aux figures 6.13, 6.15, 6.17 et 6.19 montrent une quantité excessive de cisaillement dans le système d'environ 30 à 50% par rapport au cisaillement de dimensionnement pour la structure. Le comportement élastique en cisaillement n'est donc pas assuré à la base du mur de refend. Ceci indique la possibilité d'une rupture fragile en cisaillement avant même la formation complète de la rotule plastique en flexion.
- Les figures 6.13, 6.15, 6.17 et 6.19 montrent que les efforts de dimensionnement donnés par le *CNBC 2010* sous-estiment aussi le cisaillement aux étages supérieurs du mur de refend, mais dans une mesure moins importante que pour la base du mur. L'excès de cisaillement se traduit par un ratio moyen V/V_{design} d'environ 1,20 pour les étages 12 à 20. Comme il est possible de constater aux figures 6.14, 6.16, 6.18 et 6.20, la résistance en cisaillement à ces étages permet au mur de conserver un comportement élastique en raison des exigences d'armature minimales.

6.2.2.2 Études des efforts de flexion dans le mur de refend

L'évaluation du moment de renversement est primordial afin d'effectuer le dimensionnement par capacité d'un mur de refend en béton armé puisque la dissipation de l'énergie sismique dans le système se fera par la formation d'une rotule plastique en flexion à la base du mur.

Les figures 6.21 à 6.28 montrent les ratios des moments de renversement dans le mur de refend par rapport aux moments de dimensionnement (M_{design}) et par rapport moment résistant ($M_{\text{résistant}}$). Les tableaux 6.15 à 6.18 montrent les valeurs du moment de renversement à la base du mur de refend pour les différentes fondations utilisées.

6.2.2.2.1 Résultats des analyses

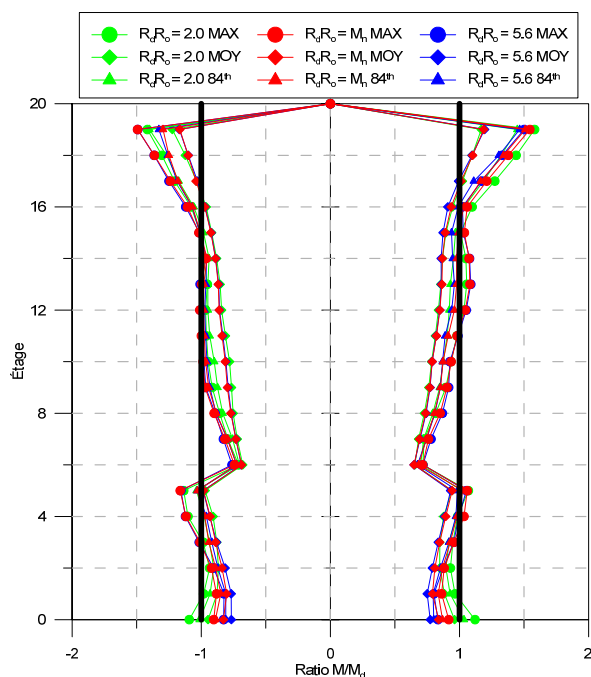


Figure 6.21: Ratio M/M_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

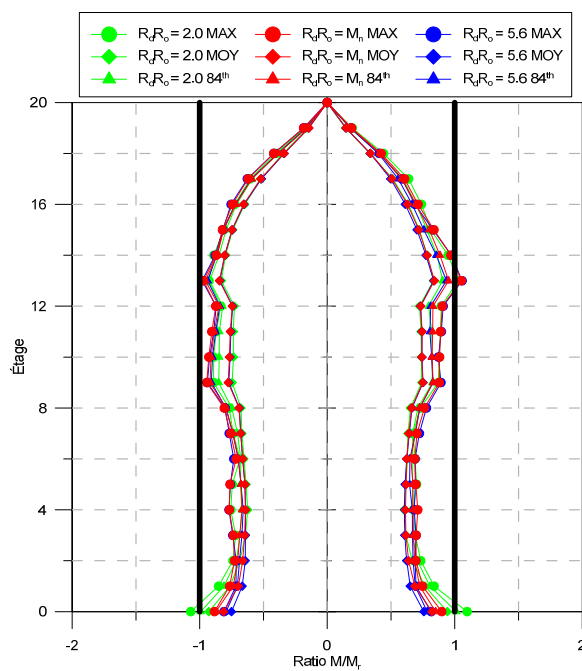


Figure 6.22: Ratio $M/M_{\text{resistant}}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.15: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	M_{MAX} (kNm)		M_{MOY} (kNm)		$M_{84\text{TH}}$ (kNm)	
Base Fixe	-93880		-80929		-86750	
$R_d R_o = 2.0$	-92865	99%	-80578	100%	-86156	99%
$R_d R_o = M_n$	-76764	82%	-70457	87%	-75747	87%
$R_d R_o = 5.6$	-70260	75%	-65155	81%	-68819	79%

	M_{MAX} (kNm)		M_{MOY} (kNm)		$M_{84\text{TH}}$ (kNm)	
Base Fixe	95606		83767		89422	
$R_d R_o = 2.0$	95193	100%	81758	98%	87907	98%
$R_d R_o = M_n$	77902	81%	71243	85%	73840	83%
$R_d R_o = 5.6$	70767	74%	65754	78%	68020	76%

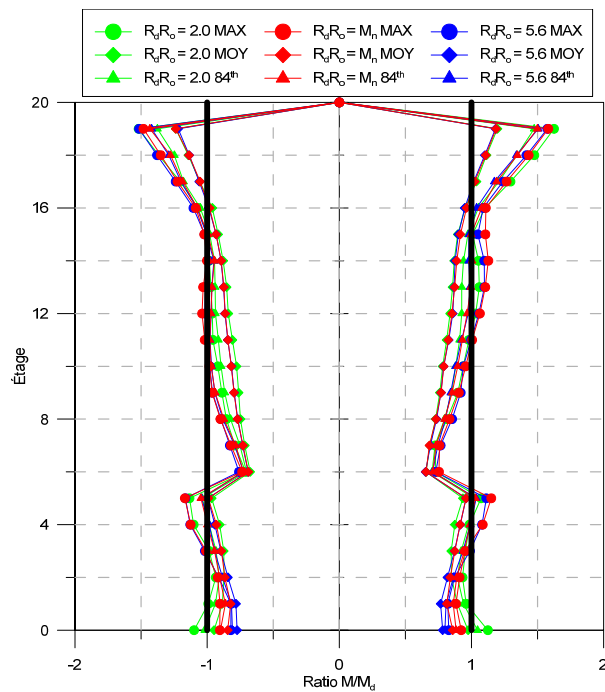


Figure 6.23: Ratio M/M_{design} pour le SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

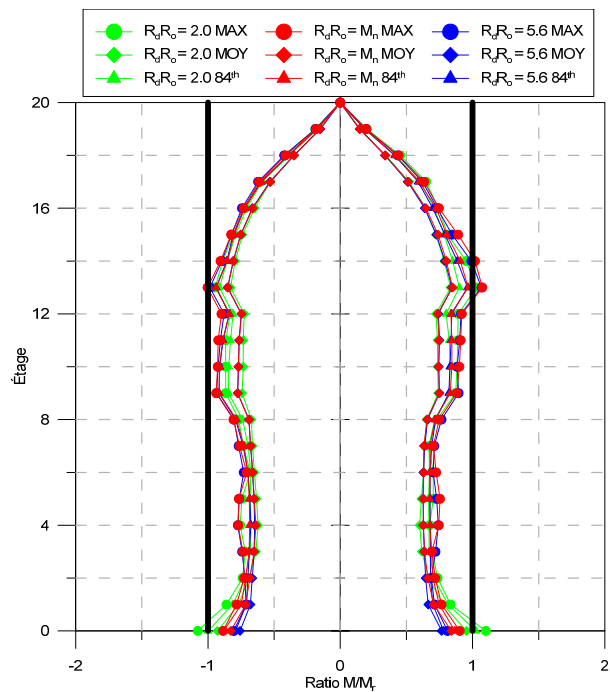


Figure 6.24: Ratio $M/M_{\text{résistant}}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.16: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	M_{max} (kNm)		M_{moy} (kNm)		$M_{84\text{TH}}$ (kNm)	
Base Fixe	-93880		-80929		-86750	
$R_d R_o = 2.0$	-93411	100%	-80515	99%	-86601	100%
$R_d R_o = M_n$	-76837	82%	-71805	89%	-76480	88%
$R_d R_o = 5.6$	-69789	74%	-65736	81%	-68773	79%

	M_{max} (kNm)		M_{moy} (kNm)		$M_{84\text{TH}}$ (kNm)	
Base Fixe	95606		83767		89422	
$R_d R_o = 2.0$	95484	100%	82782	99%	88893	99%
$R_d R_o = M_n$	78333	82%	72879	87%	75078	84%
$R_d R_o = 5.6$	70355	74%	66433	79%	67867	76%

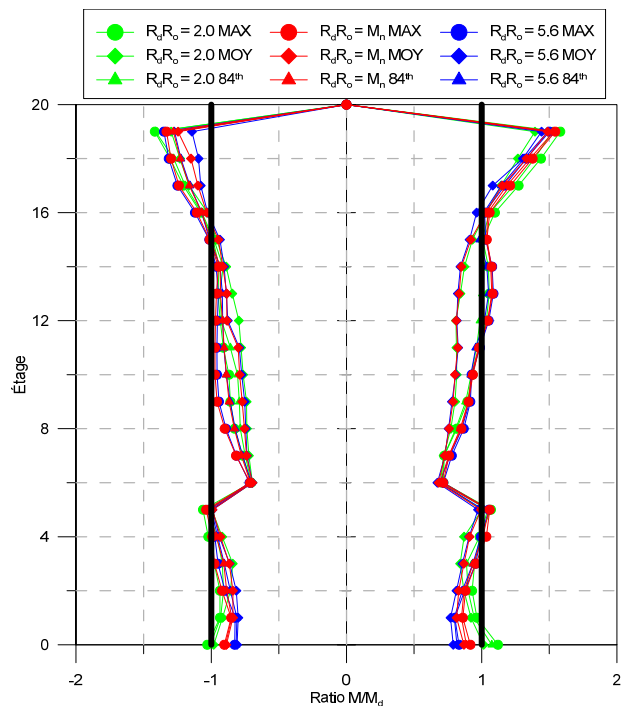


Figure 6.25: Ratio M/M_{design} pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

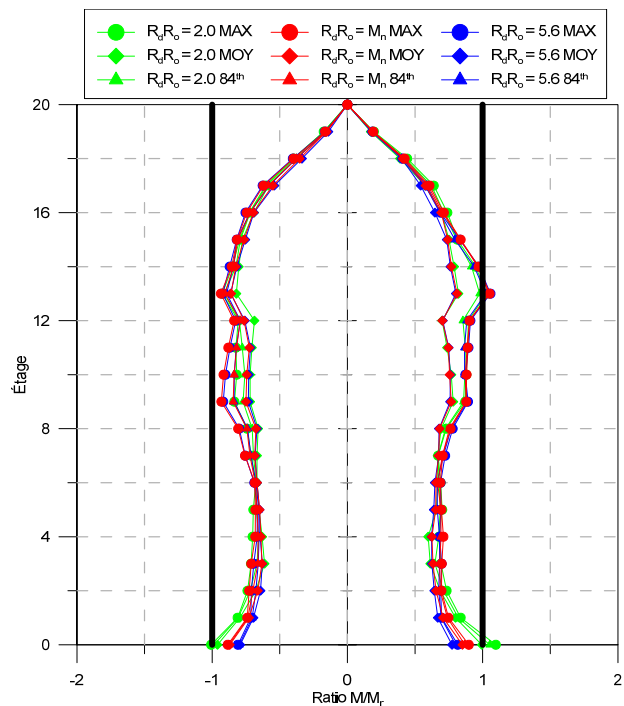


Figure 6.26: Ratio $M/M_{\text{résistant}}$ pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.17: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	M_{MAX} (kNm)		M_{MOY} (kNm)		M_{84TH} (kNm)	
Base Fixe	-98554		-82059		-86750	
$R_d R_o = 2.0$	-95727	97%	-81830	100%	-86156	99%
$R_d R_o = M_n$	-76764	78%	-69870	85%	-75621	87%
$R_d R_o = 5.6$	-70260	71%	-64225	78%	-68803	79%

	M_{MAX} (kNm)		M_{MOY} (kNm)		M_{84TH} (kNm)	
Base Fixe	98574		89206		96817	
$R_d R_o = 2.0$	97445	99%	87725	98%	95021	98%
$R_d R_o = M_n$	77902	79%	73509	82%	75536	78%
$R_d R_o = 5.6$	70767	72%	66965	75%	69129	71%

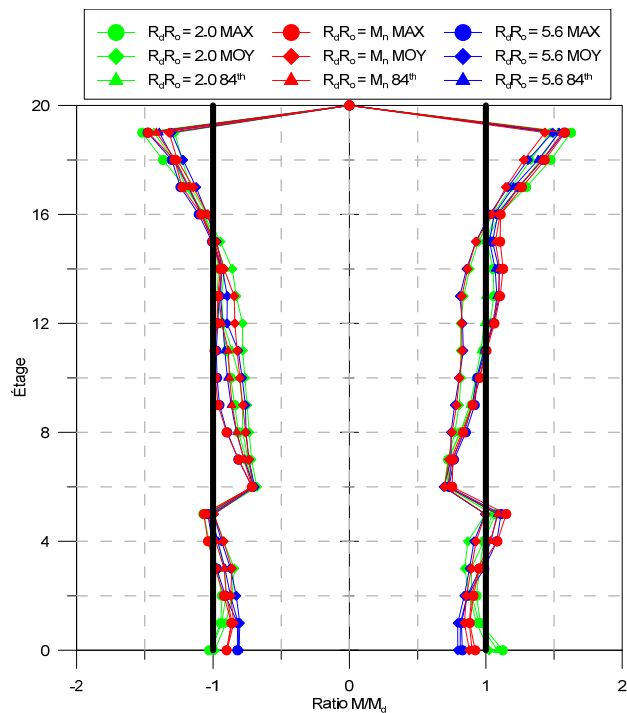


Figure 6.27: Ratio M/M_{design} pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

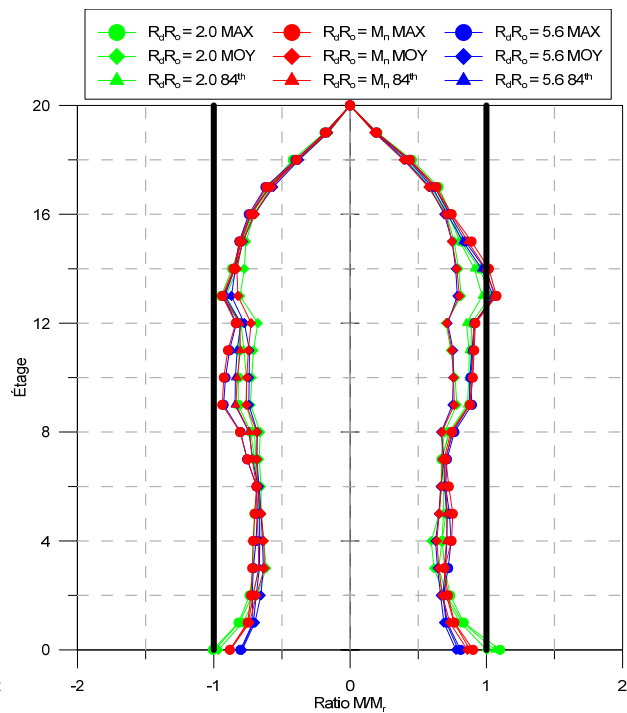


Figure 6.28: Ratio $M/M_{\text{résistant}}$ pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.18: Moments de renversement à la base du mur de refend et augmentation par rapport à la base fixe en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	M_{max} (kNm)		M_{moy} (kNm)		$M_{84\text{TH}}$ (kNm)	
Base Fixe	-98554		-82059		-86750	
$R_d R_o = 2.0$	-97524	99%	-81460	99%	-86601	100%
$R_d R_o = M_n$	-76523	78%	-71657	87%	-76364	88%
$R_d R_o = 5.6$	-69789	71%	-66092	81%	-68773	79%

	M_{max} (kNm)		M_{moy} (kNm)		$M_{84\text{TH}}$ (kNm)	
Base Fixe	98574		89206		96817	
$R_d R_o = 2.0$	98233	100%	88687	99%	96192	99%
$R_d R_o = M_n$	78333	79%	74669	84%	76308	79%
$R_d R_o = 5.6$	70355	71%	66567	75%	67867	70%

6.2.2.2.2 Résumé des analyses

- Tel que présenté aux figures 6.21 à 6.28, le bercement de la fondation n'exerce pas d'influence sur la distribution verticale des efforts de flexion dans le mur de refend. L'effet du bercement de la fondation se fait seulement sentir à la base du mur de refend.
- Les tableaux 6.15 à 6.18 montrent que pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 2.0$, le moment de renversement à la base du mur de refend est identique à celui de la fondation fixe.

- Pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$, le moment de renversement à la base du mur de refend correspond à environ 85% du moment de renversement pour la base fixe, tandis que pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$, le moment de renversement à la base du mur de refend correspond à environ 75% du moment de renversement de la base fixe.
- Le bercement de la fondation agit comme un fusible dans le système. En s'enclenchant, le bercement permet la dissipation de l'énergie sismique par le mouvement de la fondation et par le tassement du sol sous la fondation plutôt que par la formation d'une rotule plastique à la base du mur de refend. Les ratios $M/M_{résistant}$ à la base présentés aux figures 6.22, 6.24, 6.26 et 6.28 sont inférieurs à 1 pour les fondations conçues avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et $R_d R_o = 5,6$, ce qui montre que le comportement du mur demeure élastique à cet endroit.
- Les efforts de flexion prédits par le *CNBC 2010* sous-estiment le moment de renversement aux étages supérieurs du mur de refend. Les ratios M/M_{design} présentés aux figures 6.21, 6.23, 6.25 et 6.27 montrent que le moment de renversement dépasse le moment de dimensionnement de 30 à 60% pour les 5 derniers étages, ce qui laisse croire que la procédure de design ne tient pas suffisamment compte des effets des modes supérieurs de vibration.
- Bien que les efforts soient supérieurs à ceux attendus aux étages supérieurs du mur de refend, les exigences d'armature minimum font en sorte que la résistance est suffisante dans la majorité des cas étudiés. Toutefois, certains accélérogrammes ont montré la possibilité de la formation d'une rotule plastique aux environs de 13^e étage.

6.2.2.3 Étude des déplacements horizontaux du mur de refend

Les études présentées à la section 2.1.2 mentionnent que les déplacements horizontaux du mur de refend augmentent lorsque la fondation berce. De plus, la clause 4.1.8.13 du *CNBC 2010* indique que les plus grandes déformations inter-étages permises pour le type de bâtiment à l'étude doivent être limitées à 2,5% de la hauteur de l'étage. Cette limite vise principalement à protéger les occupants du bâtiment contre le bris ou la chute des éléments non-structuraux. Les déplacements inter-étages constituent donc un aspect très important de la réponse sismique du mur de refend.

6.2.2.3.1 Résultats des analyses

Les figures 6.29 à 6.32 montrent les déplacements inter-étages pour deux types de sol utilisés et pour les deux sous-ensembles d'accélérogrammes étudiés. Le déplacement horizontal au toit est résumé aux tableaux 6.19 à 6.22.

