POLYPUBLIE

Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé

Antoine Le Bec

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

Date	2009
Type	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis Mémoire de maîtrise/Master's thesis
URL de PolyPublie PolyPublie URL	https://publications.polymtl.ca/193/
Conditions d'utilisation Terms of use	© Tous droits réservés / All rights reserved
Référence Citation	Le Bec, A. (2009). Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/193/

Détails de la thèse
Thesis details

Directeurs de recherche Advisors	Sanda Koboevic, & Robert Tremblay
Programme Program	Génie civil

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal
https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

EFFETS DU BASCULEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES MURS DE REFEND EN BÉTON ARMÉ

ANTOINE LE BEC

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2009

© Antoine Le Bec, 2009.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

EFFETS DU BASCULEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES MURS DE REFEND EN BÉTON ARMÉ

Présenté par : LE BEC Antoine

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

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

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

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

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

M. LEBOEUF Denis, Ph.D., membre

DÉDICACE

À mon frère, Nicolas,

À mes parents, Pascale et Vincent,

À mes grands-parents, Marguerite et André.

REMERCIEMENTS

Je souhaite remercier tout d'abord mes directeurs de recherche, Professeur Sanda Koboevic, ing., Ph.D., et Professeur Robert Tremblay, ing., Ph.D., pour avoir dirigé mes travaux de recherche. Leurs conseils, leur temps et leur soutien m'ont permis de mener à bien ce projet de maîtrise. Je voudrais aussi les remercier pour leur support financier.

Je désire ensuite remercier Professeur Pierre Léger, ing., Ph.D., et Professeur Denis LeBoeuf, ing., Ph.D., d'avoir accepté respectivement d'être président et membre de mon jury de maîtrise, et d'avoir consacré du temps à l'évaluation de ce mémoire.

Je voudrais aussi remercier Professeur Denis LeBoeuf, ing., Ph.D., pour son expertise géotechnique.

De manière générale, j'aimerais remercier tous les professeurs du Groupe de Recherche en génie des Structures (GRS) de l'École Polytechnique de Montréal pour la qualité de l'enseignement reçu.

Je remercie l'École Polytechnique de Montréal et l'École Spéciale des Travaux Publics de Paris pour m'avoir permis de faire cette maîtrise dans le cadre d'un accord de double diplôme.

Je souhaite finalement remercier les membres de ma famille, spécialement, mon frère, Nicolas, mes parents, Pascale et Vincent, et mes grands-parents, Marguerite et André, pour leur soutien moral et leur compréhension. Je remercie également Kim, pour sa présence, ses conseils et son aide. L'amour de ces personnes m'a permis de mener à bien ce projet.

À vous tous, mes plus sincères remerciements.

RÉSUMÉ

L'objectif principal de ce mémoire était d'étudier, pour l'est du Canada, l'influence du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé.

Pour ce faire, nous avons considéré un bâtiment en béton armé de dix étages, situé sur un site de catégorie C, à Montréal, QC. Le système de résistance aux forces sismiques de ce bâtiment comprend six murs de refend simples et a été dimensionné pour un facteur combiné de modification des forces sismiques R_dR_o égal à 5,6 en utilisant une approche de conception par capacité, le tout conformément aux exigences du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) 2005 et de la norme canadienne de béton CSA A23.3-04. Les fondations superficielles supportant ces murs ont été conçues pour trois niveaux d'efforts dus aux charges latérales : efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 2,0, efforts correspondant à la résistance nominale en flexion des murs à leur base et efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 5,6.

Un modèle numérique, basé sur le concept de « Beam on Nonlinear Winkler Foundation », a ensuite été développé afin de pouvoir étudier le phénomène d'interaction sol – structure (ISS). Ce modèle, capable de simuler le comportement plastique du sol ainsi que les non-linéarités géométriques engendrées par le décollement de la fondation, a ensuite été validé à l'aide d'une étude paramétrique. Une sélection d'accélérogrammes historiques et synthétiques pertinents a été faite. Les accélérogrammes historiques ont été calibrés selon différentes méthodes afin de les rendre compatibles avec le spectre de conception du CNBC 2005.

Trois séries d'analyses sismiques ont été effectuées. Des analyses statiques incrémentales non-linéaires 2D de type « pushover » ont d'abord été menées sur un des murs de refend du bâtiment afin de déterminer ses caractéristiques intrinsèques. Des analyses dynamiques temporelles non-linéaires 2D ont ensuite été réalisées sur le même mur de refend. Ces analyses dynamiques ont montré que, d'une manière générale, plus les dimensions des fondations sont petites, plus elles sont sujettes au décollement, ce qui a pour effet de réduire les efforts qui se développent à la base des murs. Plus précisément, ces analyses ont permis de vérifier la pertinence des exigences du CNBC 2005 et celles de la norme CSA A23.3-04 quant à la conception des fondations superficielles. Tout d'abord, lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour des

charges sismiques élastiques divisées par R_dR_o égal à 2,0, le mur va plastifier avant que la fondation ne décolle et il n'est donc pas nécessaire de tenir compte de l'ISS puisque la fondation demeure encore trop massive pour basculer. Lorsque le mur repose sur une fondation conçue selon une approche de dimensionnement par capacité, il arrive dans certains cas que la fondation soit sujette au décollement avant que le mur ne plastifie. Le basculement de la fondation a pour conséquence de faire plastifier le sol et ainsi entrainer des déformations permanentes. Dans le cas présent cependant, les tassements observés n'étaient pas excessifs. Outre ces conséquences négatives, le décollement de la fondation permet tout de même de réduire significativement les efforts à la base du mur. Finalement, lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour des charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 5,6, la majorité de l'énergie du séisme est dissipée grâce au décollement de la fondation, ce qui a pour effet d'endommager fortement le sol sous la fondation et, donc, de menacer l'intégrité du mur et de sa fondation à cause des tassements permanents importants.

La troisième série d'analyses comprenait quatre types d'analyses dynamiques temporelles non-linéaires : analyses 2D, analyses 2D avec amplification des accélérogrammes afin de tenir compte de la torsion du bâtiment ainsi que de la torsion accidentelle, analyses 3D en appliquant uniquement la composante principale majeure des séismes et analyses 3D en appliquant les deux composantes des séismes. Ces analyses ont été menées dans le but de valider le recours à une modélisation 2D d'un mur de refend faisant partie d'une structure 3D. De façon générale, l'analyse 2D avec amplification des séismes donne lieu à une surestimation importante des déplacements de la structure et des efforts s'y exerçant, comparés à ceux prédits par les analyses 2D, 3D unidirectionnelles et 3D bidirectionnelles. Ensuite, les analyses 3D unidirectionnelles et 3D bidirectionnelles ont montré que l'application de la composante principale majeure d'un séisme suffit pour étudier le comportement global d'un bâtiment. Finalement, on peut conclure de la comparaison des différentes analyses réalisées que le recours aux analyses 2D pour analyser le comportement sismique de murs de refend provenant d'un bâtiment 3D est tout à fait acceptable.

ABSTRACT

The main objective of this thesis was to study the effect of foundation rocking on the seismic behaviour of reinforced concrete shear walls for eastern Canada.

A 10-story reinforced concrete building located on a site class C, in Montreal, QC, was considered. The seismic force resisting system of the building consisted of six simple shear walls and was designed using a combined seismic force modification factor R_dR_o equal to 5,6. The design complied with capacity design principles and was performed according to the requirements of the National Building Code of Canada (NBCC) 2005 and the Canadian concrete standard CSA A23.3-04. The shallow foundations supporting the shear walls were designed for three levels of lateral loads: elastic seismic lateral loads divided by R_dR_o = 2,0; forces corresponding to the nominal flexural strength of the walls at their bases; and elastic seismic lateral loads divided by R_dR_o = 5,6.

A numerical model based on the concept of Beam on Nonlinear Winkler Foundation was developed to study the soil – structure interaction (SSI). This model can simulate the plastic behaviour of the soil as well as the geometric non-linearity caused by the lift off of the foundation. The model was then validated using a parametric study. Historical and artificial representative ground motion time histories were selected for the seismic analysis. The historical accelerograms were scaled using different methods to make them compatible with the NBCC 2005 design spectrum.

Three series of seismic analyses were performed. Nonlinear incremental static (pushover) analyses were first conducted on one of the shear walls of the building in order to assess its characteristics. 2D nonlinear dynamic time history analyses were then performed on the same shear wall. The dynamic analyses showed that smaller foundations generally lead to more pronounced rocking response, which reduced force demand at the wall bases. More specifically, the suitability of the provisions of NBCC 2005 and CSA A23.3-04 for the design of shallow foundations was examined. First, the wall was found to yield at its base without lift off when supported on a foundation designed for elastic seismic lateral loads divided by R_dR_o = 2,0. In this case, it is not necessary to consider SSI because the foundation is too massive to rock. When the wall rests on a foundation sized using a capacity design approach, the foundation lifts off before the wall yields. Foundation rocking then results in soil yielding and permanent deformations.

However, these settlements were not found to be excessive. In addition, foundation rocking can significantly reduce the force demand at the wall base. Finally, when the wall is built on a foundation designed for elastic seismic lateral loads divided by R_dR_o = 5,6, most of the earthquake energy is dissipated through foundation rocking, which has the effect of significantly damaging the soil under the foundation and therefore threaten the integrity of the wall and its foundation because of large permanent settlements.

In the third series of analyses, four different nonlinear dynamic time history analyses were performed to validate the use of a 2D model of a shear wall forming part of a 3D building: 2D analyses; 2D analyses with amplification of the accelerograms to reflect in-plane torsional response of the building including accidental torsion; 3D analyses using only the major principal component of the ground motion; and 3D analyses using both principal components of the ground motions. The results showed that 2D analyses with amplification of accelerograms for torsional response generally greatly overestimated the displacements and forces acting in the structure compared to those predicted by the 2D analyses, the 3D unidirectional analyses and the 3D bidirectional analyses. The comparison between 3D unidirectional and bidirectional analyses showed that applying the major principal component of a ground motion is sufficient to study the overall behaviour of the building. Finally, it was concluded that the use of 2D analyses to analyze the seismic behaviour of shear walls forming part a 3D building is quite acceptable.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIII

LISTE DES FIGURES XIX

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXX

LISTE DES ANNEXES XLII

INTRODUCTION 1

1.1 Problématique 1

1.2 Objectifs et méthodologie 3

1.3 Organisation du mémoire 4

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE 6

1.1 Interaction sol-structure 6

1.1.1 Interaction sol-structure dans les codes de construction 6

1.1.2 Études antérieures sur le soulèvement des fondations superficielles 10

1.1.3 Études expérimentales de l'interaction sol – structure 14

1.2 Murs de refend en béton armé 16

1.2.1 Conception parasismique dans le CNBC 2005 16

1.2.2 Conception parasismique des structures en béton armé – CSA A23.3-04 22

1.2.3 Amortissement dans la superstructure 25

1.3 Logiciel OpenSees® 28

CHAPITRE 2 DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE 30
2.1 Présentation du bâtiment 30
2.1.1 Géométrie du bâtiment 30
2.1.2 Charges gravitaires 31
2.2 Analyse dynamique du bâtiment 33
2.2.1 Modélisation ETABS® 33
2.2.2 Vérification de la période de vibration du bâtiment 36
2.2.3 Vérification de la sensibilité du bâtiment à la torsion 37
2.2.4 Résultats 37
2.3 Dimensionnement des murs de refend 38
2.3.1 Dimensionnement de la rotule plastique 39
2.3.2 Dimensionnement hors de la rotule plastique 47
2.4 Dimensionnement des fondations 54
2.4.1 Éléments de géotechnique pour l'Île de Montréal 55
2.4.2 Dimensionnement des fondations 56
2.4.3 Dimensions des fondations 65
2.5 Conclusions 67
CHAPITRE 3 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE 68
3.1 Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS) 68
3.1.1 Objectifs et hypothèses du modèle ISS 68
3.1.2 Description du modèle ISS 69
3.1.3 Matériau *QzSimple1* 71
3.1.4 Propriétés de la fondation 83
3.2 Modélisation des murs de refend (MR) 85

3.2.1 Introduction 85
3.2.2 Description du modèle MR 85
3.3 Étude paramétrique : validation du modèle ISS 97
3.3.1 Présentation du modèle 97
3.3.2 Analyses et résultats 101
3.4 Étude paramétrique : validation du modèle MR 117
3.4.1 Présentation du modèle 117
3.4.2 Analyses et résultats 118
3.5 Conclusions 124
CHAPITRE 4 SÉLECTION ET CALIBRATION D'ACCÉLÉROGRAMMES 127
4.1 Introduction 127
4.2 Séismes historiques retenus 127
4.2.1 Description des séismes historiques retenus 128
4.2.2 Directions principales majeures et mineures 134
4.2.3 Modification des spectres d'accélération 139
4.3 Séismes artificiels retenus 150
4.4 Conclusions 152
CHAPITRE 5 ANALYSES ET RÉSULTATS 156
5.1 Comportement du mur de refend M2 : analyses pushover 157
5.1.1 Description des analyses 157
5.1.2 Résultats et discussions 159
5.1.3 Conclusions 161
5.2 Comportement du mur de refend M2 : analyses dynamiques 2D 165
5.2.1 Dimensionnement des fondations selon le CNBC 2005 166

5.2.2 Méthode de calibration des séismes historiques 185

5.3 Comportement du mur de refend M2 : analyses dynamiques 2D *VS* analyses dynamiques 3D 189

5.3.1 Description des analyses 189

5.3.2 Résultats et discussions 193

5.3.3 Conclusions 234

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 236

Synthèses et conclusions 236

Recommandations 240

BIBLIOGRAPHIE 242

ANNEXES 250

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Équations proposées dans le FEMA 356 pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides [Source : (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000)] 10

Tableau 1.2 : Combinaisons de charges à considérer pour la conception parasismique des bâtiments, selon le CNBC 2005 17

Tableau 1.3 : Évaluation de M_v dans le cas où le SRFS est composé de murs de refend simples, selon le CNBC 2005 20

Tableau 1.4 : Coefficients de modification de force R_d et R_o pour des SRFS composés de murs de refend simples en béton armé, selon le CNBC 2005 20

Tableau 1.5 : Exigences minimales pour l'armature des murs ductiles non couplés 24

Tableau 2.1 : Charges axiales cumulées reprises par les murs de refend 32

Tableau 2.2 : Poids sismique par étage 36

Tableau 2.3 : Torsion accidentelle à chaque étage du bâtiment 36

Tableau 2.4 : Périodes des modes de vibration latérales du modèle n°2 37

Tableau 2.5 : Efforts de conception pour les murs de refend obtenus de l'analyse dynamique 38

Tableau 2.6 : Section d'armature pour les six murs de refend dans la zone de la rotule plastique 42

Tableau 2.7 : Efforts de conception dans la zone de la rotule plastique et moments résistants des sections d'armature pour les six murs de refend 42

Tableau 2.8 : Paramètres pour la vérification de la ductilité des sections d'armature dans la zone de la rotule plastique 44

Tableau 2.9 : Paramètres pour la vérification de la résistance au cisaillement des sections d'armature dans la zone de la rotule plastique 47

Tableau 2.10 : Calcul du facteur γ_f pour chaque mur de refend, pour chacune des combinaisons de charges axiales 49

Tableau 2.11 : Moments de renversement à considérer pour le dimensionnement hors de la rotule plastique 49

Tableau 2.12 : Sections d'armature pour les six murs de refend hors de la zone de la rotule plastique 50

Tableau 2.13 : Cisaillement à considérer pour la vérification des sections d'armature hors de la rotule plastique 50

Tableau 2.14 : Résistance au cisaillement des sections d'armature hors de la rotule plastique.....50

Tableau 2.15 : Propriétés géotechniques nécessaires pour caractériser un sol 55

Tableau 2.16 : Propriétés des profils de sol étudiés 56

Tableau 2.17 : Efforts de conception correspondant à la résistance nominale en flexion des sections d'armature à la base des murs de refend 56

Tableau 2.18 : Efforts de conception correspondant à R_dR_o de 2,0 57

Tableau 2.19 : Efforts de conception correspondant à R_dR_o de 5,6 57

Tableau 2.20 : Calcul du coefficient C_f.....65

Tableau 2.21 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant aux résistances nominales en flexion des sections d'armature à la base des murs de refend – profil de sol INF 65

Tableau 2.22 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 2,0 – profil de sol INF.....65

Tableau 2.23 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6 – profil de sol INF.....66

Tableau 2.24 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant aux résistances nominales en flexion des sections d'armature à la base des murs de refend – profil de sol SUP 66

Tableau 2.25 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 2,0 – profil de sol SUP.....66

Tableau 2.26 : dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6 – profil de sol SUP.....67

Tableau 3.1 : Constantes c, n et C_r utilisées pour définir la loi de comportement du matériau *QzSimple1*.....74

Tableau 3.2 : Calcul des rigidités globales du système [Source : (Mylonakis et al., 2006)] 78

Tableau 3.3 : Paramètre a_0 et rapport L/B pour toutes les fondations dimensionnées à la section 2.4.....79

Tableau 3.4 : inertie des sections brute (I_g) et fissurée (I_{cr}) des fondations – calcul de α_f.....84

Tableau 3.5 : Propriétés du béton non confiné.....91

Tableau 3.6 : Propriétés du béton confiné.....92

Tableau 3.7 : Propriétés de l'acier d'armature 94

Tableau 3.8 : Poids sismique par étage repris par les murs de refend – modélisation 2D 96

Tableau 3.9 : Caractéristiques géométriques des éléments « poutre » élastiques représentant le mur de refend M2 98

Tableau 3.10 : Paramètres du modèle ISS.....99

Tableau 3.11 : Propriétés des éléments « poutre » modélisant la fondation du mur de refend....100

Tableau 3.12 : Paramètres du modèle ISS pour l'étude portant sur l'espacement des ressorts 102

Tableau 3.13 : Périodes de vibration du mur de refend pour les différentes conditions d'appuis 103

Tableau 3.14 : Cisaillement maximum à la base du mur de refend pour les six configurations de ressorts.....107

Tableau 3.15 : Moment maximum à la base du mur de refend pour les six configurations de ressorts.....108

Tableau 3.16 : Déplacement horizontal maximum au sommet du mur de refend pour les six configurations de ressorts.....109

Tableau 3.17 : Décollement et tassement maximums de la base du mur de refend pour les six configurations de ressorts 110

Tableau 3.18 : Décollement et tassement maximums de l'extrémité gauche de la fondation pour les six configurations de ressorts 111

Tableau 3.19 : Rapport q/q_{ult} maximum dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation pour les six configurations de ressorts 112

Tableau 3.20 : Périodes de vibration des trois premiers modes de vibration du mur de refend en fonction du nombre de points d'intégration le long des éléments « poutre » 118

Tableau 3.21 : Cisaillement maximum à la base du mur de refend pour différents nombres de points d'intégration 121

Tableau 3.22 : Moment maximum à la base du mur de refend pour différents nombres de points d'intégration 121

Tableau 3.23 : Déplacement horizontal maximum au sommet du mur de refend pour différents nombres de points d'intégration 122

Tableau 3.24 : Déformations maximales en compression dans les fibres de béton B_{cgs1} et B_{cds1} à la base du mur de refend, pour différents nombres de points d'intégration 123

Tableau 3.25 : Déformations maximales en traction dans les barres d'armature A_{cgs1} et A_{cds1} à la base du mur de refend, pour différents nombres de points d'intégration 124

Tableau 4.1 : Caractéristiques de l'enregistrement sismique de Nahanni retenu pour l'étude 130

Tableau 4.2 : Durée de l'accélérogramme modifié (séisme de Nahanni) retenu pour l'étude 130

Tableau 4.3 : Caractéristiques des enregistrements sismiques du Saguenay retenus pour l'étude 132

Tableau 4.4 : Durée des accélérogrammes modifiés (séisme du Saguenay) retenus pour l'étude 133

Tableau 4.5 : Résumé de la décorrélation des enregistrements sismiques historiques 137

Tableau 4.6 : Facteurs de calibration des enregistrements pour correspondance avec l'APH d'un site de catégorie A à Montréal (Note : APH site catégorie A Montréal = 0,334g) 139

Tableau 4.7 : Caractéristiques des dépôts de sol modélisés dans SHAKE2000 141

Tableau 4.8 : Valeurs d'accélération spectrale des spectres des accélérogrammes modifiés selon la méthode APHA correspondant à la période fondamentale des profils de sol.....143

Tableau 4.9 : Ratios des spectres horizontaux pour chaque site retenu sur différentes plages de périodes.....146

Tableau 4.10 : Valeurs d'accélération spectrale des spectres des accélérogrammes modifiés selon la méthode SPTMA correspondant à la période fondamentale des profils de sol 148

Tableau 4.11 : Données caractéristiques des séismes artificiels retenus pour les analyses 151

Tableau 4.12 : Ensembles de séismes utilisés pour les analyses 2D.....155

Tableau 5.1 : Données caractéristiques du mur de refend M2 obtenues des analyses pushover .163

Tableau 5.2 : Comportement en flexion du mur de refend M2 obtenu des analyses pushover ...165

Tableau 5.3 : Périodes de vibration du mur de refend pour les quatre conditions d'appuis 167

Tableau 5.4 : Facteur d'amplification (α_T) des efforts dans le mur M2, dû à la torsion du système 191

Tableau 5.5 : Périodes de vibration des trois premiers modes de vibration du mur M2 et du bâtiment pour les différentes conditions d'appuis.....194

Tableau 5.6 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 encastré à sa base, pour l'analyse 2D 203

Tableau 5.7 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 encastré à sa base, pour l'analyse 2D amplifiée 203

Tableau 5.8 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, supposés encastrés à leur base, pour l'analyse 3D unidirectionnelle...203

Tableau 5.9 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, supposés encastrés à leur base, pour l'analyse 3D bidirectionnelle.....203

Tableau 5.10 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour l'analyse 2D – Profil de sol INF 218

Tableau 5.11 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 2D – Profil de sol INF 219

Tableau 5.12 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour l'analyse 2D amplifiée – Profil de sol INF 219

Tableau 5.13 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 2D amplifiée – Profil de sol INF 220

Tableau 5.14 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n, pour l'analyse 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 220

Tableau 5.15 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 221

Tableau 5.16 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n, pour l'analyse 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 221

Tableau 5.17 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 222

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40 pour représenter l'interaction sol-structure [Source : (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000)] 9

Figure 1.2 : Ossature du logiciel OpenSees [(Mazonni et al., 2005)] 29

Figure 1.3 : Le module *Domain* [(Mazonni et al., 2005)] 29

Figure 1.4 : Le domaine *Analysis* [(Mazonni et al., 2005)] 29

Figure 2.1 : Vue en plan d'un étage typique du bâtiment (dimensions en mm) 31

Figure 2.2 : Vue en plan d'un étage typique du modèle n°1 (modèle ETABS) 35

Figure 2.3 : Vue 3D du modèle n°1 (modèle ETABS) 35

Figure 2.4 : Vue en plan d'un étage typique du modèle n°2 (modèle ETABS) 35

Figure 2.5 : Vue 3D du modèle n°2 (modèle ETABS) 35

Figure 2.6 : Spectre de calcul pour un site de catégorie C, à Montréal 36

Figure 2.7 : Trois premiers modes de vibration du bâtiment 37

Figure 2.8 : Disposition de l'armature dans un mur de refend 40

Figure 2.9 : Détail de l'armature concentrée pour chaque mur de refend 51

Figure 2.10 : Détail de l'armature distribuée pour chaque mur de refend 52

Figure 2.11 : Murs de refend M1 et M6 : efforts dynamiques et efforts de conception 52

Figure 2.12 : Murs de refend M2 et M5 : efforts dynamiques et efforts de conception 53

Figure 2.13 : Mur de refend M3 : efforts dynamiques et efforts de conception 53

Figure 2.14 : Mur de refend M4 : efforts dynamiques et efforts de conception 54

Figure 2.15 : Notation utilisée pour les dimensions de la fondation 57

Figure 2.16 : Pressions de calcul et longueur efficace de la semelle 59

Figure 2.17 : Pressions de dimensionnement 60

Figure 2.18 : Vérification de la section pour le cisaillement 62

Figure 2.19 : Ancrage des barres d'armature du mur de refend dans la fondation.....64

Figure 3.1 : Modes de vibration considérés pour le modèle ISS.....69

Figure 3.2 : Schéma de principe du modèle ISS 70

Figure 3.3 : Définition des grandeurs caractéristiques du modèle ISS 70

Figure 3.4 : Éléments en série permettant de représenter la loi de comportement non-linéaire globale du matériau *QzSimple1*.....71

Figure 3.5 : Loi de comportement du matériau *QzSimple1* : a) allure de la loi de comportement b) influence des constantes c, n et C_r sur l'allure de la loi de comportement [Adaptée de : (Raychowdhury, 2008)].....73

Figure 3.6 : Réponse cyclique du matériau *QzSimple1* [Adaptée de : (Boulanger, 2000b)] 74

Figure 3.7 : Détermination du coefficient k_z' pour le calcul de la rigidité verticale dynamique [Source : (Mylonakis et al., 2006)] 80

Figure 3.8 : Coefficient $\widetilde{c_z}$ pour le calcul de l'amortissement radial [Source : (Mylonakis et al., 2006)] 82

Figure 3.9 : Coefficient $\widetilde{c_{\theta y}}$ pour le calcul de l'amortissement radial [Source : (Mylonakis et al., 2006)] 82

Figure 3.10 : Discrétisation en fibres d'une section typique du mur de refend.....86

Figure 3.11 : Modèle MR du mur de refend : a) mur de refend représenté par un ensemble d'éléments « poutre » non-linéaires b) élément « poutre » divisé en plusieurs sections droites, elles-mêmes discrétisées en plusieurs fibres 87

Figure 3.12 : Loi de comportement du béton : a) en compression b) en traction [Adaptée de (Martinelli et al., 2009)] 89

Figure 3.13 : Loi de comportement du béton en tension : modèle de Collins et Vecchio (1986) 91

Figure 3.14 : Loi de comportement du matériau *Concrete02* [Adaptée de : (McKenna et al., 2008)] 92

Figure 3.15 : Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature [Source : (Menegotto et al., 1973)] 93

Figure 3.16 : Loi de comportement de l'acier d'armature 94

Figure 3.17 : Loi de comportement en cisaillement.....95

Figure 3.18 : Dimensions du mur de refend M2 et de sa fondation dimensionnée pour M_n et pour le profil de sol INF.....98

Figure 3.19 : Schéma du modèle numérique.....100

Figure 3.20 : Séisme artificiel M7,0 @ 30 km : a) accélérogramme b) spectre d'accélération...101

Figure 3.21 : Six configurations de ressorts testées au cours de l'étude paramétrique.....103

Figure 3.22 : Profil des contraintes sous la fondation.....106

Figure 3.23 : Cisaillement à la base du mur de refend en fonction du temps 107

Figure 3.24 : Moment à la base du mur de refend en fonction de sa rotation.....108

Figure 3.25 : Déplacement horizontal du sommet du mur de refend.....109

Figure 3.26 : Déplacement vertical de la base du mur de refend (centre de la fondation).....110

Figure 3.27 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation 111

Figure 3.28 : Ratio entre la charge q qui s'exerce dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation et sa capacité portante ultime (q_{ult}) en fonction du déplacement vertical du bord gauche de la fondation 112

Figure 3.29 : Déplacement vertical de la base du mur de refend en fonction de sa rotation 113

Figure 3.30 : Déplacement horizontal du sommet du mur de refend en fonction du temps 115

Figure 3.31 : Ratio entre la charge q qui s'exerce dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation et sa capacité portante ultime (q_{ult}) en fonction du déplacement vertical du bord gauche de la fondation 116

Figure 3.32 : Détail des résultats observés lors de l'étude paramétrique portant sur le modèle MR.....118

Figure 3.33 : Cisaillement maximum sur la hauteur du mur de refend.....120

Figure 3.34 : Moment maximum sur la hauteur du mur de refend 121

Figure 3.35 : Déplacement horizontal maximum du mur de refend 122

Figure 3.36 : Déformation maximale en compression de la fibre de béton B_{cgs1}.....122

Figure 3.37 : Déformation maximale en compression de la fibre de béton B_{cds1}.....123

Figure 3.38 : Déformation maximale en traction de la barre d'armature A_{cgs1}.....123

Figure 3.39 : Déformation maximale en traction de la barre d'armature A_{cds1}.....124

Figure 4.1 : Régions où ont été ressentis les deux séismes qui ont touché la région de Nahanni en 1985 [Source : (Commission Géologique du Canada, 2008)] 129

Figure 4.2 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 270° – site 03 – Nahanni 130

Figure 4.3 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 360° – site 03 – Nahanni 131

Figure 4.4 : Emplacements des stations d'enregistrement actives lors du séisme du Saguenay [(Commission Géologique du Canada, 2008)].....132

Figure 4.5 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 063° – site 08 – Saguenay ...133

Figure 4.6 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 333° – site 08 - Saguenay....133

Figure 4.7 : Directions d'enregistrement (x, y et z) des accélérogrammes et directions principales (1, 2 et 3).....135

Figure 4.8 : Directions d'enregistrement (x, y et z) des accélérogrammes et directions principales (1, 2 et 3), dans le cas où la composante verticale du séisme est négligée.....135

Figure 4.9 : Principe de la décorrélation 137

Figure 4.10 : Spectres correspondant aux accélérogrammes bruts et aux accélérogrammes principaux dans les deux directions horizontales – site 03 – Nahanni.....138

Figure 4.11 : Spectres correspondant aux accélérogrammes bruts et aux accélérogrammes principaux dans les deux directions principales horizontales – site 08 – Saguenay 138

Figure 4.12 : Principe du modèle SHAKE2000 : a) modélisation des profils de sol b) courbes développées par Seed et Idriss (1970).....141

Figure 4.13 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode APHA – site 03 – Nahanni : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP 143

Figure 4.14 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode APHA – site 08 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP 144

Figure 4.15 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMA – site 03 – Nahanni : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP 148

Figure 4.16 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMA – site 08 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP 149

Figure 4.17 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMC – site 03 – Nahanni 150

Figure 4.18 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMC – site 08 – Saguenay 150

Figure 4.19 : Spectres des séismes artificiels retenus pour les analyses 152

Figure 5.1 : Profil de chargement pour les analyses pushover 158

Figure 5.2 : Courbe V – δ_h typique [Adaptée de : (Applied Technology Council (ATC), 2009)] 159

Figure 5.3 : Analyse pushover du mur de refend M2 avec base fixe 162

Figure 5.4 : Analyse pushover du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour R_dR_o = 2,0 162

Figure 5.5 : Analyse pushover du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n 162

Figure 5.6 : Analyse pushover du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour R_dR_o = 5,6 162

Figure 5.7 : Évolution de la ductilité du système en fonction des conditions d'appuis et du profil de sol, pour les deux profils de charges.....164

Figure 5.8 : Évolution de la sur-résistance (Ω) du système en fonction des conditions d'appuis et du profil de sol, pour les deux profils de charges 164

Figure 5.9 : Déplacements initiaux des fondations pour chaque profil de sol (en mm).....166

Figure 5.10 : Évolution du nombre d'accélérogrammes faisant décoller le centre de la fondation en fonction du niveau pour lequel elle a été dimensionnée, pour les deux profils de sol 169

Figure 5.11 : Déplacement vertical maximum du centre de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximumale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF 170

Figure.5.12 : Déplacement vertical maximum du centre de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP 170

Figure 5.13 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF....171

Figure 5.14 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP...171

Figure 5.15 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF....171

Figure 5.16 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP...171

Figure 5.17 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF 174

Figure 5.18 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP 174

Figure 5.19 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité droite de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF 175

Figure 5.20 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité droite de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP 175

Figure.5.21 : Tassement maximum au centre de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF.....175

Figure 5.22 : Tassement maximum au centre de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP.....175

Figure 5.23 : Tassement maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF 176

Figure 5.24 : Tassement maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP 176

Figure 5.25 : Tassement maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF 176

Figure 5.26 : Tassement maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP 176

Figure 5.27 : Déplacement au sommet du mur ($\%H_{tot}$) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF 181

Figure 5.28 : Déplacement au sommet du mur ($\%H_{tot}$) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP.....181

Figure 5.29 : Moment à la base du mur (normalisés par M_n) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF 182

Figure 5.30 : Moment à la base du mur (normalisés par M_n) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP.....182

Figure 5.31 : Cisaillement à la base du mur (normalisés par V_r) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF.....182

Figure 5.32 : Cisaillement à la base du mur (normalisés par V_r) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP.....182

Figure 5.33 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Nahanni (site 03) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol INF.....187

Figure 5.34 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Nahanni (site 03) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol SUP.....187

Figure 5.35 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Saguenay (site 08) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol INF.....188

Figure 5.36 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Saguenay (site 08) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol SUP.....188

Figure 5.37 : Analyse 3D unidirectionnelle : configurations du CM étudiées.....192

Figure 5.38 : Analyse 3D bidirectionnelle : configurations du CM étudiées.....193

Figure 5.39 : Déplacement au sommet du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 01.....204

Figure 5.40 : Cisaillement à la base du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 01.....204

Figure 5.41 : Moment à la base du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 01 204

Figure 5.42 : Déplacement au sommet des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle.....205

Figure 5.43 : Cisaillement à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle.....205

Figure 5.44 : Moment à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle.....205

Figure 5.45 : Déplacement au sommet des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle.....206

Figure 5.46 : Cisaillement à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle.....206

Figure 5.47 : Moment à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle.....206

Figure 5.48 : Déplacement au sommet du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF 222

Figure 5.49 : Cisaillement à la base du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF 223

Figure 5.50 : Moment à la base du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF 223

Figure 5.51 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF 223

Figure 5.52 : Déplacement vertical du centre de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF 224

Figure 5.53 : Déplacement vertical de l'extrémité droite de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF 224

Figure 5.54 : Déplacement au sommet des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 225

Figure 5.55 : Cisaillement à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 225

Figure 5.56 : Moment à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 226

Figure 5.57 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 226

Figure 5.58 : Déplacement vertical du centre des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 227

Figure 5.59 : Déplacement vertical de l'extrémité droite des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF 227

Figure 5.60 : Déplacement au sommet des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 228

Figure 5.61 : Cisaillement à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 228

Figure 5.62 : Moment à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 229

Figure 5.63 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 229

Figure 5.64 : Déplacement vertical du centre des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 230

Figure 5.65 : Déplacement vertical de l'extrémité droite des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF 230

Figure 5.66 : Comparaison entre les valeurs maximales de M_f, V_f, δ_h, δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} pour le mur de refend M2 avec base fixe et le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, obtenues des analyses 2D, 2D amplifiée, 3D unidirectionnelle et 3D bidirectionnelle – Séisme 01 – Profil de sol INF 233

Figure 5.67 : Comparaison entre les valeurs maximales de M_f, V_f, δ_h, δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} pour le mur de refend M2 avec base fixe et le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, obtenues des analyses 2D, 2D amplifiée, 3D unidirectionnelle et 3D bidirectionnelle – Séisme 02 – Profil de sol INF 234

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire tributaire; surface de contact de la fondation avec le sol
A_{cv}	Surface de la section de béton résistant au cisaillement
A_{eq}	Aire des éléments « poutre » représentant le mur de refend
A_f	Aire des éléments « poutre » représentant la fondation
A_g	Aire de la section brute
$a_i(t)$	Composante d'un séisme enregistrée par un sismographe selon son axe i
$\overline{a_i(t)}$	Valeur moyenne de l'accélérogramme selon la direction i, sur la durée t_d
APH	Accélération de pointe horizontale (PGA)
A_s	Aire des barres d'armature
A_v	Aire des barres d'armature de cisaillement
a_0	Coefficient pour le calcul de k_z, $k'_{\theta y}$, C_z et $C_{\theta y}$
B	Largeur de la fondation
B	Largeur de la face comprimée de la section du mur de refend
b_c	Largeur du noyau de béton confiné
b_w	Largeur du mur de refend
B_x	Rapport au niveau x de la structure qui détermine la sensibilité à la torsion
C	Matrice d'amortissement

C	Distance entre la fibre la plus comprimée de la section du mur de refend et l'axe neutre ; contrainte de cohésion; cohésion du sol
C_d	Ratio entre la force de succion maximale et q_{ult} (matériau *QzSimple1*)
C_f	Coefficient fonction de la forme et de la flexibilité de la fondation
C_r	Ratio q_0/q_{ult} (matériau *QzSimple1*)
C_{R-V}^{K}	Paramètre traduisant à la fois le déficit de rigidité rotationnelle du système et le couplage entre la rigidité verticale et la rigidité rotationnelle
c_{rad}	Amortissement radial dans le sol (matériau *QzSimple1*)
$C_{rad\ z}$	Amortissement associé au mode de translation verticale de la fondation par ressort
$C_{rad\ \theta y}$	Amortissement associé au 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 associé au mode de translation verticale de la fondation
c_z	Amortissement radial surfacique associé à l'amortissement C_z
$\widetilde{c_z}$	Coefficient pour le calcul de C_z
$C_{\theta y}$	Amortissement radial global associé au mode de basculement de la fondation
$c_{\theta y}$	Amortissement radial surfacique associé à l'amortissement $C_{\theta y}$
$\widetilde{c_{\theta y}}$	Coefficient pour le calcul de $C_{\theta y}$
D	Distance entre la fibre la plus comprimé et le centre de gravité de la zone des barres d'armature longitudinales tendues; débord de la fondation
d_B	Débord de la fondation dans la direction transversale

d_b	Diamètre des barres d'armature
$D_{épic}$	Distance entre la station d'enregistrement et l'épicentre
d_L	Débord de la fondation dans la direction longitudinale
d_{lig}	Diamètre des ligatures
D_{nX}, D_{nY}	Dimensions en plan du bâtiment dans les directions X et Y
d_v	Hauteur effective de cisaillement
D_0	Taux d'amortissement dans le sol
E	Modules d'Young statique du sol
E'	Modules d'Young dynamique du sol
E	Excentricité de la charge axiale
E_c	Module élastique du béton armé
E_{ct}	Module du béton tenant compte du raidissement en tension
e_{end}	Espacement entre les ressorts des zones d'extrémité de la fondation
E_{eq}	Module élastique des éléments « poutre » représentant le mur de refend
E_f	Module élastique des éléments « poutre » représentant la fondation
e_{mid}	Espacement entre les ressorts de la zone centrale de la fondation
E_s	Module élastique de l'acier d'armature
F	Force sismique à chaque étage de la structure
F_a	Coefficient d'accélération pour le site considéré

f'_c	Résistance en compression du béton armé
f_{ct}	Résistance maximale en traction du béton
f'_{cu}	Résistance ultime en compression du béton armé
F_{MFSE}	Force sismique latérale
F_r	Facteur de réduction de la charge vive
f_u	Résistance ultime de l'acier d'armature
F_v	Coefficient de vitesse pour le site considéré
f_y	Limite élastique de l'acier d'armature
G	Module de cisaillement
G_{max}	Module de cisaillement dynamique du sol
H	Hauteur de la fondation
h_n	Hauteur du bâtiment
h_{rotule}	Hauteur de la rotule plastique
h_w	Hauteur du mur de refend (également noté H_{tot})
I_{cr}	Inertie correspondant au début de la fissuration de la fondation
I_E	Coefficient de risque sismique du bâtiment
I_{eq}	Inertie des éléments « poutre » représentant le mur de refend
I_f	Inertie des éléments « poutre » représentant la fondation
I_g	Inertie de la section brute de la fondation

I_y	Moment d'inertie de la surface de contact sol – fondation par rapport à y
$\mathbf{K_0}$	Matrice de rigidité initiale
K_{end}	Rigidité des ressorts des zones d'extrémité de la fondation
k_{end}	Rigidité surfacique des zones d'extrémité de la fondation
$K_{end\ ext}$	Rigidité des ressorts à chaque extrémité de la fondation
k_{far}	Facteur tiré des travaux expérimentaux de Vijayvergiya (1977)
K_{in}	Rigidité élastique initiale de l'élément élastique (matériau *QzSimple1*)
K_{mid}	Rigidité des ressorts de la partie centrale de la fondation
k_{mid}	Rigidité surfacique de la zone centrale de la fondation
K_r	Facteur de résistance
K_z	Rigidité statique globale liée au mode de translation verticale de la fondation
K'_z	Rigidité dynamique globale liée au mode de translation verticale de la fondation
k_z	Rigidité surfacique associée à la rigidité K_z
k'_z	Paramètre pour passer de K_z à K'_z
$K_{\theta y}$	Rigidité statique globale liée au mode de basculement de la fondation
$K'_{\theta y}$	Rigidité dynamique globale liée au mode de basculement de la fondation
$k_{\theta y}$	Rigidité surfacique associée à la rigidité $K_{\theta y}$
$k'_{\theta y}$	Paramètre pour passer de $K_{\theta y}$ à $K'_{\theta y}$
L	Longueur de la fondation

l_d	Longueur de développement des barres d'armature
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
$\mathbf{M}$	Matrice de masse
M_{cr}	Moment de fissuration
$M_{dec.}$	Moment à la base du mur de refend correspondant à l'initiation du décollement de la fondation
M_{des}	Moment de renversement à considérer pour déterminer la section d'armature du mur de refend hors de la rotule plastique
M_f	Moment de renversement s'exerçant sur le mur de refend
M_{max}	Moment maximum à la base du mur de refend
M_n	Résistance nominale en flexion pour le moment de renversement de la section du mur de refend
M_p	Résistance probable en flexion pour le moment de renversement de la section du mur de refend
M_r	Résistance pondérée en flexion pour le moment de renversement de la section du mur de refend
$M_{r\ fondation}$	Résistance pondérée en flexion de la fondation

MR	Rapport de masse
M_v	Facteur pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs sur le cisaillement à la base de la structure
M_w	Échelle de magnitude du moment sismique
m_x	Masse à l'étage x de la structure
M_y	Moment à la base du mur de refend correspondant au début de la plastification
N	Charge de compression non pondérée agissant de façon permanente perpendiculairement au plan de cisaillement; Nombre d'étages du mur de refend
N_{60}	indice de pénétration standard moyen
N_c	Terme de cohésion
N_{end}	Nombre de ressorts dans les zones d'extrémité de la fondation
N_{mid}	Nombre de ressorts dans la zone centrale de la fondation
N_q	Terme de profondeur
N_γ	Terme de surface
P_f	Charge axiale
P_0	Charge axiale due au poids propre de la fondation
q_e	Pression due aux efforts repris par 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_{ult}	Capacité portante ultime du sol

q_0	Pression due au poids propre de la fondation; Charge qui correspond à la première plastification du sol (matériau *QzSimple1*)
R	Facteur de modification de force
R	Facteur d'écrouissage de l'acier d'armature
R_d	Coefficient de modification de force lié à la ductilité de la structure
R_o	Coefficient de modification de force lié à la sur-résistance de la structure
R_y	Facteur pour tenir compte des caractéristiques réelles de l'acier d'armature
S	Espacement entre les barres d'armature; tassement de la fondation
$S(T_a)$	Accélération spectrale de calcul pour la période du mode fondamental de vibration
$S_a(T_a)$	Accélération spectrale avec un amortissement de 5%, estimée pour une période de retour de 2 500 ans
S_{a1}	Spectre de pseudo-accélérations selon la direction principale horizontale majeure
S_{a2}	Spectre de pseudo-accélérations selon la direction principale horizontale mineure
s_i	Tassement immédiat
S_c, S_q et S_γ	Facteurs de forme
s_c	Tassement de consolidation
s_s	Tassement de consolidation secondaire
T_a	Période du mode fondamental de vibration de la structure
$T_{a\ empirique}$	Période de vibration empirique de la structure
t_d	Durée de l'accélérogramme

$T_{inf.\ 5\%}$	Instant où 5% de l'énergie totale du signal est atteinte
TP	Capacité de succion du sol
$T_{sup.\ 95\%}$	Instant où 95% de l'énergie totale du signal est atteinte
V	Force sismique latérale minimale à la base de la structure
V_c	Résistance au cisaillement fournie par le béton
V_d	Force sismique latérale de calcul à la base de la structure
V_{des}	Cisaillement de conception de la section du mur de refend
V_e	Force sismique latérale élastique à la base de la structure
V_f	Cisaillement s'exerçant sur le mur de refend
V_{La}	Vitesse de Lysmer
V_{max}	Cisaillement maximum à la base du mur de refend pendant les analyses pushover
VPH	Vitesse de pointe horizontale (PGV)
V_r	Résistance de la section du mur de refend pour le cisaillement
$V_{r\ fondation}$	Résistance de la section de la fondation pour le cisaillement
$V_{r\ joint}$	Résistance au cisaillement au niveau des joints de construction
V_s	Résistance au cisaillement fournie par les barres d'armature
v_s	Vitesses des ondes de cisaillement
W	Poids sismique
Z_m	Paramètre traduisant la dégradation de la résistance du béton pour des déformations supérieures à ε'_c

z_0	Déplacement pour lequel survient la plastification (matériau *QzSimple1*)
z_{50}	Déplacement pour lequel 50% de q_{ult} est mobilisée (matériau *QzSimple1*)
α_f	Ratio d'inertie de la fondation, égal à I_{cr}/I_g
α_T	Facteur d'amplification due à la torsion
α_w	Facteur de réduction utilisé pour obtenir les propriétés de rigidité effective de la section du mur de refend
B	Facteur pour tenir compte de la résistance en cisaillement du béton armé fissuré
γ_c	Poids volumique du béton armé
γ_f	Ratio entre M_r de la section du mur de refend au sommet de la rotule plastique et M_f à reprendre également au sommet de la rotule plastique
γ_t	Masse volumique totale du sol
γ_w	Facteur de sur-résistance égal au rapport entre $M_{n\ base}$ de la section et M_f qui s'exerce au niveau de la section
δ_{ave}	Déplacement moyen aux extrémités de chaque étage de la structure
δ_h	Déplacement horizontal au sommet du mur de refend
$\delta_{h\ ult}$	Déplacement au sommet du mur de refend correspondant à 80% de V_{max}
$\delta_{h\ y}$	Déplacement au sommet du mur de refend correspondant au début de la plastification
δ_{max}	Déplacement maximum aux extrémités de chaque étage de la structure
δ_v	Déplacement vertical de la fondation

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
ε_u	Déformation ultime de l'acier d'armature
ε_y	Déformation axiale dans les barres d'armature
Θ	Angle d'inclinaison des contraintes diagonales de compression par rapport à l'axe longitudinal de la section du mur de refend
ϕ'	Angle de frottement interne du sol
θ_{ic}	Capacité en rotation de la section du mur de refend
θ_{id}	Rotation inélastique de la section du mur de refend
$\theta_{princ.}$	Angle de rotation des accélérogrammes bruts pour obtenir les accélérogrammes principaux
K	Paramètre traduisant le degré de confinement du béton
Λ	Facteur pour tenir compte de la faible densité éventuelle du béton
M	Coefficient de friction
μ_T	Ductilité du système mur – fondation
N	Coefficient de Poisson
ξ_i	Taux d'amortissement associé au mode i.
P	Ratio d'armature, égal à A_s/bd

ρ_h	Ratio des spectres horizontaux correspondant aux accélérogrammes principaux
ρ_{ij}	Facteur de corrélation entre les deux composantes horizontales d'un séisme
ρ_s	ratio entre le volume d'armature transversale de confinement et le volume de béton confiné
ρ_v	Ratio d'armature de cisaillement
σ'_c	Contrainte axiale dans le béton
σ_{ii}	Variance de l'accélérogramme enregistré selon la direction i
σ_y	Contrainte axiale dans les barres d'armature
ϕ_c	Coefficient de résistance du béton
ϕ_s	Coefficient de résistance de l'acier d'armature
$\phi_{1,x}$	Déplacement horizontal au niveau x du mur correspondant à son mode fondamental
Ω	Sur-résistance du système mur – fondation
Ω	Pulsation de la sollicitation
ω_i	Pulsation du mode de vibration i

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I	ANALYSE DU BÂTIMENT…….……....	250
ANNEXE II	CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES POUR L'ÎLE DE MONTRÉAL…….……	261
ANNEXE III	VALIDATION DU MODÈLE ISS……...…	266
ANNEXE IV	SÉLECTION ET CALIBRATION DES ACCÉLÉROGRAMMES…….....	280
ANNEXE V	ANALYSES ET RÉSULTATS……....	291

INTRODUCTION

1.1 Problématique

Lors de missions post-sismiques, il a été observé à plusieurs reprises que certaines structures aux formes élancées se sont étonnement bien comportées pendant des séismes de forte magnitude (Psycharis, 1981). Ces missions ont tout d'abord mis en évidence que la souplesse du sol a permis aux fondations de décoller, augmentant ainsi les périodes de vibration des structures pour les conduire vers une zone plus favorable du spectre de réponse. Elles ont ensuite prouvé que les non-linéarités générées à l'interface sol – fondation et dans le sol ont joué un rôle important.

Aujourd'hui, les chercheurs s'accordent sur le fait que les mécanismes couplés du décollement des fondations et de la plastification du sol tendent à isoler la structure vis-à-vis du mouvement incident et permettent une dissipation de l'énergie sismique, ce qui a pour effet de limiter les efforts dans les structures. Par contre, ces non-linéarités génèrent des déplacements relativement élevés qui peuvent conduire, dans certains cas, à la mise hors service des ouvrages, soit par rupture des fondations, soit par incapacité des structures à résister à de tels déplacements.

Malgré les observations des effets bénéfiques du décollement des fondations sur le comportement global des structures sous chargement sismique, les normes canadiennes ne permettaient pas, jusqu'à récemment, ce type de comportement. L'édition 1995 du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) (CNRC, 1995) exigeait en effet que la résistance en flexion des fondations soit supérieure à la résistance nominale en flexion des sections de murs afin de s'assurer que les dommages ne surviennent pas au niveau de la fondation. Selon les exigences de la norme canadienne de béton A23.3-M95 (Association canadienne du ciment, 1995), il n'était cependant pas nécessaire de dimensionner les fondations superficielles pour des efforts supérieurs aux efforts élastiques divisés par un facteur de 1,3. Cette réduction permettait de tenir compte de la dissipation d'énergie sismique au niveau de la fondation lorsque celle-ci bascule. Au début des années 2000, Anderson (2003) a mené une série d'analyses temporelles dynamiques non-linéaires sur des murs de refend en béton armé de diverses hauteurs reposant sur des fondations superficielles pouvant basculer. Ces travaux ont confirmé que si le décollement des semelles de fondation est permis, leurs dimensions peuvent être réduites comparativement à ce qui était

requis dans le CNBC 1995. Il a démontré que les déplacements horizontaux de structures de sept, quinze et trente étages, reposant sur des fondations dimensionnées avec un facteur de modification des efforts sismiques, R, égal à 2,0, demeurent presque inchangés comparativement à ceux obtenus lorsque les mêmes murs sont encastrés à leur base. Par contre, l'utilisation d'un facteur R plus élevé peut conduire à un comportement du mur qui ne soit pas compatible avec les exigences de conception. Sur la base de cette étude, l'édition 2005 du Code National du Bâtiment du Canada (CNRC, 2005) permet maintenant d'avoir recours au basculement des fondations comme mécanisme de dissipation d'énergie sismique, en limitant les efforts de conception des fondations aux efforts dus aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur combiné de modification R_dR_o égal à 2,0. Cette étude était cependant limitée à des structures localisées à Vancouver, C-B, dans l'ouest du Canada, région qui présente des conditions tectoniques et géotechniques très spécifiques et surtout très différentes de celles des régions de l'est du Canada, caractérisées par des séismes riches en haute fréquence. L'étude était aussi basée sur un modèle simplifié de mur de refend élastique et linéaire, reposant sur une fondation représentée par une modélisation de type Winkler où les ressorts sont supposés élastiques et sans aucune résistance en traction. Aucun amortissement visqueux ni radial n'avait été introduit dans la fondation, ce qui rendait probablement l'étude conservatrice.

Dans le cadre de sa maîtrise à l'École Polytechnique de Montréal, Kamèche (2009) a développé un outil d'analyse qui permet de reproduire le phénomène de basculement des fondations. Il l'a ensuite utilisé pour réaliser une étude paramétrique visant à étudier le basculement des murs de refend en béton armé situés à l'est et à l'ouest du Canada. Dans son modèle, les murs de refend sont représentés par des structures élastiques et linéaires qui se comportent essentiellement comme des systèmes à deux degrés de degré de liberté et qui reposent sur des fondations supposées infiniment rigides et représentées par une modélisation de type Winkler. Trois murs de refend de cinq, dix et vingt étages, situés à Montréal et Vancouver, ainsi que leurs fondations, ont été dimensionnés selon les exigences du CNBC 2005 pour divers facteurs de modification des charges sismiques. Leur réponse a été évaluée en utilisant des analyses dynamiques temporelles élastiques. Cette étude a montré que le décollement des fondations peut avoir un effet important sur le comportement sismique des structures : il peut conduire à la réduction des déformations dans les structures ainsi qu'à la réduction du déplacement latéral total, dépendamment des caractéristiques des bâtiments et de l'excitation. Le décollement des fondations a plus d'effets sur

les déplacements latéraux à l'Ouest qu'à l'Est. Les résultats ont même mis en évidence le fait que, dans les régions de l'est du Canada, le déplacement latéral maximum peut être réduit à mesure que les dimensions des fondations diminuent. À la vue de ces résultats, Kamèche arrive à la conclusion qu'il serait possible d'augmenter le facteur de réduction des efforts pour la conception des semelles de fondation dimensionnées selon les exigences du Code National du Bâtiment du Canada et de la norme canadienne de béton puisque cela permettrait de réduire les dimensions des semelles de fondation, sans pour autant nuire au comportement global des murs.

1.2 **Objectifs et méthodologie**

L'objectif principal de ce mémoire de maîtrise est d'étudier l'influence du décollement des fondations sur le comportement sismique de murs de refend en béton armé utilisés dans un bâtiment multi-étagé situé dans l'est du Canada.

Afin d'atteindre cet objectif, nous avons dimensionné le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) d'un bâtiment de dix étages en béton armé, situé à Montréal, QC, et localisé sur un site de catégorie C. Les six murs de refend supposés ductiles et composant le SRFS ont été conçus selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme CSA A23.3-04. Les fondations des murs ont été dimensionnées pour divers niveaux de charges latérales afin de pouvoir étudier l'influence de leur basculement sur le comportement des murs. Elles ont été conçues pour : 1) des efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o de 2,0, soit les efforts maximums à considérer pour leur dimensionnement selon le CNBC 2005, 2) selon une approche de conception par capacité, c'est-à-dire pour des efforts correspondant à la résistance nominale en flexion des murs à leur base; et 3) pour des efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 5,6.

Nous avons ensuite développé un modèle basé sur la méthode proposée par l'ATC-40 (Applied Technology Council (ATC), 1996) pour tenir compte de l'interaction entre le sol et la structure. Le modèle permet de tenir compte du décollement des fondations ainsi que de la plastification du sol à mesure que les cycles de chargement – déchargement se succèdent. Ce modèle a été validé à l'aide d'une étude paramétrique couvrant les différents paramètres influençant le comportement des fondations superficielles. Le comportement non-linéaire en flexion des murs de refend a été représenté à l'aide de modèles multifibres.