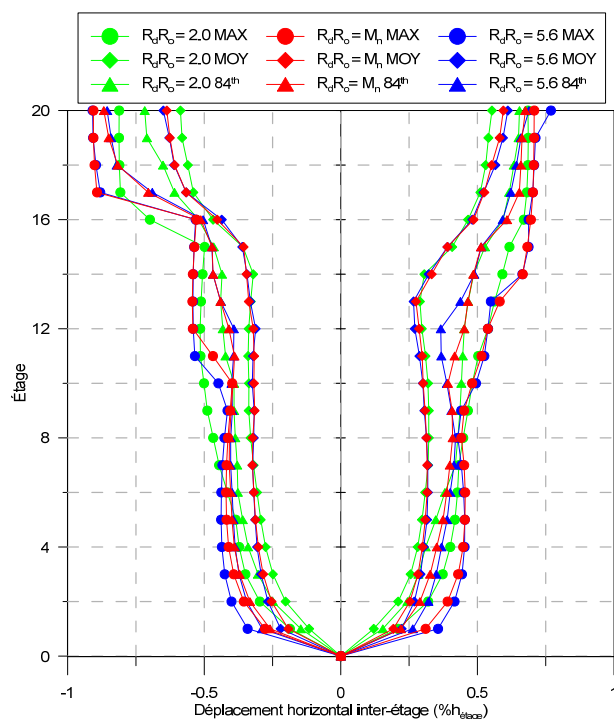


Figure 6.29: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol INF et pour le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

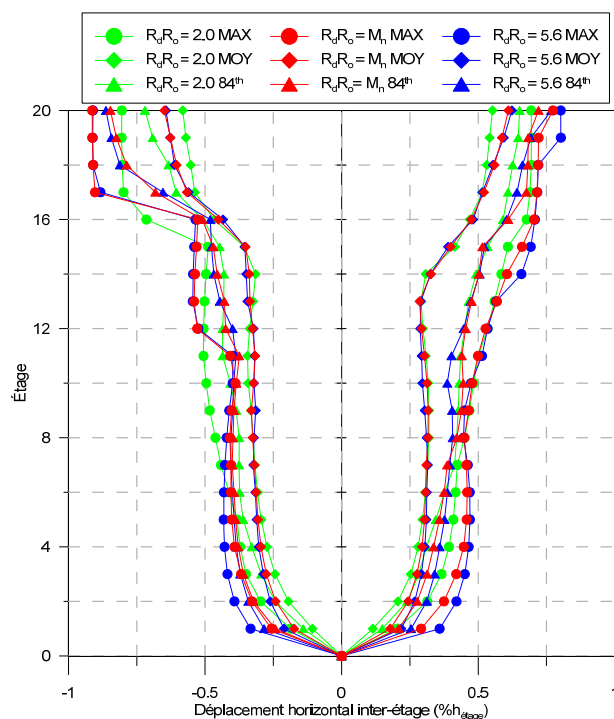


Figure 6.30: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol SUP et pour le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.19: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Vers l'arrière			Vers l'avant		
	d_h max	d_h moy	d_h 84th	d_h max	d_h moy	d_h 84th
Base fixe	-0.43%	-0.35%	-0.41%	0.46%	0.35%	0.41%
$R_d R_o = 2.0$	-0.44%	-0.36%	-0.42%	0.47%	0.35%	0.42%
$R_d R_o = M_n$	-0.47%	-0.37%	-0.45%	0.50%	0.36%	0.43%
$R_d R_o = 5.6$	-0.48%	-0.38%	-0.46%	0.50%	0.36%	0.44%

Tableau 6.20: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Vers l'arrière			Vers l'avant		
	d_h max	d_h moy	d_h 84th	d_h max	d_h moy	d_h 84th
Base fixe	-0.43%	-0.35%	-0.41%	0.46%	0.35%	0.41%
$R_d R_o = 2.0$	-0.44%	-0.35%	-0.41%	0.47%	0.35%	0.41%
$R_d R_o = M_n$	-0.45%	-0.37%	-0.44%	0.50%	0.36%	0.43%
$R_d R_o = 5.6$	-0.47%	-0.38%	-0.45%	0.50%	0.36%	0.44%

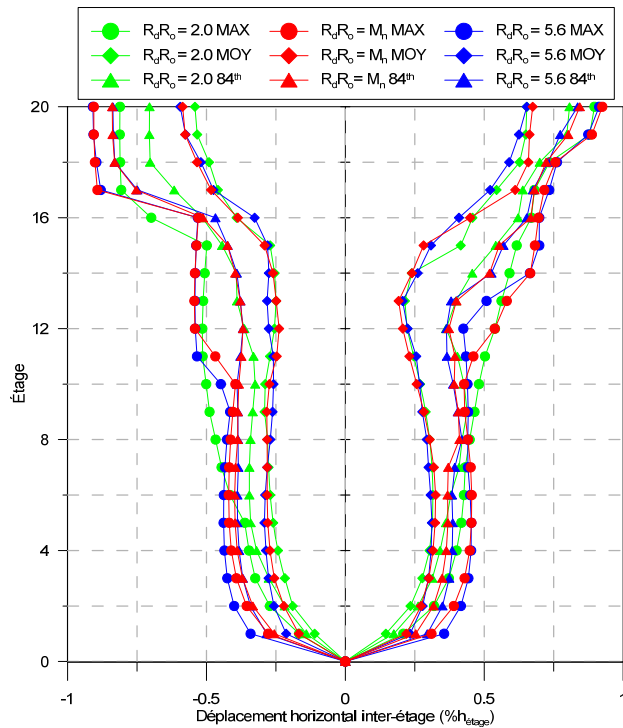


Figure 6.31: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

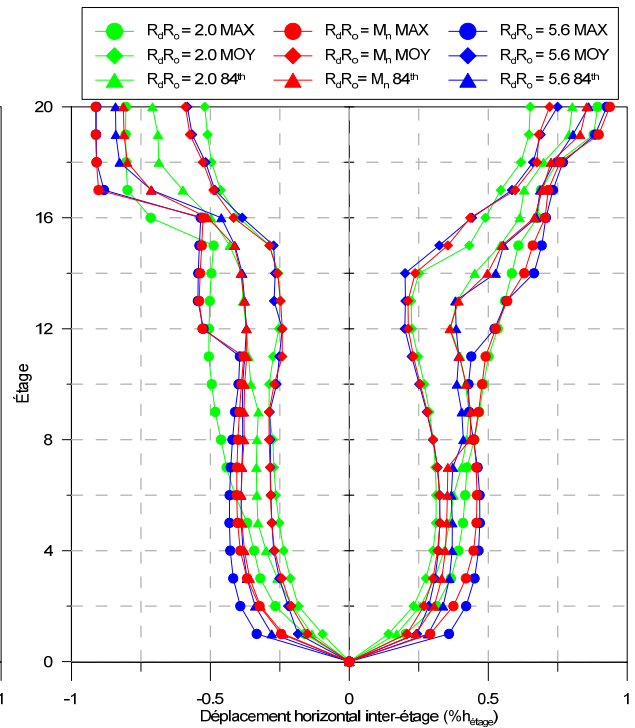


Figure 6.32: Déplacement horizontal inter-étage pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.21: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Vers l'arrière			Vers l'avant		
	d_h max	d_h moy	d_h 84th	d_h max	d_h moy	d_h 84th
Base fixe	-0.43%	-0.31%	-0.39%	0.47%	0.36%	0.43%
$R_d R_o = 2.0$	-0.44%	-0.31%	-0.40%	0.48%	0.36%	0.44%
$R_d R_o = M_n$	-0.47%	-0.35%	-0.45%	0.50%	0.36%	0.46%
$R_d R_o = 5.6$	-0.48%	-0.35%	-0.46%	0.51%	0.36%	0.46%

Tableau 6.22: Déplacement horizontal au toit par rapport à la hauteur du bâtiment pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Vers l'arrière			Vers l'avant		
	$d_h \text{ max}$	$d_h \text{ moy}$	$d_h \text{ 84th}$	$d_h \text{ max}$	$d_h \text{ moy}$	$d_h \text{ 84th}$
Base fixe	-0.43%	-0.31%	-0.39%	0.47%	0.36%	0.43%
$R_d R_o = 2.0$	-0.44%	-0.31%	-0.39%	0.48%	0.36%	0.44%
$R_d R_o = M_n$	-0.45%	-0.34%	-0.44%	0.50%	0.36%	0.47%
$R_d R_o = 5.6$	-0.47%	-0.35%	-0.45%	0.51%	0.36%	0.47%

6.2.2.3.2 Résumé des analyses

- Pour l'ensemble des analyses effectuées, en aucun temps les déplacements inter-étages n'ont dépassés 1% de la hauteur de l'étage. La limite de 2,5% imposée par le *CNBC 2010* est respectée dans tous les cas.
- Généralement, les déplacements au toit pour un mur de refend sur fondation flexible sont un peu plus importants que pour les déplacements au toit d'un mur de refend sur fondation fixe. Les tableaux 6.21 et 6.22 montrent une augmentation maximale d'environ 10% des déplacements inter-étages pour les murs sur fondations flexibles par rapport aux déplacements inter-étages du mur sur fondation fixe.
- Les figures 6.29 à 6.32 montre qu'il y a très peu de différence entre les déplacements inter-étages pour le mur sur la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et le mur sur la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$.
- L'impact des modes supérieurs de vibration sur la réponse de la structure est perceptible dans les déplacements inter-étages des étages supérieurs. Une augmentation marquée des déplacements inter-étages est remarquée aux alentours du 13^e étage, ce qui peut indiquer la formation d'une rotule plastique à cet endroit.

6.2.2.4 Étude de la demande en ductilité et de la plastification des armatures

La demande en ductilité dans le mur de refend permet de visualiser la formation de rotules plastiques dans le mur lors d'une sollicitation sismique. La demande en ductilité consiste en un

ratio de la courbure imposée à la section du mur par rapport à sa capacité. Lorsque la demande à un étage donné est supérieure à 1, une rotule plastique est susceptible de s'y former.

6.2.2.4.1 Résultats des analyses

Les figures 6.33 à 6.36 illustrent la demande en ductilité pour le mur de refend. Les résultats sont présentés en fonction du type de sol et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisés. Les tableaux 6.23 à 6.26 résument la demande en ductilité à la base du mur de refend

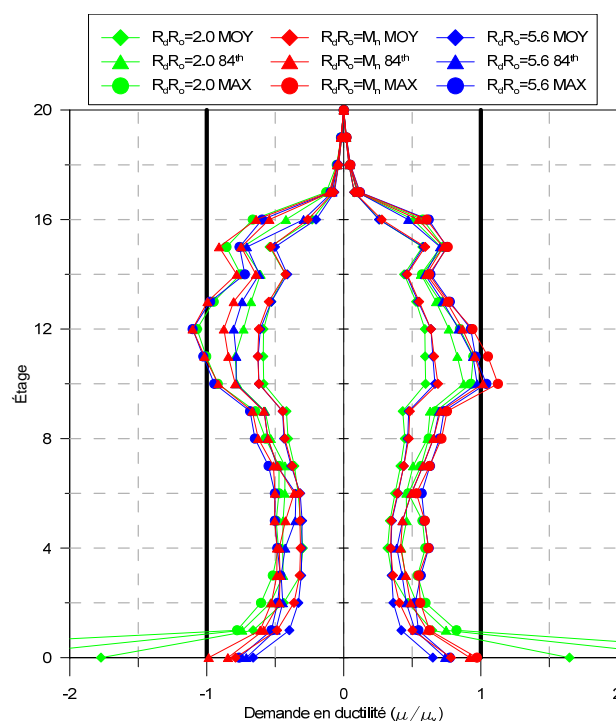


Figure 6.33: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

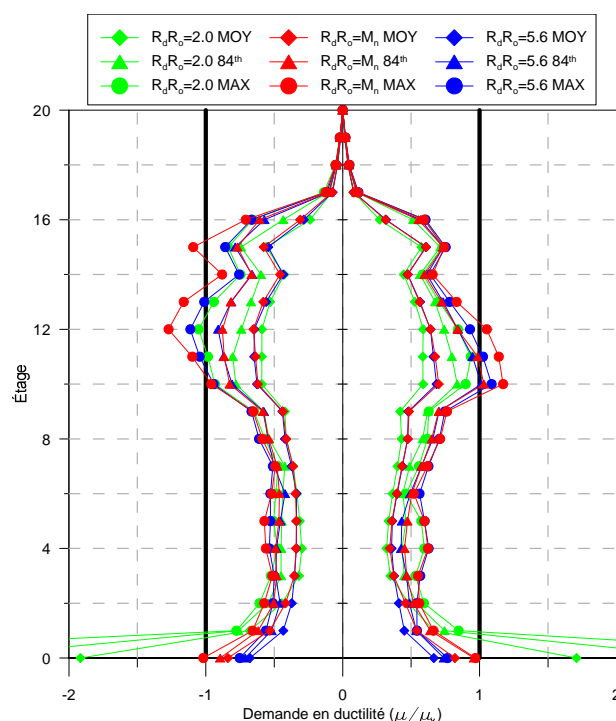


Figure 6.34: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

Tableau 6.23: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Vers l'arrière						Vers l'avant					
	μ / μ_y max		μ / μ_y moy		μ / μ_y 84th		μ / μ_y max		μ / μ_y moy		μ / μ_y 84th	
Base fixe	4.54		1.77		2.83		-5.07		-2.01		-3.02	
$R_d R_o = 2.0$	3.66	81%	1.65	93%	2.61	92%	-4.72	93%	-1.77	88%	-2.65	88%
$R_d R_o = M_n$	0.97	21%	0.78	44%	0.92	33%	-0.99	19%	-0.79	39%	-0.85	28%
$R_d R_o = 5.6$	0.77	17%	0.65	37%	0.74	26%	-0.76	15%	-0.66	33%	-0.71	24%

Tableau 6.24: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #1

	Vers l'arrière						Vers l'avant					
	μ / μ_y max		μ / μ_y moy		μ / μ_y 84th		μ / μ_y max		μ / μ_y moy		μ / μ_y 84th	
Base fixe	4.54		1.77		2.83		-5.07		-2.01		-3.02	
$R_d R_o = 2.0$	4.20	92%	1.71	96%	2.73	97%	-4.97	98%	-1.92	95%	-2.89	96%
$R_d R_o = M_n$	0.97	21%	0.82	46%	0.96	34%	-1.02	20%	-0.84	42%	-0.89	30%
$R_d R_o = 5.6$	0.77	17%	0.67	38%	0.74	26%	-0.75	15%	-0.68	34%	-0.71	24%

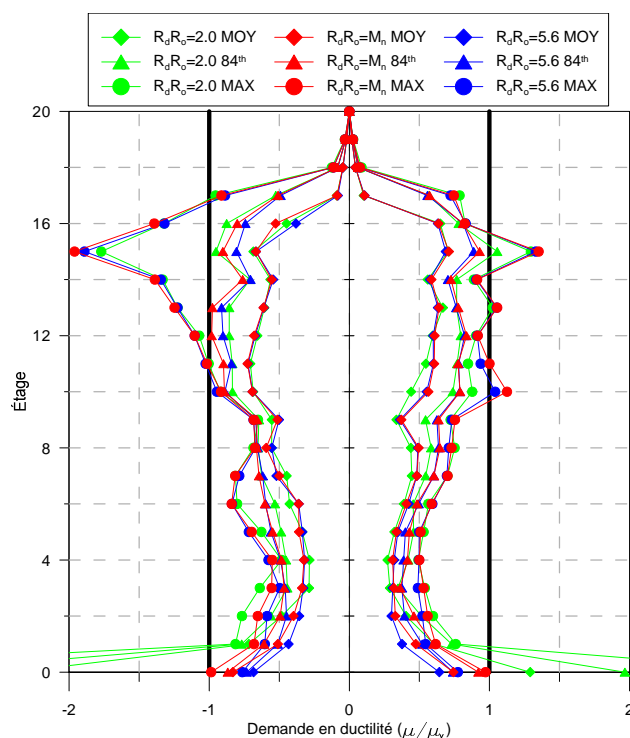


Figure 6.35: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type INF et le sous-ensemble d'accélérogramme #2

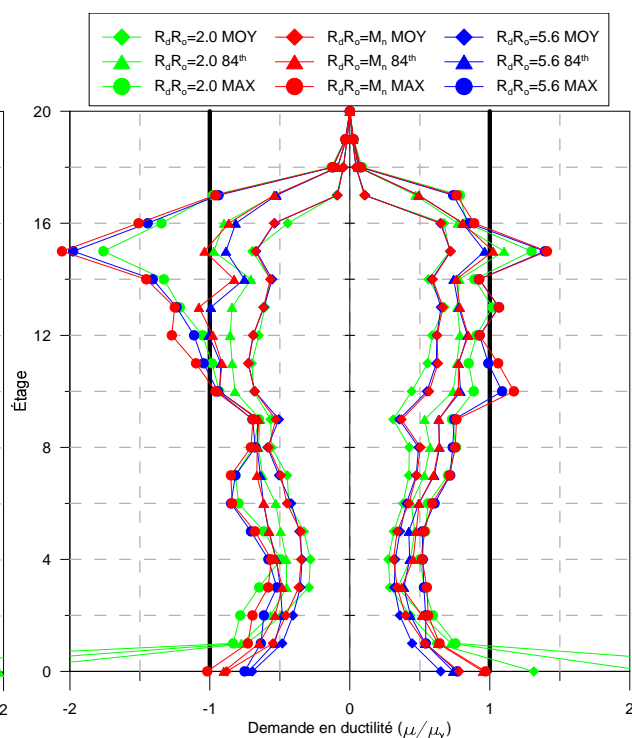


Figure 6.36: Demande en ductilité du mur de refend pour un sol de type SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

Tableau 6.25: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol INF et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Vers l'arrière						Vers l'avant					
	μ / μ_y max		μ / μ_y moy		μ / μ_y 84th		μ / μ_y max		μ / μ_y moy		μ / μ_y 84th	
Base fixe	3.50		1.22		2.32		-5.07		-2.75		-3.69	
$R_d R_o = 2.0$	3.25	93%	1.29	105%	1.97	85%	-4.72	93%	-2.39	87%	-3.14	85%
$R_d R_o = M_n$	0.97	28%	0.74	61%	0.92	40%	-0.99	19%	-0.83	30%	-0.87	23%
$R_d R_o = 5.6$	0.77	22%	0.64	52%	0.74	32%	-0.76	15%	-0.68	25%	-0.73	20%

Tableau 6.26: Demande en ductilité à la base du mur de refend pour le sol SUP et le sous-ensemble d'accélérogrammes #2

	Vers l'arrière						Vers l'avant					
	$\mu / \mu_y \text{ max}$		$\mu / \mu_y \text{ moy}$		$\mu / \mu_y \text{ 84th}$		$\mu / \mu_y \text{ max}$		$\mu / \mu_y \text{ moy}$		$\mu / \mu_y \text{ 84th}$	
Base fixe	3.50		1.22		2.32		-5.07		-2.75		-3.69	
$R_d R_o = 2.0$	3.44	98%	1.31	107%	2.15	93%	-4.97	98%	-2.62	95%	-3.49	95%
$R_d R_o = M_n$	0.97	28%	0.78	64%	0.95	41%	-1.02	20%	-0.88	32%	-0.90	24%
$R_d R_o = 5.6$	0.77	22%	0.65	53%	0.74	32%	-0.75	15%	-0.70	25%	-0.73	20%

6.2.2.4.2 Résumé des analyses

- Pour les fondations conçues avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 2,0$, les figures 6.33 à 6.36 et les tableaux 6.23 à 6.26 montrent que l'énergie sismique est majoritairement dissipée par la formation d'une rotule plastique à la base du mur de refend.
- Pour les fondations conçues avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et de $R_d R_o = 5,6$, les figures 6.33 à 6.36 et les tableaux 6.23 à 6.26 montrent que le mur conserve un comportement élastique à sa base. L'énergie sismique est donc évacuée majoritairement du système par le soulèvement et l'enfoncement dans le sol de la fondation.
- Les résultats des analyses montrent la formation d'une rotule plastique aux environs du 13^e étages du bâtiment. Le bercement des fondations n'exerce toutefois aucune influence sur ce comportement.

6.3 Influence de la méthode de sélection et de calibration des accélérogrammes sur le comportement sismique du mur de refend et de sa fondation

Tel que présenté à la section 5.4, deux sous-ensembles d'accélérogrammes ont été choisis pour effectuer les analyses dynamiques non-linéaires. Ces accélérogrammes ont été sélectionnés et mis à l'échelle selon la méthode proposée par Atkinson (2009). Le premier sous-ensemble est composé d'accélérogrammes qui, selon la méthode de sélection utilisée, présentent une très grande similarité avec le spectre de dimensionnement du *CNBC 2010*. Le second sous-ensemble est quant à lui formé d'accélérogrammes qui offrent une ressemblance convenable au spectre de dimensionnement et

qui sont davantage fidèles à la désagrégation de l'aléa sismique pour la région de Montréal que ceux du premier sous-ensemble.

Les sections 6.3.1 et 6.3.2 montrent l'influence de la méthode de sélection et de calibration des accélérogrammes sur le comportement sismique du mur de refend et de sa fondation.

6.3.1 Influence sur le comportement sismique du mur de refend

6.3.1.1 Déplacement horizontal au toit

Le premier paramètre de réponse étudié est le déplacement horizontal au toit du mur de refend. Les figures 6.37 à 6.40 montrent les valeurs des déplacements horizontaux au toit en fonction du niveau de dimensionnement des fondations et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisé.

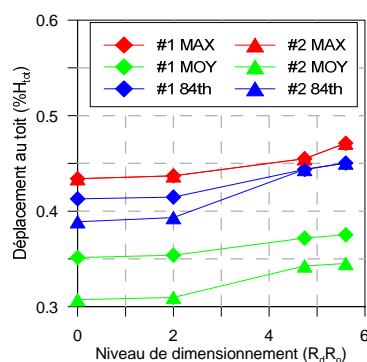


Figure 6.37: Déplacement négatif au toit pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

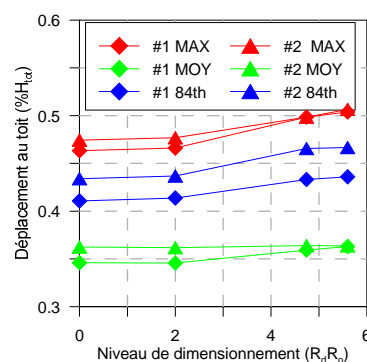


Figure 6.38: Déplacement positif au toit pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

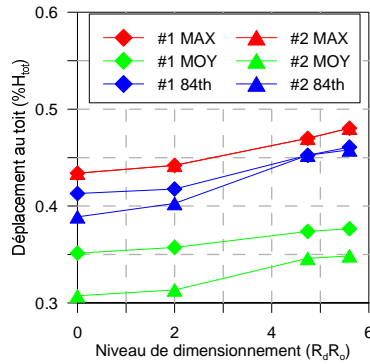


Figure 6.39: Déplacement négatif au toit pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

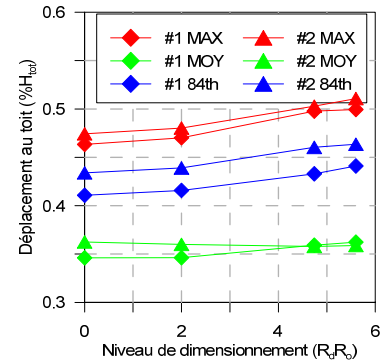


Figure 6.40: Déplacement positif au toit pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.3.1.2 Demande en ductilité à la base du mur de refend

Le second paramètre de réponse étudié concerne la demande en ductilité à la base du mur de refend. Les figures 6.41 à 6.44 illustrent l'évolution de la demande en ductilité en fonction du niveau de dimensionnement des fondations et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisé.

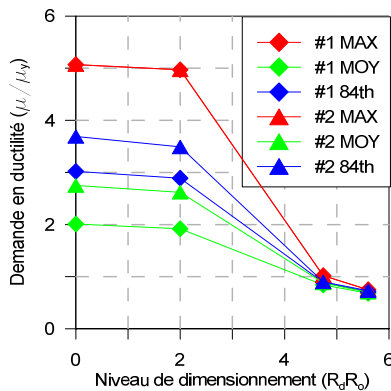


Figure 6.41: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

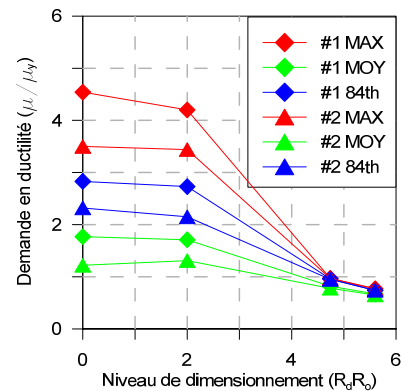


Figure 6.42: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

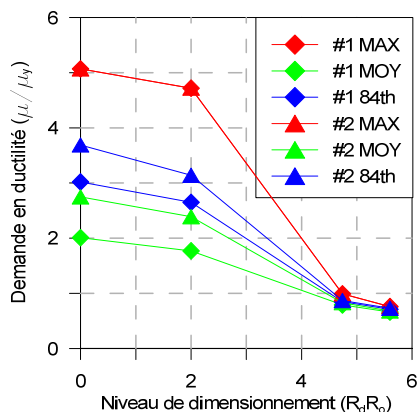


Figure 6.43: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

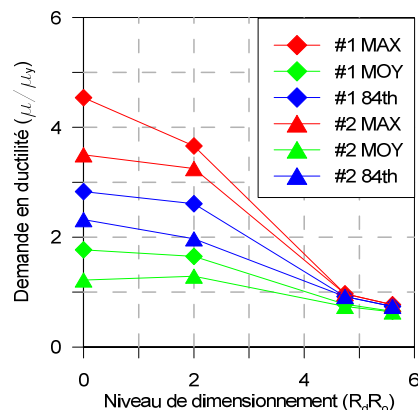


Figure 6.44: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.3.1.3 Demande en flexion à la base du mur de refend

Les figures 6.45 à 6.48 montrent le ratio de l'effort de flexion par rapport à la résistance en flexion disponible à la base du mur de refend. Les résultats sont illustrés en fonction du niveau de dimensionnement des fondations et du sous-ensemble d'accélérogrammes employé.

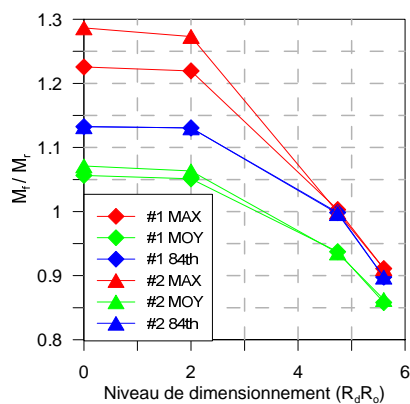


Figure 6.45: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

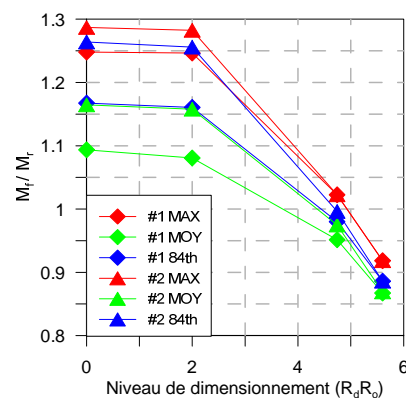


Figure 6.46: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

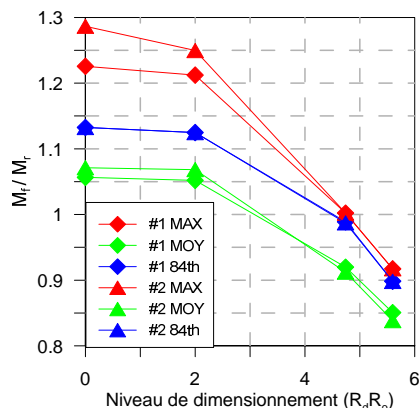


Figure 6.47: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

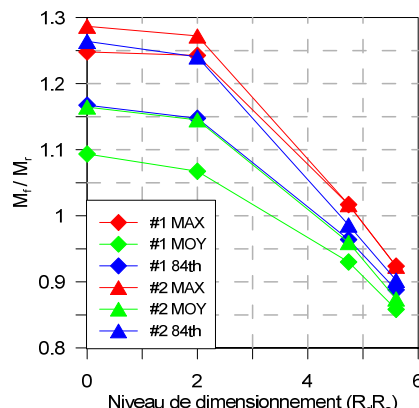


Figure 6.48: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.3.1.4 Demande en cisaillement à la base du mur de refend

Le ratio de l'effort de cisaillement par rapport à la résistance en cisaillement à la base du mur de refend est aussi montré aux figures 6.49 à 6.52. Ces ratios sont présentés en fonction du niveau de dimensionnement des fondations et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisé dans les analyses dynamiques non-linéaires.

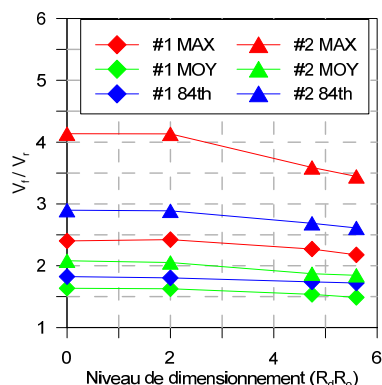


Figure 6.49: Demande en cisaillement (négatif) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

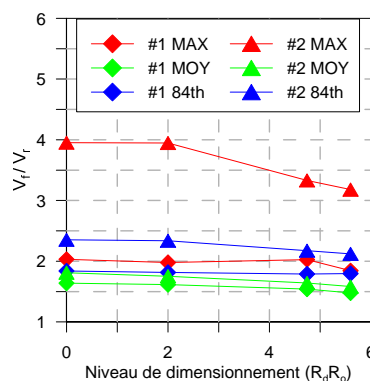


Figure 6.50: Demande en cisaillement (positif) à la base du mur de refend pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

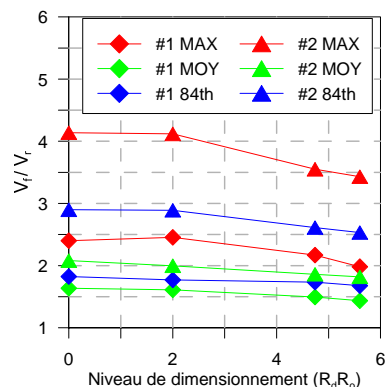


Figure 6.51: Demande en cisaillement (négatif) à la base du mur de refend pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

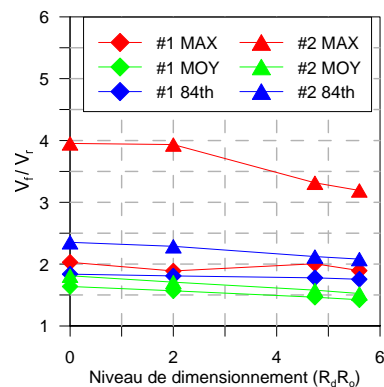


Figure 6.52: Demande en cisaillement (positif) à la base du mur de refend pour le son INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.3.1.5 Résumé de l'influence sur le comportement sismique du mur de refend

Les indicateurs d'influence des sections précédentes révèlent les tendances suivantes :

- À l'exception de la demande en cisaillement à la base du mur de refend, l'influence de la méthode de sélection et de calibration des accélérographes sur les paramètres de réponse du mur de refend diminue à mesure que le facteur de dimensionnement $R_d R_o$ utilisé pour la conception de la fondation augmente.
- Le cisaillement à la base du mur de refend est le paramètre de réponse le plus affecté par le sous-ensemble d'accélérographes utilisé. Le sous-ensemble #2 produit des niveaux de cisaillement à la base qui sont, dans certain cas, pratiquement le double de ceux provenant du sous-ensemble #1.
- Pour la fondation fixe et la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 2,0$, le déplacement au toit, la demande en ductilité et le moment de renversement à la base du mur de refend sont tous supérieurs pour le sous-ensemble #2.
- Tel qu'expliqué à la section 5.5, la méthode utilisée pour la sélection et la mise à l'échelle des accélérographes fait en sorte d'amplifier artificiellement les accélérations spectrales pour les périodes se trouvant dans les environs d'une seconde. Étant donné que la contribution du second mode de vibration dans chacune des deux directions est importante (15 à 20% de la réponse totale) pour le bâtiment étudié et que les périodes de ces modes

sont d'environ 0,8 seconde, il est normal que les résultats provenant du sous-ensemble d'accélérogrammes #2 soient supérieurs à ceux provenant du sous-ensemble #1.

6.3.2 Influence sur le comportement sismique de la fondation

6.3.2.1 Pression relative dans le sol sous la fondation

Le modèle ISS permet aussi de vérifier la pression relative dans le sol par l'entremise des efforts axiaux dans les ressorts sous la fondation. Les figures 6.53 à 6.56 montrent donc la pression relative dans le sol sous la fondation en fonction du niveau de dimensionnement des fondations et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisé.

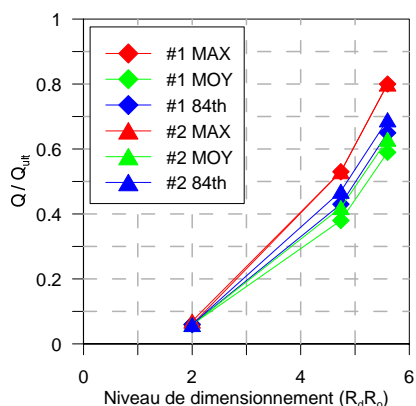


Figure 6.53: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

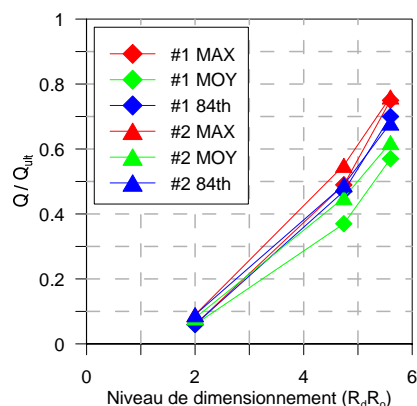


Figure 6.54: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

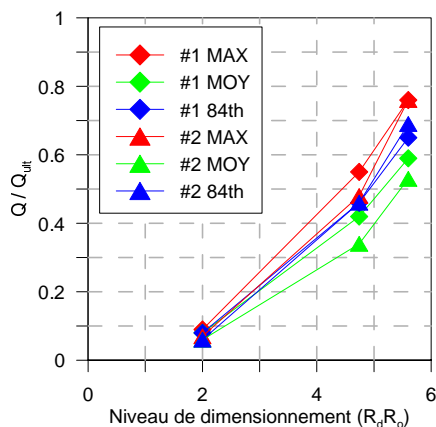


Figure 6.55: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

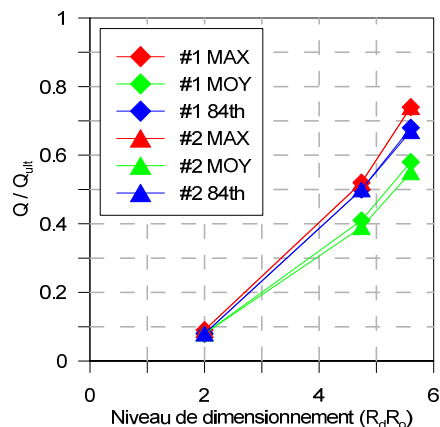


Figure 6.56: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.3.2.2 Soulèvement de la fondation

Les figures 6.57 à 6.60 illustrent le soulèvement des extrémités de la fondation en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisé.

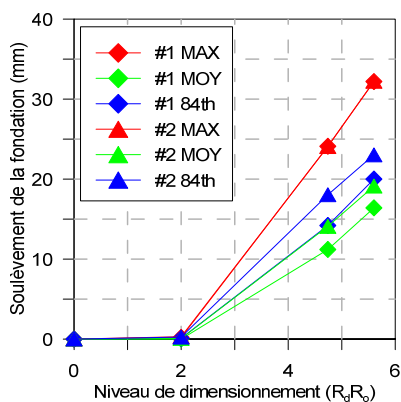


Figure 6.57: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

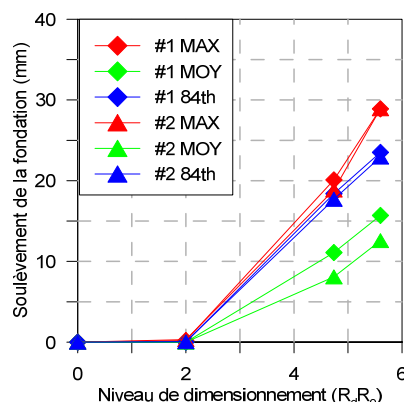


Figure 6.58: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sol SUP en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

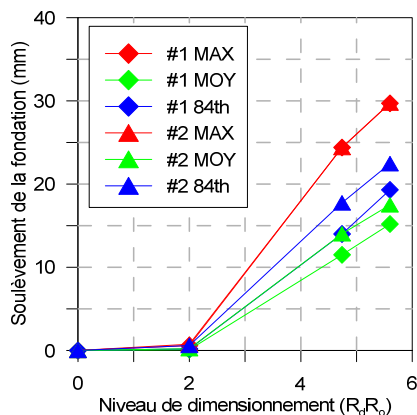


Figure 6.59: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

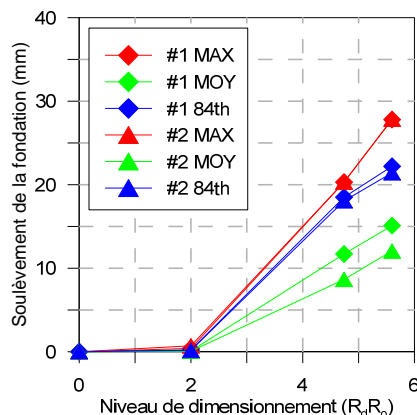


Figure 6.60: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sol INF en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.3.2.3 Résumé de l'influence sur le comportement sismique de la fondation

La méthode de sélection et de calibration des accélérogrammes a très peu d'influence sur le comportement sismique de la fondation. La pression dans le sol et le soulèvement des extrémités de la fondation ont un comportement plutôt stable peu importe l'échantillon d'accélérogrammes utilisé.

6.4 Influence du type de sol sur le comportement sismique du mur de refend et de sa fondation

Les analyses dynamiques non-linéaires sont effectuées pour deux types de sol représentatifs de la région de Montréal. Dans les deux cas, il s'agit de sols appartenant à la classe C, soit le profil de sol INF et le profil de sol SUP.

Le sol INF constitue un sol présentant les caractéristiques inférieures de la classe C tandis que le sol SUP présente les caractéristiques supérieures du sol de classe C. Ces sols sont décrits en détails à la section 3.4.1 et la valeur des paramètres du sol définis dans le modèle ISS sont résumés au tableau 6.27.

Tableau 6.27: Paramètres des profils de sol utilisés pour les analyses dynamiques non-linéaires

	Profil de sol INF	Profil de sol SUP
Indice de pénétration standard	$(N_{60}) \approx 50$	$(N_{60}) \approx 90$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$	$\nu = 0,25$
Vitesse moyenne des ondes de cisaillement	$v_s = 360 \text{ m/s}$	$v_s = 550 \text{ m/s}$
Masse volumique	$\gamma_t = 2100 \text{ kg/m}^3$	$\gamma_t = 2300 \text{ kg/m}^3$
Angle de frottement	$\phi' = 41^\circ$	$\phi' = 43^\circ$
Module d'Young statique	$E = 160 \text{ MPa}$	$E = 410 \text{ MPa}$
Module d'Young dynamique	$E' = 700 \text{ MPa}$	$E' = 1780 \text{ MPa}$
Module de cisaillement dynamique	$G_{\max} = 270 \text{ GPa}$	$G_{\max} = 710 \text{ GPa}$

Les sections 6.4.1 et 6.4.2 permettront d'identifier l'influence du type de sol sur le comportement sismique du mur de refend et de la fondation en fonction du niveau de dimensionnement ($R_d R_o$) de la fondation.

6.4.1 Influence sur le comportement sismique du mur de refend

6.4.1.1 Déplacement au toit

Le déplacement horizontal au toit du mur de refend est résumé aux figures 6.61 à 6.64. Il est présenté sur ces figures en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation et du type de sol utilisé (INF ou SUP) dans les analyses dynamiques non-linéaires.

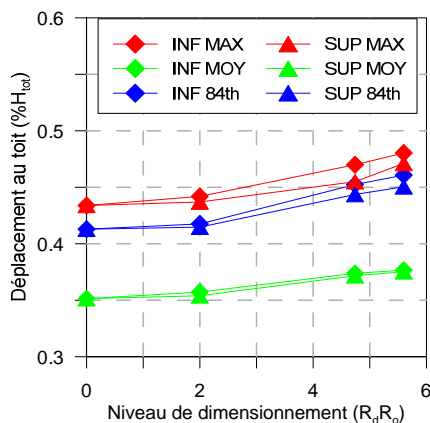


Figure 6.61: Déplacement négatif au toit pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

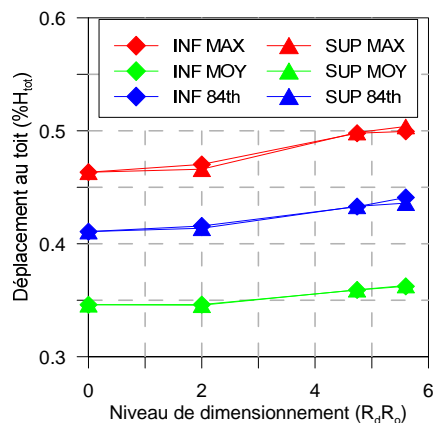


Figure 6.62: Déplacement positif au toit pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

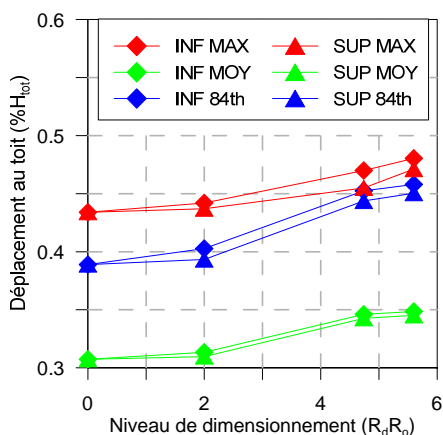


Figure 6.63: Déplacement négatif au toit pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

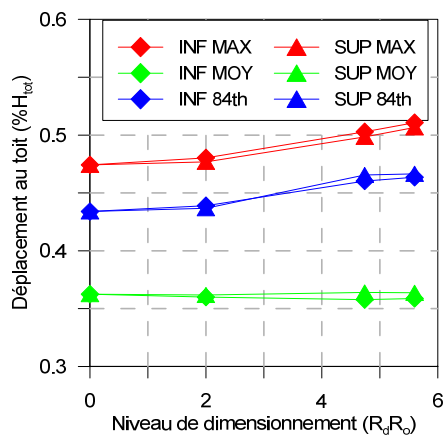


Figure 6.64: Déplacement positif au toit pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.4.1.2 Demande en ductilité à la base du mur de refend

Les figures 6.65 à 6.68 illustrent l'influence du type de sol sur la demande en ductilité à la base du mur de refend en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.

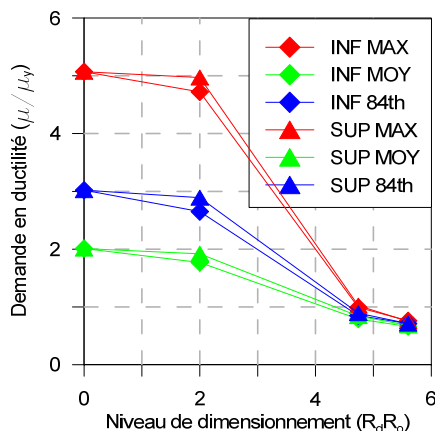


Figure 6.65: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

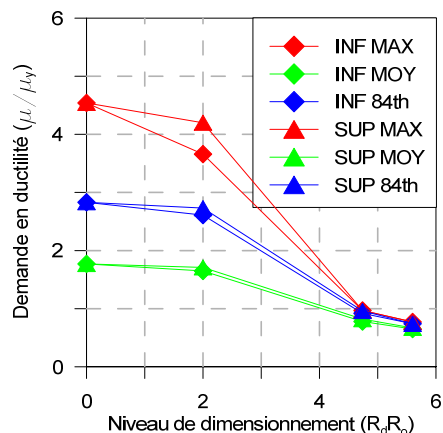


Figure 6.66: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

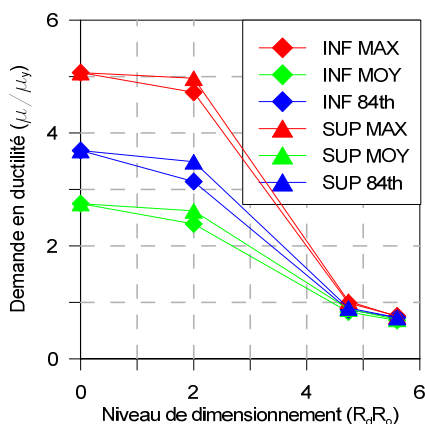


Figure 6.67: Demande en ductilité (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

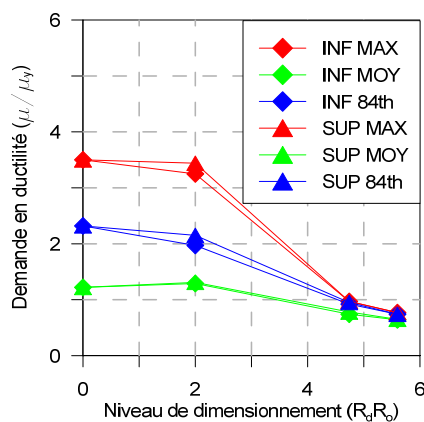


Figure 6.68: Demande en ductilité (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.4.1.3 Demande en flexion à la base du mur de refend

Le ratio de l'effort de flexion par rapport à la résistance en flexion à la base du mur de refend est présenté aux figures 6.69 à 6.72. Ce ratio est exprimé en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation et du type de sol analysé.