Avant de mener les analyses dynamiques, une sélection d'accélérogrammes pertinents a été faite. Nous avons choisi d'étudier tout d'abord le comportement sismique du bâtiment en considérant des accélérogrammes enregistrés pendant des séismes historiques intra-plaques majeurs survenus au Canada. Ces accélérogrammes ont été calibrés selon différentes méthodes afin de les rendre compatibles avec le spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal. Des séismes artificiels également compatibles avec le spectre du CNBC 2005 ont été retenus. Seuls les mouvements sismiques horizontaux ont été considérés afin de simplifier les analyses et l'interprétation des résultats.

Pour finir, nous avons réalisé des analyses statiques incrémentales non-linéaires 2D et des analyses dynamiques temporelles non-linéaires 2D d'un des murs de refend du bâtiment. Des analyses dynamiques temporelles non-linéaires 3D ont aussi été effectuées sur le bâtiment au complet. Les résultats des analyses non-linéaires temporelles 2D du mur de refend soumis à tous les accélérogrammes retenus ont permis d'examiner le comportement sismique des murs de refend avec fondation basculante situé à l'est du Canada et d'évaluer la pertinence des exigences du CNBC 2005 quant à la conception des fondations. Ces analyses ont également permis de suggérer des méthodes de calibration des séismes historiques afin de les rendre compatibles avec un spectre cible. Une étude détaillée du comportement du mur de refend soumis à deux accélérogrammes historiques lors des analyses temporelles 2D et 3D a permis de mieux comprendre l'interaction qui existe entre les murs de refend lorsque le phénomène de basculement survient et de valider le recours aux analyses 2D pour prédire le comportement sismique de murs dans un bâtiment 3D.

1.3 **Organisation du mémoire**

Après avoir défini la problématique et les objectifs de cette étude, ainsi que la méthodologie pour y répondre, nous présentons dans le deuxième chapitre une revue de littérature des études antérieures menées sur le phénomène de basculement des fondations ainsi qu'une description de la façon dont l'interaction sol – structure est prise en compte dans les codes de construction nord-américains. Ce chapitre est également l'occasion de présenter les exigences du CNBC 2005 ainsi que celles de la norme CSA A23.3-04 pour la conception parasismique des murs de refend

ductiles en béton armé. Une introduction au logiciel d'analyse OpenSees, utilisé dans ce projet, y est également faite.

Le troisième chapitre commence par une description des caractéristiques du bâtiment en béton armé étudié dans ce projet. Le dimensionnement des murs de refend composant le SRFS du bâtiment ainsi que celui des fondations est ensuite présenté.

Le quatrième chapitre explicite les détails de la modélisation utilisée pour représenter, d'une part, le phénomène d'interaction sol – structure et, d'autre part, le comportement des murs de refend.

Le cinquième chapitre présente, dans un premier temps, les accélérogrammes historiques qui ont été retenus pour les analyses ainsi que les différentes méthodes de calibration utilisées pour rendre leur spectre d'accélération compatible avec celui du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal. On décrit aussi dans le chapitre les accélérogrammes artificiels qui ont été retenus pour les analyses dynamiques.

Le sixième chapitre présente les résultats des analyses statiques incrémentales non-linéaires 2D de même que les analyses dynamiques temporelles non-linéaires 2D et 3D qui ont été menées sur un des murs de refend (analyses 2D) ainsi que sur le bâtiment au complet (analyses 3D). Les résultats des analyses dynamiques temporelles 2D du mur de refend soumis à tous les accélérogrammes décrits au cinquième chapitre y sont présentés. Le comportement du mur de refend soumis à deux accélérogrammes historiques, lors d'analyses 2D et 3D y est également présenté.

Enfin, le dernier chapitre résume les résultats de cette étude et propose une réponse à la problématique. On y propose aussi quelques recommandations concernant d'éventuels projets de recherche futurs portant sur la même thématique.

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une revue de littérature des éléments nécessaires à la compréhension et au développement de la problématique. La section 1.1 présente tout d'abord la façon dont l'interaction sol – structure est prise en compte dans les codes de construction nord-américains. Un résumé d'études antérieures pertinentes sur le soulèvement des fondations superficielles est également exposé dans cette section. La section 1.2 présente ensuite les clauses du CNBC 2005 ainsi que celles de la norme CSA A23.3-04 à respecter pour la conception parasismique des structures en béton armé. Un résumé d'études expérimentales menées sur l'amortissement dans les structures en béton armé est également présenté. Finalement, la section 1.3 introduit le logiciel OpenSees utilisé dans ce projet de maîtrise pour mener les analyses dynamiques.

1.1 Interaction sol-structure

1.1.1 Interaction sol-structure dans les codes de construction

Dans la majorité des codes de construction actuels, les charges sismiques de conception à considérer pour dimensionner les structures sont calculées en négligeant l'interaction sol – structure (ISS) ; la réponse dynamique est obtenue en supposant qu'elles sont encastrées à leur base. Cette hypothèse a été adoptée par les codes sur la conviction que l'ISS joue un rôle toujours favorable en diminuant les forces d'inertie agissant sur les structures. Ce postulat s'avère exact pour la majorité des bâtiments et des environnements sismiques mais il conduit à des dimensionnements souvent trop conservateurs et qui ne s'inscrivent pas dans l'approche de conception sismique par performance. De plus, des observations post-séismes ont mis en évidence que l'ISS pouvait être préjudiciable pour certains édifices construits sur des sols non-conventionnels (Gazetas & Mylonakis, 1998). Dans le but d'optimiser le dimensionnement des bâtiments ou de prédire, de façon plus réaliste, leurs comportements sismiques, les codes de constructions internationaux commencent à introduire des clauses permettant de tenir compte de l'ISS dans la phase de conception.

Le Code National du Bâtiment du Canada 2005 (CNRC, 2005) suppose que les bâtiments reposent sur des sols stables et résistants (sites de catégorie C). Cependant, il reconnait que, dans la plupart des cas, les édifices sont construits sur des fondations flexibles et que l'ISS modifie

leurs caractéristiques dynamiques. Tout d'abord, les périodes naturelles de vibration des structures, incluant les fondations, sont plus élevées. Ensuite, l'amortissement est plus important. Enfin, l'ISS peut modifier le signal sismique incident ainsi que la réponse de la structure. Sa prise en compte tend à réduire les efforts se développant dans la structure mais l'augmentation de la flexibilité de cette dernière conduit à une augmentation des déplacements. C'est pour cette raison que le CNBC 2005 conseille de tenir compte de l'ISS lors de l'étude de structures non-conventionnelles. Une analyse détaillée du problème peut être menée en utilisant des méthodes basées sur les éléments finis.

Pour ce qui est de la conception des fondations, le CNBC 2005 stipule que, dans le cas où le soulèvement des fondations est utilisé comme mécanisme de dissipation d'énergie sismique, les efforts de conception n'ont pas besoin d'être supérieurs à ceux correspondant à $R_d R_o/2$ fois ceux obtenus d'une analyse dynamique modale ou d'une analyse statique équivalente.

Bien que le CNBC 2005 reconnaissance l'influence de l'ISS sur le comportement des structures, aucune procédure n'est explicitement présentée afin d'en tenir compte lors d'analyses dynamiques.

Contrairement au CNBC 2005, l'ATC-40 (Applied Technology Council (ATC), 1996) et le FEMA 356 (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000) proposent une méthode simplifiée pour tenir compte de l'ISS : la rigidité de l'interface sol – structure et les non-linéarités associées au soulèvement des fondations sont représentées à l'aide d'une modélisation de type Winkler. La méthode est illustrée à la figure 1.1.

Soit k_z et $k_{\theta y}$ (équations [1.1] et [1.2]), les rigidités surfaciques associées aux rigidités verticale (K_z) et rotationnelle ($K_{\theta y}$), calculées à l'aide des formules proposées par Gazetas (1991) et résumées dans le tableau 1.1.

$$k_z = \frac{K_z}{BL} \qquad [1.1]$$

$$k_{\theta y} = \frac{K_{\theta y}}{I_y} \qquad [1.2]$$

Si la différence entre k_z et $k_{\theta y}$ est faible, les deux normes conseillent d'utiliser la rigidité surfacique la plus grande. Dans le cas contraire (rigidités surfaciques k_z et $k_{\theta y}$ fortement couplées), elles proposent d'avoir recours à une distribution non uniforme de la rigidité verticale

des ressorts. La fondation se retrouve alors divisée en deux régions : une zone à chaque extrémité de la fondation pour modéliser l'effet de la rigidité rotationnelle et une zone centrale à laquelle est associée la rigidité verticale. Pour le calcul de la rigidité surfacique de la zone centrale (k_{mid}), la fondation est supposée comme étant infiniment longue (le rapport L/B tend vers l'infini). Cette condition, introduite dans l'équation [1.1], permet d'obtenir l'expression de k_{mid} (équation [1.3]).

$$k_{mid} = \frac{0{,}73 G_{max}}{(1-\nu)B} \qquad [1.3]$$

Où ν est le coefficient de Poisson du sol et G_{max} est son module de cisaillement dynamique. Pour ce qui est de la rigidité surfacique des zones d'extrémités (k_{end}), les deux normes supposent que leur longueur vaut B/6. Cette condition, introduite dans l'équation [1.1], permet d'obtenir l'expression de k_{end} (équation [1.4]).

$$k_{end} = \frac{6{,}83 G_{max}}{(1-\nu)B} \qquad [1.4]$$

Finalement, cette variation de la rigidité le long de la fondation procure implicitement au système une rigidité rotationnelle. En plus de cette variation de la rigidité verticale, le long de la fondation, les deux normes conseillent de rapprocher les ressorts dans les zones d'extrémité dans le cas où les systèmes étudiés sont fortement dominés par le basculement des fondations.

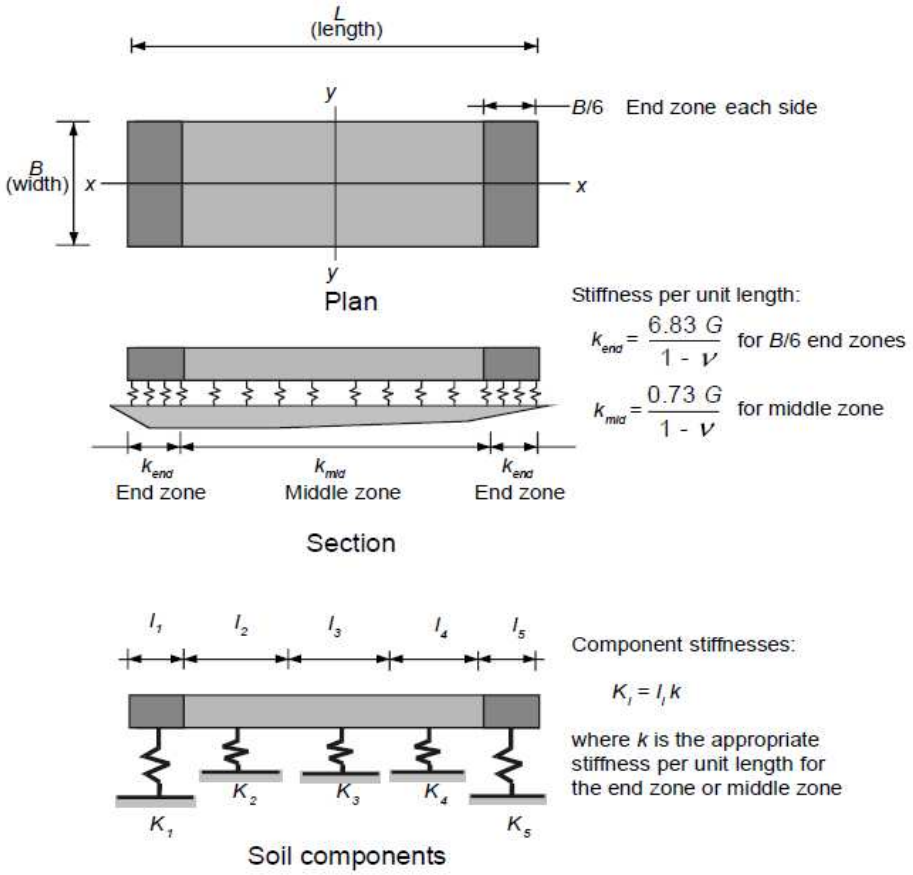
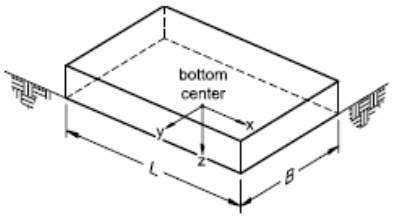
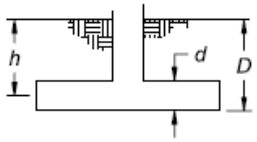


Figure 1.1 : Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40 pour représenter l'interaction sol-structure [Source : (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000)]

Tableau 1.1 : Équations proposées dans le FEMA 356 pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides [Source : (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000)]

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right]$	 Orient axes such that $L \geq B$
Translation along y-axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8\right]$	
Translation along z-axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8\right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.4\left(\frac{L}{B}\right) + 0.1\right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034\right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz,sur} = GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51\right]$	

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\cdot\left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$	
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2 + 2.6\frac{B}{L}\right)\right]\cdot\left[1 + 0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$	d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5\frac{d}{B}\left[1 + \frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$	h = depth to centroid of effective sidewall contact
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5 + 3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$	For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$	

1.1.2 Études antérieures sur le soulèvement des fondations superficielles

À l'instar de la méthode proposée par l'ATC-40 ou le FEMA 356, la façon la plus populaire de modéliser le phénomène d'ISS est sans aucun doute celle qui repose sur l'approche introduite par Winkler (1867) : le sol peut être représenté par un nombre fini de ressorts suffisamment rapprochés et indépendants les uns des autres. De nombreuses publications dans la littérature scientifique décrivent diverses méthodes utilisées pour modéliser le basculement de fondations superficielles reposant sur un sol élastique ou inélastique. Une description de certaines de ces publications est faite dans cette section.

Housner (1963) a été le premier à s'intéresser au phénomène de basculement des fondations après avoir observé que des châteaux d'eau avaient résisté aux forts séismes ayant frappé le Chili en mai 1960 alors que certaines structures en béton armé avaient été fortement endommagées. Étudiant le comportement d'un bloc rigide reposant sur un sol également rigide, il a développé des équations analytiques permettant d'évaluer la dissipation d'énergie cinétique qui survient pendant les cycles de basculement du bloc. Il a ensuite utilisé ces équations pour évaluer la stabilité du bloc rigide soumis à divers chargements dynamiques. Il est arrivé à la conclusion, d'une part, que le basculement des fondations peut améliorer le comportement sismique des structures et, d'autre part, qu'il existe un facteur d'échelle qui fait que certaines structures peuvent ne pas basculer sous chargement sismique alors que d'autres moins élevées le peuvent.

Meek (1975) a étudié le comportement sismique d'un système flexible à un degré de liberté attaché à une fondation superficielle, rigide et sans masse, pouvant basculer. La fondation repose sur un sol indéformable n'ayant aucune résistance en traction afin de permettre à la fondation de se soulever. L'étude analytique de ce système a permis d'identifier deux effets du soulèvement des fondations sur le comportement de la structure : le basculement des fondations permet de réduire les déformations maximales en cisaillement comparativement aux déformations obtenues lorsque la structure est encastrée à sa base. Par contre, l'impact de la fondation sur le sol après chaque cycle de basculement génère des contraintes dynamiques dans la structure et dans la fondation qui peuvent conduire à la rupture. Par la suite, Meek (1978) a développé des équations permettant de décrire le comportement dynamique du noyau central d'un bâtiment multi-étagé dont la fondation repose sur un sol infiniment rigide n'ayant aucune résistance en traction. Considérant l'exemple d'un bâtiment de 10 étages soumis à un séisme, la résolution des équations a permis de mettre en évidence que le basculement de la fondation peut conduire à une importante réduction du moment de renversement et du cisaillement à la base du noyau central. Cette réduction des efforts s'accompagne cependant d'une augmentation des déplacements. Comme lors de l'étude du système à un seul degré de liberté, Meek est arrivé à la conclusion que l'impact de la fondation sur le sol après chaque cycle de basculement génère des contraintes dynamiques dans le noyau et dans le sol. Ces contraintes, peu préjudiciables pour le noyau, peuvent engendrer des problèmes géotechniques majeurs comme, par exemple, la liquéfaction du sol sous la fondation.

Psycharis et Jennings (1983) ont étudié le comportement dynamique d'un bloc rigide reposant sur une fondation flexible pouvant ainsi basculer. Deux modèles de fondation ont été testés : un premier modèle où la fondation est représentée par un nombre discret de ressorts verticaux, placés en parallèle avec des amortisseurs visqueux et un deuxième modèle où seulement deux ressorts sont utilisés (un à chaque extrémité du bloc), toujours placés en parallèle avec des amortisseurs visqueux. À partir des équations décrivant le comportement dynamique du bloc reposant sur les deux modèles de fondation, ils ont tout d'abord développé des relations d'équivalence entre les équations associées aux deux modèles afin de pouvoir représenter, à l'aide du modèle avec deux ressorts, le même comportement qui celui obtenu avec la modélisation de type Winkler. Considérant par la suite le modèle avec deux ressorts, ils sont arrivés aux conclusions suivantes : tout d'abord, le comportement dynamique du bloc pouvant basculer est non-linéaire mais sa réponse peut néanmoins être décomposée en une séquence de réponses linéaires. Ensuite, plus le soulèvement du bloc est important, plus la période de basculement est grande. Pour des mouvements de grandes amplitudes, cette augmentation est essentiellement proportionnelle à l'amplitude de l'excitation. D'autre part, le basculement du bloc entraîne une vibration verticale du bloc lorsque celui-ci est excité horizontalement. Enfin, les études menées n'ont pas permis de mettre clairement en évidence l'impact bénéfique du soulèvement des fondations pour la structure ; cela dépend des paramètres du système ainsi que des caractéristiques de l'excitation. Par la suite, Psycharis (1983) a étudié le comportement dynamique d'un système à plusieurs degrés de liberté reposant sur une fondation pouvant basculer. Le sol sous la fondation est représenté par deux ressorts, placés en parallèle avec des amortisseurs visqueux. La réponse du système soumis à une sollicitation sismique a permis de mettre en évidence que l'augmentation de l'angle de rotation de la fondation n'est pas linéairement proportionnelle à l'intensité de la sollicitation. Pour ce qui est de la réduction des efforts dans la structure, il est arrivé à la même conclusion que l'étude précédente, à savoir que le soulèvement des fondations n'a pas toujours un impact bénéfique pour la structure.

Chopra et Yim (1985) ont étudié le comportement sismique d'un système à un degré de liberté fixé à une fondation pouvant basculer. Trois conditions d'appuis ont été considérées : le sol est tout d'abord supposé rigide et sans aucune résistance en traction, il est ensuite supposé flexible et représenté par deux ressorts linéaires élastiques sans résistance en traction placés en parallèles avec des amortisseurs visqueux et, pour finir, il est toujours supposé flexible et représenté par un

nombre discret de ressorts linéaires élastiques sans résistance en traction, placés en parallèle avec des amortisseurs visqueux. Chopra et Yim ont développé les équations décrivant la réponse du système pouvant basculer. Ils ont également développé une méthode simplifiée qui permet d'évaluer le cisaillement maximum pouvant se développer à la base de tels systèmes. L'étude a ensuite été étendue à des systèmes à plusieurs degrés de liberté (Yim et Chopra, 1985) reposant toujours sur une fondation pouvant basculer. Le sol est supposé flexible et représenté par deux ressorts linéaires élastiques sans résistance en traction placés en parallèles avec des amortisseurs visqueux. L'étude de la réponse sismique d'un tel système a permis de mettre en évidence que la réponse maximale d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être évaluée en considérant que la flexibilité du sol ainsi que le soulèvement de la fondation n'ont d'influence significative que sur le mode fondamental de vibration du système.

Nakaki et Hart (1987) ont étudié le comportement dynamique d'un mur de refend reposant sur un nombre discret de ressorts verticaux, placés en parallèle avec des amortisseurs visqueux. Les ressorts n'ont aucune capacité en traction. Le comportement non-linéaire du mur de refend est représenté à l'aide d'une loi de comportement hystérétique dont la rigidité se dégrade à mesure que les cycles de chargement-déchargement se succèdent. Les résultats de cette étude ont mis en évidence une augmentation de la demande en ductilité au niveau du mur de refend lorsque la fondation se soulève comparativement à la demande pour le même mur de refend avec base fixe.

Filiatrault et al. (1992) ont étudié le comportement sismique du noyau central d'un bâtiment de 21 étages, dimensionné selon les exigences du CNBC 90, reposant sur une fondation superficielle qui n'est pas en mesure de développer la capacité en flexion du noyau. La réponse sismique du noyau a été étudiée à l'aide d'analyses dynamiques non-linéaires qui tiennent compte du comportement non-linéaire du noyau, de la fondation et du sol ainsi que de la possibilité de soulèvement de la fondation. Le comportement non-linéaire de la fondation est représenté à l'aide d'éléments treillis ayant un comportement plastique en tension et flambant de façon élastique en compression. La plastification du sol sous la fondation est donc représentée par la plastification des éléments treillis en tension alors que le soulèvement de la fondation est modélisé par le flambement de ces éléments en compression. Les résultats de cette étude ont démontré que le déficit de résistance de la fondation n'est pas préjudiciable pour le comportement sismique du noyau. Bien au contraire, ce déficit permet à la fondation de basculer sous sollicitations sismiques, ce qui cause une réduction des efforts à la base du noyau. Le basculement de la

fondation entraîne, par contre, une augmentation des déplacements latéraux du noyau, déplacements qui demeurent cependant dans les limites tolérées par le code.

Allotey et El Naggar (2003) ont développé une solution analytique permettant de décrire la réponse statique d'une fondation rigide reposant sur un modèle de sol de type Winkler. Les équations développées par les auteurs, qui tiennent compte à la fois de la plastification du sol et du soulèvement de la fondation, permettent de caractériser la courbe moment – rotation décrite par la fondation sous chargement statique. Une autre étude menée par Allotey et El Naggar (2008) a permis de développer un modèle de fondation de type Winkler qui permet de reproduire le comportement dynamique d'une fondation superficielle. Le modèle proposé dans cette étude repose sur une loi de comportement hystérétique, composée de plusieurs segments linéaires et qui se dégradent au fur et à mesure que se succèdent les cycles de chargement – déchargement. Le modèle a ensuite été implémenté dans le logiciel SeismoStruct.

Harden et al. (2005) proposent une méthodologie afin de reproduire la réponse non-linéaire de fondations superficielles soumises à des chargements dynamiques. Ils ont développé un modèle de fondation basé sur une représentation de type Winkler qu'ils ont validé en réussissant à reproduire numériquement les résultats provenant d'études expérimentales menées sur des fondations superficielles placées en centrifugeuse et soumises à des chargements cycliques et dynamiques. Une attention particulière a été portée au modèle numérique afin qu'il soit capable de reproduire les déformations permanentes résultant du basculement des fondations. Basée sur cette étude, des suggestions ont ensuite été faites par Harden et al. afin d'introduire la notion de soulèvement des fondations dans une approche de conception par performance (Harden et al., 2006).

1.1.3 **Études expérimentales de l'interaction sol – structure**

Une modélisation performante de l'ISS passe par une bonne connaissance du comportement dynamique d'une fondation superficielle en interaction avec le sol sur lequel elle repose. Dans cette optique, un certain nombre d'essais ont été menés ces dernières années. Dans ce qui suit, les résultats issus de trois campagnes d'essais ayant permis de caractériser le comportement dynamique de fondations superficielles reposant sur des massifs de sol pulvérulents sont présentés.

Une série d'essais a été menée dans le cadre du projet européen TRISEE afin de caractériser le comportement non-linéaire d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sable et soumise à des chargements sismiques. Le détail des essais ainsi que les résultats sont résumés dans les travaux de Pedretti (1998) et Negro et al. (2000). L'analyse des courbes moment – rotation obtenues sous sollicitations sismiques a tout d'abord permis d'observer le caractère dissipatif du sol. Il a d'ailleurs été remarqué que cette dissipation d'énergie est d'autant plus importante que le sable est lâche. Ensuite, l'allure en « S » de ces courbes pour les sables dits denses a permis de conclure au soulèvement de la fondation lors des cycles de chargement – déchargement. Dans le cas des sables dits lâches, cet effet n'apparaît pas. Au lieu de voir la fondation se soulever, la faible résistance du sol conduit à son poinçonnement. L'analyse des déplacements verticaux de la fondation a mis en évidence, d'une part, qu'ils s'accroissent de façon significative avec les cycles de chargement et, d'autre part, qu'ils sont de plus en plus importants plus le sable est mou.

Dans le cadre des projets européens ICONS-TMR et ECOEST II (Combescure & Chaudat, 2000), des essais sismiques sur table vibrante ont été réalisés. La série de tests intitulée CAMUS IV consiste à étudier le comportement sismique d'un bâtiment de cinq étages à échelle 1/3, constitué de deux voiles de béton armé supportant six planchers et dimensionné selon le code sismique français PS92. Le bâtiment est posé simplement sur un bac de sable ancré à une table vibrante. Le but de ces essais était d'étudier l'influence de conditions souples provenant, d'une part, de la faible raideur du sable et, d'autre part, des phénomènes de décollement et de glissement libres de se développer à l'interface sur le comportement sismique d'une telle structure. Le rôle bénéfique du soulèvement de la fondation a clairement été mis en évidence lors de ces essais. Grâce à l'effet combiné du décollement et de la plasticité du sol, les efforts (moment et cisaillement) à la base du bâtiment ont été réduits comparativement à ceux qui avaient été obtenus pour la même structure avec base fixe et pour la même sollicitation sismique. En contrepartie, des déplacements relatifs (rotation, glissement, soulèvement et tassement) plus importants ont été mesurés. L'enfoncement du bâtiment a été très visible ainsi que la formation de zones de refoulement de sable de part et d'autre des fondations.

Gajan et al. (2005) ont mené une série de tests en centrifugeuse (accélération de 20g) sur le comportement cyclique et dynamique de fondations superficielles supportant des murs de refend soumis à des charges verticales et latérales. Cette étude expérimentale avait pour but d'étudier les

effets des dimensions de la fondation, de sa hauteur d'encastrement dans le sol, du type de sol et du facteur de sécurité (FS) sur la réponse du système mur – fondation. Les résultats des tests ont permis de caractériser le comportement non-linéaire de fondations superficielles reposant sur un sol subissant des pressions de confinement élevées. D'une part, les relations moment – rotation obtenues mettent en évidence une quantité importante d'énergie dissipée au niveau de la fondation. Cette dissipation d'énergie peut conduire à une réduction des efforts dans la structure mais s'accompagne également de déformations permanentes dans le sol qui peuvent devenir préjudiciables. D'autre part, la pente de ces courbes devient moins raide à mesure que la rotation de la fondation augmente, mettant ainsi en évidence une réduction de la rigidité en rotation du système due au soulèvement de la fondation. Pour ce qui est des tassements, ils ont tendance à augmenter avec une diminution du facteur de sécurité (FS) ou avec une diminution de la densité relative du sol mais aussi avec une augmentation de l'amplitude des rotations. Enfin, des observations expérimentales ont mis en évidence un refoulement et une densification du sol en périphérie de la fondation à mesure que le système bascule.