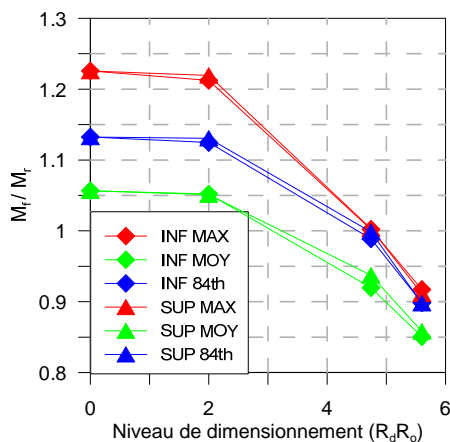


Figure 6.69: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

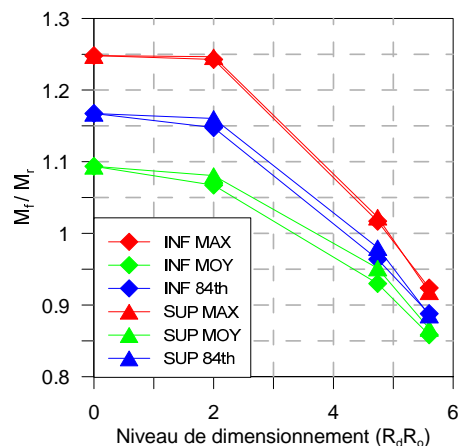


Figure 6.70: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

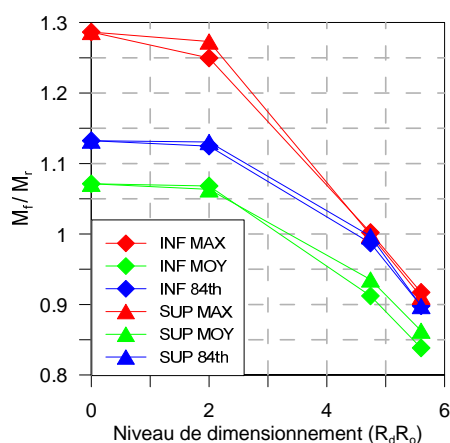


Figure 6.71: Demande en flexion (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

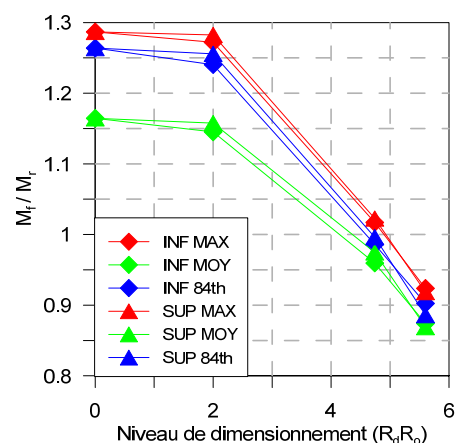


Figure 6.72: Demande en flexion (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.4.1.4 Demande en cisaillement à la base du mur de refend

Les figures 6.73 à 6.76 montrent le ratio de l'effort de cisaillement à la base du mur de refend par rapport à la résistance en cisaillement disponible à cet endroit. Les ratios en question sont présentés en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation et en fonction du type de sol utilisé.

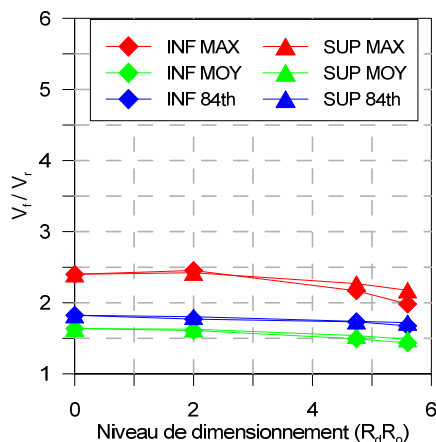


Figure 6.73: Demande en cisaillement (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

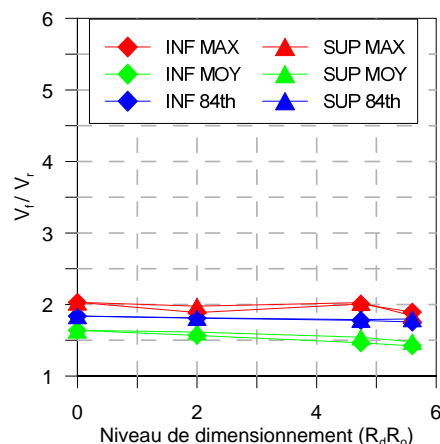


Figure 6.74: Demande en cisaillement (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

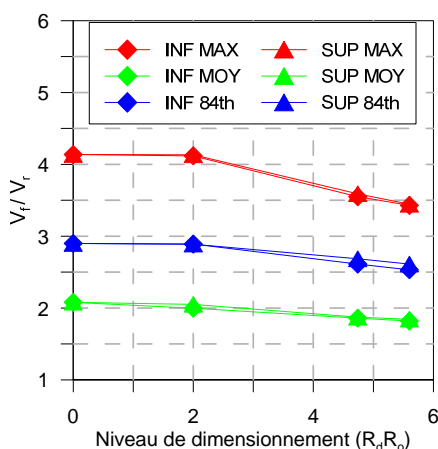


Figure 6.75: Demande en cisaillement (négative) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

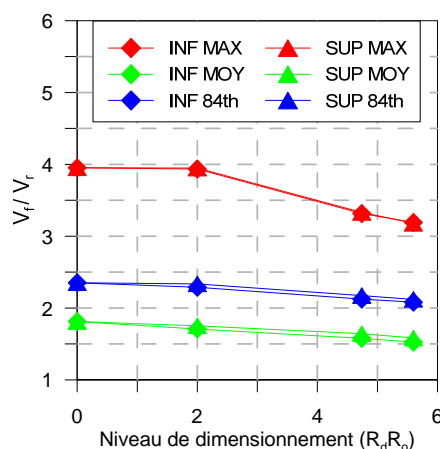


Figure 6.76: Demande en cisaillement (positive) à la base du mur de refend pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.4.1.5 Résumé de l'influence sur le comportement sismique du mur de refend

Le type de sol utilisé (INF ou SUP) sous la fondation a très peu d'influence sur le comportement sismique du mur de refend, puisque le bercement affecte la réponse d'une façon similaire pour les deux types de sol. La réduction sur la demande en ductilité et sur les efforts à la base du mur de refend est sensiblement la même pour le sol INF et pour le sol SUP. Cette remarque s'applique aussi pour les déplacements horizontaux au toit du mur de refend. Ils subissent une légère

augmentation à mesure que le niveau de dimensionnement de la fondation augmente, et ce autant pour le sol INF que pour le sol SUP.

6.4.2 Influence sur le comportement sismique de la fondation

6.4.2.1 Pression relative dans le sol sous la fondation

La pression relative dans le sol sous la fondation est montrée aux figures 6.77 à 6.80 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation et du type de sol utilisé pour les analyses dynamiques. La pression relative dans le sol est estimée à l'aide des enregistrements d'efforts axiaux dans les ressorts sous la fondation.

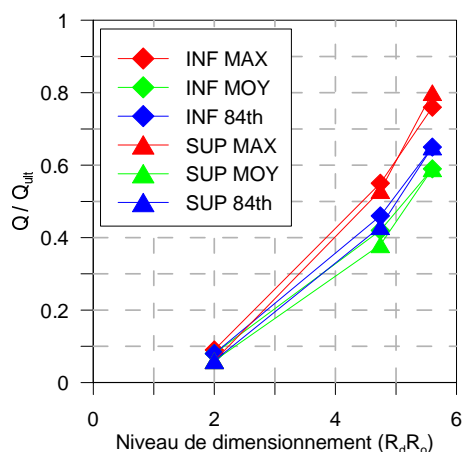


Figure 6.77: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

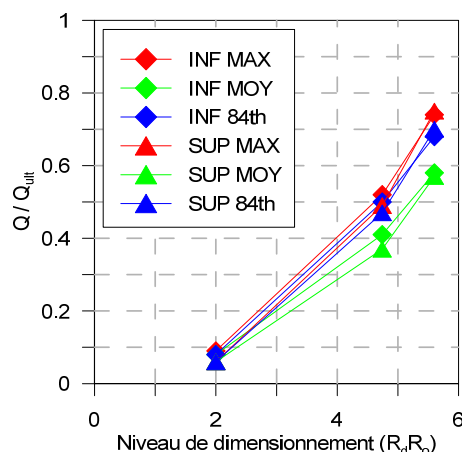


Figure 6.78: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

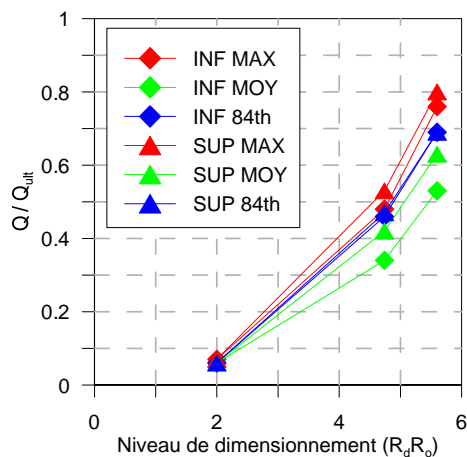


Figure 6.79: Pression relative dans le sol à l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

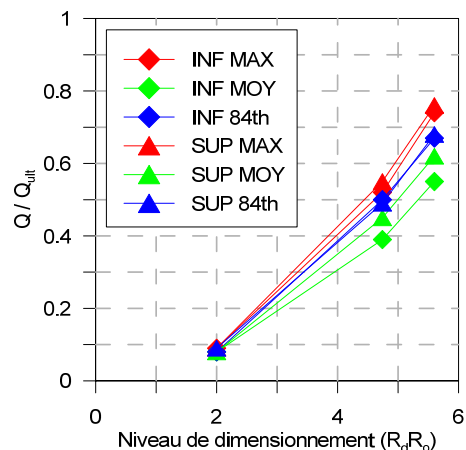


Figure 6.80: Pression relative dans le sol à l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.4.2.2 Soulèvement de la fondation

L'influence du type de sol sur le soulèvement des extrémités de la fondation est présentée aux figures 6.81 à 6.84, en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.

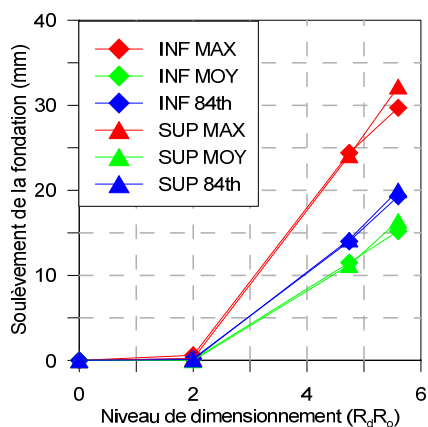


Figure 6.81: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

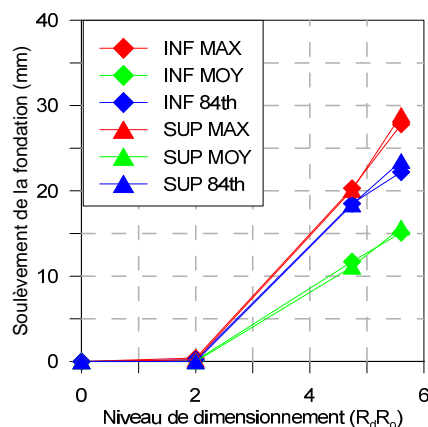


Figure 6.82: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #1 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

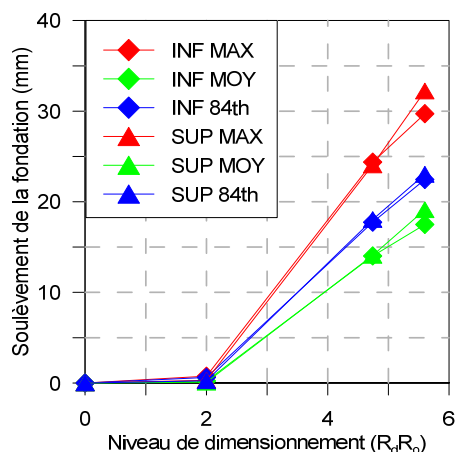


Figure 6.83: Soulèvement de l'extrémité gauche de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

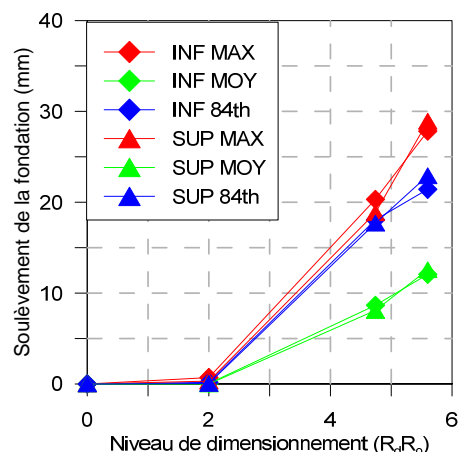


Figure 6.84: Soulèvement de l'extrémité droite de la fondation pour le sous-ensemble #2 en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation

6.4.2.3 Résumé de l'influence sur le comportement de la fondation

L'effet du bercement sur le comportement de la fondation est peu affecté par les caractéristiques du sol utilisé (INF ou SUP) pour l'analyse. Les résultats présentés aux figures 6.81 à 6.88 montrent que les valeurs de pression et de soulèvement en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation sont très semblables pour les deux types de sol. Pour la pression sous la fondation, le sol SUP montre des résultats supérieurs au sol INF d'environ 10%. Du côté du soulèvement de la fondation, il n'est pas possible d'identifier une tendance sur les résultats puisque le comportement pour les deux sols est très similaire.

6.5 Étude du déclenchement du bercement des fondations

Cette section est consacrée à l'évaluation du niveau minimum de sollicitation sismique responsable du déclenchement du bercement de la fondation. Il a été montré par les résultats présentés au cours de ce chapitre que le bercement de la fondation permet dans la plupart des cas d'éviter la plastification à la base du mur de refend en limitant les efforts de flexion qui sont transmis au mur. Dépendamment du type de sol utilisé pour la modélisation de l'interaction sol-structure, l'effort de flexion requis pour entraîner le bercement de la fondation peut différer.

6.5.1 Résultats des analyses

Les figures 6.85 à 6.88 présentent une comparaison entre les déplacements verticaux de la fondation en fonction de l'effort de flexion à la base du mur de refend. Les résultats sont présentés pour les deux fondations qui permettent le bercement, soit la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et de $R_d R_o = 5,6$, ainsi que pour les deux types de sol étudiés, soit le sol de type INF et de type SUP.

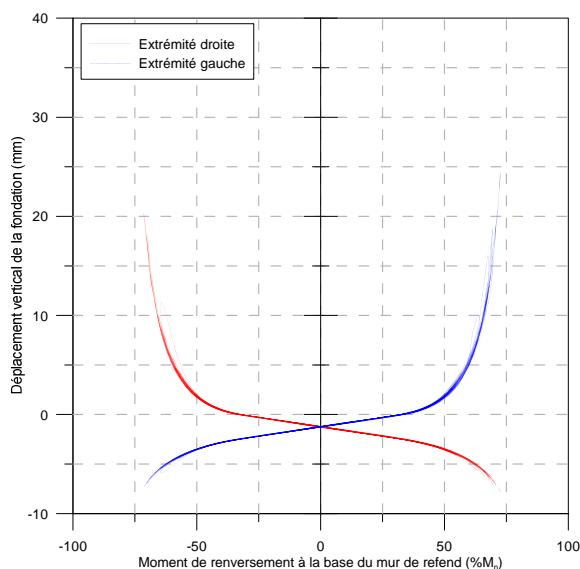


Figure 6.85: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et le sol de type INF

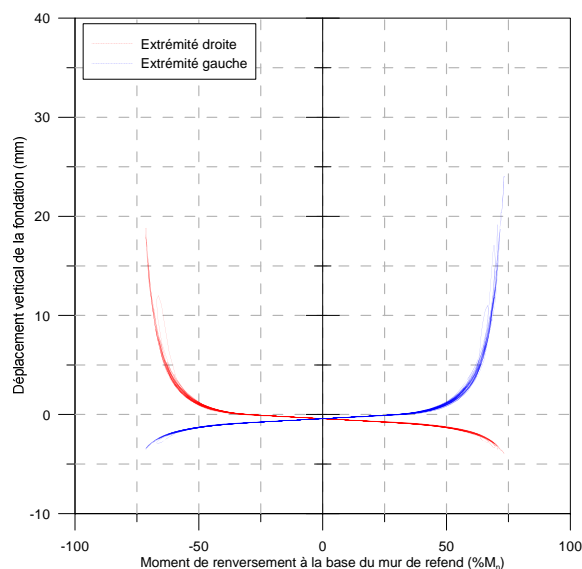


Figure 6.86: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ et le sol de type SUP

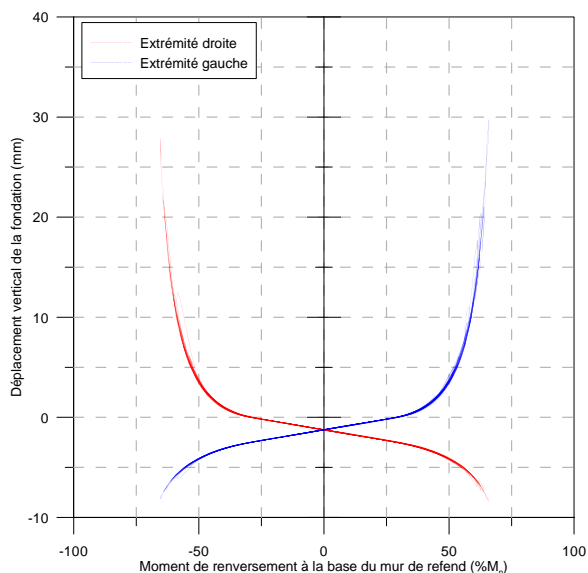


Figure 6.87: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$ et le sol de type INF

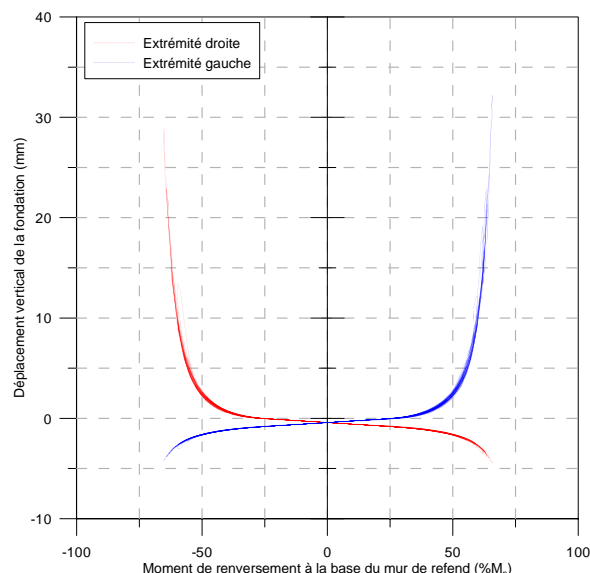


Figure 6.88: Déplacements verticaux de la fondation en fonction du moment de renversement à la base pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$ et le sol de type SUP

6.5.2 Résumé des analyses

- Pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$, le bercement s'initie à un niveau de moment de renversement à la base du mur de refend correspondant environ à 40% du moment nominal du mur à la base (M_n).
- Pour la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = 5,6$, le bercement s'initie à un niveau de moment de renversement à la base du mur de refend correspondant environ à 30% du moment nominal de mur à la base (M_n).
- Le type de sol n'a pas beaucoup d'influence sur le niveau de moment de renversement à la base du mur de refend qui amorce le bercement de la fondation. Le type de sol n'exerce pas d'influence sur l'amplitude du soulèvement de la fondation. Son influence se fait plutôt sentir au niveau de l'amplitude des tassements dans le sol sous la fondation. Pour le même niveau de sollicitation à la base du mur de refend, l'enfoncement de la fondation qui repose sur le sol de type INF est deux fois plus important que pour la fondation qui repose sur un sol de type SUP.

- Le bercement de la fondation permet de limiter les efforts à la base du mur de refend. Pour les deux fondations étudiées dans cette section, le niveau de moment de renversement à la base du mur de refend n'a jamais dépassé 75% de la valeur du moment nominal (M_n) du mur de refend à cet endroit.

6.6 Étude de l'influence du bercement sur les modes supérieurs de vibration

Tel que mentionné à la section 2.4, les modes supérieurs de vibration exercent une influence non-négligeable sur le comportement sismique des murs de refend. Cette influence se traduit par une augmentation du cisaillement à la base du mur, ainsi qu'une modification du profil des efforts latéraux imposés au mur de refend. Le contexte sismique de l'est du Canada, décrit à la section 5.1, fait en sorte que l'influence des modes supérieurs est d'autant plus importante en raison de la richesse en hautes fréquences du contenu fréquentiel des séismes de cette région.

L'analyse du comportement sismique d'un mur de refend élancé comme celui utilisé dans cette étude constitue une occasion intéressante de vérifier l'influence du bercement des fondations sur les modes supérieurs de vibration.

6.6.1 Impact des modes supérieurs de vibration sur le comportement du mur de refend à la base

Les sections 6.2.2.1 et 6.2.2.2 montrent que le bercement de la fondation permet de diminuer les efforts à la base du mur de refend. Pour une fondation qui berce, soit la fondation conçue avec un facteur de dimensionnement de $R_d R_o = M_n$ ou $R_d R_o = 5,6$, la diminution du cisaillement et du moment de renversement à la base peut atteindre respectivement jusqu'à 15 et 25%.

Le bercement agit comme un fusible à la base du mur de refend afin de limiter les efforts à un certain niveau de la résistance en flexion offerte par la section du mur tel qu'expliqué à la section 6.5. C'est donc dire que le bercement de la fondation permet d'atténuer l'augmentation des efforts à la base du mur de refend causée par l'impact des modes supérieurs puisque le niveau d'effort à la base est limité par le déclenchement du bercement de la fondation. Le surplus d'efforts est alors dissipé par le bercement de la fondation au lieu de l'être par la plastification du mur de refend.

6.6.2 Impact des modes supérieurs de vibration sur le comportement du mur de refend en hauteur

Tel que mentionné précédemment, les modes supérieurs de vibration influencent le comportement en hauteur du mur de refend en modifiant la distribution verticale des efforts de cisaillement et de flexion dans le mur de refend et les déplacements horizontaux au toit.

Les figures 6.89 et 6.90 illustrent la distribution verticale des efforts de cisaillement et de flexion dans le mur de refend en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation.

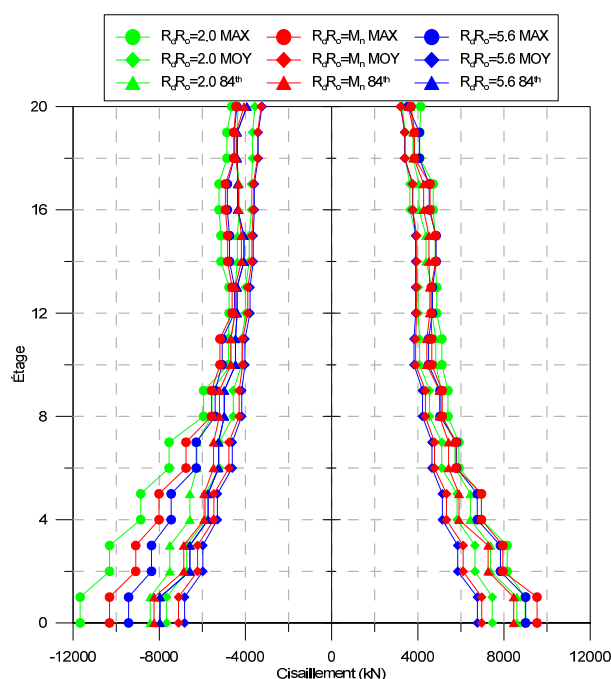


Figure 6.89: Exemple de distribution verticale des efforts de cisaillement dans le mur de refend

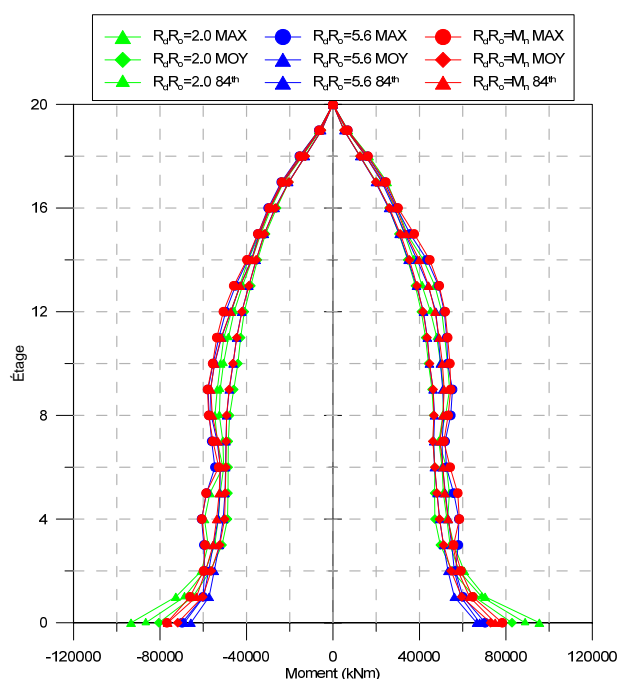


Figure 6.90: Exemple de distribution verticale des efforts de flexion dans le mur de refend

Il a été démontré à la section 6.6.1 que le bercement est responsable d'une diminution importante des efforts à la base du mur de refend. Toutefois, la réponse sismique du mur de refend en hauteur demeure identique peu importe le niveau de dimensionnement de la fondation, c'est donc dire que le bercement ne contribue pas à diminuer l'effet des modes supérieurs sur la distribution verticale des efforts dans le mur de refend.

Les figures 6.91 à 6.93 montrent le déplacement au toit du mur de refend soumis à trois accélérogrammes différents provenant du sous-ensemble #1 (section 5.4.1).

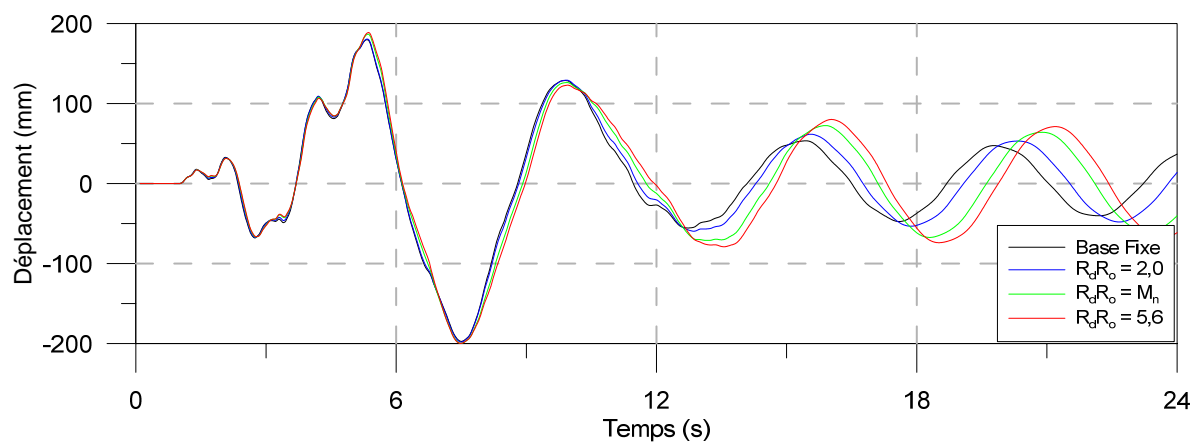


Figure 6.91: Exemple #1 du déplacement horizontal au toit en fonction du temps

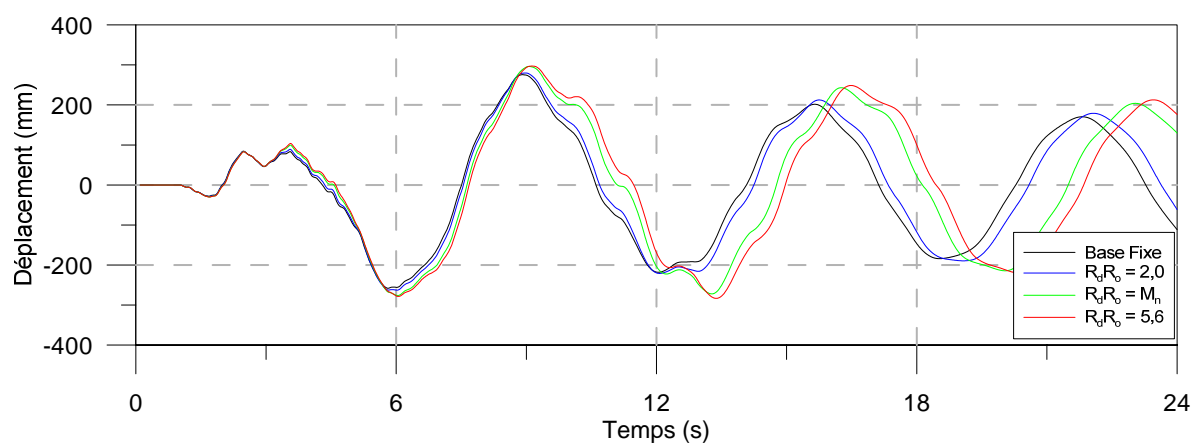


Figure 6.92: Exemple #2 du déplacement horizontal au toit en fonction du temps

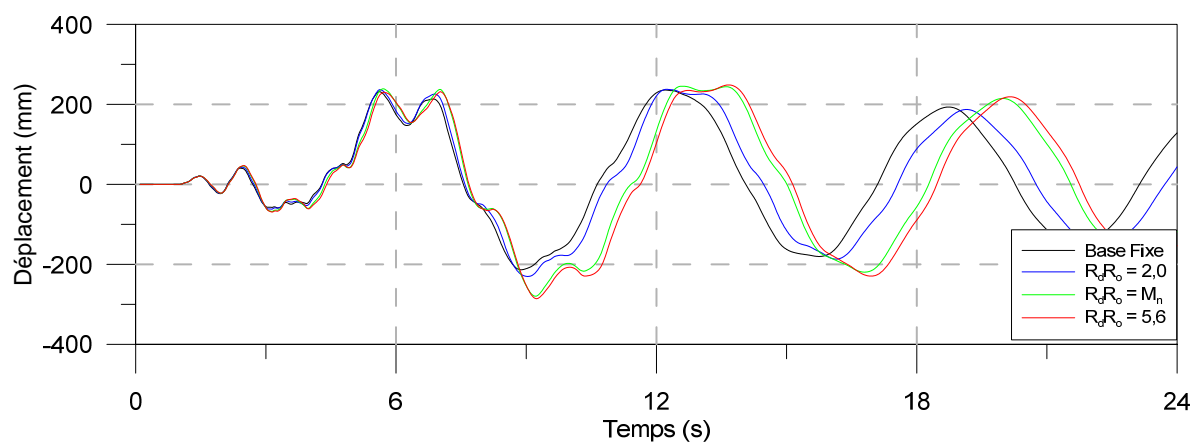


Figure 6.93: Exemple #3 du déplacement horizontal au toit en fonction du temps

Peu importe le niveau de dimensionnement de la fondation, la variation des déplacements au toit reste sensiblement la même. Il est aussi possible de constater que la variation du déplacement au

toit causée par le deuxième mode de vibration, soit la variation à l'intérieur des cycles provenant du premier mode de vibration, demeure constante pour tous les types de fondation. Ces figures montrent clairement que le bercement n'affecte pas l'impact des modes supérieurs de vibration sur le comportement sismique du mur de refend et de sa fondation.

6.6.3 Résumé de l'analyse

Cette analyse simple montre que le bercement de la fondation permet d'atténuer l'impact des modes supérieurs de vibration sur le comportement sismique à la base du mur de refend. Toutefois, le bercement ne parvient pas à réduire l'impact des modes supérieur de vibration sur le comportement sismique aux étages supérieurs du mur de refend. Le bercement de la fondation semble produire un effet similaire à celui de la plastification à la base du mur de refend. Cette ressemblance était prévisible puisque les deux phénomènes travaillent d'une façon similaire, soit par la formation d'un mécanisme à la base de la structure afin de limiter les efforts sismiques. Il est important de noter que la conclusion de cette étude demeure la même indépendamment du type de sol et du sous-ensemble d'accélérogrammes utilisés pour cette analyse.

CHAPITRE 7 ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UNE ESSAI DE BERCEMENT EN LABORATOIRE

Ce chapitre présente l'étude de faisabilité d'un essai de bercement en laboratoire sur un mur de refend. L'historique des essais traitant de l'interaction sol-structure et du bercement des fondations qui ont été effectués au cours des dernières années a été présenté à la section 2.1.3. Les objectifs de l'étude de faisabilité sont décrits à la section 7.1. La section 7.2 explique certains concepts concernant l'essai de bercement. Une brève présentation du bâtiment de référence est faite à la section 7.3, tandis que le prototype est montré à la section 7.4. Une explication en détails du montage et du protocole de l'essai est présentée à la section 7.5. Finalement, la section 7.6 traite de la validation de la mise à l'échelle à l'aide du modèle numérique.

7.1 Objectifs de l'étude de faisabilité

Cette étude s'inscrit comme étant une des premières étapes d'un nouveau domaine de recherche expérimentale au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. La portée de cette analyse se limite donc à l'étude de faisabilité d'un essai au laboratoire ainsi qu'à l'élaboration préliminaire d'un spécimen d'essai et d'un montage expérimental. Quelques analyses simples ont été conduites afin d'évaluer la validité des concepts de mise à l'échelle tant au niveau de la structure qu'au niveau du sol.

La réalisation d'un essai en laboratoire a pour but premier de valider les hypothèses utilisées pour la modélisation de l'interaction sol-structure présentée au Chapitre 4. Cet essai servira aussi à valider les conclusions issues des analyses présentées au Chapitre 6. Le comportement sismique du mur de refend étant bien connu, les efforts investis dans cet essai se concentrent donc davantage à évaluer le comportement sismique de la fondation et du sol qui la supporte. C'est dans cette optique qu'il a été convenu que le mur conservera un comportement élastique lors des essais, ce qui devrait diminuer la complexité de l'analyse des résultats et de la fabrication du spécimen.

7.2 Essai de bercement

L'essai de bercement vise à étudier le comportement d'un mur en béton armé en prenant en compte l'interaction entre le sol et la structure (ISS). Pour ce faire, il est nécessaire d'introduire un

échantillon de sol dans le montage. Contrairement à un essai traditionnel, la fondation du mur est déposée sur du sable au lieu d'être fixée directement à la table vibrante. De cette façon, les déplacements verticaux à la base de la fondation sont libres de se produire. Les déplacements ainsi que la pression dans le sol sous la fondation pourront être enregistrés lors de l'essai pour être comparés avec ceux prédits par le modèle analytique.

Le modèle expérimental est inspiré d'un mur de refend en béton armé provenant d'un bâtiment typique pour la région de Montréal. Le mur en question peut être adéquatement représenté par un modèle bâtonnet tel que présenté à la figure 7.1. À chaque étage, une masse sismique concentrée est placée au niveau du plancher. La figure 7.2 présente le modèle réduit équivalent à un degré de liberté qui est étudié au laboratoire. L'utilisation des lois de similitude permet d'obtenir un modèle réduit qui est en mesure de reproduire le comportement du prototype de façon satisfaisante. Finalement, on dépose le modèle réduit dans la boîte de cisaillement remplie de sable afin de simuler l'interaction sol-structure sur le spécimen, tel qu'illustré à la figure 7.3. L'accélération sismique est ensuite appliquée par le moyen d'un vérin hydraulique directement à la base de la boîte, qui transmet l'accélération au sable. Les ondes se propagent ensuite du sable vers la fondation du mur. L'utilisation d'une boîte de cisaillement permet d'éviter la contamination des résultats en raison de la réfraction des ondes sur les parois qui retiennent le sol.

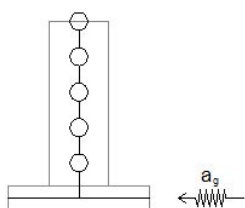


Figure 7.1: Illustration simplifiée du prototype

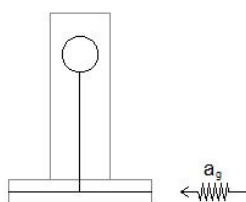


Figure 7.2: Illustration simplifiée du modèle équivalent à 1 DDL

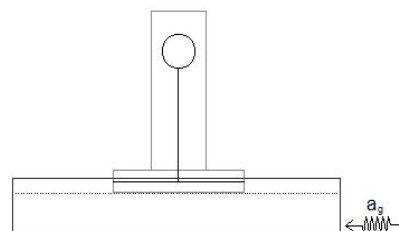


Figure 7.3: Illustration simplifiée du modèle réduit et de la boîte de cisaillement

7.3 Présentation du bâtiment et du prototype

7.3.1 Bâtiment étudié

Le bâtiment de référence est un bâtiment en béton armé à vocation résidentielle. Il se situe au centre-ville de Montréal sur un sol de catégorie C. La structure est conçue selon les normes CSA *A23.3-04* et *CNBC 2010*, tel que présentés au Chapitre 3. Le bâtiment est composé de 5 étages d'une hauteur de 3 m chacun pour une hauteur totale de 15 m. Chacuns des planchers possède une surface de 225 m², un périmètre de 60 m et une masse sismique de 219,4 tonnes métriques. Le système de résistance aux charges latérales est constitué de 6 murs de refend en béton armé situés sur le contour du bâtiment. Ils sont conçus pour un facteur de ductilité élevé, soit un $R_d R_o = 5,6$. L'influence de la torsion sur le comportement sismique du bâtiment est jugée faible. L'analyse modale a révélé que la période fondamentale de vibration est de 1,0 secondes. La figure 7.4 ainsi que le tableau 7.1 montrent les caractéristiques principales du bâtiment de référence.

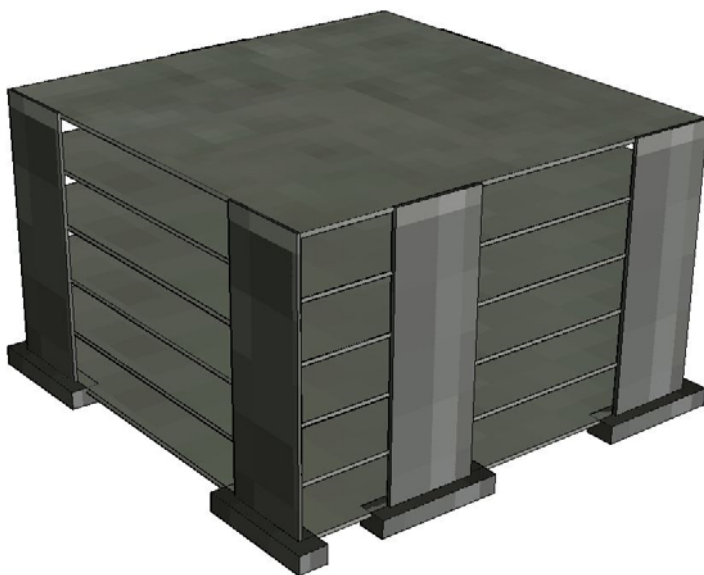


Figure 7.4: Vue 3D du bâtiment de référence

Tableau 7.1: Caractéristiques du bâtiment de référence

Longueur	15 m
Largeur	15 m
Surface de plancher	225 m ²
Nombre d'étage	5
Hauteur d'étage	3
Hauteur totale	15
Masse sismique	2900 t
Période #1	1.0 s
Période #2	1.2 s

7.3.2 Prototype

Le mur M4 est sélectionné afin de servir de prototype. Étant donné qu'il s'agit du mur portant la plus grande charge axiale, ceci offre une plus grande flexibilité lors du processus de mise à l'échelle de la fondation du mur. Afin de faciliter la visualisation du bercement au laboratoire, la fondation du mur M4 a été conçue pour un facteur de ductilité $R_d R_o = 5,6$. Ce niveau de ductilité est le même que celui utilisé pour la conception des murs de refend. Avec ce niveau de dimensionnement, la fondation sera soumise à des moments de renversement considérables par rapport à sa taille. Ceci devrait favoriser l'enregistrement des déplacements verticaux de la fondation au laboratoire. Le tableau 7.2 résume les caractéristiques principales du prototype.

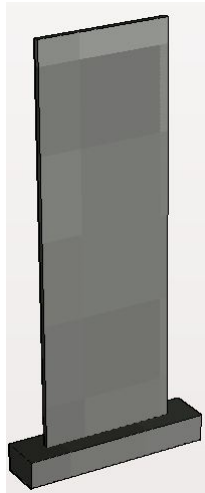


Figure 7.5: Vue 3D du prototype

Tableau 7.2: Caractéristiques du prototype

Mur	
Longueur	5 m
Largeur	0,20 m
Hauteur	15m
Fondation	
Longueur	6m
Largeur	1,13 m

7.4 Présentation du spécimen

Lors d'un essai en laboratoire, d'importantes contraintes sur les dimensions physiques des éléments font surface. Afin de remédier à ces contraintes, il est courant d'effectuer les essais sur des spécimens de taille réduite tout en s'assurant de la représentativité des résultats.

7.4.1 Lois de similitude

Pour appliquer les lois de similitude, il faut tout d'abord identifier l'unité de base à partir de laquelle le facteur d'échelle est calculé. Pour cet essai, le facteur d'échelle se base sur la longueur de la

fondation du spécimen. Les autres unités sont ajustées en fonction du facteur d'échelle entre la longueur de la fondation du spécimen et celle du prototype.

Pour l'essai de bercement, une difficulté supplémentaire s'ajoute. La présence du sol dans le montage fait en sorte qu'il faut respecter à la fois les lois de similitude pour le sol et celles pour la structure. Le tableau 7.3 résume les lois de similitude pour les deux entités. La valeur de N correspond au facteur d'échelle entre la longueur de la fondation du spécimen et du prototype.

Tableau 7.3: Lois de similitude pour le sol et la structure

Unités	Géotechnique	Structure
Déplacement	N	N
Temps	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$
Vitesse	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$
Accélération	1	1
Force	N^3	N^2
Fréquence	$N^{-0.5}$	$N^{-0.5}$
Contrainte	N	1

Les lois de similitude pour la force et la contrainte dans le sol sont différentes de celles pour la structure. Ceci s'explique par le fait que le calcul de la capacité portante du sol dépend uniquement de la largeur de la fondation, contrairement au calcul d'une contrainte sur une section qui dépend de l'aire de celle-ci. Il y a donc un facteur dimensionnel de moins du côté du sol par rapport à la structure. Pour plus de détails sur ces lois de similitude, le lecteur est invité à consulter M-D Rioux (2013) qui explique en détail leur origine

7.4.2 Élaboration du spécimen

7.4.2.1 Identification d'un modèle équivalent pour le prototype

La première étape de l'élaboration du spécimen pour l'essai au laboratoire consiste en l'identification d'un modèle équivalent pour le prototype. Tel que présenté à la section 7.3.2, le prototype est un mur de refend simple muni de cinq masses sismiques concentrées, soit une par étage, ce qui s'apparente à un oscillateur à plusieurs degrés de liberté dynamiques. Pour des fins de simplification du montage au laboratoire, il est avantageux de modéliser le prototype en utilisant un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté dynamique, soit un oscillateur simple. C'est un sacrifice qui ne devrait pas trop affecter la représentativité du comportement de bercement de la

fondation puisque ce comportement est surtout contrôlé par le niveau d'effort en flexion à la base du mur de refend. De plus, pour un mur de la taille du prototype, soit 15 m, l'impact des modes supérieurs sur le moment à la base a une importance plutôt limitée.

Les figures 7.6 et 7.7 montrent l'évolution de la modélisation décrite précédemment entre le prototype de base et son modèle équivalent. Tel que mentionné au début de ce chapitre, il a été choisi que le mur conserverait un comportement élastique durant la sollicitation sismique de façon à simplifier le montage et l'analyse des résultats. C'est pourquoi la section du mur de refend en béton armé est substituée par une poutre d'acier tel que représenté à la figure 7.8.