1.2 Murs de refend en béton armé

1.2.1 Conception parasismique dans le CNBC 2005

Les objectifs du CNBC 2005 en matière de conception parasismique sont les suivants :

- Protéger la vie et la sécurité des occupants du bâtiment et du public lorsque le bâtiment est soumis à des secousses de forte intensité
- Limiter les dommages au bâtiment pendant des secousses d'intensité faible et modérée
- Garantir que les bâtiments de protection civile continuent d'être occupés et fonctionnels après de fortes secousses, même si les bâtiments subissent des dommages minimes.

Afin d'atteindre ses objectifs, le CNBC 2005 a adoptée une période de retour de 2% en 50 ans pour déterminer l'intensité des secousses sismiques à considérer pour l'évaluation des efforts sismiques. Avec une telle probabilité de dépassement, les bâtiments dimensionnés selon les exigences du CNBC 2005 ont peu de chance de s'effondrer, même s'ils subissent des dommages structuraux et non structuraux importants.

1.2.1.1 **Exigences générales**

Le CNBC 2005 exige que le cheminement des forces utilisé pour transférer les forces d'inertie générées par un séisme au sol soit clairement défini lors du dimensionnement des structures. Les éléments structuraux se trouvant le long de ce cheminement des forces composent le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) et doivent être dimensionnés de façon à reprendre 100% des charges sismiques. Les éléments ne faisant pas partie du SRFS doivent être capables de subirent les déformations produites par un séisme tout en conservant leur capacité verticale à reprendre les charges de gravité.

1.2.1.2 **Combinaisons de charges**

Dans le CNBC 2005, les charges à considérer pour le dimensionnement des structures aux états limites ultimes sont exprimées sous forme de combinaisons de charges. Ces combinaisons de charges regroupent des charges dites principales et d'autres dites concomitantes. Elles sont résumées dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2 : Combinaisons de charges à considérer pour la conception parasismique des bâtiments, selon le CNBC 2005

Combinaisons de charges		
Charges principales		**Charges concomitantes**
$1{,}0D + 1{,}0E$		$-$
$1{,}0D + 1{,}0E$	$+$	$0{,}5L + 0{,}25S$

Où D correspond à la charge morte, E correspond à la charge sismique, L correspond à la charge vive et S correspond à la charge de neige.

1.2.1.3 **Méthodes d'analyse**

Deux méthodes d'analyse sont proposées dans le CNBC 2005 pour déterminer les efforts sismiques à considérer pour le dimensionnement des structures. La méthode d'analyse par défaut dans la version actuelle du code est la méthode dynamique. La méthode de la force statique équivalente (MFSE) peut également être utilisée à condition que les structures répondent à certaines conditions relatives au risque sismique de la zone de construction, à leur hauteur, à leur période fondamentale de vibration ou encore à la régularité de leur système structural.

Indépendamment de la méthode d'analyse utilisée, une force sismique latérale minimale à la base des structures doit être calculée avant de mener une analyse.

1.2.1.4 **Force sismique latérale minimale (V)**

Dans le CNBC 2005, la force sismique latérale minimale à la base V se calcule à l'aide de l'équation [1.5] :

$$V = \frac{S(T_a)M_v I_E}{R_d R_o} W \geq \frac{S(2,0)M_v I_E}{R_d R_o} W \qquad [1.5]$$

Où $S(T_a)$ est l'accélération spectrale de calcul pour la période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment (T_a), M_v est un facteur pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs sur le cisaillement à la base du bâtiment, I_E est le coefficient de risque sismique du bâtiment, W est le poids sismique du bâtiment, R_d est un facteur de modification de force lié à la ductilité qui traduit la capacité d'une structure à dissiper de l'énergie à travers son comportement non-linéaire et enfin R_o est un facteur de modification de force lié à la sur-résistance qui traduit la résistance en réserve qui existe dans une structure conçue selon les exigences du CNBC 2005. À noter que si R_d est supérieur à 1,5, la force sismique latérale minimale peut être limitée à la valeur donnée par l'équation [1.6] :

$$V \leq \frac{2}{3}\frac{S(0,2)I_E}{R_d R_o} W \qquad [1.6]$$

Le produit $S(T_a)M_v I_E W$ dans l'équation [1.5] représente la force sismique latérale élastique maximale (V_e) à la base d'un système élastique ayant comme période fondamentale T_a. Diviser cette force V_e par le facteur combiné de modification des forces sismiques $R_d R_o$ permet de réduire les efforts sismiques de conception et ainsi « forcer » la structure à répondre de façon inélastique.

1.2.1.4.1 *Période empirique du bâtiment (T_a)*

Le calcul de la période empirique des bâtiments (T_a) dans la direction d'application de la charge sismique est fait à l'aide d'équations qui dépendent du matériau de construction ainsi que du système de résistance aux forces sismiques (SRFS). Pour des bâtiments dont le SRFS est composé de murs de refend en béton armé, la période empirique est donnée par l'équation [1.7] :

$$T_{a\,empirique} = 0{,}05(h_n)^{3/4} \qquad [1.7]$$

Où h_n correspond à la hauteur du bâtiment, en mètres. Le CNBC 2005 permet également d'utiliser une méthode de mécanique pour estimer T_a. Cependant, cette période mécanique ne peut pas être supérieure à 2 fois $T_{a\,empirique}$ calculée avec l'équation [1.7].

1.2.1.4.2 *Accélération spectrale de calcul ($S(T_a)$)*

L'accélération spectrale de calcul, $S(T_a)$, permet de définir le spectre de calcul. Elle se calcule grâce à l'équation [1.8] :

$$S(T_a) = F_a S_a(T_a) \text{ ou } F_v S_a(T_a) \text{ selon la valeur de } T_a \qquad [1.8]$$

Où $S_a(T_a)$ est l'accélération spectrale avec un amortissement de 5%, estimée pour une période de retour de 2 500 ans et F_a et F_v sont respectivement les coefficients d'accélération et de vitesse pour le site considéré.

1.2.1.4.3 *Coefficient de mode supérieur (M_v)*

Le produit $S(T_a)I_E W$ dans l'équation [1.5] représente la force sismique latérale maximale à la base d'un système élastique à un degré de liberté (SDOF) ayant comme période fondamentale T_a. Le fait d'utiliser uniquement cette force et le facteur combiné de modification des forces sismiques $R_d R_o$ pour calculer la force sismique latérale minimale à la base du bâtiment équivaut à faire l'hypothèse que la réponse dynamique d'un bâtiment à multiples degrés de liberté (MDOF) peut être estimée en considérant uniquement la réponse associée à son premier mode de flexion (T_a). Pour des bâtiments multi-étagés, cette hypothèse n'est que partiellement vraie. En effet, les modes supérieurs ont pour effet d'augmenter la force sismique latérale à la base du bâtiment par rapport à celle à la base d'un système élastique à un degré de liberté. Cette amplification est prise en compte dans le CNBC 2005 grâce au coefficient de mode supérieur M_v introduit dans l'équation [1.5]. Le tableau 1.3 permet de déterminer M_v lorsque le SRFS est composé de murs de refend simples.

Tableau 1.3 : Évaluation de M_v dans le cas où le SRFS est composé de murs de refend simples, selon le CNBC 2005

$S_a(0,2) / S_a(2,0)$	SRFS	$T_a \leq 1,0$	$T_a \geq 2,0$
< 8,0	Murs de refend simples	1,0	1,2
≥ 8.0	Murs de refend simples	1,0	2,5

1.2.1.4.4 *Coefficient de priorité sismique (I_E)*

Pour adapter le degré de protection à l'importance de l'ouvrage et à son utilisation, le CNBC 2005 considère un coefficient de priorité sismique I_E.

1.2.1.4.5 *Facteurs de réduction de force (R_dR_o)*

Le facteur de modification de force R_d dans l'équation [1.5] est un facteur lié à la ductilité. Pour les SRFS en béton armé conçus selon les exigences de la norme canadienne de béton, la valeur de R_d varie entre 1,0 et 4,0. Le facteur de modification de force R_o dans l'équation [1.5] est, quant à lui, un facteur lié à la sur-résistance. Les valeurs de R_o spécifiées par le CNBC 2005 pour les SRFS composés de murs de refend simples en béton armé ainsi que les valeurs de R_d pour les mêmes SRFS sont spécifiées dans le tableau 1.4.

Tableau 1.4 : Coefficients de modification de force R_d et R_o pour des SRFS composés de murs de refend simples en béton armé, selon le CNBC 2005

Type de SRFS	R_d	R_o
Murs de refend à faible ductilité	1,5	1,3
Murs de refend simples à ductilité moyenne	2,0	1,4
Murs de refend simples ductiles	3,5	1,6

1.2.1.5 **Analyse dynamique des bâtiments**

La méthode d'analyse par défaut dans le CNBC 2005 pour déterminer les efforts de conception des bâtiments est la méthode dynamique. Deux types d'analyses sont suggérés : l'analyse dynamique linéaire et l'analyse dynamique non-linéaire. Dans le premier cas, l'analyse doit être fondée sur la méthode modale du spectre de réponse ou la méthode temporelle linéaire par intégration numérique utilisant un modèle structural en accord avec certaines exigences du CNBC 2005. Dans le deuxième cas, une étude spécifique doit être effectuée.

L'analyse linéaire privilégiée est la méthode modale du spectre de réponse puisqu'elle est relativement simple et directe à mener. Le CNBC 2005 exige que les accélérations spectrales utilisées dans cette méthode soient les accélérations spectrales de calcul $S(T_a)$. Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel qu'au moins 90% de la masse dans chacune des directions d'application de la charge sismique soit mobilisée. Aucune recommandation n'est faite concernant la méthode à utiliser pour combiner les réponses obtenues des différents modes de vibration.

Si la méthode temporelle linéaire par intégration numérique est utilisée, le CNBC 2005 exige que les enregistrements sismiques soient compatibles avec le spectre de réponse construit à partir des valeurs d'accélération spectrale de calcul. Cette exigence s'applique également dans le cas où l'analyse retenue est non-linéaire. Selon le commentaire du CNBC 2005, un accélérogramme est dit compatible si son spectre est égal ou supérieur au spectre de calcul du site considéré sur la plage de périodes pertinentes pour le problème traité. Cette compatibilité peut être obtenue en calibrant ou modifiant les accélérogrammes ou en générant des accélérogrammes artificiels ayant des amplitudes et des fréquences consistantes avec les observations sismiques faites dans les régions concernées.

Les effets dus à l'asymétrie des bâtiments et à la torsion accidentelle doivent être pris en compte lors de la détermination des efforts sismiques. Les moments de torsion dus à l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR) des bâtiments sont généralement pris en compte de façon satisfaisante dans des analyses dynamiques en trois dimensions. Par contre, la torsion accidentelle, qui fait référence aux moments de torsion non anticipés qui peuvent survenir dans les bâtiments ainsi que ceux dus aux mouvements de rotation du sol, doit être ajoutée de façon artificielle lors des analyses. Le CNBC 2005 propose deux méthodes pour en tenir compte :

une qui repose sur une approche statique et une autre qui utilise une approche dynamique. Quelque soit la méthode utilisée, le principe est le même : la torsion accidentelle est simulée en déplaçant le CM. À noter que la méthode qui repose sur l'approche dynamique ne peut être utilisée que dans le cas de structures qui ne sont pas sensibles à la torsion ($B_x < 1,7$).

La force de cisaillement élastique à la base du bâtiment (V_e) obtenue d'une analyse dynamique linéaire doit être multipliée par le facteur I_E/R_dR_o afin de tenir compte du comportement inélastique de la structure. La force de cisaillement inélastique ainsi obtenue (V_d) peut alors être comparée à la force de cisaillement V calculée grâce à l'équation [1.5]. Les modèles numériques étant généralement plus flexibles que les bâtiments réels, il est possible que V_d soit inférieur à V. Cependant, afin d'assurer un effort de cisaillement minimum pour la conception des bâtiments, le CNBC 2005 exige que V_d soit pris égal à 0,8V dans le cas où il serait inférieur à 80% de V. Cette règle est applicable uniquement dans le cas des structures régulières. Pour les structures irrégulières, V_d doit être pris égal à V dans le cas où il serait inférieur à 100% de V.

1.2.2 **Conception parasismique des structures en béton armé – CSA A23.3-04**

Cette section présente un résumé de la philosophie adoptée par la norme canadienne de béton CSA A23.3-04 (Association canadienne du ciment, 2006) pour la conception parasismique des murs de refend en béton armé. Les étapes de dimensionnement sont présentées en détail au chapitre 2.

Les murs de refend sont classés en trois catégories selon leur niveau de ductilité : les murs de refend de type conventionnels (faible ductilité), dimensionnés pour un $R_d = 1,5$, les murs de refend moyennement ductiles, dimensionnés pour $R_d = 2,0$ et les murs de refend ductiles, dimensionnés pour $R_d = 3,5$.

Les murs de refend de faible ductilité doivent être dimensionnés comme des murs de refend conventionnels. Les seules exigences spécifiques à la conception parasismique concernent la résistance pour le cisaillement : les murs doivent avoir une résistance suffisante pour éviter toute rupture fragile en cisaillement.

Les murs de refend ductiles et moyennement ductiles doivent être dimensionnés selon l'approche de conception par capacité. Pour les murs faisant partie d'un SRFS ne présentant pas d'irrégularité de type 1, 3, 4, 5 ou 6 selon le CNBC 2005, le dimensionnement est basé sur

l'hypothèse qu'une rotule plastique va se former à la base des murs. Le reste des murs au-dessus de la rotule plastique doit être dimensionné de façon à rester dans le domaine élastique. Le dimensionnement par capacité des murs de refend en béton armé doit se faire selon les étapes suivantes :

- Détermination de la hauteur de la rotule plastique
- Vérification de la stabilité latérale de la rotule plastique
- Dimensionnement pour la flexion de la rotule plastique
- Vérification de la ductilité en rotation de la rotule plastique
- Dimensionnement pour le cisaillement de la rotule plastique
- Dimensionnement pour la flexion de la zone élastique au-dessus de la rotule plastique
- Dimensionnement pour le cisaillement de la zone élastique au-dessus de la rotule plastique

▪ Pour les murs de refend ductiles, la hauteur de la zone de la rotule plastique doit être au moins égale à 1,5 fois la longueur du mur le plus long du SRFS. Pour les murs moyennement ductiles, aucune recommandation n'est faite.

▪ Pour les murs de refend de sections rectangulaires, il existe un risque d'instabilité latérale dans la région de la rotule plastique lorsque surviennent de grandes déformations plastiques et cycliques. Pour éviter tout voilement local des murs, il faut donc s'assurer que les zones comprimées ne soient pas trop élancées. Dans la norme, la stabilité latérale de la rotule plastique est garantie en vérifiant que l'épaisseur d'extrémité des murs de refend n'est pas inférieure à 10% de la hauteur libre des étages.

▪ L'armature longitudinale de la rotule plastique servant à reprendre les efforts de flexion est répartie en armature concentrée, placée aux extrémités des murs, et en armature distribuée, placée dans la partie centrale. Elle doit respecter les exigences du tableau 1.5. En plus de ces exigences, il faut placer des étriers dans les zones d'armature concentrée afin de se prémunir contre le flambement des barres. L'armature distribuée peut également être ligaturée dans certains cas de figure.

Tableau 1.5 : Exigences minimales pour l'armature des murs ductiles non couplés

	Rotule plastique	**Zone élastique**
Armature distribuée		
Quantité	$\rho \geq 0{,}0025$	$\rho \geq 0{,}0025$
Espacement	≤ 300 mm	≤ 450 mm
Ancrage horizontal des barres	L'armature transversale doit être prolongée dans les zones d'armature concentrée de façon à pouvoir développer $1{,}25f_y$	L'armature transversale doit être prolongée dans les zones d'armature concentrée
Armature concentrée		
Endroit requis	Aux extrémités des murs de refend	Aux extrémités des murs de refend
Quantité	$A_s \geq 0{,}0015b_w l_w$ $A_s \leq 0{,}06$ l'aire de la zone d'armature concentrée	$A_s \geq 0{,}0010b_w l_w$ $A_s \leq 0{,}06$ l'aire de la zone d'armature concentrée
Chevauchement des barres	1,5 l_d et pas plus de 50% des barres d'armature dans une même zone	1,5 l_d et 100% des barres d'armature dans une même zone

▪ Les murs de refend doivent présenter une ductilité locale importante à leur base de façon à garantir la ductilité globale admise pour le dimensionnement. Il faut vérifier que la ductilité en rotation des sections (θ_{ic}) est supérieure à sa rotation inélastique anticipée (θ_{id}). La rotation inélastique anticipée des sections se calcule grâce à l'équation [1.9]. Elle doit être au moins égale à 0,004 pour assurer une ductilité minimale aux sections des murs. La capacité en rotation de la section (θ_{ic}) est calculée à l'aide de l'équation [1.10].

$$\theta_{id} = \frac{\delta_h R_d R_o - \delta_h \gamma_w}{h_w - l_w/2} \geq 0{,}004 \qquad [1.9]$$

Où δ_h est le déplacement horizontal au sommet du mur de refend sous les charges sismiques et γ_w est un facteur de sur-résistance égal au rapport entre la résistance nominale en flexion ($M_{n\ base}$) de la section et le moment qui s'exerce au niveau de la section (M_f). Il doit être dans tous les cas supérieur à 1,30.

$$\theta_{ic} = \frac{\varepsilon_{cu} l_w}{2c} - 0{,}002 \qquad [1.10]$$

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 la plus comprimée de la section et l'axe neutre.

D'après l'équation [1.10], moins l'axe neutre pénètre dans la section plus la rotation permise est élevée.

▪ Le dimensionnement des murs de refend pour le cisaillement est très important puisque pour que le mécanisme plastique reste stable, il faut impérativement exclure tout risque de rupture non ductile comme celle due à l'effort tranchant. La vérification de la résistance à l'effort tranchant de la rotule plastique doit donc être effectuée en considérant le cisaillement maximum qui peut survenir. Cette valeur doit être déduite de la résistance probable en flexion de la section (équation [1.11]). Toutefois, dans le cas où cette valeur de V_{des} serait supérieure à la force élastique V_e ($R_dR_o = 1{,}0$) c'est V_e qui doit être utilisé pour la conception.

$$V_{des} = \frac{M_{p\,base}}{M_{f\,base}} V_f \qquad [1.11]$$

▪ Le dimensionnement au-dessus de la rotule plastique doit être effectué avec le souci de garantir que cette zone des murs de refend ne subisse aucune plastification durant un séisme. Pour cette raison, le dimensionnement n'est pas basé sur les moments de flexion obtenus de l'analyse dynamique mais sur une enveloppe de moments plus stricte. Les moments qui s'exercent hors de la rotule plastique, obtenus de l'analyse dynamique, doivent être augmentés du ratio (γ_f) entre la résistance pondérée en flexion de la section du mur au sommet de la rotule plastique (M_r) et le moment pondéré obtenu de l'analyse dynamique également au sommet de la rotule plastique.

▪ Le dimensionnement pour le cisaillement au-dessus de la rotule plastique se fait selon la même procédure que celle utilisée pour le dimensionnement dans la rotule plastique. La valeur du cisaillement à considérer doit être déduite du moment amplifié utilisé pour dimensionner les murs de refend au-dessus de la rotule plastique. Avec cette majoration de l'effort tranchant, toutes les précautions sont prises de manière à exclure une rupture non ductile en cisaillement dans la zone élastique des murs de refend.

1.2.3 **Amortissement dans la superstructure**

En dynamique des structures, l'amortissement est l'une des propriétés les plus importantes puisqu'elle traduit la capacité d'un bâtiment à dissiper de l'énergie. Il est fonction de divers paramètres comme les propriétés intrinsèques des matériaux, les caractéristiques géométriques de la structure ou encore le niveau d'excitation à laquelle cette dernière est soumise. Cependant, son

expression demeure très complexe et par conséquent difficile à modéliser. Dans la pratique, l'amortissement est souvent assimilé à un amortissement de type visqueux. La raison est la simplicité mathématique avec laquelle ce dernier est représenté. Les matrices d'amortissement visqueux peuvent se construire de diverses façons. Dans le cas de l'amortissement de Rayleigh, la matrice d'amortissement visqueux est supposée proportionnelle à la matrice de masse et à la matrice de rigidité du système. Pour ce qui est de l'amortissement visqueux équivalent, la matrice d'amortissement est construite en assignant à chaque mode de vibration de la structure un ratio d'amortissement modal, exprimé en pourcentage de l'amortissement critique. L'utilisation de ces modèles d'amortissement nécessite la connaissance des ratios d'amortissement des différents modes de vibration de la structure. Une valeur de 5% est usuellement utilisée pour réaliser les analyses dynamiques élastiques de bâtiments soumis à des sollicitations sismiques. Cependant, comme nous allons le voir par la suite ou comme le stipule Wilson (2002), cette valeur a peu de signification pour la plupart des bâtiments en béton armé. Un résumé de résultats de programmes expérimentaux qui fournissent des renseignements sur les propriétés dynamiques des bâtiments ayant comme système de reprise des charges latérales des murs de refend en béton armé est faite dans cette section.

Kwan & Xia (1995) ont étudié les performances sismiques de murs de refend en béton armé. Un spécimen à échelle réduite, composé de deux murs de refend reliés entre eux par des dalles et dimensionné de façon à représenter des bâtiments typiques de 4 étages, est testé. Le spécimen est soumis à une série de sollicitations sismiques dont l'intensité augmente graduellement. Les propriétés dynamiques du spécimen sont analysées entre chaque série. À mesure que le système se dégrade (de initial à la rupture), la fréquence de vibration du premier mode diminue (de 7,4 Hz à 4,8 Hz) alors qu'au contraire, l'amortissement modal augmente (de 1,2% à 2,0%).

Kazaz et al. (2005) ont mené un programme expérimental sur table vibrante visant à tester un spécimen réduit représentant un bâtiment de 5 étages en béton armé. Le spécimen est composé de deux murs de refend placés en parallèle et reliés entre eux par des dalles. Plusieurs modèles numériques ont été développés parallèlement à ses essais expérimentaux. Les modèles qui reproduisent le mieux les résultats expérimentaux sont ceux dont l'amortissement est modélisé par un amortissement de Rayleigh avec 2% d'amortissement critique dans les deux premiers modes de vibration.

Panagiotou (2008) présente les résultats d'une analyse paramétrique portant sur l'amortissement de Rayleigh. Dans le cadre d'une campagne d'essais sur table vibrante menée sur un mur de refend en béton armé de 7 étages à l'Université de Californie à San Diego (UCSD), il a développé des modèles numériques afin de discuter les résultats expérimentaux. Considérant un amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité initiale du système, il est arrivé à la conclusion qu'1% d'amortissement critique dans le premier mode de vibration et 1 ou 2% dans le deuxième mode permettent de bien reproduire les résultats expérimentaux.

Martinelli et Filippou (2009) présentent les résultats d'une étude numérique menée dans le cadre d'une compétition organisée par l'Université de Californie à San Diego (UCSD) et l'Association du Ciment Portland (PAC) visant à prédire le comportement sismique du mur de refend en béton armé de 7 étages testé en Californie et dont les caractéristiques ainsi que le détail des essais sont présentés dans la thèse de Panagiotou (2008). Pour cette étude, Martinelli et Filippou ont représenté le mur de refend à l'aide d'éléments « poutre » 2D, dont les sections sont discrétisées en fibres. Un amortissement de type Rayleigh a été utilisé pour les analyses dynamiques non-linéaires. La matrice d'amortissement a été supposée proportionnelle à la matrice de masse et à la matrice de rigidité initiale du système. Les constantes α et β ont été calculées de telle sorte que les deux premiers modes de vibrations aient, comme ratio d'amortissement modal, 1% de l'amortissement critique. La comparaison des résultats numériques et des résultats expérimentaux a permis de valider la modélisation multifibre pour représenter le comportement sismique des murs de refend en béton armé. Indirectement, la concordance entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux a permis de valider le type d'amortissement utilisé ainsi que le ratio d'amortissement critique imposé aux modes de vibration.

Ile et al. (2008) ont mené une étude sur table vibrante d'un système composé de trois murs de refend en béton faiblement armé représentant une structure de 6 étages. Deux des murs de refend sont placés en parallèle et sont contreventés par le troisième mur de refend qui comporte des ouvertures. Le comportement global et local du spécimen, observés expérimentalement, sont validés par deux modèles numériques : un modèle 3D raffiné utilisant les éléments finis et un modèle plus simple utilisant des éléments avec fibres. Quelque soit le modèle numérique considéré, un amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité initiale du système est utilisé pour reproduire les résultats expérimentaux : α et β sont calculés de telle sorte que les deux

premiers modes de vibrations aient comme ratio d'amortissement 1% de l'amortissement critique.

1.3 Logiciel OpenSees®

Le logiciel utilisé dans ce projet de maîtrise le logiciel « *open-source* » OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) (McKenna et al., 2008). Son développement est soutenu par le centre de recherche PEER (Pacific Earthquake Engineering Research). Le code source ainsi que le manuel d'utilisateur sont disponibles sur http://opensees.berkeley.edu. Ce logiciel, qui repose sur la méthode des éléments finis, permet d'évaluer le comportement sismique de systèmes structuraux ou encore de traiter des problèmes liés à la géotechnique. Il permet de travailler dans le domaine linéaire ou non-linéaire et de mener des analyses statiques de type *push-over*, des analyses statiques de type cyclique ou encore des analyses dynamiques temporelles.

Le logiciel OpenSees est construit autour de modules (*objects*) qui permettent de créer le modèle à analyser (*ModelBuilder object*), d'évaluer la réponse du modèle pendant l'analyse (*Recorder object*), de spécifier le type d'analyse à mener ainsi que la procédure à suivre pour résoudre les équations (*Analysis object*). Ces trois modules interagissent entre eux par le biais d'un quatrième module (*Domain object* – figure 1.4). Cette ossature est schématisée à la figure 1.2.

Le module *ModelBuilder* permet de construire le modèle représentant la structure étudiée, à l'aide de nœuds, d'éléments et de conditions aux frontières qui permettent de décrire adéquatement la réalité. Concrètement, les objets (*objects*) à définir pour caractériser le modèle sont les suivants : les nœuds, les éléments, les sections, les matériaux, les masses, les charges, le type de transformations géométriques et les contraintes. Une fois ces objets construits, ils sont ajoutés dans le module *Domain*.

Le module *Recorder* sert à définir les grandeurs pertinentes à étudier pour évaluer le comportement sismique du modèle et à les mesurer pendant l'analyse. Ces grandeurs sont écrites dans des fichiers à chaque pas de temps de l'analyse.

Le module *Analysis* (figure 1.4) sert à spécifier le type d'analyse à mener ainsi que la procédure à suivre pour résoudre les équations. L'utilisateur a le choix entre plusieurs algorithmes de

résolution. Il peut également choisir la façon dont sont construites les matrices caractéristiques du modèle.

À noter que toutes les hypothèses de modélisation, les caractéristiques des éléments utilisés pour les diverses analyses, les hypothèses associées à leur fonctionnement ainsi que les équations régissant les lois de comportement utilisés pour décrire le comportement des éléments sont décrites dans les chapitres suivants.

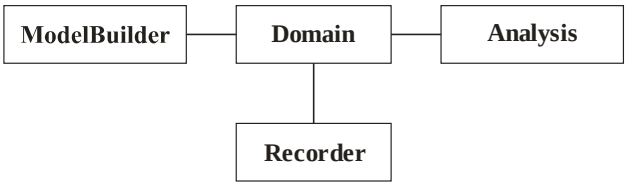


Figure 1.2 : Ossature du logiciel OpenSees [(Mazonni et al., 2005)]

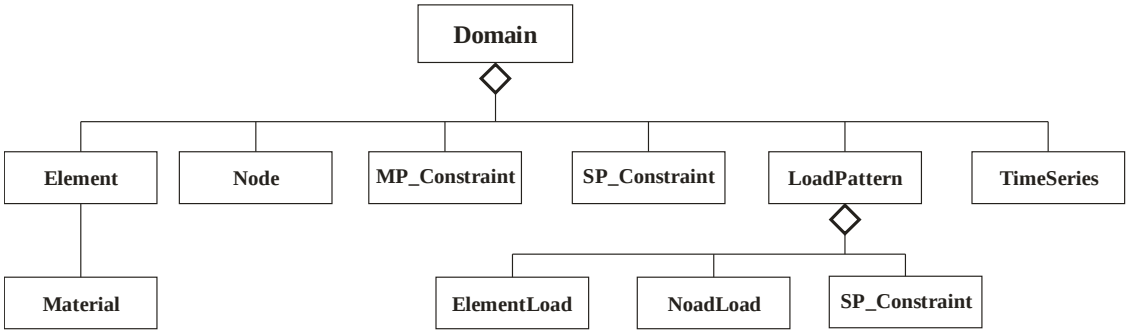


Figure 1.3 : Le module *Domain* [(Mazonni et al., 2005)]

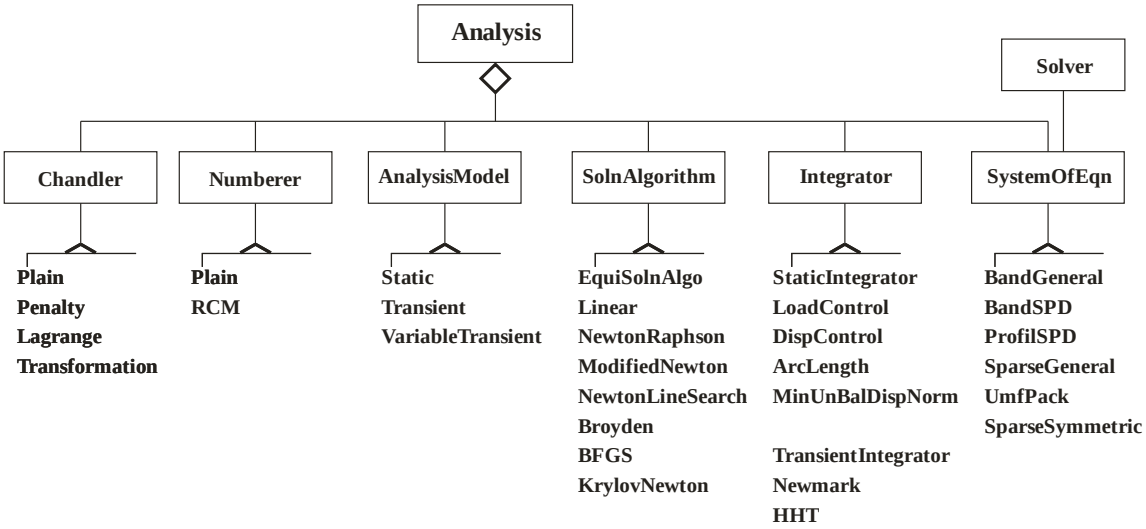


Figure 1.4 : Le domaine *Analysis* [(Mazonni et al., 2005)]

CHAPITRE 2 DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

L'objectif de ce chapitre est de présenter les étapes qui ont permis de dimensionner le bâtiment étudié, dont les caractéristiques sont présentées à la section 2.1. La méthodologie suivie pour l'analyse dynamique est décrite à la section 2.2. Les étapes du dimensionnement des murs de refend sont récapitulées à la section 2.3 alors que celles du dimensionnement des fondations sont présentées à la section 2.4.

À noter que sauf indication contraire, toutes les clauses mentionnées dans ce chapitre font référence au CNBC 2005.

2.1 Présentation du bâtiment

2.1.1 Géométrie du bâtiment

Le bâtiment étudié compte dix étages. La hauteur des étages courants est de 2,95 m, celle du rez-de-chaussée de 3,45 m, pour une hauteur totale de 30 m. Le bâtiment, en forme de U, mesure 72 m de long dans la direction X (D_{nX}) et 54 m de long dans la direction Y (D_{nY}). Chaque étage a une superficie de 2 808 m^2 et un périmètre de 312 m. Les charges de gravité sont reprises par un système poteaux – poutres. Les poteaux sont régulièrement espacés de 6 m dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) est composé uniquement de murs de refend simples, trois dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Les six murs de refend mesurent 6 m de long (l_w) et ont une épaisseur (b_w) de 0,3 m. Ils sont désignés par la suite par les symboles M1 à M6. Enfin, l'épaisseur des dalles de chaque étage a été posée égale à 0,220 m. Une vue en plan d'un étage typique du bâtiment est illustrée à la figure 2.1.

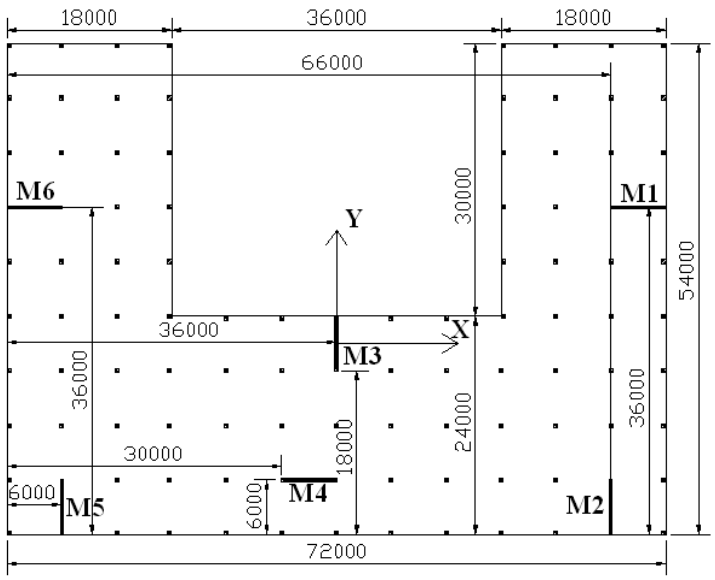


Figure 2.1 : Vue en plan d'un étage typique du bâtiment (dimensions en mm)

2.1.2 **Charges gravitaires**

Les charges gravitaires utilisées pour l'analyse du bâtiment sont celles exigées par le CNBC 2005. Une charge vive de 1,90 kN/m^2 a été utilisée pour tous les étages. La charge morte due aux éléments structuraux a été calculée en considérant le poids des dalles des étages, des poteaux et des murs de refend. Le poids volumique du béton armé (γ_c) a été pris égal à 23,50 kN/m^3. Pour tenir compte du poids des cloisons, nous avons utilisé une charge morte de 1,00 kN/m^2 à tous les étages. Le poids des façades a été pris en compte en supposant une charge surfacique de 1,20 kN/m^2 en périphérie du bâtiment. Une charge morte additionnelle de 1,00 kN/m^2 a été ajoutée au toit pour tenir compte des équipements ainsi qu'à tous les étages pour tenir compte des planchers, des plafonds et des équipements. Enfin, une charge de neige de 2,40 kN/m^2 a été utilisée au toit.

Pour le calcul de la charge axiale reprise par les murs de refend, nous avons considéré les deux combinaisons de charges suivantes, en accord avec la clause 4.1.3.2 :

- $1{,}0D + 1{,}0E$ (combinaison de charges n°1)
- $1{,}0D + 1{,}0E + 0{,}5L + 0{,}25S$ (combinaison de charges n°2)

À noter que pour la combinaison de charges n°2, un facteur de réduction a été appliqué à la charge vive, en accord avec la clause 4.1.5.9. Ce facteur de réduction se calcule à l'aide de l'équation [2.1] :

$$F_r = 0{,}3 + \sqrt{\frac{9.8}{A}} \qquad [2.1]$$

Où A correspond à l'aire tributaire de l'élément considéré.

Les murs de refend en périphérie du bâtiment, c'est-à-dire les murs M1, M2, M3, M5 et M6, ont une aire tributaire de 54 m^2 alors que le mur M4, qui se trouve au centre du bâtiment, a une aire tributaire de 72 m^2. Le tableau 2.1 présente, pour chacune des combinaisons de charges évoquées précédemment, la charge axiale cumulée reprise par chaque mur de refend. À noter que pour le dimensionnement des murs de refend (section 2.3) et des fondations (section 2.4), nous avons retenu la combinaison de charges axiales la plus critique. Les détails des calculs de la charge axiale sont présentés à l'annexe I (tableau I.1 et I.2).

Tableau 2.1 : Charges axiales cumulées reprises par les murs de refend

	M1, M2, M3, M5 et M6		**M4**	
	Combinaison de charges n°1 (kN)	**Combinaison de charges n°2 (kN)**	**Combinaison de charges n°1 (kN)**	**Combinaison de charges n°2 (kN)**
Toit	445	477	574	617
Étage 10	948	1 019	1 206	1 297
Étage 9	1 450	1 557	1 837	1 973
Étage 8	1 953	2 093	2 469	2 647
Étage 7	2 456	2 627	3 101	3 319
Étage 6	2 958	3 161	3 733	3 990
Étage 5	3 461	3 693	4 364	4 659
Étage 4	3 964	4 225	4 996	5 328
Étage 3	4 466	4 756	5 628	5 996
Étage 2	4 979	5 298	6 270	6 675
RDC	5 048	5 366	6 338	6 743

2.2 Analyse dynamique du bâtiment

Le bâtiment a été analysé à l'aide de la méthode par défaut du CNBC 2005 qui est la méthode dynamique. L'analyse de la structure a été faite dans le domaine linéaire et selon la méthode modale du spectre de réponse (clause 4.1.8.12). En accord avec les exigences de la clause 4.1.8.8 et étant donné que le SRFS du bâtiment est orienté selon un système d'axes orthogonaux X et Y (figure 2.1), la structure a été analysée indépendamment dans chacune de ces deux directions. À noter que la procédure suivie pour l'analyse du bâtiment est celle qui a été présentée à la section 1.2.1.

2.2.1 Modélisation ETABS®

Le bâtiment a été modélisé dans le logiciel d'analyse de structures ETABS (CSI, 2008). Nous avons, dans un premier temps, réalisé deux modèles de la structure afin de vérifier les termes de l'alinéa 7 de la clause 4.1.8.3 qui stipule que les éléments qui ne font pas partie du SRFS n'ont pas besoin d'être modélisés si la rigidité qu'ils apportent ne diminue pas la période fondamentale du modèle de plus de 15%. Le modèle n°1 représente à la fois les murs de refend, les dalles et les poteaux (figures 2.2 et 2.3) alors que le modèle n°2 représente uniquement les murs de refend et les dalles (figures 2.4 et 2.5). Dans les deux modèles, le béton armé a été modélisé par un matériau ayant comme poids volumique 23,50 kN/m^3. En accord avec les exigences de la clause 4.1.8.3, nous avons considéré ses propriétés fissurées. Nous avons donc appliqué à son module élastique (E_c), calculé à l'aide de l'équation [2.3], le facteur de réduction (α_w), donné à la clause 21.2.5.2 de la norme CSA A23.3-04 (équation [2.2]). Dans le cas présent, ce facteur a été pris égal 0,7 (α_w vaut environ 0,7 quelque soit le mur de refend et la combinaison de charges), ce qui a donné un module élastique (E_c) égal à 17 250 MPa.

$$\alpha_w = 0{,}6 + \frac{P_f}{f'_c A_g} \qquad [2.2]$$

Où P_f est la charge axiale à la base du mur de refend, f'_c est la résistance en compression du béton, prise égale à 30 MPa et A_g est l'aire de la section brute.

$$E_c = 4500\sqrt{f'_c} \qquad [2.3]$$

En supposant un coefficient de Poisson (ν) égal à 0,2, le module de cisaillement (G) a été pris égal à 7 190 MPa (équation [2.4]). Les dalles ont été représentées par des éléments « coque » et ont été considérées comme des diaphragmes rigides. Les murs de refend ont été représentés par des éléments « plaque ». Enfin, les poteaux ont été représentés par des éléments « poutre ».

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \qquad [2.4]$$

Le poids sismique (W), appliqué au niveau de chaque dalle du bâtiment et supposé réparti, a été calculé selon les spécifications de la clause 4.1.8.2. Il inclut l'ensemble des charges mortes définies à la section 2.1.2 ainsi que 25% de la charge de neige. Dans le cas présent, le poids sismique total est de 231 032 kN. Les détails pour le calcul de W sont présentés à l'annexe I (tableau I.3). Le tableau 2.2 présente le poids sismique par étage.

La torsion accidentelle a été prise en compte dans le modèle en ajoutant un couple de torsion au niveau du centre de masse (CM) de chaque dalle du bâtiment équivalent à $\pm 0{,}1 D_n F$, où F est la force sismique par étage, déterminée selon la MFSE et D_n est la dimension en plan du bâtiment perpendiculaire à la direction de la force sismique. Le couple de torsion est donné au tableau 2.3. Les détails des calculs de F et de la torsion accidentelle sont présentés à l'annexe I (tableaux I.5 et I.6).

Huit modes de vibration ont été retenus pour l'analyse de façon à mobiliser au moins 90% de la masse de la structure. Un amortissement modal de 5% a été imposé à tous les modes de vibration.

Le spectre de calcul utilisé pour les analyses est illustré à la figure 2.6. Il correspond au spectre donné par le CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal.

La réponse probable du bâtiment a été obtenue en utilisant la combinaison quadratique complète (CQC).

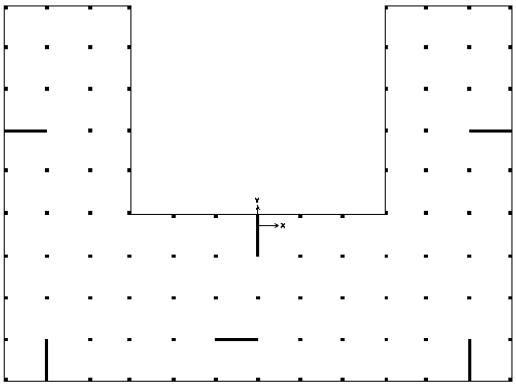


Figure 2.2 : Vue en plan d'un étage typique du modèle n°1 (modèle ETABS)

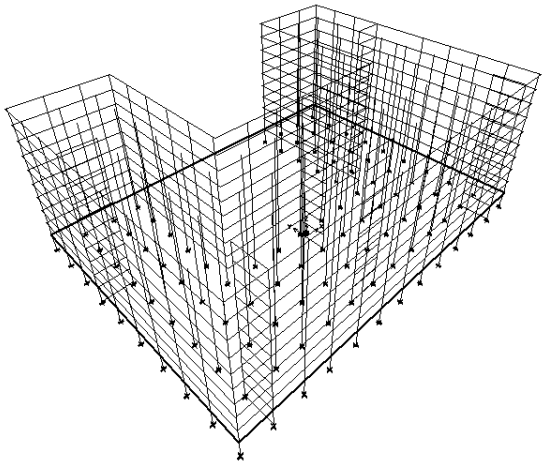


Figure 2.3 : Vue 3D du modèle n°1 (modèle ETABS)

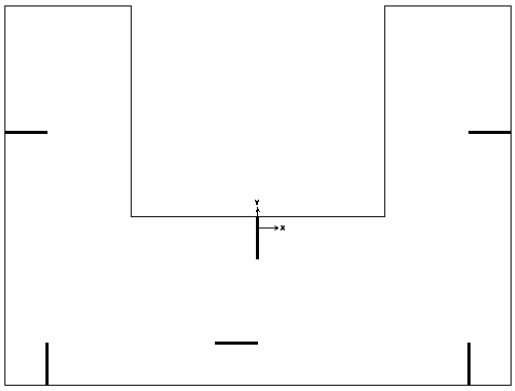


Figure 2.4 : Vue en plan d'un étage typique du modèle n°2 (modèle ETABS)

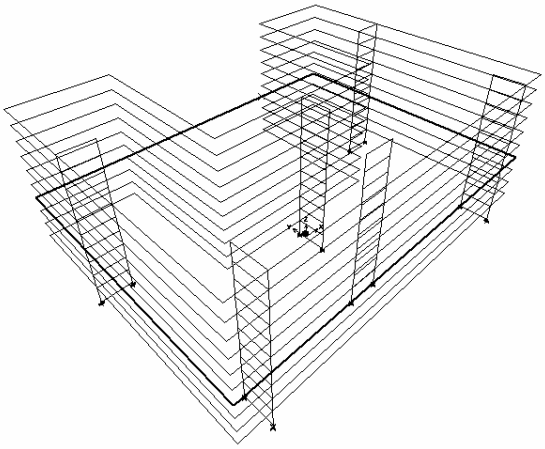


Figure 2.5 : Vue 3D du modèle n°2 (modèle ETABS)

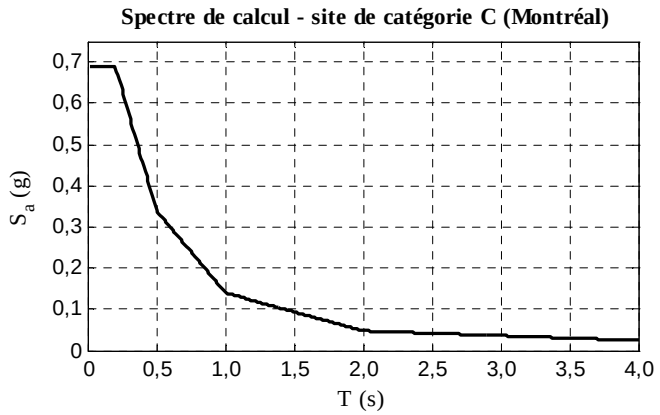


Figure 2.6 : Spectre de calcul pour un site de catégorie C, à Montréal

Tableau 2.2 : Poids sismique par étage

	Poids sismique par étage (kN)
Toit	23 279
Étage 10	23 055
Étage 9	23 055
Étage 8	23 055
Étage 7	23 055
Étage 6	23 055
Étage 5	23 055
Étage 4	23 055
Étage 3	23 055
Étage 2	23 315
RDC	

Tableau 2.3 : Torsion accidentelle à chaque étage du bâtiment

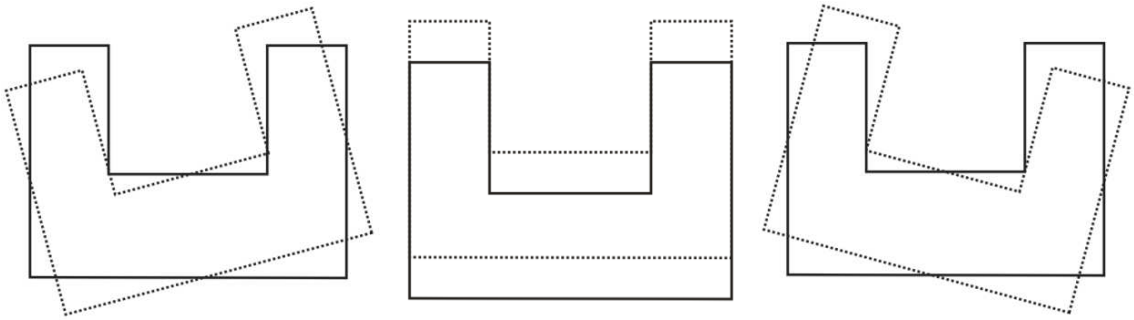
	$M_{x\ torsion\ acc}$ (kNm)	**$M_{y\ torsion\ acc}$ (kNm)**
Toit	± 7 586	± 10 114
Étage 10	± 4 387	± 5 849
Étage 9	± 3 909	± 5 211
Étage 8	± 3 430	± 4 573
Étage 7	± 2 952	± 3 936
Étage 6	± 2 473	± 3 298
Étage 5	± 1 995	± 2 660
Étage 4	± 1 516	± 2 022
Étage 3	± 1 038	± 1 384
Étage 2	± 566	± 754
RDC		

2.2.2 **Vérification de la période de vibration du bâtiment**

La période fondamentale du modèle n°1 (sans torsion possible autour de l'axe vertical Z) vaut 2,94 s alors que celle du modèle n°2 vaut 2,99 s (également sans torsion). Comme il y a moins de 2% d'écart entre les périodes de vibration des deux modèles, nous avons utilisé le modèle n°2 pour la suite de l'analyse. Le tableau 2.4 résume les périodes des modes de vibration latérales du modèle n°2 (avec torsion autour de l'axe vertical Z). Les trois premiers modes de vibration sont illustrés à la figure 2.7.

Tableau 2.4 : Périodes des modes de vibration latérales du modèle n°2

Mode de vibration	Période T (s)
1	3,19
2	2,99
3	2,79
4	0,55
5	0,51
6	0,48
7	0,22
8	0,20



a) Mode n°1 b) Mode n°2 c) Mode n°3

Figure 2.7 : Trois premiers modes de vibration du bâtiment

2.2.3 **Vérification de la sensibilité du bâtiment à la torsion**

Selon la clause 4.1.8.11, la sensibilité du bâtiment à de la torsion est évaluée en appliquant les forces obtenues de la MFSE à une distance $0{,}1D_n$ du centre de gravité de chaque dalle et en calculant le rapport B entre le déplacement maximum (δ_{max}) et le déplacement moyen (δ_{ave}) aux extrémités de chaque étage (équation [2.5]). À la vue des résultats présentés à l'annexe I (tableau I.8), le bâtiment n'est pas sensible à la torsion.

$$B_x = \frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}} \qquad [2.5]$$

2.2.4 **Résultats**

Comme nous l'avons précisé à la section 1.2.1.5 et en accord avec la clause 4.1.8.12, le cisaillement (V_d) à la base du bâtiment, obtenu de l'analyse dynamique, a été calibré sur la force

sismique latérale V, calculée à l'aide de l'équation [1.5] (clause 4.1.8.11). L'accélération spectrale de calcul $S(T_a)$ a été évaluée à partir du spectre de calcul donné à la figure 2.6, en prenant T_a égale à 1,28 s (2 x $T_{a\ empirique}$) pour les raisons expliquées à la section 1.2.1.4.1. Le coefficient M_v permettant de tenir compte des modes supérieurs a été interpolé à l'aide du tableau 1.3. Dans le cas présent, le facteur $S(1,28)M_v$ vaut 0,134. Le coefficient de priorité sismique I_E à être pris égal à 1,0. Nous avons supposé que les murs de refend sont ductiles. Nous avons donc pris R_d égal à 3,5 et R_o égal à 1,6. Finalement, l'équation [1.5] donne une force sismique latérale minimale de 5 528 kN. Les détails des calculs sont présentés à l'annexe I.

Étant donné que la structure étudiée est régulière, V_d a été calibré de tel sorte qu'il soit égal à 80% de V, soit 4 423 kN. Finalement, les efforts de conception pour chaque mur de refend sont présentés dans le tableau 2.5. Les détails des efforts obtenus de l'analyse dynamique pour chaque direction orthogonale X et Y sont présentés à l'annexe I (tableaux I.10 à I.14).

Tableau 2.5 : Efforts de conception pour les murs de refend obtenus de l'analyse dynamique

	M1 – M6		**M2 – M5**		**M3**		**M4**	
	V_f (kN)	**M_f (kNm)**	**V_f (kN)**	**M_f (kNm)**	**V_f (kN)**	**M_f (kNm)**	**V_f (kN)**	**M_f (kNm)**
Étage 10	464	1 369	665	1 962	539	1 590	703	2 074
Étage 9	667	3 330	891	4 575	692	3 616	928	4 795
Étage 8	665	5 252	853	6 949	589	5 209	846	7 004
Étage 7	555	6 701	843	8 720	522	6 000	784	8 660
Étage 6	496	7 491	996	10 134	625	6 349	916	9 393
Étage 5	632	7 696	1 120	11 399	709	6 399	1 040	10 059
Étage 4	889	7 754	1 234	12 668	788	6 354	1 173	10 720
Étage 3	1 155	8 564	1 487	14 394	1 016	6 691	1 467	11 787
Étage 2	1 356	10 784	1 792	17 479	1 305	8 335	1 816	14 512
RDC	1 451	14 696	1 972	22 841	1 475	11 983	2 019	19 785

2.3 **Dimensionnement des murs de refend**

À noter que sauf indication contraire, les clauses de la section 2.3 font référence à la norme canadienne de béton CSA A23.3-04.

La philosophie adoptée par le CSA A23.3-04 pour la conception parasismique des murs de refend ductiles est basée sur le concept de dimensionnement par capacité. En accord avec la

méthodologie décrite à la section 1.2.2, les sections 2.3.1 et 2.3.2 présentent les étapes suivies pour le dimensionnement des murs de refend.

2.3.1 **Dimensionnement de la rotule plastique**

2.3.1.1 **Hauteur de la rotule plastique**

Selon la clause 21.6.2, l'élément ductile (rotule plastique) est placé à la base de chaque mur de refend et s'étend sur une hauteur au minimum égale à 1,5 fois la longueur du mur (l_w) (équation [2.6]) pour des bâtiments qui ne présentent pas d'irrégularité de type 1, 3, 4, 5 ou 6 (article 4.1.8.6 du CNBC 2005). Dans le cas présent, la rotule plastique a donc une hauteur théorique (h_{rotule}) égale à 9 m. Cette hauteur se trouve cependant entre le deuxième et le troisième étage du bâtiment. Pour des raisons pratiques, elle a été prolongée jusqu'au troisième étage du bâtiment.

$$h_{rotule} = 1{,}5 l_w \qquad [2.6]$$

2.3.1.2 **Stabilité latérale de la rotule plastique**

Dans la région de la rotule plastique, il existe un risque d'instabilité latérale pour les murs de refend de section rectangulaire lorsque de grandes déformations plastiques et cycliques surviennent. Afin de se prémunir contre ce phénomène, la clause 21.6.3 exige de vérifier que l'épaisseur du mur (b_w) soit supérieure à 10% de la hauteur inter-étage (l_u) (équation [2.7]). Dans le cas présent, l_u vaut 2 730 mm. La stabilité latérale est donc assurée puisque b_w vaut 300 mm.

$$b_w \geq \frac{l_u}{10} \qquad [2.7]$$

2.3.1.3 **Armature minimale**

La norme impose des exigences concernant l'armature minimale à placer dans la région de la rotule plastique. Ces exigences concernent l'armature verticale concentrée et distribuée, qui reprennent les efforts de flexion, ainsi que l'armature horizontale, qui reprend les efforts de cisaillement.