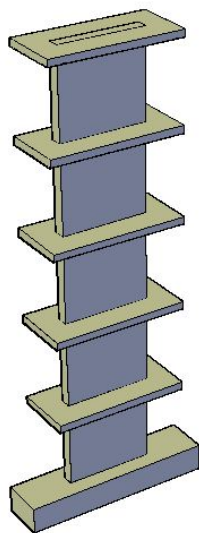


Figure 7.6: Prototype de base

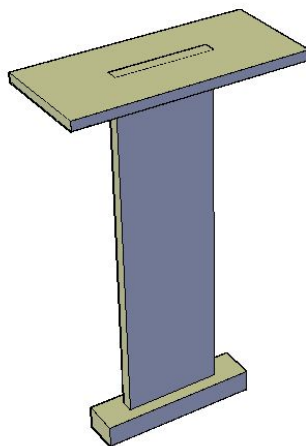


Figure 7.7: Modèle équivalent du prototype à 1 DDL

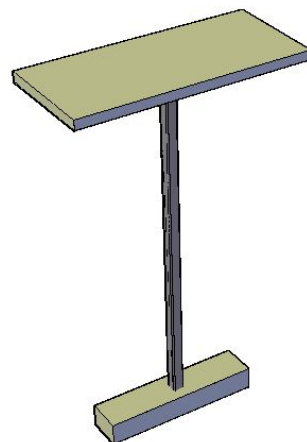


Figure 7.8: Modèle équivalent du prototype avec poutre d'acier

La substitution entre l'oscillateur à plusieurs degrés de liberté dynamiques et l'oscillateur simple s'effectue en modifiant la rigidité de la section du mur pour obtenir la même période de vibration fondamentale.

$$T_{\text{fond}} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad [7.1]$$

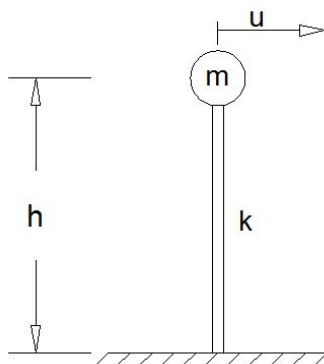


Figure 7.9: Influence de la hauteur, de la rigidité et de la masse

Lors de la mise à l'échelle du spécimen, il est important de conserver le rapport de masse afin de conserver la similitude au niveau des efforts. Il aurait été possible d'utiliser une masse plus faible en la positionnant à une hauteur plus élevée tel que montré à la figure 7.9. La valeur du moment à la base aurait été identique. Toutefois, la valeur du cisaillement aurait été sous-estimée puisqu'elle n'est pas affectée par la position de la masse.

$$F = V_{\text{base}} = m * a \quad [7.2]$$

$$M_{\text{renv}} = F * h = V_{\text{base}} * h = m * a * h \quad [7.3]$$

7.4.2.2 Contraintes physiques

La mise à l'échelle du spécimen s'exécute en respectant certaines contraintes imposées par les dimensions physiques de la boîte de cisaillement ainsi que par les limitations des lois de similitude. Puisque les deux contraintes sont dépendantes l'une de l'autre, ceci complique le processus de mise à l'échelle.

Suites aux recommandations de M-D Rioux (2013), la pression dans le sol sous la fondation, soit la pression de contact, doit être d'environ 80 kPa afin de respecter la plage critique de l'indice de vide du sol. Cette pression de contact est définie comme étant la contrainte dans le sol sous la fondation lorsque celle-ci est au repos, c'est-à-dire qu'elle n'est pas soumise à une sollicitation sismique. L'utilisation d'un sol dans le montage fait aussi en sorte qu'il est impossible de modifier

l'amplitude de l'accélération du séisme. C'est donc dire que seule l'échelle du temps sera modifiée pour l'accélérogramme employé.

La taille maximale de l'échantillon est fixée à environ 2 m de longueur afin de conserver un peu plus de 500 mm d'espace entre les parois de la boîte de cisaillement et la fondation du spécimen. Ceci devrait permettre d'éviter la perturbation des zones de poinçonnement du sol à chaque extrémité de la fondation.

Il est aussi important de constater que la masse sismique est affectée par un facteur d'échelle au cube. Il est donc avantageux d'utiliser un facteur d'échelle élevé de façon à diminuer cette masse au maximum tout en respectant la pression de contact minimum et en conservant la similitude au niveau de la période de vibration. Le choix de la masse sismique à utiliser pour l'essai au laboratoire est l'aspect le plus important de l'élaboration du spécimen. Plus la masse sismique est importante, plus l'équipement nécessaire pour la déplacer et pour la supporter sera imposant.

7.4.2.3 Facteur d'échelle

Le tableau 7.4 présente quelques options envisageables concernant le facteur d'échelle à utiliser pour spécimen au laboratoire.

Tableau 7.4: Étude des facteurs d'échelle pour la fondation du spécimen

Échelle	3.5	4	4.5	5	5.5	6
Longueur (m)	2.00	1.75	1.56	1.40	1.27	1.17
Largeur (m)	0.45	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27
Hauteur (m)	0.30	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17
Masse sismique (kN)	251	168	118	86	65	50
Charge axiale (kN)	78	52	37	27	20	16
Q_{app} (kPa)	86	75	67	60	55	50
Q_{app}/Q_{adm}	96%	97%	97%	97%	96%	96%

Les résultats présentés au tableau 7.4 démontrent qu'il est difficile d'utiliser des facteurs d'échelle inférieurs à 3, lesquels imposent une fondation trop longue pour la boîte de cisaillement et une masse sismique trop importante. Il est aussi impossible d'utiliser des facteurs d'échelle supérieurs à 5 puisque la pression de contact sous la fondation devient trop faible, ce qui fait en sorte que la similarité entre le prototype et le spécimen n'est plus garantie.

Suites à ces observations, un facteur d'échelle de 4 est retenu pour le dimensionnement du spécimen.

7.4.2.4 Caractéristiques du spécimen

La figure 7.10 et le tableau 7.5 présentent les caractéristiques principales du spécimen conçu avec un facteur d'échelle de 4. La section utilisée pour la poutre d'acier substitue doit être choisie en vue d'obtenir une période de vibration qui respecte les lois de similitude de la structure concernant le temps. C'est donc dire que le ratio entre la période de vibration du spécimen et du prototype équivalent doit être de $N^{0,5}$, où N est le facteur d'échelle choisi. La période de vibration du spécimen doit alors être de 0,5 seconde.

Tableau 7.5: Caractéristiques du spécimen

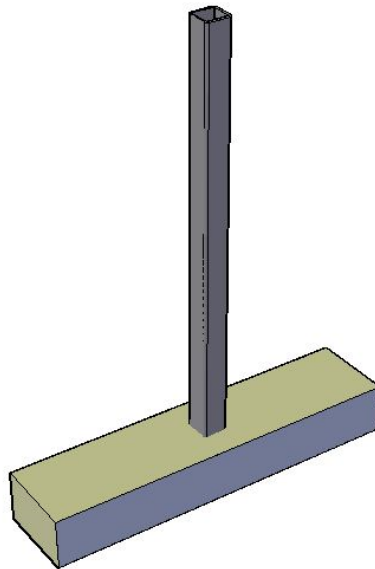


Figure 7.10: Spécimen avec poutre substitue

Poutre substitue	
Type	HSS
Hauteur du T (m)	2.4
Largeur du T (m)	1.8
Nuance	350W
Fondation	
Longueur (m)	1.75
Largeur (m)	0.4
Hauteur (m)	0.25

La poutre d'acier substitue employée dans le spécimen sera assemblée pour former un « T ». Elle sera placée en position inversée de façon à utiliser la tête du « T » comme armature dans la fondation. Les figures 7.11 et 7.12 montrent une vue tridimensionnelle du spécimen et de la poutre substitue.

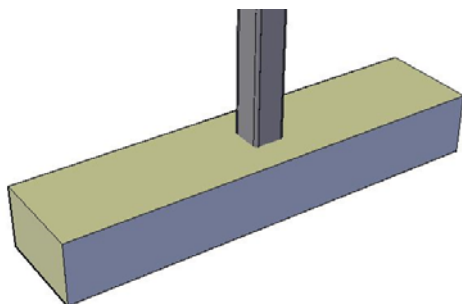


Figure 7.11: Illustration du groupe poutre et fondation

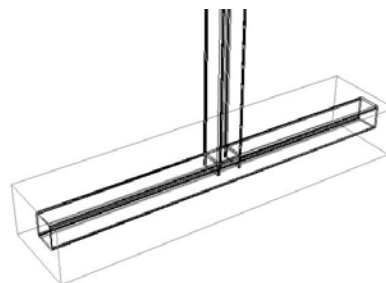


Figure 7.12: Poutre dans la fondation

7.5 Présentation du montage

Les figures 7.13 et 7.14 présentent le montage à utiliser pour réaliser l'essai de bercement. Tout d'abord, on doit installer la boîte de confinement à l'intérieur d'un cadre de protection. Ce cadre servira à soutenir la masse sismique et la charge axiale. Il pourra aussi servir à stabiliser le spécimen durant l'essai. Ensuite, le sable est déposé et compacté dans la boîte de confinement. Le spécimen est alors placé sur le sable à l'aide du pont roulant. La charge axiale et la masse sismique, qui sont constituées de plaques d'acier de 3 tonnes chacune, sont ensuite installées sur le cadre de protection, tel que présenté à la figure 7.14. Ces plaques sont disposées de façon à ce que certaines d'entre elles agissent comme charge axiale et masse sismique à la fois. Finalement, on procède à l'installation du vérin à la base de la boîte.

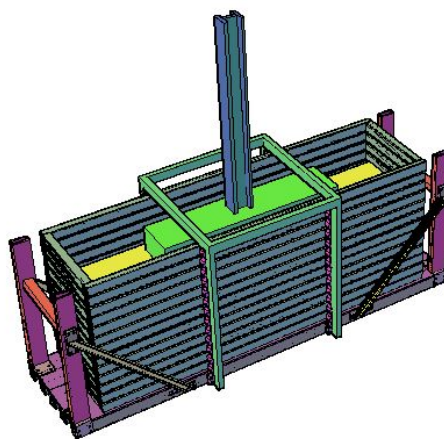


Figure 7.13: Montage du spécimen et de la boîte de confinement

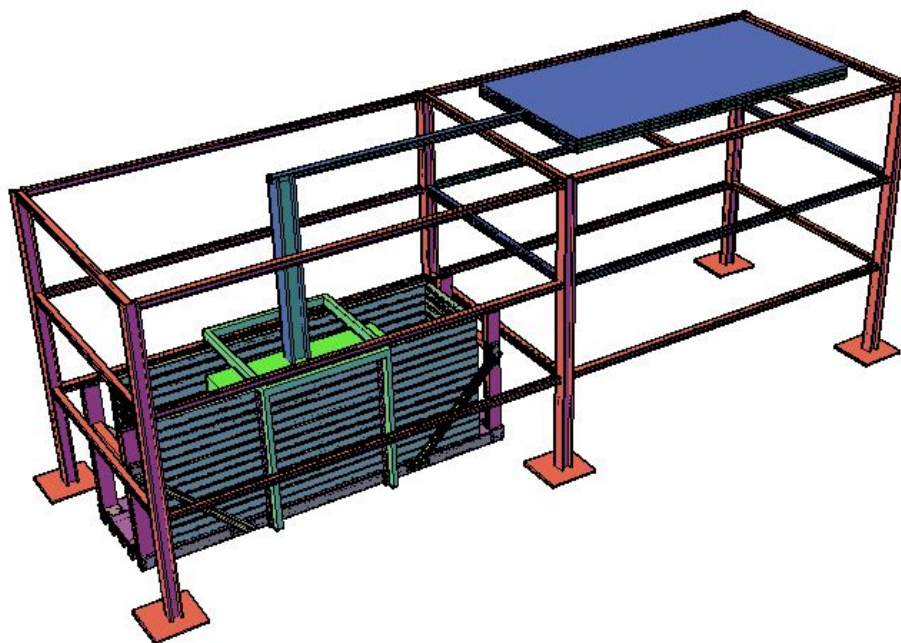


Figure 7.14: Montage du spécimen, de la boîte de confinement, de la masse sismique, de la charge axiale et du cadre de protection

Les problèmes reliés à l'utilisation d'une boîte de confinement pour un échantillon de sol dans les essais dynamiques sont bien connus. La présence de parois rigides à proximité de la fondation peut notamment modifier la fréquence de vibration fondamentale de l'échantillon de sol confiné. Les parois rigides peuvent aussi augmenter artificiellement la capacité portante du sol en interagissant avec les plans de rupture en cisaillement qui se développent sous la fondation. La littérature fait aussi état d'un problème de réverbération des ondes sismiques causé par les parois rigides de la boîte de confinement.

M-D Rioux (2013) propose l'utilisation d'une boîte de confinement laminaire en cisaillement afin de mitiger les impacts des frontières rigides sur le comportement dynamique du sol. Les figures 7.15 et 7.16 proposent des vues en plan et en élévation de la boîte en question.

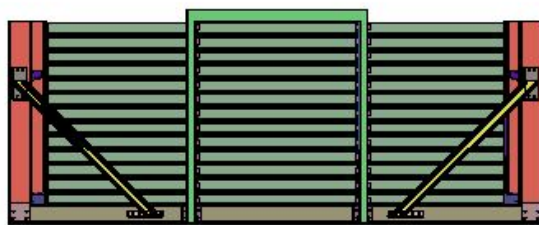


Figure 7.15: Vue en élévation de la boîte de confinement laminaire en cisaillement

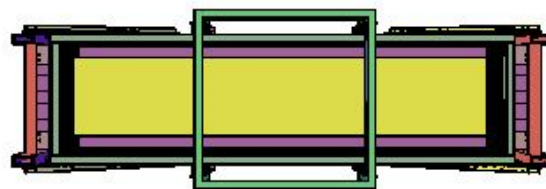


Figure 7.16: Vue en plan de la boîte de confinement laminaire en cisaillement

Les treize cadres d'acier superposés qui forment la boîte de confinement laminaire en cisaillement reposent sur des systèmes de roulement à billes, leur permettant de se déplacer horizontalement les uns par rapport aux autres. Le sol peut alors se déformer librement en cisaillement. Comme il est expliqué par M-D Rioux (2013), cette boîte permet aussi au sol de maintenir une fréquence d'excitation aussi près que possible de sa fréquence de vibration naturelle, et ce malgré la présence des parois de confinement.

M-D Rioux (2013) explique que, pour une fondation de dimensions comparables à celle du prototype, la rupture du sol par poinçonnement aux extrémités de la fondation (figure 7.18) est la plus susceptible de se produire. Ceci confirme les résultats obtenus des analyses présentées au Chapitre 6. Puisque le risque d'une rupture suivant un plan de cisaillement (figure 7.17) est faible, les dimensions maximales de la fondation du prototype sont limitées par les zones de refoulement aux deux extrémités de la fondation.

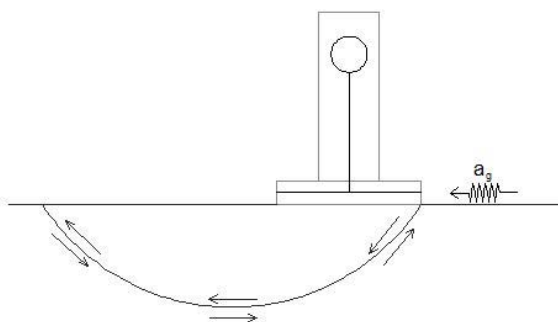


Figure 7.17: Rupture en cisaillement

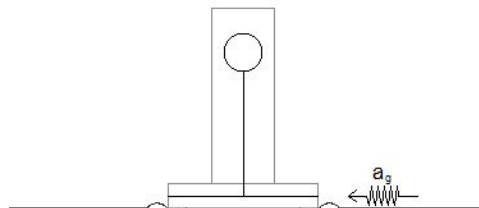


Figure 7.18: Rupture en poinçonnement

7.6 Validation du spécimen

Cette section est consacrée à la validation numérique du comportement du modèle réduit en le comparant au comportement du prototype. Premièrement, le comportement du modèle réduit est étudié en ignorant l'interaction sol-structure. Ensuite, on introduit la fondation Winkler au modèle et on compare la réponse avec le prototype.

7.6.1 Comparaison du prototype et du prototype simplifié

Les figures 7.19 à 7.26 montrent les résultats d'une analyse comparative entre le prototype (figure 7.6) constitué d'un mur de refend de 15 m de hauteur et de 5 masses sismiques et le prototype simplifié (figure 7.7) représenté par un mur de refend d'environ 10,6 m de hauteur à une seule masse sismique équivalente.

7.6.1.1 Accélération et déplacements horizontaux

La figure 7.19 montre l'accélérogramme utilisé pour l'analyse comparative du comportement du prototype et du prototype simplifié. La comparaison des déplacements horizontaux au toit est présentée à la figure 7.20.

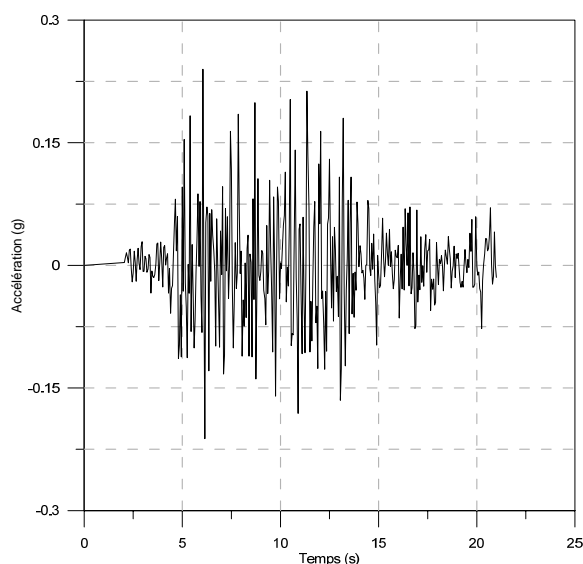


Figure 7.19: Accélération utilisée pour la validation du prototype et du prototype simplifié

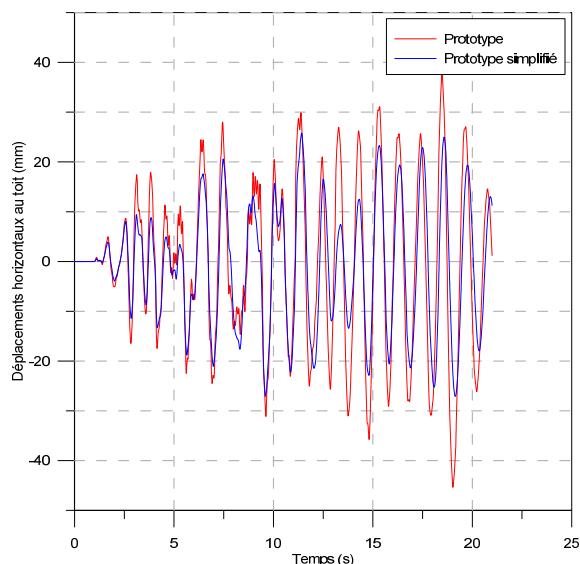


Figure 7.20: Déplacement horizontal au toit pour le prototype et le prototype simplifié

7.6.1.2 Déplacements verticaux de la fondation

La comparaison des déplacements verticaux aux extrémités de la fondation du prototype et du prototype simplifié est présentée aux figures 7.21 et 7.22.

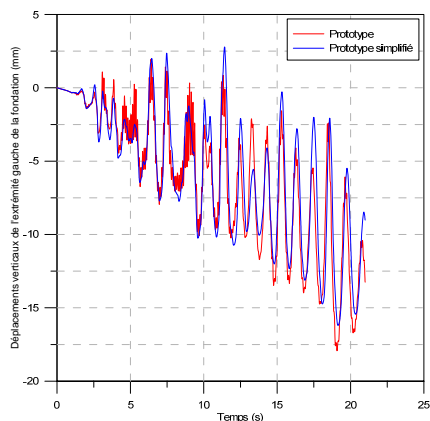


Figure 7.21: Déplacement vertical à l'extrémité gauche de la fondation du prototype et du prototype simplifié

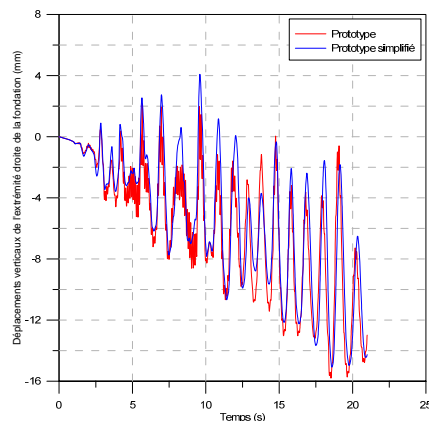


Figure 7.22: Déplacement vertical à l'extrémité droite de la fondation du prototype et du prototype simplifié

7.6.1.3 Pression dans le sol sous la fondation

Les valeurs de pression dans le sol sous les extrémités de la fondation du prototype et du prototype simplifié sont comparées aux figures 7.23 et 7.24.

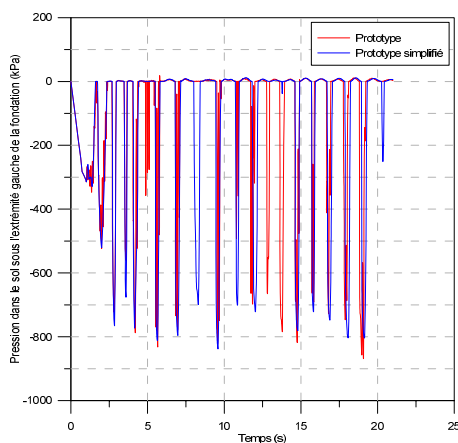


Figure 7.23: Pression dans le sol sous l'extrémité gauche de la fondation du prototype et du prototype simplifié

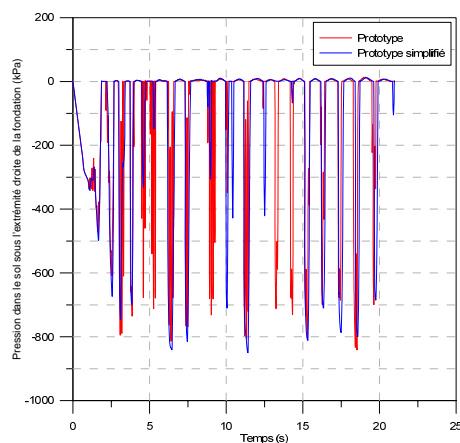


Figure 7.24: Pression dans le sol sous l'extrémité droite de la fondation du prototype et du prototype simplifié

7.6.1.4 Efforts à la base du mur de refend

La comparaison des efforts de cisaillement et de flexion à la base du prototype et du prototype simplifié est présentée aux figures 7.25 et 7.26.