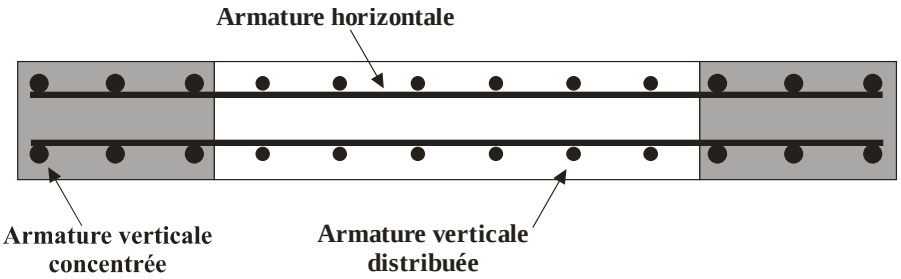


Figure 2.8 : Disposition de l'armature dans un mur de refend

La clause 21.6.6 concerne l'armature verticale concentrée. Celle-ci doit être placée à chaque extrémité du mur de refend et doit comprendre au moins quatre barres, réparties en au moins deux rangées (clause 21.6.6.1). L'aire correspondant à la quantité d'armature verticale concentrée (A_s) doit être supérieure à 0,15% de l'aire du mur (clause 21.6.6.4 – équation [2.8]). Le diamètre des barres (d_b) ne peut pas dépasser 10% de l'épaisseur (b_w) du mur (clause 21.6.4.4 – équation [2.9]). Cependant, le ratio d'armature verticale concentrée ne doit pas excéder 0,06 (clause 21.6.4.3 – équation [2.10]).

$$A_s \geq 0{,}0015 b_w l_w \qquad [2.8]$$

$$d_b \leq 0{,}1 b_w \qquad [2.9]$$

$$\frac{A_s}{A_{\text{zone concentrée}}} \leq 0{,}06 \qquad [2.10]$$

Afin d'éviter le flambement des barres, la clause 21.6.6.9 impose de ligaturer l'armature verticale concentrée si l'espacement entre les barres excède 150 mm. Les ligatures doivent être telles que leur diamètre soit au moins égal à 30% de celui des barres d'armature verticale concentrée (clause 7.6.5.1). Elles doivent être mises en place comme des frettes et leur espacement ne doit pas dépasser, dans la zone de la rotule plastique, la plus petite valeur entre $6d_b$, $24d_{lig}$ et $0{,}5b_w$. Enfin, pour ce qui est du chevauchement des barres d'armature verticale concentrée, la clause 21.6.6.7 stipule qu'il ne peut y avoir plus de 50% de l'armature verticale qui se chevauche au même endroit. De plus, pour chaque étage du bâtiment, une portion de mur de hauteur au moins égale à la moitié de la hauteur de l'étage doit être libre de tout chevauchement. Le chevauchement des barres d'armature doit se faire sur une longueur au moins égale à 1,5 fois la longueur de développement (l_d) (clause 21.6.4.1). La longueur l_d se calcule conformément à la clause 12.2.3, à l'aide de l'équation [2.11] :

$$l_d = 0.45 k_1 k_2 k_3 k_4 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \qquad [2.11]$$

Où k_1, k_2, k_3 et k_4 sont des facteurs donnés à la clause 12.2.4, f_y est la limite élastique de l'acier d'armature, d_b est le diamètre des barres qui se chevauchent et f'_c est la résistance en compression du béton.

La clause 21.6.5 concerne l'armature verticale et l'armature horizontale distribuées. Le ratio d'armature doit être supérieur à 0,0025 (clause 21.6.5.1 – équation [2.12]). L'espacement des barres ne doit cependant pas excéder 300 mm (clause 21.6.5.2).

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

Le chevauchement des barres d'armature verticale distribuée doit se faire sur une longueur au moins égale à 1,5 fois la longueur l_d (clause 21.6.4.1 - équation [2.11]), comme pour les barres d'armature dans la zone concentrée. L'armature verticale distribuée doit être ligaturée selon les exigences de la clause 21.6.6.9 si l'aire correspondant à la quantité d'armature verticale est supérieure à 0,5% de l'aire de la section brute ou si elles ont un diamètre supérieur à celui des barres 15M. Enfin, l'armature horizontale doit être ancrée d'une longueur l_d dans la zone où se trouve l'armature concentrée de façon à pouvoir développer 1,25 f_y (clause 21.6.5.5).

2.3.1.4 **Détermination des sections d'armature**

Pour chaque mur de refend, nous avons déterminé une section d'armature qui respecte d'une part les exigences concernant l'armature minimale (section 2.3.1.3) et d'autre part qui a une résistance pondérée en flexion (M_r) à chaque étage de la rotule plastique supérieur au moment (M_f) agissant au même étage (tableau 2.5). Pour les efforts axiaux provenant des deux combinaisons de charges présentées à la section 2.1.2, nous avons calculé la résistance pondérée en flexion (M_r), la résistance nominale en flexion (M_n) et la résistance probable en flexion (M_p) de la section à l'aide du logiciel Response-2000® (Bentz & Collins, 2000). Le béton a été représenté par la loi de comportement de Popovics, Thorenfeldt et Collins (Collins & Mitchell, 1991). Sa résistance en compression (f'_c) a été prise égale à 30 MPa alors que la déformation en compression (ε'_c) correspondante a été posée égale à 0,00196 m/m. Les caractéristiques de l'acier d'armature ont été prises conformément à la clause 21.2.7.1, qui stipule que l'acier doit être soudable et répondre

aux exigences de la norme canadienne CSA-G30.18. Son module élastique (E_s) a été pris égal à 200 000 MPa et sa limite élastique (f_y) a été posée égale à 400 MPa.

Considérant les deux combinaisons de charges, nous avons sélectionné, dans la zone de la rotule plastique, les sections présentées au tableau 2.6. Pour chaque mur de refend, l'armature verticale concentrée (AVC), les ligatures, l'armature verticale distribuée (AVD) ainsi que l'armature horizontale distribuée (AHD) sont précisées. Le tableau 2.7 récapitule les moments de renversement au niveau de chaque étage de la zone de la rotule plastique ainsi que les moments résistants des sections d'armature à ces mêmes étages.

Tableau 2.6 : Section d'armature pour les six murs de refend dans la zone de la rotule plastique

	AVC Ligatures	**AVD AHD**
M1 – M6	14-15M @ 150 mm 10M @ 100 mm	32-10M @ 250 mm 10M @ 250 mm
M2 – M5	10-25M @ 175 mm 10M @ 150 mm	34-10M @ 250 mm 10M @ 220 mm
M3	14-15M @ 150 mm 10M @ 100 mm	32-10M @ 250 mm 10M @ 190 mm
M4	10-20M @ 175 mm 10M @ 120 mm	34-10M @ 250 mm 10M @ 210 mm

Tableau 2.7 : Efforts de conception dans la zone de la rotule plastique et moments résistants des sections d'armature pour les six murs de refend

	M1 – M6			**M2 – M5**		
	M_f (kNm)	**$M_{r\,1}$* (kNm)**	**$M_{r\,2}$** (kNm)**	**M_f (kNm)**	**$M_{r\,1}$ (kNm)**	**$M_{r\,2}$ (kNm)**
Étage 3	8 564	18 388	18 950	14 394	22 523	23 072
Étage 2	10 784	19 374	19 953	17 479	23 494	24 073
RDC	14 696	19 489	20 085	22 841	23 623	24 209

	M3			**M4**		
	M_f (kNm)	**$M_{r\,1}$ (kNm)**	**$M_{r\,2}$ (kNm)**	**M_f (kNm)**	**$M_{r\,1}$ (kNm)**	**$M_{r\,2}$ (kNm)**
Étage 3	6 691	18 388	18 950	11 787	21 219	21 848
Étage 2	8 335	19 374	19 953	14 512	22 299	22 943
RDC	11 983	19 489	20 085	19 785	22 417	23 065

** résistance pondérée en flexion de la section calculée en considérant la combinaison de charges axiales n°1*

*** résistance pondérée en flexion de la section calculée en considérant la combinaison de charges axiales n°2*

À noter que le dimensionnement des murs M1, M3, M4 et M6 est gouverné par les exigences d'armature minimale.

2.3.1.5 **Vérification de la ductilité de la section**

Une fois la section d'armature de chaque mur déterminée, il faut tout d'abord s'assurer que la section est assez ductile (clause 21.6.7). La ductilité en rotation de la section (θ_{ic}) doit par conséquent être supérieure à sa rotation inélastique anticipée (θ_{id}). Selon la clause 21.6.7.2, la rotation inélastique anticipée de la section se calcule grâce à l'équation [2.13]. Elle doit être au moins égale à 0,004 pour assurer une ductilité minimale aux sections des murs.

$$\theta_{id} = \frac{\delta_h R_d R_o - \delta_h \gamma_w}{h_w - l_w/2} \geq 0{,}004 \qquad [2.13]$$

Où δ_h est le déplacement horizontal au sommet du mur de refend sous les charges sismiques et γ_w est un facteur de sur-résistance égal au rapport entre la résistance nominale en flexion ($M_{n\ base}$) de la section et le moment qui s'exerce au niveau de la section (M_f). Il doit être dans tous les cas supérieur à 1,30.

Selon la clause 21.6.7.3, la capacité en rotation de la section (θ_{ic}) est calculée à l'aide de l'équation [2.14] :

$$\theta_{ic} = \frac{\varepsilon_{cu} l_w}{2c} - 0{,}002 \qquad [2.14]$$

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 la plus comprimée de la section et l'axe neutre.

Le tableau 2.8 récapitule, pour chacun des six murs de refend, les paramètres pertinents pour la vérification de la ductilité des sections.

Tableau 2.8 : Paramètres pour la vérification de la ductilité des sections d'armature dans la zone de la rotule plastique

	δ_h (mm)	$M_{f\ base}$ (kNm)	$M_{n\ base1}$* (kNm)	γ_{w1}	c_1 (mm)	θ_{id1}	θ_{ic1}
M1 – M6	33,67	14 696	22 414	1,53	1 035	0,0051	0,0081
M2 – M5	47,96	22 841	27 576	1,30	1 066	0,0076	0,0078
M3	25,67	11 983	22 414	1,87	1 035	0,0040	0,0081
M4	41,53	19 785	25 766	1,30	1 184	0,0066	0,0069

	δ_h (mm)	$M_{f\ base}$ (kNm)	$M_{n\ base2}$** (kNm)	γ_{w2}	c_2 (mm)	θ_{id2}	θ_{ic2}
M1 – M6	33,67	14 696	23 056	1,57	1 070	0,0050	0,0078
M2 – M5	47,96	22 841	28 200	1,30	1 098	0,0076	0,0076
M3	25,67	11 983	23 056	1,92	1 070	0,0040	0,0078
M4	41,53	19 785	26 539	1,34	1 237	0,0066	0,0066

** l'indice 1 fait référence à la combinaison de charges axiales n°1*
*** l'indice 2 fait référence à la combinaison de charges axiales n°2*

2.3.1.6 **Vérification de la résistance au cisaillement de la section**

Pour que le mécanisme plastique décrit précédemment reste stable, il faut exclure tout risque de rupture non ductile en cisaillement. La vérification de la résistance à l'effort tranchant (clause 21.6.9) de la rotule plastique doit donc être effectuée en considérant le cisaillement maximum qui peut survenir. Cette valeur doit être déduite de la résistance probable en flexion de la section (équation [2.15]). Toutefois, dans le cas où cette valeur de V_{des} serait supérieure à la force élastique V_e, c'est V_e qui doit être utilisé pour la conception.

$$V_{des} = \frac{M_{p\ base}}{M_{f\ base}} V_f \qquad [2.15]$$

Avant de calculer la résistance de la section du mur de refend pour le cisaillement, la clause 21.6.9.6 exige de vérifier, dans la région de la rotule plastique, que le cisaillement (V_f) qui s'exerce sur la section ne dépasse pas la valeur calculée à l'aide de l'équation [2.16], excepté si la rotation inélastique de la section (θ_{id}) est inférieure à 0,015. Dans ce cas, la résistance de la rotule plastique pour le cisaillement doit être interpolée entre la valeur donnée par l'équation [2.16] et la valeur donnée par l'équation [2.17] qui correspond à une rotation inélastique de la section (θ_{id}) de 0,005.

$$V_{f\,max} = 0{,}10\phi_c f_c' b_w d_v \quad [2.16]$$

$$V_{f\,max} = 0{,}15\phi_c f_c' b_w d_v \quad [2.17]$$

Le calcul de la résistance de la rotule plastique des murs de refend pour le cisaillement se fait en considérant les clauses 11.3.3, 11.3.4 et 11.3.5. La résistance globale au cisaillement (V_r) de la section est la somme de la résistance au cisaillement fournie par le béton (V_c) et de la résistance au cisaillement fournie par l'armature (V_s).

$$V_r = V_c + V_s \quad [2.18]$$

Avec

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v \cot\theta}{s} \quad [2.19]$$

Où ϕ_s est le coefficient de résistance de l'armature égal à 0,85, A_v est l'aire de l'armature de cisaillement, f_y est la limite élastique de l'acier d'armature égale à 400 MPa, d_v est la hauteur effective en cisaillement, θ est l'angle d'inclinaison des contraintes diagonales de compression par rapport à l'axe longitudinal de la pièce et s est l'espacement entre les armatures de cisaillement et

$$V_c = \phi_c \beta \sqrt{f_c'} b_w d_v \quad [2.20]$$

Où ϕ_c est le coefficient de résistance du béton égal à 0,65, β est un facteur pour tenir compte de la résistance en cisaillement du béton fissuré, f_c' est la résistance en compression du béton prise égale à 30 MPa et d_v est la hauteur effective en cisaillement.

Selon la clause 21.6.9.6, Le facteur β est pris égal à zéro excepté si la rotation inélastique de la section (θ_{id}) est inférieure à 0,015. Dans ce cas, le facteur β est interpolé entre 0,00 et 0,18 correspondant à une rotation inélastique de la section (θ_{id}) de 0,005. L'angle θ doit être pris égal à 45° sauf si l'effort axial de compression s'exerçant sur la section du mur est supérieur à la valeur calculée à l'aide de l'équation [2.21]. Dans ce cas, l'angle θ doit être interpolé entre la valeur calculée à l'aide de l'équation [2.21] et la valeur de l'équation [2.22] correspondant à θ égal à 35°.

$$\theta = 0{,}10 f_c' A_g \quad [2.21]$$

$$\theta = 0{,}20 f_c' A_g \quad [2.22]$$

Où A_g est l'aire de la section brute de béton.

D’après la clause 2.3, la hauteur effective de cisaillement d_v est prise égale à 0,9 fois d qui représente la distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité de l’armature longitudinale tendue. La clause 21.6.9.3 stipule cependant que d_v ne doit en aucun cas être inférieure à 0,8 fois la longueur du mur de refend (l_w).

La clause 21.6.9.4 demande de vérifier la résistance au cisaillement au niveau des joints de construction ($V_{r\ joint}$). Cette résistance se calcule à l’aide de l’équation [2.23], donnée à la clause 11.5. Comme l’armature verticale distribuée est uniforme sur toute la hauteur de la rotule plastique, la situation la plus critique pour le cisaillement se trouve à la base de celui-ci.

$$V_{r\,joint} = A_{cv} \times \lambda \phi_c \left[c + \mu \left(\rho_v f_y + \frac{N}{A_g} \right) \right] \qquad [2.23]$$

Où A_{cv} est la surface de la section de béton résistant au cisaillement, λ est un facteur pour tenir compte de la faible densité éventuelle du béton (égal à 1,0 pour un béton de densité normale), c est la contrainte de cohésion égale à 0,5 MPa et μ est le coefficient de friction pris égal à 1,0 sous l’hypothèse que la surface qui reçoit le béton frais a été nettoyée et bouchardée, ρ_v est le ratio d’armature de cisaillement et N est une charge de compression non pondérée agissant de façon permanente perpendiculairement au plan de cisaillement.

Le tableau 2.9 récapitule, pour chacun des six murs de refend, les paramètres pertinents pour la vérification de la résistance des sections pour le cisaillement.

Tableau 2.9 : Paramètres pour la vérification de la résistance au cisaillement des sections d'armature dans la zone de la rotule plastique

	$M_{f\ base}$ (kNm)	**$M_{p\ base1}$* (kNm)**	**γ_{p1}**	**$V_{des\ base1}$ (kN)**	**d_v (mm)**	**θ_1 (°)**	**β_1**	**V_{r1} (kN)**	**$V_{r\ joint1}$ (kN)**
M1 – M6	14 696	24 521	1,67	2 421	4 943	40	0,18	2 550	5 036
M2 – M5	22 841	30 928	1,35	2 670	5 029	37	0,13	2 728	5 036
M3	11 983	24 521	2,05	3 018	4 943	40	0,18	3 066	5 036
M4	19 785	27 998	1,42	2 857	5 031	38	0,15	2 914	5 875

	$M_{f\ base}$ (kNm)	$M_{p\ base2}$** (kNm)	γ_{p2}	**$V_{des\ base2}$ (kN)**	d_v (mm)	θ_2 (°)	β_2	V_{r2} (kN)	$V_{r\ joint2}$ (kN)
M1 – M6	14 696	25 127	1,71	2 481	4 943	39	0,18	2 580	5 243
M2 – M5	22 841	31 519	1,38	2 721	5 029	37	0,13	2 767	5 243
M3	11 983	25 127	2,10	3 093	4 943	39	0,18	3 098	5 243
M4	19 785	28 744	1,45	2 933	5 031	37	0,15	2 974	6 138

** l'indice 1 fait référence à la combinaison de charges axiales n°1*
*** l'indice 2 fait référence à la combinaison de charges axiales n°2*

2.3.2 **Dimensionnement hors de la rotule plastique**

Le dimensionnement hors de la rotule plastique doit être effectué avec le souci de garantir que cette portion du mur de refend ne subisse aucune plastification durant les sollicitations sismiques. C'est pour cela que la clause 21.6.2.2 stipule que le moment et le cisaillement pour lesquels la partie des murs de refend hors de la rotule plastique doit être dimensionnée soient augmentés du rapport entre la résistance pondérée en flexion (M_r) de la section au sommet de la rotule plastique et le moment pondéré obtenu de l'analyse dynamique (M_f) également au sommet de la rotule plastique.

2.3.2.1 **Exigences minimales concernant l'armature**

La norme impose également des exigences concernant l'armature minimale à placer dans la zone au-dessus de la zone de la rotule plastique.

La clause 21.6.6 concerne l'armature verticale concentrée. L'armature verticale concentrée doit comprendre au moins quatre barres, réparties en au moins deux rangées (clause 21.6.6.1), comme dans la zone de la rotule plastique. L'aire correspondant à la quantité d'armature verticale

concentrée doit être cette fois-ci supérieure à 0,10% de l'aire de la section du mur (clause 21.6.6.3 – équation [2.24]). Tout comme dans la zone de la rotule plastique, le diamètre des barres ne peut pas dépasser 10% de l'épaisseur (b_w) du mur (clause 21.6.4.4 – équation [2.9]) et le ratio d'armature verticale concentrée ne doit pas excéder 0,06 (clause 21.6.4.3 – équation [2.10]).

$$A_s \geq 0{,}0010 b_w l_w \qquad [2.24]$$

Tout comme dans la zone de la rotule plastique, l'armature verticale concentrée doit être ligaturée si l'espacement entre les barres excède 150 mm, afin d'éviter le flambement. Les ligatures doivent être telles que leur diamètre soit au moins égal à 30% de celui des barres d'armature verticale concentrée (clause 7.6.5.1). Selon les exigences de la clause 21.6.6.8, elles doivent être mises en place comme des frettes et leur espacement ne doit pas dépasser la plus petite valeur entre $16d_b$, $48d_{lig}$ et b_w. Tout comme dans la zone de la rotule plastique, le chevauchement des barres d'armature doit se faire sur une longueur au moins égale à 1,5 fois la longueur de développement (l_d) (clause 21.6.4.1). La longueur l_d se calcule conformément à la clause 12.2.3, à l'aide de l'équation [2.11].

La clause 21.6.5 concerne l'armature verticale et l'armature horizontale distribuées. Le ratio d'armature doit être supérieur à 0,0025 (clause 21.6.5.1 – équation [2.12]), comme c'est le cas dans la zone de la rotule plastique. L'espacement des barres ne doit cependant pas excéder cette fois-ci 450 mm (clause 21.6.5.1). Le chevauchement des barres d'armature verticales distribuées doit se faire sur une longueur au moins égale à 1,5 fois l_d (clause 21.6.4.1 - équation [2.11]), comme pour les barres d'armature dans la zone concentrée. Les barres d'armature verticales doivent être ligaturées selon les exigences de la clause 21.6.6.8. L'armature horizontale doit être ancrée d'une longueur l_d dans la zone où se trouve l'armature concentrée (clause 21.6.5.4).

2.3.2.2 **Détermination et vérification des sections d'armature**

Pour chaque mur de refend, nous avons déterminé une section d'armature qui respecte d'une part les exigences concernant l'armature minimale (section 2.3.2.1) et d'autre part qui a une résistance pondérée en flexion (M_r) à chaque étage au-dessus de la rotule plastique supérieur au moment de renversement agissant au même étage. D'après la clause 21.6.2.2, les moments de renversement qui s'exercent hors de la rotule plastique, obtenus de l'analyse dynamique, doivent être

augmentés du ratio (γ_f) entre la résistance pondérée en flexion de la section du mur au sommet de la rotule plastique et le moment à reprendre également au sommet de la rotule plastique. Le tableau 2.10 présente, pour chaque mur de refend et pour chaque combinaison de charges axiales, le détail du calcul du facteur γ_f alors que le tableau 2.11 donne les moments de renversement (M_{des}) à considérer pour déterminer la section d'armature hors de la rotule plastique.

Tableau 2.10 : Calcul du facteur γ_f pour chaque mur de refend, pour chacune des combinaisons de charges axiales

	M_f (kNm)	**M_{r1} (kNm)**	**M_{r2} (kNm)**	**γ_{f1}**	**γ_{f2}**
M1 – M6	7 754	17 408	17 917	2,25	2,31
M2 – M5	12 668	21 525	22 047	1,70	1,74
M3	6 354	17 408	17 917	2,74	2,82
M4	10 720	20 059	20 677	1,87	1,93

Tableau 2.11 : Moments de renversement à considérer pour le dimensionnement hors de la rotule plastique

	M1 – M6		**M2 – M5**		**M3**		**M4**	
	M_{des1} (kNm)	**M_{des2} (kNm)**	**M_{des1} (kNm)**	**M_{des2} (kNm)**	**M_{des1} (kNm)**	**M_{des2} (kNm)**	**M_{des1} (kNm)**	**M_{des2} (kNm)**
Étage 10	3 073	3 163	3 334	3 415	4 356	4 483	3 881	4 000
Étage 9	7 476	7 695	7 774	7 962	9 907	10 196	8 972	9 249
Étage 8	11 791	12 136	11 807	12 094	14 271	14 688	13 106	13 509
Étage 7	15 044	15 484	14 817	15 176	16 438	16 919	16 204	16 704
Étage 6	16 818	17 309	17 219	17 637	17 394	17 903	17 576	18 117
Étage 5	17 278	17 783	19 369	19 838	17 531	18 044	18 822	19 402
Étage 4	17 408	17 917	21 525	22 047	17 408	17 917	20 059	20 677

Les détails concernant l'armature concentrée et l'armature distribuée pour chaque mur de refend sont donnés au tableau 2.12. À noter que la section d'armature n'est pas forcément la même sur toute la hauteur de la zone hors de la zone de la rotule plastique.

Tableau 2.12 : Sections d'armature pour les six 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 @ 150 10M @ 300	32-10M @ 250 10M @ 250	14-15M @ 150 10M @ 260	32-10M @ 250 10M @ 250
M2 – M5	10-25M @ 175 10M @ 300	34-10M @ 250 10M @ 250	10-20M @ 175 10M @ 300	34-10M @ 250 10M @ 250
M3	14-20M @ 150 10M @ 300	32-10M @ 250 10M @ 250	14-15M @ 150 10M @ 260	32-10M @ 250 10M @ 250
M4	10-20M @ 175 10M @ 300	34-10M @ 250 10M @ 250	10-15M @ 175 10M @ 300	34-10M @ 250 10M @ 250

La résistance pour le cisaillement a été vérifiée pour chaque section d'armature selon la procédure présentée à la section 2.3.1.6. Le cisaillement à considérer pour la vérification des sections est récapitulé au tableau 2.13 alors que le tableau 2.14 récapitule la résistance au cisaillement des sections d'armature.

Tableau 2.13 : Cisaillement à considérer pour la vérification des sections d'armature hors de la rotule plastique

	M1 – M6		**M2 – M5**		**M3**		**M4**	
	V_{des1} (kN)	**V_{des2} (kN)**	**V_{des1} (kN)**	**V_{des2} (kN)**	**V_{des1} (kN)**	**V_{des2} (kN)**	**V_{des1} (kN)**	**V_{des2} (kN)**
Étage 10	774	793	900	918	1 103	1 130	995	1 021
Étage 9	1 113	1 140	1 206	1 230	1 416	1 451	1 313	1 348
Étage 8	1 110	1 137	1 155	1 177	1 205	1 235	1 197	1 229
Étage 7	926	949	1 141	1 163	1 068	1 095	1 109	1 139
Étage 6	828	848	1 349	1 374	1 279	1 311	1 296	1 331
Étage 5	1 055	1 081	1 517	1 546	1 451	1 487	1 472	1 511
Étage 4	1 483	1 520	1 671	1 703	1 612	1 652	1 660	1 704

Tableau 2.14 : Résistance au cisaillement des sections d'armature hors de la rotule plastique

		M1 – M6	**M2 – M5**	**M3**	**M4**
V_r (kN)	**Zone élastique 1**	2 869	2 962	2 869	2 922
	Zone élastique 2	2 869	2 962	2 869	2 922

Le détail des sections d'armature sur toute la hauteur des murs de refend sont récapitulées aux figures 2.9 et 2.10. Les efforts dynamiques obtenus de l'analyse sismique du bâtiment ainsi que les efforts de conception pour chacun des six murs de refend sont donnés aux figures 2.11 à 2.14.

	ARMATURE CONCENTRÉE				
		M1 - M6	**M2 - M5**	**M3**	**M4**
Étage 10	armature verticale ligature	↑	↑	↑	↑
Étage 9	armature verticale ligature	↑	↑	↑	↑
Étage 8	armature verticale ligature	14-15M @ 150 mm 10M @ 260 mm	↑	14-15M @ 150 mm 10M @ 260 mm	↑
Étage 7	armature verticale ligature	↑	↑	↑	↑
Étage 6	armature verticale ligature	↑	10-20M @ 175 mm 10M @ 300 mm	↑	↑
Étage 5	armature verticale ligature	↑	↑	↑	↑
Étage 4	armature verticale ligature	14-20M @ 150 mm 10M @ 300 mm	10-25M @ 175 mm 10M @ 300 mm	14-20M @ 150 mm 10M @ 300 mm	10-20M @ 175 mm 10M @ 300 mm
Étage 3	armature verticale ligature	↑	↑	↑	↑
Étage 2	armature verticale ligature	↑	↑	↑	↑
Rdc	armature verticale ligature	14-15M @ 150 mm 10M @ 100 mm	10-25M @ 175 mm 10M @ 150 mm	14-15M @ 150 mm 10M @ 100 mm	10-20M @ 175 mm 10M @ 120 mm

Figure 2.9 : Détail de l'armature concentrée pour chaque mur de refend

		ARMATURE DISTRIBUÉE			
		M1 - M6	M2 - M5	M3	M4
Étage 10	armature verticale armature horizontale	↑	↑	↑	↑
Étage 9	armature verticale armature horizontale				
Étage 8	armature verticale armature horizontale				
Étage 7	armature verticale armature horizontale				
Étage 6	armature verticale armature horizontale				
Étage 5	armature verticale armature horizontale				
Étage 4	armature verticale armature horizontale	32-10M @ 250 mm 10M @ 250 mm	34-10M @ 250 mm 10M @ 250 mm	32-10M @ 250 mm 10M @ 250 mm	34-10M @ 250 mm 10M @ 250 mm
Étage 3	armature verticale armature horizontale	↑	↑	↑	↑
Étage 2	armature verticale armature horizontale				
Rdc	armature verticale armature horizontale	32-10M @ 250 mm 10M @ 250 mm	34-10M @ 250 mm 10M @ 220 mm	32-10M @ 250 mm 10M @ 190 mm	34-10M @ 250 mm 10M @ 210 mm

Figure 2.10 : Détail de l'armature distribuée pour chaque mur de refend

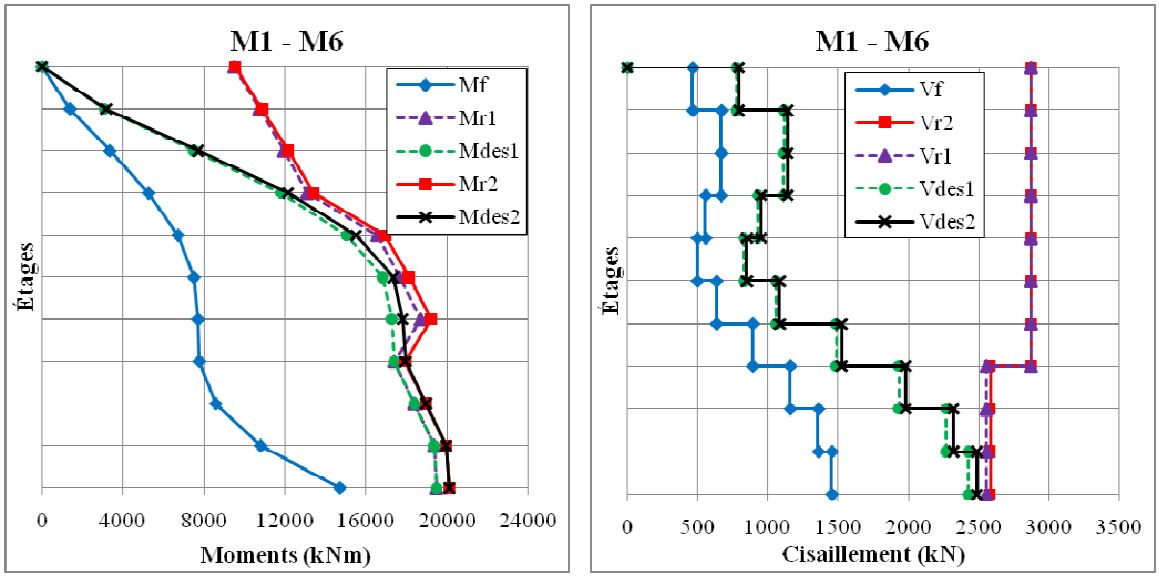


Figure 2.11 : Murs de refend M1 et M6 : efforts dynamiques et efforts de conception

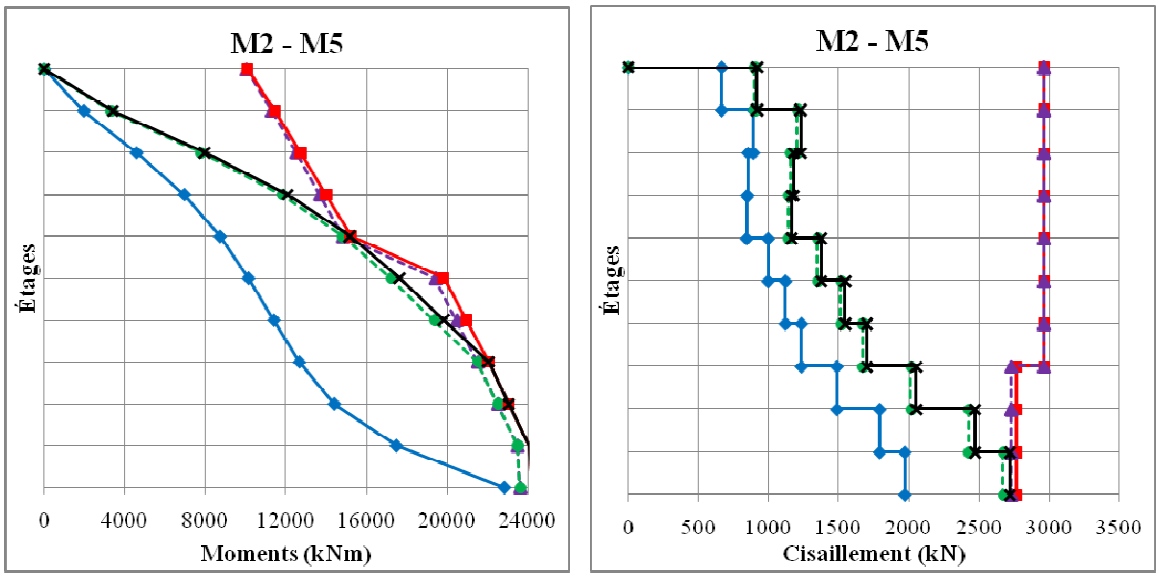


Figure 2.12 : Murs de refend M2 et M5 : efforts dynamiques et efforts de conception

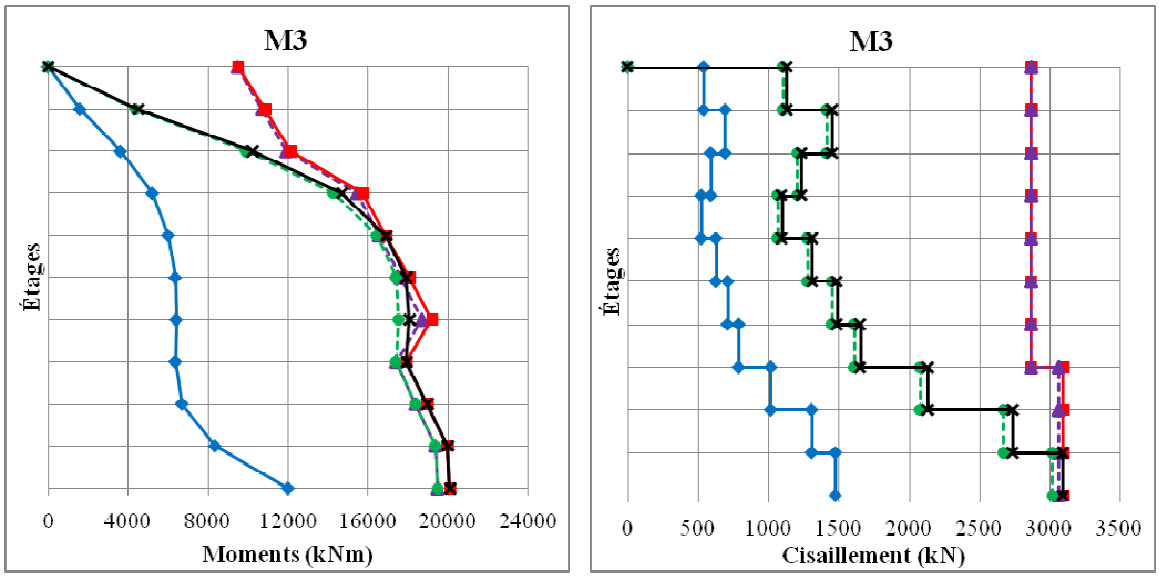


Figure 2.13 : Mur de refend M3 : efforts dynamiques et efforts de conception

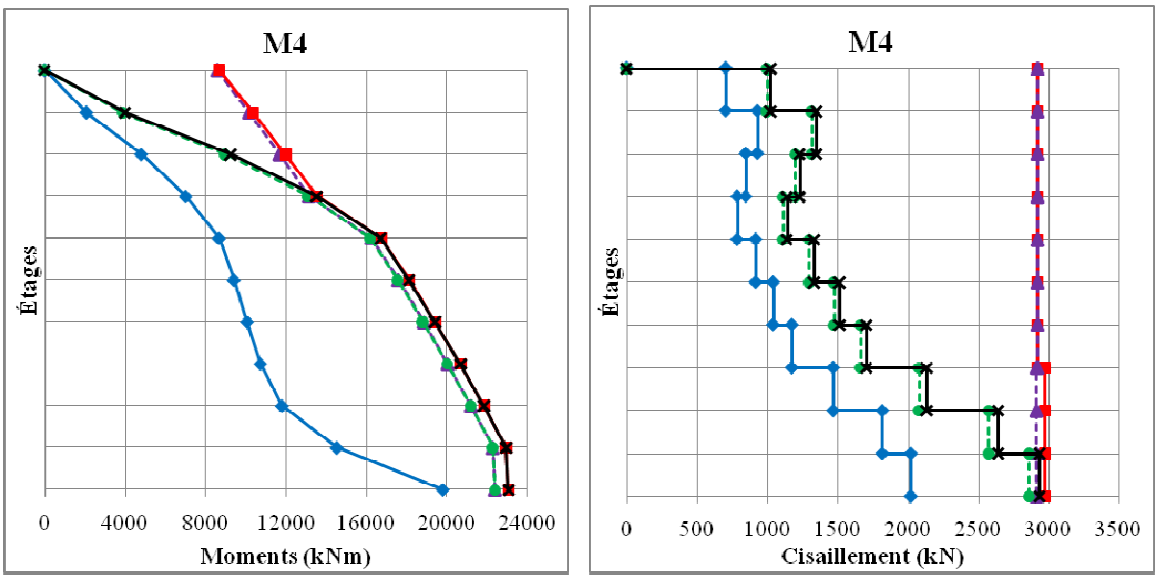


Figure 2.14 : Mur de refend M4 : efforts dynamiques et efforts de conception

2.4 **Dimensionnement des fondations**

À noter que sauf indication contraire, les clauses de la section 2.4 font référence à la norme canadienne de béton CSA A23.3-04.

Les fondations ont été dimensionnées pour trois niveaux d'efforts dus aux charges latérales afin de pouvoir étudier l'influence de leur soulèvement sur le comportement des murs de refend. Elles ont tout d'abord été dimensionnées selon une approche de conception par capacité, en accord avec la clause 21.11.1.2. Elles ont donc été conçues pour des efforts correspondant aux résistances nominales en flexion des sections d'armature situées à la base des murs. Elles ont ensuite été dimensionnées pour des efforts correspondant à un facteur combiné de modification R_dR_o de 2,0, efforts qui correspondent aux efforts maximums à considérer pour le dimensionnement des fondations selon le CNBC 2005. Elles ont finalement été dimensionnées pour des efforts correspondant à un facteur combiné de modification R_dR_o de 5,6 afin d'étudier le comportement de fondations dimensionnées pour le même facteur combiné de modification R_dR_o que les murs.

La méthodologie suivie pour le dimensionnement des fondations est présentée à la section 2.4.2. Avant cela, les caractéristiques de sol pour lesquels les fondations ont été dimensionnées sont présentées à la section 2.4.1

2.4.1 **Éléments de géotechnique pour l'Île de Montréal**

Dans cette étude, nous avons supposé que le bâtiment analysé est situé à Montréal, sur un profil de site de catégorie C. Selon le CNBC 2005, un tel profil correspond à des vitesses d'ondes de cisaillement (v_s) comprises entre 360 m/s et 760 m/s ou encore un indice de pénétration standard moyen (N_{60}) supérieur à 50. Ces caractéristiques sont représentatives de propriétés géotechniques spécifiques qu'il faut connaitre, d'une part, pour dimensionner les fondations et, d'autre part, pour que la modélisation de l'ISS soit la plus pertinente possible. Elles sont listées au tableau 2.15. Afin de couvrir la plage assez large des sols correspondant à des profils de sol représentatifs de site de catégorie C, nous avons décidé d'en définir deux : le profil de sol INF, qui correspond à la limite inférieure des profils de sol représentatifs de site de catégorie C et le profil de sol SUP, qui correspond à la limite supérieure. Les propriétés de ces deux profils de sol ont été choisies après consultation des travaux de Prest et Hode-Keyser (1977) portant sur la caractérisation des sols composant l'Île de Montréal.

Les propriétés des deux profils de sol étudiés dans ce projet sont résumées dans le tableau 2.16. Les détails ayant conduit à ces choix sont présentés à l'annexe II.

Tableau 2.15 : Propriétés géotechniques nécessaires pour caractériser un sol

Propriétés géotechniques	**Symbole**
Masse volumique totale	γ_t
Angle de frottement interne	ϕ'
Coefficient de Poisson	ν
Module de cisaillement dynamique	G_{max}
Modules d'Young statique et dynamique	E et E'
Vitesse de propagation des ondes de cisaillement	v_s

Tableau 2.16 : 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	$v_s = 360$ m/s	$v_s = 550$ m/s
Masse volumique	$\gamma_t = 2100$ kg/m^3	$\gamma_t = 2300$ kg/m^3
Angle de frottement interne	$\phi' = 41°$	$\phi' = 43°$
Module d'Young statique	E = 160 MPa	E = 410 MPa
Module d'Young dynamique	E' = 700 MPa	E' = 1780 MPa
Module de cisaillement dynamique	$G_{max} = 270$ MPa	$G_{max} = 710$ MPa

2.4.2 **Dimensionnement des fondations**

Les fondations ont été dimensionnées pour les efforts donnés aux tableaux 2.17 à 2.19, considérant les combinaisons de charges axiales données au tableau 2.1. Le tableau 2.17 donne, pour les deux combinaisons de charges axiales, les efforts correspondant à la résistance nominale en flexion des sections d'armature situées à la base des murs de refend, le tableau 2.18 donne les efforts correspondant à un facteur combiné de modification R_dR_o de 2,0 alors que le tableau 2.19 donne les efforts correspondant à un facteur combiné de modification R_dR_o de 5,6.

À noter que la norme canadienne de béton exige que les fondations soient conçues pour les efforts les plus faibles entre les efforts correspondant aux résistances nominales en flexion des sections d'armature situées à la base des murs supportés et les efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 2,0. Dans le cas présent, les fondations auraient donc été dimensionnées pour les efforts du tableau 2.17 et nous aurions anticipé que pendant un séisme, les murs plastifieraient avant que les fondations ne décollent.

Tableau 2.17 : Efforts de conception correspondant à la résistance nominale en flexion des sections d'armature à la base des murs de refend

		M1 – M6	**M2 – M5**	**M3**	**M4**
Combinaison de charges n°1	**$M_{n\ base}$ (kNm)**	22 414	27 576	22 414	25 766
	R_dR_o correspondant	3,7	4,6	3,0	4,3

Tableau 2.18 : Efforts de conception correspondant à R_dR_o de 2,0

	M1 – M6	**M2 – M5**	**M3**	**M4**
$M_{f\ base}$ (kNm) R_dR_o = 2,0	41 149	63 955	33 552	55 398

Tableau 2.19 : Efforts de conception correspondant à R_dR_o de 5,6

	M1 – M6	**M2 – M5**	**M3**	**M4**
$M_{f\ base}$ (kNm) R_dR_o = 5,6	14 696	22 841	11 983	19 785

La démarche suivie pour le dimensionnement des fondations est présentées aux sections 2.4.2.1 à 2.4.2.7. À noter que pour le dimensionnement des fondations, la combinaison de charges axiale la plus critique a été prise en compte, à savoir la combinaison de charges n°1.

2.4.2.1 **Hypothèses de dimensionnement**

Afin qu'il y ait une certaine homogénéité entre toutes les fondations, le dimensionnement devait respecter les hypothèses suivantes :

- Les débords dans la direction longitudinale (d_L) et dans la direction transversale (d_B) devaient être égaux ($d_L = d_B = d$)
- L'armature de flexion devait être composée de barres 35M au maximum et espacées de 150 mm au minimum.

La notation utilisée par la suite est explicitée à la figure 2.15.

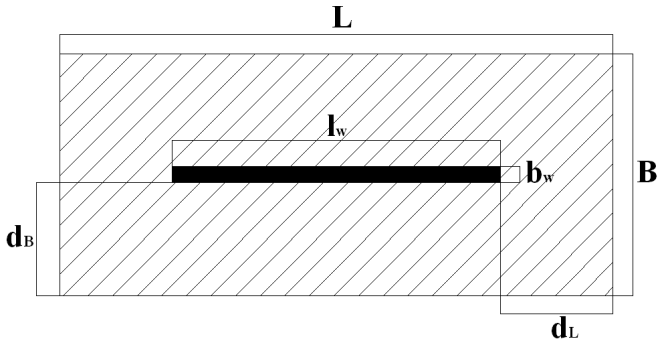


Figure 2.15 : Notation utilisée pour les dimensions de la fondation

2.4.2.2 **Calcul de la capacité portante ultime du sol**

D'après le Manuel Canadien des Fondations (Canadian Geotechnical Society, 2006), la capacité portante ultime (q_{ult}) associée à une fondation superficielle reposant sur un sol uniforme est calculée à l'aide de l'équation [2.25] :

$$q_{ult} = cN_cS_c + q_sN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma_tBN_\gamma S_\gamma \quad [2.25]$$

Où c est la cohésion du sol, N_c, N_q et N_γ respectivement les termes de cohésion, de profondeur et de surface, S_c, S_q et S_γ sont des facteurs de forme, q_s est la contrainte verticale due au poids des terres autour de la fondation, B est la largeur de la fondation et γ_t est le poids volumique du sol.

Dans le cas présent, nous avons posé les hypothèses suivantes :

- la nappe phréatique est située en profondeur
- le terme de cohésion est négligé (sols granulaires)
- le terme de profondeur est négligé car les fondations sont superficielles

Finalement, la capacité portante ultime (q_{ult}) a été calculée à l'aide de l'équation [2.26].

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma_tBN_\gamma S_\gamma \quad [2.26]$$

Avec

$$N_\gamma = 0{,}0663e^{0{,}1628\phi'} \quad [2.27]$$

$$S_\gamma = 1 - 0{,}4\frac{B}{L} \quad [2.28]$$

2.4.2.3 **Détermination des dimensions des fondations**

Les dimensions d'une fondation doivent être telles que la pression maximale (q_f) exercée sur le sol soit inférieure à la capacité portante ultime pondérée (ϕq_{ult}) du sol (inéquation [2.29]). Dans le cas présent, le facteur de pondération ϕ a été pris égal à 0,5, d'après les recommandations du Manuel Canadien des Fondations.

$$q_f \leq \phi q_{ult} \quad [2.29]$$

La pression (q_f) exercée sur le sol est due aux efforts repris par la fondation (q_e) ainsi qu'au poids propre de la fondation (q_0). Deux cas de figures se présentent pour le calcul de q_e. En effet, lorsque le mur de refend transmet à la fondation un moment de renversement (M_f) et une charge axiale (P_f), la force résultante ne passe plus par le centre de gravité de la fondation. Elle se retrouve excentrée d'une quantité e, calculée à l'aide de l'équation [2.31]. Si e est inférieure à L/6, alors la force résultante demeure dans le noyau central de la fondation et dans ce cas, le sol est comprimé sur toute la longueur de la fondation. Cependant, si e est supérieure à L/6, alors la force résultante ne s'exerce plus dans le noyau central de la fondation et dans ce cas, le sol est comprimé uniquement sur une longueur L_e, calculée à l'aide de l'équation [2.30]. Tout cela est illustré à la figure 2.16. Finalement, pour le calcul de q_e, nous avons supposé que le profil des contraintes est uniforme et égal à P_f/BL ou P_f/BL_e.

$$L_e = L - 2e \qquad [2.30]$$

$$e = \frac{M_f}{P_f + P_0} \qquad [2.31]$$

Où M_f est le moment de renversement transmis par le mur de refend, P_f est l'effort axial transmis par le mur de refend et P_0 est le poids propre de la fondation.

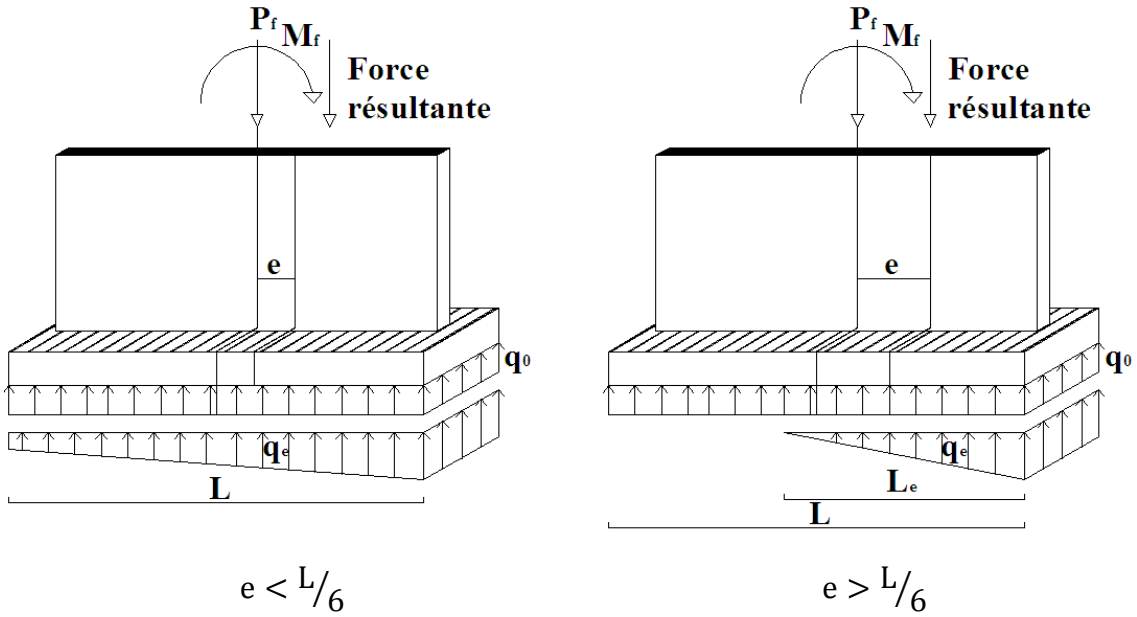


Figure 2.16 : Pressions de calcul et longueur efficace de la semelle

L'équation [2.29] devient alors :

$$q_f \leq \phi q_{ult} \qquad [2.29]$$

$$\Leftrightarrow q_0 + q_e \leq 0{,}5 q_{ult}$$

$$\Leftrightarrow H\gamma_c + \frac{P_f}{BL_e{}^*} \leq 0{,}5 q_{ult}$$

** dans le cas présent, la force résultante est toujours à l'extérieur du noyau central de la fondation*

$$\Leftrightarrow H\gamma_c + \frac{P_f}{B(L - 2e)} \leq 0{,}5 q_{ult}$$

$$\Leftrightarrow H\gamma_c + \frac{P_f}{B\left(L - 2\frac{M_f}{P_f + P_0}\right)} \leq 0{,}5 q_{ult}$$

$$\Leftrightarrow H\gamma_c + \frac{P_f}{(b_w + 2d)\left((l_w + 2d) - 2\frac{M_f}{P_f + P_0}\right)} \leq 0{,}5 q_{ult} \qquad [2.32]$$

Les dimensions de la semelle sont finalement obtenues par résolution de l'inéquation [2.32].

2.4.2.4 **Vérification de la résistance à la flexion**

Le calcul de l'armature de flexion a été fait en supposant que la semelle se comporte comme une poutre. Les contraintes qui s'exercent sur la semelle sont uniquement dues aux charges transmises par la structure (q_e). Le profil de ces contraintes est supposé uniforme et égal à P_f/BL_e. Tout cela est illustré à la figure 2.17.

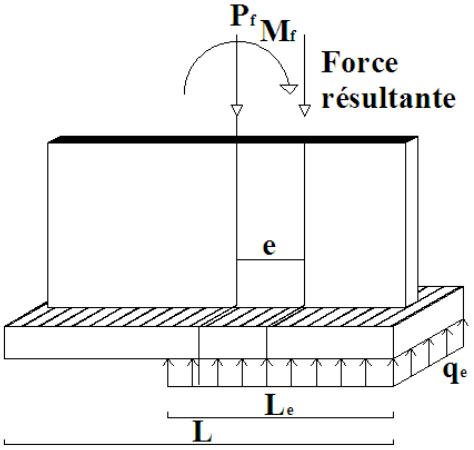


Figure 2.17 : Pressions de dimensionnement

Pour le calcul du moment par rapport au droit du mur ($M_{f\ fond.}$), dû à q_e, deux cas de figures se présentent :

- soit la longueur efficace L_e est inférieure au débord d_L et dans ce cas, $M_{f\ fond.}$ se calcule à l'aide de l'équation [2.33] :

$$M_{f\,fond.} = q_e L_e B\left(d_L - {}^{L_e}/_{2}\right) \qquad [2.33]$$

- soit la longueur efficace L_e est supérieure au débord d_L et dans ce cas, il faut prendre en compte uniquement la contrainte qui s'exerce sur la partie en porte-à-faux. $M_{f\ fond.}$ se calcule alors à l'aide de l'équation [2.34] :

$$M_{f\,fond.} = q_e d_L B\,{}^{d_L}/_{2} \qquad [2.34]$$

Une fois le moment $M_{f\ fond.}$ connu, nous avons calculé la quantité d'armature de flexion en suivant les étapes suivantes :

- nous avons tout d'abord calculé le facteur de résistance K_r (équation [2.35]) en faisant l'hypothèse que la résistance pondérée en flexion de la fondation ($M_{r\ fondation}$) est égal au moment $M_{f\ fond.}$.

$$K_r = \frac{M_{r\,fondation}}{B h_{utile}^2} \qquad [2.35]$$

- nous avons ensuite déduit de K_r le ratio d'armature (ρ) nécessaire à l'aide de la Table 2.1 de la norme CSA A23.3-04
- enfin, nous avons calculé la quantité d'armature (A_s) à l'aide de l'équation [2.36]

$$A_s = \rho B h_{utile} \qquad [2.36]$$

Avec

$$h_{utile} = 0{,}9(H - h_{recouvrement} - d_b) \qquad [2.37]$$

Nous avons également vérifié que la section n'est pas fragile à la fissuration. Pour cela, il faut vérifier que la résistance pondérée en flexion de la fondation (M_r) est supérieur à 1,2 fois le moment de fissuration (M_{cr}). M_{cr} se calcule à l'aide de l'équation [2.38].

$$M_{cr} = 0{,}6\lambda\sqrt{f'_c}\, I/c_t \qquad [2.38]$$

Où I est le moment d'inertie de la section par rapport à un axe horizontal passant par son centre de gravité, c_t est la distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité de la section et λ est un facteur pour tenir compte de la faible densité éventuelle du béton. Ici, nous avons utilisé 1,0 puisque le béton utilisé a une densité normale.

Ensuite, nous avons vérifié l'armature minimale ($A_{s\ min}$) exigée par la clause 7.8.1. $A_{s\ min}$ se calcule à l'aide de l'équation [2.39].

$$A_{s\,min} = 0{,}002A_g \qquad [2.39]$$

2.4.2.5 **Vérification de la résistance à l'effort tranchant**

Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, nous avons supposé d'une part, que la rupture de la semelle est de type « poutre » et d'autre part, que la section critique se situe à une distance h_{utile} (figure 2.18) du droit du mur et que toute la largeur de la semelle participe à la résistance.

L'effort tranchant à reprendre pour la fondation a été calculé à l'aide de l'équation [2.40].

$$V_{f\,fond.} = q_e B(d_L - h_{utile}) \qquad [2.40]$$

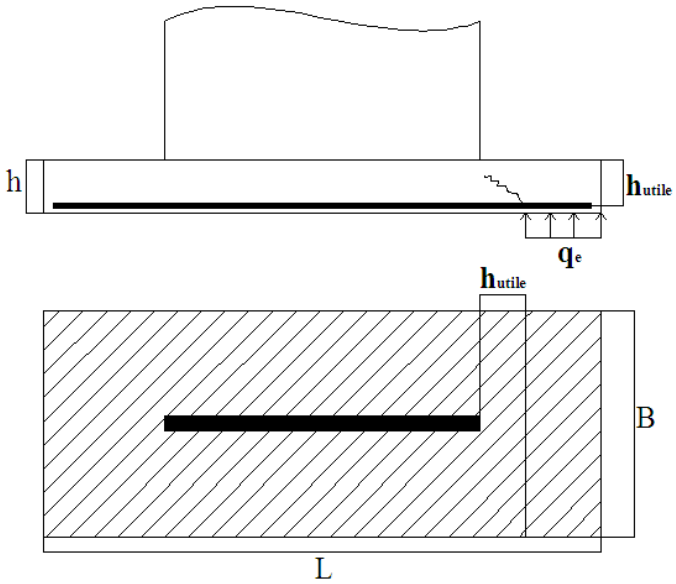


Figure 2.18 : Vérification de la section pour le cisaillement

D'après la clause 11.3.3, la résistance pondérée ($V_{r\ fondation}$) de la section pour le cisaillement est calculée à l'aide de l'équation [2.41]. Cette valeur de $V_{r\ fondation}$ calculée à l'aide de l'équation [2.41] ne peut cependant pas excéder la valeur donnée par l'équation [2.45].

$$V_r = V_c + V_p \leq 0.25\phi_c f'_c b_w d_v \quad [2.41]$$

Avec, d'après la clause 11.3.4,

$$V_c = \lambda\phi_c\beta\sqrt{f'_c}Bd_v \quad [2.42]$$

Où β se détermine à l'aide de la clause 11.3.6 et d_v est la hauteur effective pour la vérification de la résistance pour le cisaillement qui se calcule à l'aide de l'équation [2.44].