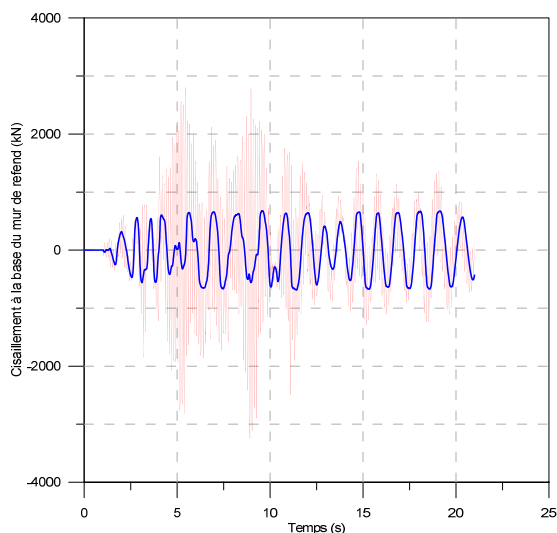


Figure 7.25: Cisaillement à la base du prototype et du prototype simplifié

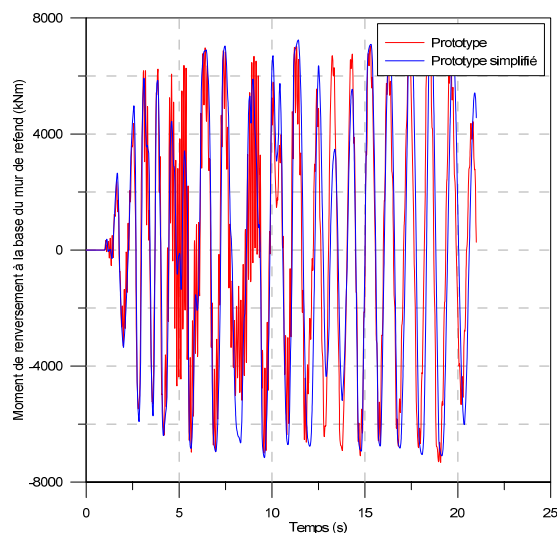


Figure 7.26: Moment de renversement à la base du prototype et du prototype simplifié

La figure 7.25 montre une différence importante entre le cisaillement à la base du prototype et le cisaillement à la base du prototype simplifié. Étant donné la modélisation utilisée, soit une masse sismique concentrée au lieu de 5 masses sismiques réparties, la participation des modes supérieurs de vibrations à la réponse sismique totale du prototype simplifié est ignorée. Bien qu'il s'agisse d'une différence importante, les limitations physiques au laboratoire font en sorte qu'une telle simplification est nécessaire. Toutefois, cette hypothèse de modélisation ne devrait pas affecter le bercement de la fondation puisqu'il s'agit d'un phénomène plutôt relié au moment de renversement à la base du mur de refend et que celui-ci n'est pas altéré par la simplification du prototype.

7.6.2 Comparaison du comportement du prototype simplifié et du spécimen

Les figures 7.27 à 7.34 montrent les résultats de l'étude comparative entre le prototype simplifié, qui est constitué d'un mur de refend de 10,6 m de hauteur et d'une masse sismique équivalente, et le spécimen représenté au laboratoire par une masse sismique équivalente reposant sur une poutre substituée de 2,65 m de hauteur. Afin de comparer convenablement les comportements, il faut ajuster les résultats du prototype simplifié avec les lois de similitude présentées à la section 7.4.1.

7.6.2.1 Accélération et déplacements horizontaux

La figure 7.27 montre l'accélération utilisée pour l'étude comparative. Il s'agit d'une sollicitation équivalente à celle présentée à la figure 7.19. Pour des fins de comparaison, l'échelle de temps de l'accélérogramme a été ajustée en accord avec la loi de similitude qui s'applique sur la dimension temporelle ($N^{0.5}$). La comparaison des déplacements horizontaux au toit est présentée à la figure 7.28.

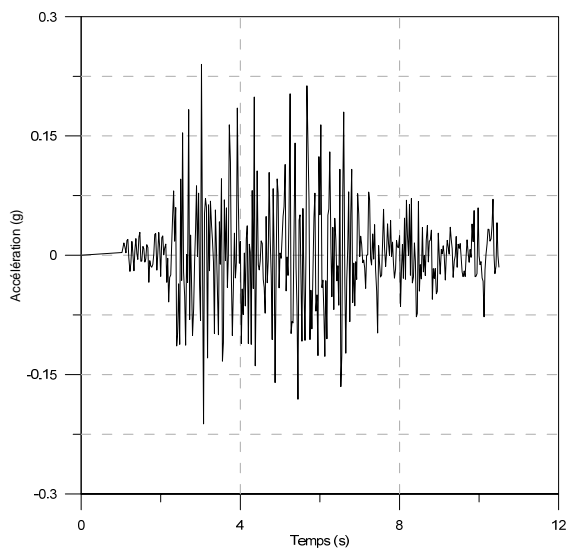


Figure 7.27: Séisme modifié pour la validation du spécimen et du prototype ajusté

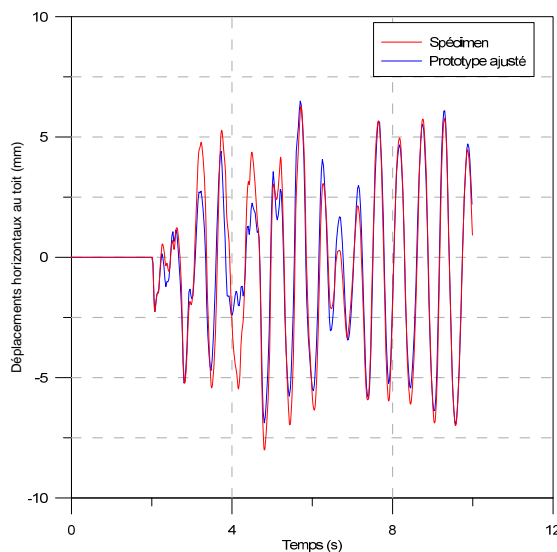


Figure 7.28: Déplacement horizontal au toit pour le spécimen et le prototype ajusté

7.6.2.2 Déplacements verticaux de la fondation

La comparaison des déplacements verticaux aux extrémités de la fondation du spécimen et du prototype simplifié et ajusté est présentée aux figures 7.29 et 7.30.

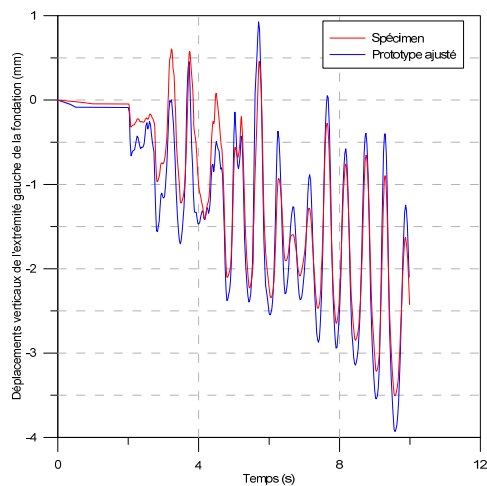


Figure 7.29: Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation du spécimen et du prototype ajusté

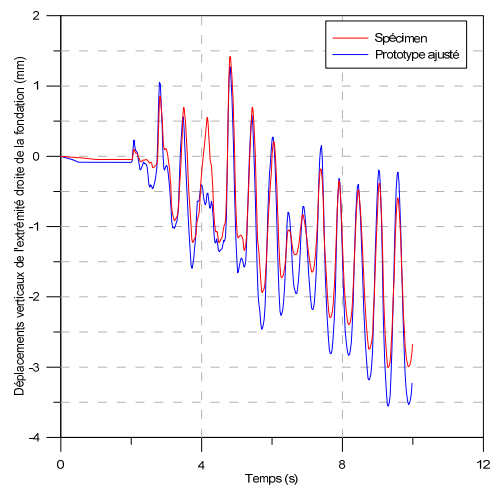


Figure 7.30: Déplacement vertical de l'extrémité droite de la fondation du spécimen et du prototype ajusté

7.6.2.3 Pression dans le sol sous la fondation

La comparaison de la pression dans le sol sous les extrémités de la fondation du spécimen et du prototype simplifié et ajusté est présentée aux figures 7.31 et 7.32.

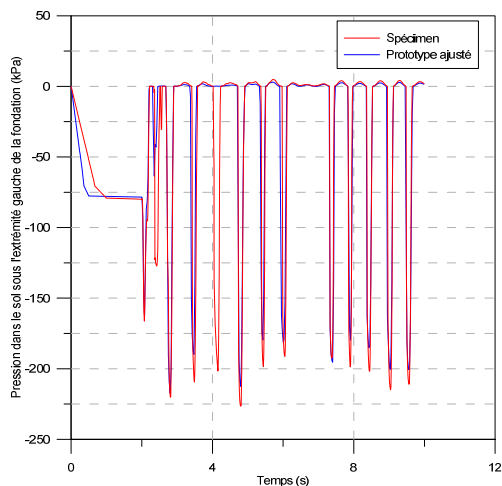


Figure 7.31: Pression dans le sol sous l'extrémité gauche de la fondation du spécimen et du prototype ajusté

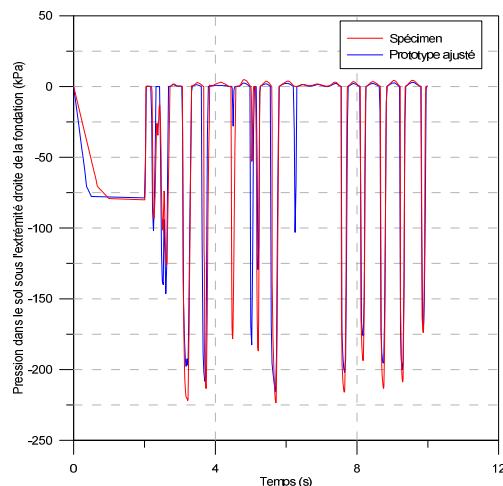


Figure 7.32: Pression dans le sol sous l'extrémité droite de la fondation du spécimen et du prototype ajusté

7.6.2.4 Efforts à la base du mur de refend

Les figures 7.33 et 7.34 présentent la comparaison entre les efforts de cisaillement et de flexion à la base du spécimen et du prototype simplifié et ajusté.

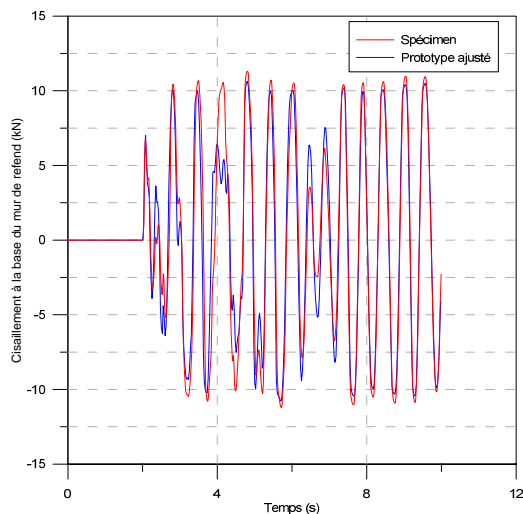


Figure 7.33: Cisaillement à la base du spécimen et du prototype ajusté

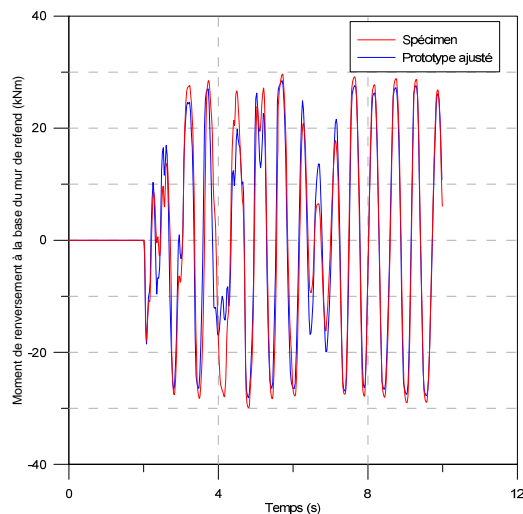


Figure 7.34: Moment de renversement à la base du spécimen et du prototype ajusté

7.6.3 Résumé de la validation du spécimen

Les études comparatives présentées aux sections 7.6.1 et 0 démontrent que le spécimen proposé parvient à représenter de façon adéquate le bercement du mur de refend. Le comportement de la fondation et du sol sous-jacent est très bien représenté par le spécimen. Les déplacements verticaux de la fondation et les pressions dans le sol sont similaires à ceux mesurés pour le prototype de référence.

La simplification du prototype par un oscillateur simple à masse sismique équivalente parvient à bien représenter les déplacements horizontaux au toit et les efforts de flexion à la base du mur de refend. Toutefois, le spécimen ne parvient pas à bien reproduire les variations observées au niveau du cisaillement à la base du mur de refend, tel que montré à la figure 7.25. Cette différence s'explique probablement par le fait qu'une masse sismique équivalente est utilisée au lieu de cinq masses sismiques ponctuelles, soit une à chaque étage, pour des raisons de simplification du montage au laboratoire. Le cisaillement mesuré à la base du mur de refend provient alors seulement du premier mode de vibration du prototype.

Bien que la représentation du comportement ne soit pas parfaite, la similarité entre la réponse du prototype et du spécimen est jugée suffisamment satisfaisante pour permettre de conclure qu'un essai de bercement comme celui présenté dans ce chapitre est faisable. Toutefois, des simulations

numériques supplémentaires ainsi que des essais de calibration de la boîte de confinement laminaire en cisaillement seront requis afin d'assurer le bon déroulement des essais.

CHAPITRE 8 CONCLUSION

8.1 Synthèses et conclusions

Le phénomène du bercement des fondations superficielles est utilisé par le *CNBC 2010* afin de limiter les efforts sismiques maximums imposés aux fondations des murs de refend en béton armé. Ce faisant, il est permis de diminuer le moment de renversement appliqué à la fondation en utilisant un facteur de réduction de 2,0. Ce facteur de réduction provient des travaux d'Anderson (2003) qui s'est intéressé à ce type de comportement pour des murs de refend de différentes hauteurs situés à l'ouest du Canada. Une vérification de la similitude du comportement pour l'est du Canada s'avère donc importante afin de confirmer que l'utilisation du facteur de réduction pour le dimensionnement des fondations est appropriée.

Le Bec (2010) a évalué l'influence du bercement de la fondation superficielle d'un mur de refend en béton armé de 10 étages pour la région de Montréal. Il conclut que l'utilisation d'un facteur de réduction de 2,0 pour le dimensionnement de la fondation est conservatrice puisque la fondation ne subit aucun bercement. Il ajoute qu'il est possible de dimensionner la fondation pour un moment équivalent à la capacité flexionnelle (M_n) du mur de refend sans compromettre l'intégrité de la structure, de sa fondation et du sol sur lequel elle repose.

Dans une optique de continuité, de mémoire s'est penché sur le bercement des fondations superficielles d'un mur de refend en béton armé de 20 étages situé à Montréal. La première étape de ce travail a été de concevoir les 6 murs de refend ductiles qui composent le système de résistance aux forces latérales du bâtiment. Ces murs ont été dimensionnés par capacité en utilisant un facteur de modification des forces sismiques de $R_d R_o$ égal à 5,6. Les fondations superficielles de ces murs de refend ont été dimensionnées pour trois niveaux de sollicitation, soit pour des efforts élastiques divisés par un facteur de dimensionnement $R_d R_o$ égal à 2,0, pour des efforts correspondant à la capacité flexionnelle du mur de refend à sa base ($R_d R_o = M_n$) et pour des efforts élastiques divisés par un facteur de dimensionnement $R_d R_o$ égal à 5,6.

Un modèle numérique a ensuite été développé afin d'analyser en détail le bercement de la fondation. Ce modèle est composé de trois éléments principaux, soit un mur de refend, une fondation ainsi qu'un dépôt de sol. Le mur de refend est modélisé par des éléments non-linéaires multifibres permettant une discrétisation précise de leur section. L'interaction sol-structure est

prise en compte dans le modèle en utilisant une fondation de type Winkler. Dans cette modélisation, une fondation est représentée par des éléments linéaires qui reposent sur une série de ressorts non-linéaire auxquels sont attribués les propriétés mécaniques du sol. Ce type de modélisation est capable de représenter le soulèvement de la fondation ainsi que les tassements subis par le sol lorsque la fondation s'y enfonce. Certaines caractéristiques du modèle ont ensuite été calibrées au moyen d'analyses paramétriques.

Deux sols différents ont été considérés lors du dimensionnement des fondations et lors de l'élaboration du modèle. Ces deux sols, soit le sol INF et le sol SUP, représentent la limite inférieure et la limite supérieure des caractéristiques pour un sol granulaire de catégorie sismique C typique de la région de Montréal.

La sélection et la mise à l'échelle des accélérogrammes synthétiques ont été faites en accord avec la méthode proposée par Atkinson (2009). À partir d'une base de données regroupant une multitude d'enregistrements sismiques, deux sous-ensembles d'accélérogrammes ont été formée. Le premier des deux sous-ensembles est composé d'accélérogrammes qui présentent une très grande similarité avec le spectre de dimensionnement du *CNBC 2010*. Le second sous-ensemble est quant à lui formé d'accélérogrammes qui offrent une ressemblance convenable au spectre de dimensionnement et qui sont davantage fidèles à la désagrégation de l'aléa sismique pour la région de Montréal que ceux du premier sous-ensemble.

Le modèle numérique a ensuite été soumis à 140 analyses temporelles non-linéaires 2D à l'aide du logiciel OpenSees[®]. Ces analyses ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'utilisation d'un facteur de réduction des efforts élastiques correspondant à $R_d R_o = 2,0$ pour le dimensionnement de la fondation semble conservateur puisque la fondation se comporte exactement comme la fondation fixe de référence et qu'aucun bercement n'est perceptible. L'énergie sismique dans le système est uniquement dissipée de manière conventionnelle par la formation d'une rotule plastique à la base du mur de refend.
- Pour les fondations conçues avec un facteur de réduction des efforts élastiques correspondant à $R_d R_o = M_n$ et $R_d R_o = 5,6$, le bercement de la fondation agit comme un fusible à la base du mur de refend. Le modèle montre qu'il est possible de dissiper une quantité importante d'énergie sismique par le soulèvement de la fondation et par la plastification du sol. Lorsqu'un tel comportement se produit, la réponse sismique à la base du mur de refend

demeure élastique. Un comportement plastique circonscrit dans le sol sous les extrémités de la fondation est toutefois possible. Les tassements qui en résultent sont relativement faibles et ne devraient pas mettre en danger l'intégralité structurale de la fondation et du mur de refend.

- Le déclenchement du bercement de la fondation se produit lorsque la demande en flexion à la base du mur de refend est plus importante que la rigidité rotationnelle de la fondation. Pour la fondation conçue avec un facteur de réduction des efforts élastiques correspondant à $R_d R_o = 5,6$, ce niveau s'élève à environ 30% de la résistance nominale en flexion (M_n) à la base du mur de refend. Pour la fondation conçue avec un facteur de réduction des efforts élastiques correspondant à $R_d R_o = M_n$, le déclenchement du bercement se produit plutôt à environ 40% de la résistance nominale en flexion (M_n) à la base du mur de refend.
- Pour des semelles de dimensions égales, le bercement de la fondation est plus important pour le sol ayant la capacité portante la plus faible. Cependant, les dimensions de la fondation sont fonction de la capacité portante du sol qui la supporte. C'est donc dire que pour un niveau d'effort donné, la fondation la plus imposante et la plus résistante au bercement est jumelée au sol ayant la capacité portante la plus faible, et vice versa. C'est pourquoi les résultats obtenus en termes de déplacements verticaux de la fondation et de pression dans le sol sont sensiblement identiques pour le sol INF et le sol SUP, et ce malgré le fait que la rigidité du sol soit différente.
- Les analyses ont permis de détecter la possibilité de formation d'une rotule plastique dans les étages supérieurs du mur de refend. Ce comportement témoigne de l'importance des modes supérieurs de vibration dans la réponse sismique d'un mur de refend de grande hauteur. Malgré la diminution importante des efforts à la base du mur de refend, le bercement de la fondation n'influence pas la distribution verticale des efforts latéraux. Il ne parvient pas non plus à éviter la formation d'une rotule plastique aux étages supérieurs.

Depuis le début de cette étude, la norme A23.3-04 qui concerne le dimensionnement des structures de béton armé a été mise à jour afin de s'arrimer avec le CNBC 2010. Quelques changements mineurs concernant la conception des murs de refend et des fondations ont été incorporés. Ces changements sont présentés à la section 3.5.

Concernant la modification au niveau du dimensionnement des fondations, il est possible que le bercement puisse se produire lorsque la fondation est dimensionnée avec un facteur limitant ses efforts de $R_d R_o$ égal à 2,6 au lieu de $R_d R_o$ égal à 2,0. À la vue des résultats obtenus dans cette étude, l'importance du bercement ainsi que la réduction des efforts transférés au mur de refend seront très limitées où alors inexistantes.

Au niveau du dimensionnement des murs de refend, les modifications à la norme A23.3-04 n'affectent pas les conclusions et les résultats de cette étude étant donné que les limites imposées aux efforts de dimensionnement des murs de refend ne sont pas contrôlées par la condition des efforts élastique.

Une étude de faisabilité d'un essai de bercement en laboratoire a aussi été réalisée dans le cadre de ce travail. Une méthodologie, un dimensionnement préliminaire ainsi qu'une validation analytique du modèle expérimental sont présentés dans ce document.

8.2 Recommandations

Suite à cette étude, certains aspects techniques concernant le bercement de la fondation méritent d'être explorés afin d'approfondir les connaissances sur le sujet:

- Il serait possible d'adopter une nouvelle approche de conception dans laquelle le bercement de la fondation serait le mécanisme privilégié de dissipation de l'énergie sismique. Ainsi, la superstructure n'aurait pas nécessairement à être détaillée pour être en mesure d'avoir une réponse ductile. Il faudrait toutefois parvenir à déterminer des critères limites concernant le comportement de la fondation afin d'éviter un endommagement excessif. Il s'agit d'une avenue très intéressante pour les études à venir.
- Des recherches récentes ont montré que l'utilisation d'éléments macroscopiques pour la modélisation du sol est très prometteuse. Il serait intéressant d'expérimenter cette nouvelle approche pour la représentation de l'interaction sol-structure;
- Pour des périodes de vibration élevées, la méthode de sélection et de mise à l'échelle des accélérogrammes synthétiques de l'est du Canada mériterait d'être analysée plus en détails afin de s'assurer de la représentativité des résultats prédits;

- La validation du modèle théorique bénéficierait de la mise en place d'un essai au laboratoire sur un modèle réduit;
- Des efforts de recherche pourraient être consacrés à l'application du concept de bercement des fondations dans le domaine de la réhabilitation parasismique de bâtiments existants. Il est possible de croire que le bercement pourrait être utilisé comme moyen passif de diminuer les efforts imposés aux murs de refend sans nécessiter une intervention physique sur le bâtiment.

BIBLIOGRAPHIE

- Adams, J., & Basham, P. (1989). The seismicity and seismotectonics of Canada east of the Cordillera. *Geoscience Canada*, 16(1).
- Allotey, N., & El Naggar, M. H. (2003). Analytical moment–rotation curves for rigid foundations based on a Winkler model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(5), 367-381.
- Allotey, N., & El Naggar, M. H. (2008). Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(4), 560-573.
- Allotey, N., & El Naggar, M. H. (2008). An investigation into the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(1), 44-57.
- Anderson, D. L. (2003). Effect of foundation rocking on the seismic response of shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 360-365.
- ASCE, 2010, Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-10, Reston, VA
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Bazzurro, P., & Cornell, C. A. (1999). Deaggregation of seismic hazard. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(2), 501-520.
- Boivin, Y., & Paultre, P. (2012). Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions: Part 1—parametric study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 39(7), 723-737.
- Boivin, Y., & Paultre, P. (2012). Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions: Part 2—new capacity design methods. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 39(7), 738-750.

- Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., & Abghari, A. (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 750-759.
- Canadian Geotechnical Society. (2006). *Canadian foundation engineering manual* (4e éd.). Richmond, B.C.: Canadian Geotechnical Society.
- Chopra, A. K., & Yim, S. C.-S. (1985). Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 906-930.
- Collins, M. P., & Mitchell, D. (1991). *Prestressed concrete structures* (Vol. 9): Prentice Hall Englewood Cliffs, NJ.
- Combescure, D. (2000). ICONS European program seismic tests on R/C bearing walls. CAMUS III specimen, Rapport DMT: SEMT/EMSI/RT/00-014/A, CEA Saclay, France.
- Combescure, D., & Chaudat, T. (2000). Icons European program seismic test on R/C walls with uplift—Camus 4 Specimen: Tech. Rep. DMT SEMT/EMSI/RT/00-027/A, Commissariat à l’Energie Atomique, Saclay, France.
- Cremer, C., Pecker, A., & Davenne, L. (2001). Cyclic macro-element for soil–structure interaction: material and geometrical non-linearities. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(13), 1257-1284.
- CNRC. (1995). *Code national du bâtiment, Canada 1995*. Ottawa, Ontario : Conseil national de recherches du Canada.
- CNRC. (2005). *Code national du bâtiment, Canada 2005*. Ottawa, Ontario : Conseil national de recherches du Canada.
- CNRC. (2010). *Code national du bâtiment, Canada 2010*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.
- CSA, Design of concrete structures, Standard CAN/CS-A23.3-04. Canadian Standard Association, Rexdale, ON, 2004.

CSI. (2008). *ETABS [logiciel]*. Berkeley, Californie (USA): Computers & Structures, Inc.

FEMA-356. (2000). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

Filiatrault, A., Anderson, D. L., & DeVall, R. H. (1992). Effect of weak foundation on the seismic response of core wall type buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(3), 530-539. doi:10.1139/192-062

Filippou, F. C. (1996). *FEDEAS nonlinear static and dynamic analysis from research to practice*. Paper presented at the The 1996 12 th Conference on Analysis and Computation.

Gajan, S., & Kutter, B. L. (2008). Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(8), 1129-1141.

Gajan, S., Kutter, B. L., Phalen, J. D., Hutchinson, T. C., & Martin, G. R. (2005). Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7), 773-783.

Gazetas, G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), 1363-1381.

Gazetas, G. (1991). Foundation Vibrations. In H.-Y. Fang (Ed.), *Foundation Engineering Handbook* (pp. 553-593): Springer US.

Gazetas, G., & Mylonakis, G. (1998). *Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues*. Paper presented at the Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III.

Ghorbanirenani, I., Tremblay, R., Léger, P., & Leclerc, M. (2011). Shake table testing of slender RC shear walls subjected to eastern North America seismic ground motions. *Journal of Structural Engineering*, 138(12), 1515-1529.

Harden, C., Hutchinson, T., Martin, G. and Kutter, B.L. (2005), Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations, PEER Report 2005/04 *Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley*, August.

- Harden, C., Hutchinson, T., & Moore, M. (2006). Investigation into the effects of foundation uplift on simplified seismic design procedures. *Earthquake Spectra*, 22(3), 663-692.
- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 403-417.
- Ile, N., Nguyen, X. H., Kotronis, P., Mazars, J., & Reynouard, J. M. (2008). Shaking table tests of lightly RC walls: Numerical simulations. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(6), 849-878.
- Kameche, M. (2009). *Effets du soulèvement des fondations sur le comportement sismique des murs de refends*. (M.Sc.A), École Polytechnique de Montréal, Montréal (Canada).
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969-1990.
- Le Bec, A. (2009). *Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé*. Mémoire, École Polytechnique de Montréal.
- Lemieux, M.-A., & Koboevic, S. (2013). *Rocking response of taller reinforced concrete walls*. Paper presented at the 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece.
- Martinelli, P., & Filippou, F. C. (2009). Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(5), 587-607.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., & Jeremic, B. (2006). Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). *Berkeley, California*.
- Meek, J. W. (1975). Effects of foundation tipping on dynamic response. *Journal of the Structural Division*, 101(7), 1297-1311.
- Meek, J.W. (1978). Dynamic response of tipping core buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 6(5), 437-454.

- Menegotto, M., Pinto, P.E. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. In *IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon*.
- Murzenko, Y. N. (1965). Experimental results on the distribution of normal contact pressure on the base of a rigid foundation resting on sand. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2(2), 69-73.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), 824-853.
- Negro, P., Paolucci, R., Pedretti, S., & Faccioli, E. (2000). *Large-scale soil-structure interaction experiments on sand under cyclic loading*. Paper presented at the Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- Panagiotou, M. (2008). *Seismic design, testing and analysis of reinforced concrete wall buildings*. University of California, San Diego.
- Panneton, M., Léger, P., & Tremblay, R. (2006). Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the National Building Code of Canada 2005. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(7), 854-871.
- Park, R., Priestley, M., & Gill, W. D. (1982). Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of the Structural Division*, 108(4), 929-950.
- Priestley, M. J. N., & Amaris, A. D. (2002). Dynamic amplification of seismic moments and shears in cantilever walls. *European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk. Research Report No. ROSE-2002/01, Pavia, Italy*.
- Priestley, M. N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited*. IUSS press.
- Psycharis, I. N., & Jennings, P. C. (1973). Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11(1), 57-76.

- Qin, X., & Chouw, N. (2010). *Experimental investigation of uplift effect on structures in earthquakes*. Paper presented at the Proceedings, New Zealand society for earthquake engineering conference, Paper.
- Raychowdhury, P. (2008). *Nonlinear winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures*. University of California, San Diego.
- Rioux, M-D. (2013). *Essais I-G sur fondations superficielles : simulateur sismique et lois de similitudes*. Mémoire. Université Laval.
- Smolczyk, H. U. (1967). Stress computation in soil media. *J. Soil Mech. Found. Div*, 93, 101-124.
- Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(7), 711-726.
- Vecchio, F. (2000). Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation. *Journal of Structural Engineering*, 126(9), 1070-1077.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*. Paper presented at the ACI Journal Proceedings.
- Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(2), 121-138.
- Vijayvergiya, V. (1977). *Load-movement characteristics of piles*. Paper presented at the Ports'77. 4 th annual symposium of the American Society of Civil Engineers, Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Long Beach, California, v. 2.
- Yim, C. S., & Chopra, A. K. (1984). Earthquake response of structures with partial uplift on Winkler foundation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 12(2), 263-281.

ANNEXE 1**Dimensionnement de la structure**

Calcul du poids de la structure

Tableau I-1. : Données géométriques et poids des éléments pour le calcul de poids de la structure

Données de base			Donnée géométriques		
Poids volumique béton	kN/m ³	23.5	Étage	Périmètre	Aire
Cloisons	kPa	1.0		m	m ²
Toiture	kPa	1.0	Toit	312	2808
25% Charge de neige	kPa	0.6	2 à 19	312	2808
Façade	kN/m ²	1.2	RDC	312	2808

Tableau I-2. : Calcul de la charge de neige

Calcul de la charge de neige S (kPa)							
Is	Ss	Sr	Cb	Cw	Cs	Ca	S
1	2.6	0.4	1	1	1	0.8	2.48

Tableau I-3. : Calcul de la charge morte des poteaux

Poteau					
Longueur	Largeur	Aire	Nombre	Aire totale	Charge lin
m	m	m ²		m ²	kN/m
0.6	0.4	0.24	93	22.32	524.52

Tableau I-4. : Calcul de la charge morte des murs de refend

Murs de refend				
Type	Longueur	Largeur	Aire	Charge lin
	m	m	m ²	kN/m
M1	9	0.4	3.6	84.6
M2	9	0.5	4.5	105.75
M3	9	0.4	3.6	84.6
M4	9	0.5	4.5	105.75
M5	9	0.5	4.5	105.75
M6	9	0.4	3.6	84.6
Total				571.05

Tableau I-5. : Calcul de la charge morte des façades

Façades		
Périmètre	poids	Charge
m	kN/m ²	kN/m
312	1.2	374.4

Tableau I-6. : Calcul de la charge morte des cloisons

Cloisons		
Superficie	poids	Charge
m ²	kN/m ²	kN
2808	1.0	2808

Tableau I-7. : Calcul de la charge morte de la toiture

Toiture		
Superficie	poids	Charge
m ²	kN/m ²	kN
2808	1.0	2808

Tableau I-8. : Résumé du calcul des charges

Calcul des charges												
Étages		Hauteur	Hauteur cummulée	Poids des colonnes	Poids des façades	Poids des cloisons	Poids mur de refend	Poids toiture	Poids des dalles	Poids de la neige	Total par étage	Masse par étage
		m	m	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	Tonnes
Toit	21	2.95	59.5	774	552	-	842	2808	14517	1741	21235	2165
Plancher	20	2.95	56.6	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	19	2.95	53.6	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	18	2.95	50.7	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	17	2.95	47.7	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	16	2.95	44.8	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	15	2.95	41.8	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	14	2.95	38.9	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	13	2.95	35.9	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	12	2.95	33.0	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	11	2.95	30.0	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	10	2.95	27.1	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	9	2.95	24.1	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	8	2.95	21.2	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	7	2.95	18.2	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	6	2.95	15.3	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	5	2.95	12.3	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	4	2.95	9.4	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	3	2.95	6.4	1547	1104	2808	1685	2808	14517	-	24470	2494
Plancher	2	3.45	3.5	1678	1198	2808	1827	2808	14517	-	24837	2532
RDC	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0
										Total	486528	49595

Tableau I-9. : Résumé des charges axiales pour les murs de refend en fonction de la combinaison de chargement

		M1, M2, M4, M5, M6		M3	
Étages		Combinaison #1	Combinaison #2	Combinaison #1	Combinaison #2
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Toit	21	486	523	560	597
Plancher	20	1147	1217	1307	1382
Plancher	19	1808	1909	2054	2165
Plancher	18	2469	2599	2801	2945
Plancher	17	3130	3287	3549	3724
Plancher	16	3791	3975	4296	4502
Plancher	15	4453	4662	5043	5279
Plancher	14	5114	5348	5790	6056
Plancher	13	5775	6034	6537	6832
Plancher	12	6436	6720	7285	7608
Plancher	11	7097	7405	8032	8383
Plancher	10	7758	8090	8779	9158
Plancher	9	8420	8775	9526	9933
Plancher	8	9081	9459	10273	10707
Plancher	7	9742	10143	11020	11482
Plancher	6	10403	10827	11768	12256
Plancher	5	11064	11511	12515	13029
Plancher	4	11725	12195	13262	13803
Plancher	3	12387	12878	14009	14577
Plancher	2	13069	13583	14778	15371
RDC	1	13576	14090	15359	15952

Tableau I-10. : Données sismiques pour le site et le bâtiment étudiés

Données sismiques	
Sa(0.2)	0.64
Sa(0.5)	0.31
Sa(1.0)	0.14
Sa(2.0)	0.048
PGA	0.33
Fa	1.0
Fv	1.0

Tableau I-11. : Période empirique et accélération de calcul

Période		
Hn	59.5	m
Temp	1.071	s
2*Temp	2.142	s
S(a)	0.046	g

Tableau I-12. : Résumé du calcul de la charge statique équivalente

Calcul de la charge		
le	1	
S(a)	0.046	g
Mv	3	
W	486527.7	kN
Rd	3.5	
Ro	1.6	
V	12065.5	kN
Vmin	6255.4	kN
Vbase	12065.5	kN

Tableau I-13. : Calcul de la torsion par la méthode des charges statiques équivalentes

Distribution des charges												
Étages		hx	Wx	Fx+Ft	Vx	Mx	Jx	Mx réd.	Torsion X+	Torsion Y+	Torsion X-	Torsion Y-
		m	kN		kN	kN		kN	kNm	kNm	kNm	kNm
Toit	21	59.50	21235	2661	0	0	1.00	0	19161	14370	-19161	-14370
Planchers	20	56.55	24470	933	852	2513	1.00	2513	6717	5038	-6717	-5038
Planchers	19	53.60	24470	884	1785	7778	1.00	7778	6367	4775	-6367	-4775
Planchers	18	50.65	24470	836	2669	15651	1.00	15651	6016	4512	-6016	-4512
Planchers	17	47.70	24470	787	3505	25990	1.00	25990	5666	4249	-5666	-4249
Planchers	16	44.75	24470	738	4292	38650	1.00	38650	5315	3987	-5315	-3987
Planchers	15	41.80	24470	690	5030	53488	1.00	53488	4965	3724	-4965	-3724
Planchers	14	38.85	24470	641	5719	70360	1.00	70360	4615	3461	-4615	-3461
Planchers	13	35.90	24470	592	6360	89122	1.00	89122	4264	3198	-4264	-3198
Planchers	12	32.95	24470	544	6953	109632	0.95	104505	3914	2935	-3914	-2935
Planchers	11	30.00	24470	495	7496	131746	0.90	118975	3563	2673	-3563	-2673
Planchers	10	27.05	24470	446	7991	155319	0.85	132472	3213	2410	-3213	-2410
Planchers	9	24.10	24470	398	8437	180209	0.80	144659	2863	2147	-2863	-2147
Planchers	8	21.15	24470	349	8835	206272	0.75	155233	2512	1884	-2512	-1884
Planchers	7	18.20	24470	300	9184	233364	0.70	163914	2162	1621	-2162	-1621
Planchers	6	15.25	24470	252	9484	261342	0.65	170454	1811	1359	-1811	-1359
Planchers	5	12.30	24470	203	9736	290062	0.60	174634	1461	1096	-1461	-1096
Planchers	4	9.35	24470	154	9939	319381	0.55	176263	1111	833	-1111	-833
Planchers	3	6.40	24470	106	10093	349155	0.50	175179	760	570	-760	-570
Planchers	2	3.45	24837	58	10198	379240	0.45	171247	416	312	-416	-312
RDC	1	0.00	0.0	0	10256	414624	0.39	162899	0	0	0	0
		Total	486528	12066								

Tableau I-14. : Résumé des efforts latéraux pour les murs de refend provenant de l'analyse spectrale

Efforts de conception	M1, M6		M2, M5		M3		M4	
	Vf (kN)	Mf (kNm)	Vf (kN)	Mf (kNm)	Vf (kN)	Mf (kNm)	Vf (kN)	Mf (kNm)
Étage 20	709	2092	967	2851	631	1863	1128	3328
Étage 19	1157	5499	1559	7444	1053	4965	1825	8702
Étage 18	1330	9387	1810	12741	1205	8485	2098	14836
Étage 17	1302	13079	1809	17895	1158	11757	2055	20664
Étage 16	1215	16185	1725	22412	1048	14393	1925	25586
Étage 15	1210	18625	1734	26168	1015	16303	1937	29489
Étage 14	1311	20543	1873	29322	1087	17621	2120	32630
Étage 13	1428	22158	2034	32126	1181	18556	2319	35374
Étage 12	1498	23610	2142	34749	1234	19249	2435	37953
Étage 11	1536	24943	2210	37246	1258	19753	2495	40425
Étage 10	1588	26184	2291	39647	1296	20098	2573	42814
Étage 9	1669	27412	2405	42043	1361	20367	2698	45232
Étage 8	1749	28737	2521	44569	1432	20673	2824	47843
Étage 7	1815	30234	2624	47329	1495	21107	2922	50747
Étage 6	1910	31959	2765	50423	1591	21758	3058	54004
Étage 5	2103	34091	3022	54106	1781	22838	3344	57846
Étage 4	2403	37027	3399	58889	2071	24763	3799	62841
Étage 3	2732	41226	3808	65335	2386	27984	4312	69690
Étage 2	2983	46835	4102	73536	2623	32612	4672	78541
RDC	3144	55006	4355	85319	2786	39638	5047	91799

Tableau I-15. : Calcul du facteur B lorsque la charge est appliquée selon l'axe X du bâtiment

Calcul de B		FXTXPOS					FXTXNEG				
		F _{MFSE} X					F _{MFSE} X				
		Δ3	Δ4	δ _{max}	δ _{ave}	B _x	Δ3	Δ4	δ _{max}	δ _{ave}	B _x
Toit	21	0.478	0.263	0.478	0.370	1.29	0.332	0.440	0.440	0.386	1.14
Plancher	20	0.445	0.245	0.445	0.345	1.29	0.309	0.409	0.409	0.359	1.14
Plancher	19	0.412	0.227	0.412	0.319	1.29	0.286	0.379	0.379	0.333	1.14
Plancher	18	0.379	0.209	0.379	0.294	1.29	0.264	0.349	0.349	0.306	1.14
Plancher	17	0.347	0.191	0.347	0.269	1.29	0.241	0.319	0.319	0.280	1.14
Plancher	16	0.315	0.173	0.315	0.244	1.29	0.219	0.290	0.290	0.254	1.14
Plancher	15	0.283	0.156	0.283	0.219	1.29	0.197	0.261	0.261	0.229	1.14
Plancher	14	0.252	0.139	0.252	0.195	1.29	0.175	0.232	0.232	0.204	1.14
Plancher	13	0.222	0.122	0.222	0.172	1.29	0.154	0.204	0.204	0.179	1.14
Plancher	12	0.193	0.106	0.193	0.149	1.29	0.134	0.177	0.177	0.156	1.14
Plancher	11	0.165	0.091	0.165	0.128	1.29	0.114	0.152	0.152	0.133	1.14
Plancher	10	0.138	0.076	0.138	0.107	1.29	0.096	0.127	0.127	0.111	1.14
Plancher	9	0.113	0.062	0.113	0.088	1.29	0.078	0.104	0.104	0.091	1.14
Plancher	8	0.090	0.049	0.090	0.070	1.29	0.062	0.083	0.083	0.072	1.14
Plancher	7	0.069	0.038	0.069	0.053	1.29	0.048	0.063	0.063	0.055	1.14
Plancher	6	0.050	0.027	0.050	0.039	1.29	0.035	0.046	0.046	0.040	1.14
Plancher	5	0.034	0.019	0.034	0.026	1.29	0.023	0.031	0.031	0.027	1.14
Plancher	4	0.020	0.011	0.020	0.016	1.29	0.014	0.019	0.019	0.016	1.14
Plancher	3	0.010	0.006	0.010	0.008	1.29	0.007	0.009	0.009	0.008	1.14
Plancher	2	0.003	0.002	0.003	0.003	1.31	0.002	0.003	0.003	0.003	1.15
						1.29					1.14

Tableau I-16. : Calcul du facteur B lorsque la charge est appliquée selon l'axe Y du bâtiment

Calcul de B		FYTYPOS					FYTYNEG					
		F _{MFSE} Y					F _{MFSE} Y					
		Δ4	Δ1	δ _{max}	δ _{ave}	B _Y	Δ4	Δ1	δ _{max}	δ _{ave}	B _Y	
Toit	21	0.434	0.274	0.434	0.354	1.23	0.272	0.435	0.435	0.354	1.23	
Plancher	20	0.404	0.255	0.404	0.329	1.23	0.254	0.405	0.405	0.329	1.23	
Plancher	19	0.374	0.236	0.374	0.305	1.23	0.235	0.375	0.375	0.305	1.23	
Plancher	18	0.344	0.217	0.344	0.281	1.23	0.216	0.346	0.346	0.281	1.23	
Plancher	17	0.315	0.199	0.315	0.257	1.23	0.198	0.316	0.316	0.257	1.23	
Plancher	16	0.286	0.180	0.286	0.233	1.23	0.179	0.287	0.287	0.233	1.23	
Plancher	15	0.257	0.162	0.257	0.210	1.23	0.161	0.258	0.258	0.210	1.23	
Plancher	14	0.229	0.144	0.229	0.187	1.23	0.144	0.230	0.230	0.187	1.23	
Plancher	13	0.202	0.127	0.202	0.164	1.23	0.126	0.202	0.202	0.164	1.23	
Plancher	12	0.175	0.110	0.175	0.143	1.23	0.110	0.176	0.176	0.143	1.23	
Plancher	11	0.150	0.094	0.150	0.122	1.23	0.094	0.150	0.150	0.122	1.23	
Plancher	10	0.125	0.079	0.125	0.102	1.23	0.079	0.126	0.126	0.102	1.23	
Plancher	9	0.103	0.065	0.103	0.084	1.23	0.064	0.103	0.103	0.084	1.23	
Plancher	8	0.081	0.051	0.081	0.066	1.23	0.051	0.082	0.082	0.066	1.23	
Plancher	7	0.062	0.039	0.062	0.051	1.23	0.039	0.063	0.063	0.051	1.23	
Plancher	6	0.045	0.029	0.045	0.037	1.23	0.028	0.045	0.045	0.037	1.23	
Plancher	5	0.031	0.019	0.031	0.025	1.23	0.019	0.031	0.031	0.025	1.23	
Plancher	4	0.019	0.012	0.019	0.015	1.23	0.012	0.019	0.019	0.015	1.23	
Plancher	3	0.009	0.006	0.009	0.008	1.23	0.006	0.009	0.009	0.008	1.23	
Plancher	2	0.003	0.002	0.003	0.002	1.22	0.002	0.003	0.003	0.003	1.24	
						1.23						1.23