Et, d'après la clause 11.3.5,

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y h_{utile}}{s \tan\theta} \quad [2.43]$$

Où θ se détermine lui aussi à l'aide de la clause 13.3.6.

$$d_v = \max(0.9h_{utile}; 0.72h) \quad [2.44]$$

$$V_r \leq 0.25\phi_c f'_c b_w d_v \quad [2.45]$$

Dans le cas où la section de béton n'est pas suffisante pour reprendre tout le cisaillement, nous avons ajouté des étriers pour reprendre l'effort de cisaillement excédentaire. Nous avons pris des barres 10M et utilisé des ligatures toutes les deux barres longitudinales. L'espacement entre les étriers est déterminé en fonction de la quantité V_f moins V_c à reprendre. À noter cependant que la clause 11.3.8 stipule que l'espacement (s) doit respecter l'équation [2.46].

$$s \leq \min(600\ mm\ ; 0.7d_v) \quad [2.46]$$

2.4.2.6 **Ancrage des barres d'armature**

Des barres d'ancrage doivent être utilisées pour transmettre les efforts de la semelle au mur. En conception parasismique, la clause 21.11.2.3 stipule que les barres d'armature des zones concentrées de la section de mur doivent être prolongées jusqu'au bas de la semelle en les repliant à 90° (figure 2.19).

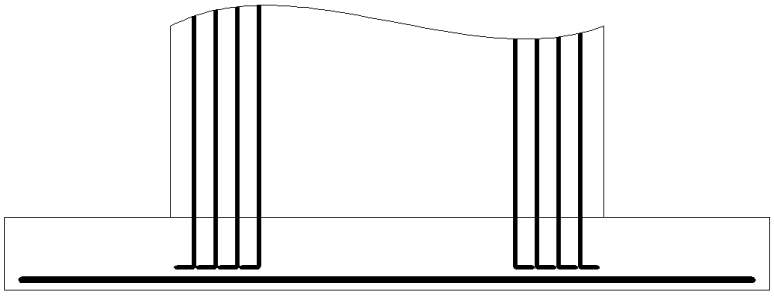


Figure 2.19 : Ancrage des barres d'armature du mur de refend dans la fondation

Ces barres vont permettre de transmettre les efforts de compression qui excèdent ceux transmis directement par contact ainsi que les efforts de traction qui peuvent se développer dus à la présence du moment de renversement. De plus, ces barres d'armature vont permettre de résister au cisaillement qui pourrait survenir à la base du mur.

2.4.2.7 **Vérification du tassement de la fondation**

La vérification du tassement de la fondation est faite selon les exigences du Manuel Canadien des Fondations. Nous avons vérifié que les tassements de la fondation sont inférieurs à 25 mm. Dans le cas général, le tassement des fondations est la somme du tassement immédiat (s_i), du tassement de consolidation (s_c) et du tassement de consolidation secondaire (s_s) (équation [2.47]).

$$s = s_i + s_c + s_s \qquad [2.47]$$

Dans les sols granulaires, le tassement total comprend uniquement le tassement immédiat. Ce tassement se calcule à l'aide de l'équation [2.48], basée sur la théorie de Boussinesq :

$$s_i = q_f B \frac{1 - \nu^2}{E} C_f \qquad [2.48]$$

Où q_f est la pression moyenne exercée par la fondation sur le sol, égale à $(P_f + P_0)/(LB)$, ν est le coefficient de Poisson du sol, E est le module de Young du sol et C_f est un coefficient sans dimension qui est fonction de la forme et de la flexibilité de la fondation. Ce dernier se calcule par interpolation linéaire à partir des valeurs données dans le tableau 2.20.

Tableau 2.20 : Calcul du coefficient C_f

L/B	C_f
1,5	1,06
5,0	1,70
10,0	2,10

2.4.3 **Dimensions des fondations**

Les dimensions des fondations des six murs de refend, pour chacun des deux profils de sol définis à la section 2.4.1, pour la combinaison de charges la plus critique, à savoir la n°1, sont données aux tableaux 2.21 à 2.26.

2.4.3.1 **Profil de sol INF**

Tableau 2.21 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant aux résistances nominales en flexion des sections d'armature à la base des murs de refend – profil de sol INF

	P_f (kN)	M_f (kNm)	L (m)	B (m)	H (m)	q_{adm} (kPa)	Armature	Tassements (mm)
M1 – M6	5 048	22 414	10,00	4,30	0,95	485	21-30M @ 200 mm	4,14
M2 – M5	5 048	27 576	10,60	4,90	1,10	545	30-30M @ 160 mm	4,05
M3	5 048	22 414	10,00	4,30	0,95	485	21-30M @ 200 mm	4,14
M4	6 338	25 766	10,10	4,40	0,95	495	23-30M @ 190 mm	4,97

Tableau 2.22 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 2,0 – profil de sol INF

	P_f (kN)	M_f (kNm)	L (m)	B (m)	H (m)	q_{adm} (kPa)	Armature	Tassements (mm)
M1 – M6	5 048	41 149	12,40	6,70	1,15	716	41-35M @ 160 mm avec étriers	3,76
M2 – M5	5 048	63 955	15,00	9,30	1,20	954	61-35M @ 150 mm avec étriers	3,68
M3	5 048	33 552	11,40	5,70	1,15	622	30-35M @ 190 mm avec étriers	3,91
M4	6 338	55 398	13,30	7,60	1,20	799	57-35M @ 150 mm avec étriers	4,34

Tableau 2.23 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6 – profil de sol INF

	P_f (kN)	M_f (kNm)	L (m)	B (m)	H (m)	q_{adm} (kPa)	Armature	Tassements (mm)
M1 – M6	5 048	14 696	9,20	3,50	0,85	405	10-30M @ 370 mm	4,45
M2 – M5	5 048	22 841	10,10	4,40	0,95	495	22-30M @ 200 mm	4,10
M3	5 048	11 983	8,90	3,20	0,75	374	8-30M @ 430 mm	4,59
M4	6 338	19 785	9,60	3,90	0,90	445	14-30M @ 280 mm	5,22

2.4.3.2 **Profil de sol SUP**

Tableau 2.24 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant aux résistances nominales en flexion des sections d'armature à la base des murs de refend – profil de sol SUP

	P_f (kN)	M_f (kNm)	L (m)	B (m)	H (m)	q_{adm} (kPa)	Armature	Tassements (mm)
M1 – M6	5 048	22 414	9,60	3,90	0,90	732	24-30M @ 160 mm	1,72
M2 – M5	5 048	27 576	10,30	4,60	1,10	847	32-30M @ 150 mm avec étriers	1,66
M3	5 048	22 414	9,60	3,90	0,90	732	24-30M @ 160 mm	1,72
M4	6 338	25 766	9,60	3,90	0,90	732	25-30M @ 155 mm avec étriers	2,10

Tableau 2.25 : Dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 2,0 – profil de sol SUP

	P_f (kN)	M_f (kNm)	L (m)	B (m)	H (m)	q_{adm} (kPa)	Armature	Tassements (mm)
M1 – M6	5 048	41 149	12,20	6,50	1,15	1 147	42-35M @ 150 mm avec étriers	1,52
M2 – M5	5 048	63 955	15,00	9,30	1,20	1 568	61-35M @ 150 mm avec étriers	1,48
M3	5 048	33 552	11,10	5,40	1,15	975	31-35M @ 170 mm avec étriers	1,60
M4	6 338	55 398	13,00	7,30	1,20	1 269	58-35M @ 150 mm avec étriers	1,76

Tableau 2.26 : dimensions des fondations pour reprendre les efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6 – profil de sol SUP

	P_f (kN)	M_f (kNm)	L (m)	B (m)	H (m)	q_{adm} (kPa)	Armature	Tassements (mm)
M1 – M6	5 048	14 696	8,60	2,90	0,85	563	8-30M @ 390 mm	1,96
M2 – M5	5 048	22 841	9,60	3,90	0,95	732	24-30M @ 160 mm avec étriers	1,71
M3	5 048	11 983	8,40	2,70	0,75	528	7-30M @ 420 mm	2,01
M4	6 338	19 785	9,00	3,30	0,90	631	12-30M @ 280 mm	2,27

2.5 **Conclusions**

Ce chapitre nous a permis de présenter les caractéristiques du bâtiment de 10 étages en béton armé, situé à Montréal (site de catégorie C), étudié dans ce mémoire de maîtrise ainsi que les étapes ayant conduit au dimensionnement du système de résistance aux forces sismiques, composés de six murs de refend simples ainsi qu'à la conception des fondations.

Le bâtiment a tout d'abord été analysé à l'aide de la méthode modale du spectre de réponse, en accord avec les exigences du CNBC 2005. Les murs de refend ont été supposés ductiles : R_d a donc été pris égal à 3,5 et R_o égal à 1,6.

Une fois les efforts obtenus, les murs de refend ont été dimensionnés selon une approche de conception par capacité, en accord avec les exigences de la norme canadienne de béton CSA A23.3-04. La conception a été basée sur l'hypothèse qu'une rotule plastique va se former à la base des murs pendant que le reste des murs au-dessus de la rotule plastique reste dans le domaine élastique.

Finalement, les fondations sur lesquelles reposent les murs de refend ont été dimensionnées pour différents niveaux de sollicitations dus aux charges latérales. Elles ont été conçues :

- pour des efforts correspondant aux résistances nominales en flexion des sections d'armature situées à la base des murs supportés;
- pour des efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 2,0;
- pour des efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 5,6.

CHAPITRE 3 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

Ce chapitre décrit tout d'abord, à la section 3.1, le modèle utilisé pour représenter l'interaction sol – structure. Les détails de la modélisation des murs de refend sont ensuite présentés à la section 3.2. Aux sections 3.3 et 3.4 sont finalement présentés les résultats d'études paramétriques visant à valider ces deux modèles.

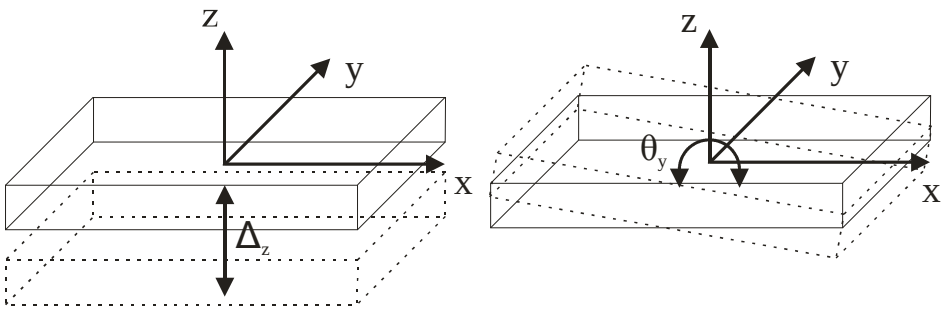
À noter que le nom des éléments OpenSees utilisés est écrit en italique.

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

3.1.1 Objectifs et hypothèses du modèle ISS

L'objectif du modèle ISS est de représenter le comportement non-linéaire d'une fondation superficielle, supposée partiellement rigide, reposant sur un massif de sol pulvérulent. Ce modèle doit être capable de simuler le comportement plastique du sol ainsi que les non-linéarités géométriques engendrées par le décollement de la fondation.

Plusieurs hypothèses ont été faites concernant le comportement du modèle ISS. Premièrement, nous avons supposé un comportement 2D de la fondation (figure 3.1) : seules les translations selon les axes x (horizontal) et z (vertical) ainsi que la rotation autour de l'axe y (horizontal) sont possibles. Cependant, nous avons supposé que le coefficient de frottement du sol au contact avec la fondation est suffisamment grand pour qu'il n'y ait pas de glissement horizontal possible. Pour des bâtiments élancés ou de grandes hauteurs, cette hypothèse est raisonnable puisque les effets de la translation horizontale de la fondation sur la réponse de la structure sont négligeables devant ceux dus à son basculement (Jennings & Bielak, 1973). Dans le cas présent, la fondation possède donc uniquement deux modes de vibration : la translation verticale selon l'axe z et la rotation autour de l'axe y. Deuxièmement, nous avons fait l'hypothèse qu'il existe sous la fondation une fine couche drainante qui dissipe les pressions interstitielles, éliminant ainsi l'effet de succion (section 3.1.3.5) et permettant le décollement le long de l'interface. Troisièmement, nous avons supposé que la fondation repose sur le sol afin que l'encastrement de la fondation n'entrave pas le phénomène de basculement. Nous avons donc négligé le terme de profondeur (N_q) pour le calcul de la capacité portante ultime (section 2.4.2.2) ainsi que les coefficients d'encastrement pour le calcul des rigidités verticale et rotationnelle du sol (section 3.1.3.4).



Mode de translation verticale selon z — Mode de basculement autour de y

Figure 3.1 : Modes de vibration considérés pour le modèle ISS

3.1.2 **Description du modèle ISS**

Le modèle utilisé pour tenir compte de l'ISS repose sur le concept de « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » (BNWF) (Harden et al., 2005). La fondation de chaque mur de refend est modélisée par une poutre élastique reposant sur un nombre fini de ressorts non-linéaires. La poutre est composée d'un ensemble d'éléments « poutre » élastiques unidimensionnels (*elasticBeamColumn element*), ayant trois degrés de liberté par nœuds afin de représenter les déformations horizontales, verticales et en rotation. Chaque ressort non-linéaire, indépendant des autres, est modélisé par un élément unidimensionnel de longueur nulle (*zeroLength element*) auquel est associé le matériau non-linéaire *QzSimple1* (Boulanger, 2000b). Ce matériau, décrit à la section 3.1.3, suit une loi de comportement qui permet de représenter à la fois le comportement inélastique du sol (non-linéarité due au matériau) et le décollement des fondations (non-linéarité géométrique). Le modèle est donc capable de représenter le tassement permanent de la fondation et le phénomène de basculement. Son comportement hystérétique permet de tenir compte de la dissipation d'énergie qui survient pendant ces modes de vibration. Il est également possible de tenir compte de la dispersion des ondes (amortissement radial).

La fondation dans le modèle ISS se compose d'une partie centrale, de longueur L_{mid}, et d'une zone à chaque extrémité, de longueur L_{end}. Les ressorts de la partie centrale sont espacés de e_{mid} alors que les ressorts des zones d'extrémité de e_{end}. En accord avec FEMA 356, les ressorts aux extrémités sont plus rapprochés que ceux dans la partie centrale de façon à bien capturer le phénomène de basculement de la fondation. La rigidité des ressorts aux extrémités de la fondation (K_{end}) est différente de celle des ressorts de la partie centrale (K_{mid}) de façon à représenter une répartition non-uniforme des contraintes sous la fondation (contraintes aux

extrémités plus importantes qu'au centre) lorsque celle-ci est soumise à des charges axiales. À noter que le ressort à chaque extrémité de la fondation a une rigidité, $K_{end\ ext}$, qui lui est propre car il a une surface tributaire réduite de 50% par rapport à celle des autres ressorts des zones d'extrémité. Cette variation de la rigidité permet également de reproduire implicitement la rigidité rotationnelle du sol. La procédure suivie pour le calcul de la rigidité des ressorts est présentée à la section 3.1.3.4.

Le modèle ISS utilisé dans les analyses est schématisé à la figure 3.2 alors que les paramètres définis dans cette section sont illustrés à la figure 3.3.

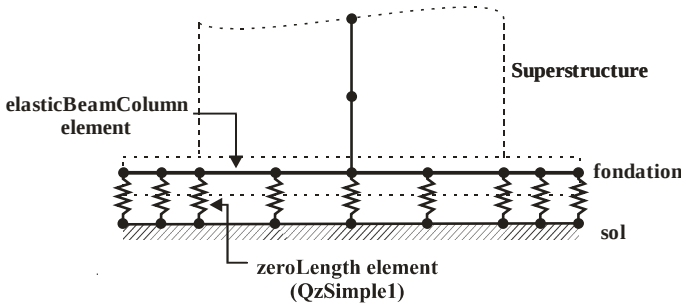


Figure 3.2 : Schéma de principe du modèle ISS

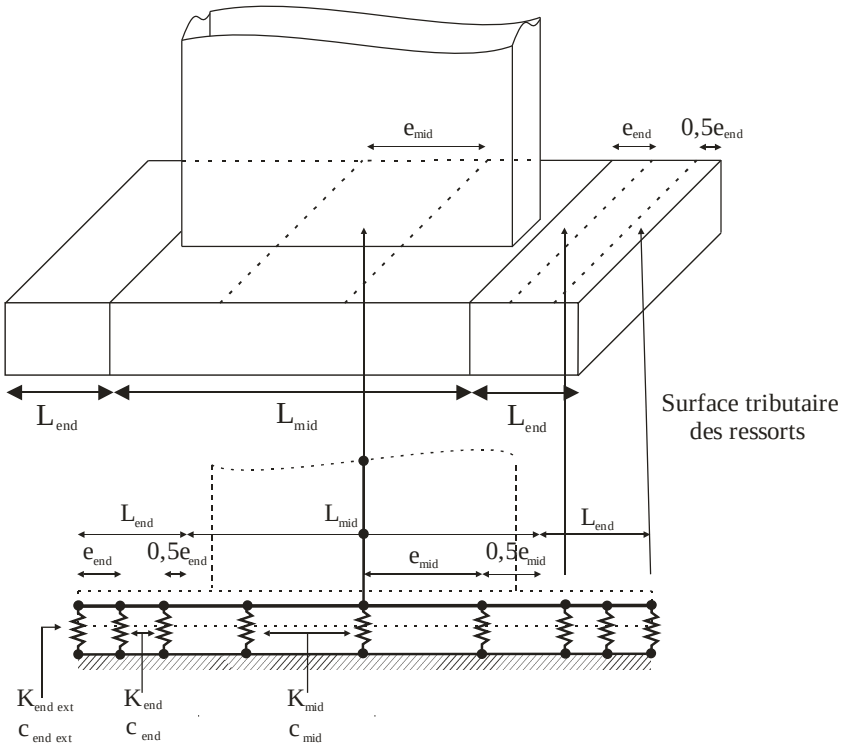


Figure 3.3 : Définition des grandeurs caractéristiques du modèle ISS

3.1.3 **Matériau *QzSimple1***

Le matériau *QzSimple1* a été implémenté dans OpenSees par Boulanger (2000b). Le principe général de ce matériau repose sur l'hypothèse que le sol peut être subdivisé en deux zones : une zone à proximité de la fondation, nommée champ proche, et une autre plus éloignée, nommée champ lointain. Le champ lointain correspond à la région dans laquelle l'interaction entre le sol et la structure est négligeable ; le comportement de cette zone est influencé uniquement par la propagation des ondes sismiques et la dissipation d'énergie est de type radiale (amortisseur visqueux). Le champ proche représente la partie du milieu en interaction avec la fondation ; toutes les non-linéarités (géométrique, matérielle) y sont concentrées.

Le comportement non-linéaire global (q-z) du matériau *QzSimple1* est représenté à l'aide de trois éléments en série (figure 3.4) :

- Un ressort élastique ($q\text{-}z^e$) en parallèle avec un amortisseur visqueux (champ lointain)
- Un ressort rigide-plastique ($q\text{-}z^p$) (champ proche)
- Un élément « gap » ($q\text{-}z^g$) représenté par un ressort non-linéaire ($q^d\text{-}z^g$) et un ressort bilinéaire élastique ($q^c\text{-}z^g$) en parallèle (champ proche)

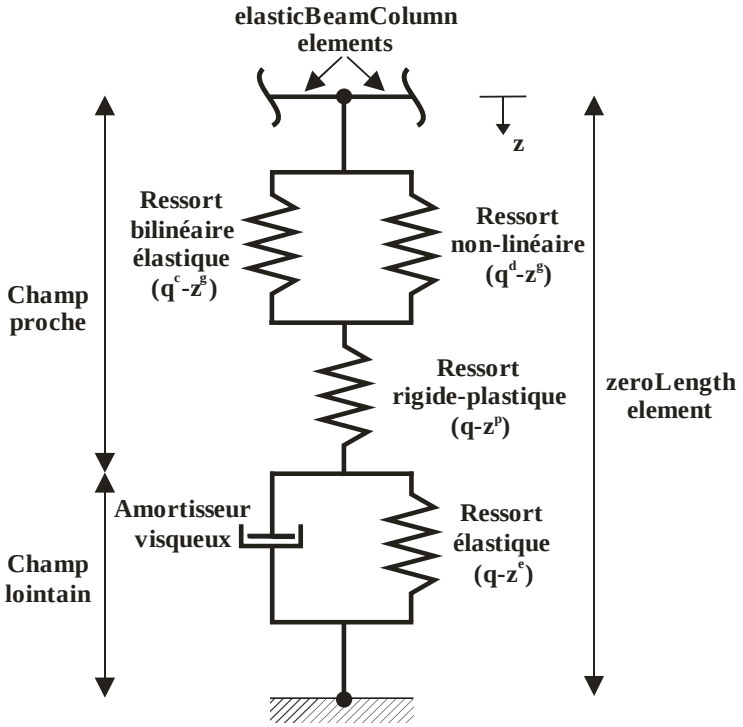


Figure 3.4 : Éléments en série permettant de représenter la loi de comportement non-linéaire globale du matériau *QzSimple1*

La loi de comportement associée à ce matériau est non-symétrique et est caractérisée d'une part, par une charge ultime en compression et d'autre part, par une réduction de la force de rappel à mesure que la fondation se soulève, force qui finit par tendre vers zéro. Les équations pour la décrire sont similaires à celles servant à décrire la loi de comportement du matériau *PySimple1*, présentée dans les travaux de Boulanger et al. (1999).

Au début des cycles de chargement, l'élément plastique est rigide et il le demeure tant que la charge q qui s'exerce sur l'élément reste dans la plage $-C_r q_{ult} < q < C_r q_{ult}$, C_r étant le ratio q_0/q_{ult} (q_0 représente la charge qui correspond à la première plastification du sol et q_{ult} sa capacité portante ultime). Seul l'élément élastique est actif et la loi de comportement est décrite par l'équation [3.1] :

$$q = K_{in} z^e \qquad [3.1]$$

Où K_{in} est la rigidité élastique initiale de l'élément et q est la charge correspondant au déplacement z^e.

Dès que la charge q dépasse la charge de première plastification q_0, l'élément plastique devient alors actif et son comportement est décrit par l'équation [3.2] :

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0)\left(\frac{cz_{50}}{cz_{50} + \left|z^p - z_0^p\right|}\right)^n \qquad [3.2]$$

Où q_{ult} est la résistance ultime du matériau, z_{50} est le déplacement pour lequel 50% de q_{ult} est mobilisée, z_0^p est le déplacement pour lequel survient la plastification ($q = q_0$) et c et n sont des constantes qui contrôlent la forme de la courbe $q\text{-}z^p$. La charge q maximale atteinte devient le nouveau seuil de plastification de référence du sol q_0. Ce seuil va être augmenté à chaque fois que la charge q exercée va dépasser la charge q_0 précédente. Le ratio C_r va donc également augmenter. La plage de q pour laquelle l'élément plastique reste rigide peut donc se déplacer et augmenter continuellement à mesure que les cycles et que la plastification progresse. Cette plage a une valeur maximale égale à $2C_r q_{ult}$. Le matériau *QzSimple1* est par conséquent très intéressant dès que nous considérons des chargements cycliques puisqu'il garde « en mémoire » les contraintes qui ont été appliquées aux cycles précédents.

L'élément « gap » est la combinaison d'un ressort suivant une loi bilinéaire élastique ($q^c\text{-}z^g$) placé en parallèle avec un ressort ayant un comportement non-linéaire ($q^d\text{-}z^g$). Le premier ressort est relativement rigide en compression et extrêmement flexible en traction (soulèvement) alors que le

second ressort est non-linéaire et sert à modéliser la succion éventuelle du sol sur la fondation lors du soulèvement. Leurs comportements respectifs sont décrits par les équations [3.3] et [3.4].

$$q^c = 1{,}8q_{ult}\left[\frac{z_{50}}{z_{50} + 50(z_0^+ - z^g)} - \frac{z_{50}}{z_{50} - 50(z_0^- - z^g)}\right] \qquad [3.3]$$

où z_0^+ et z_0^- représentent les déplacements maximums (respectivement positif et négatif) atteints, dans la zone du champ proche ($z^p + z^g$), au cours des cycles de chargement précédents. Ils sont initialement posés égaux à $z_{50}/100$ et $-z_{50}/100$, respectivement.

$$q^d = C_d q_{ult} - \left(C_d q_{ult} - q_0^d\right)\left(\frac{z_{50}}{z_{50} + 2\left|z^g - z_0^g\right|}\right)^n \qquad [3.4]$$

où C_d est le ratio entre la force de succion maximale et q_{ult}.

Les constantes c, n et C_r caractérisant l'allure de la loi de comportement du matériau sont tirés des travaux de Vijayvergiya (1977) et de Reese et O'Neill (1988) et sont récapitulés dans les travaux de Boulanger (2003). Pour un sable, c est prise égale à 12,3, n est prise égale à 5,5 et enfin C_r est prise égale à 0,3. Pour une argile c, n et C_r valent respectivement 0,35, 1,2 et 0,2. L'allure de la loi de comportement du matériau *QzSimple1* est illustrée à la figure 3.5 a). La différence entre la loi de comportement associée à un sable et celle associée à une argile est illustrée à la figure 3.5 b). La figure 3.6 illustre la réponse cyclique du matériau.

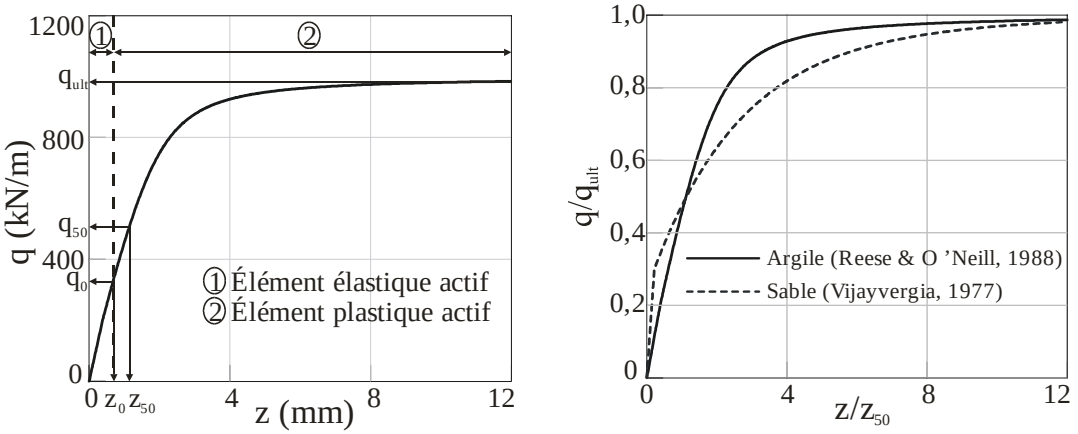


Figure 3.5 : Loi de comportement du matériau *QzSimple1* : a) allure de la loi de comportement b) influence des constantes c, n et C_r sur l'allure de la loi de comportement [Adaptée de : (Raychowdhury, 2008)]

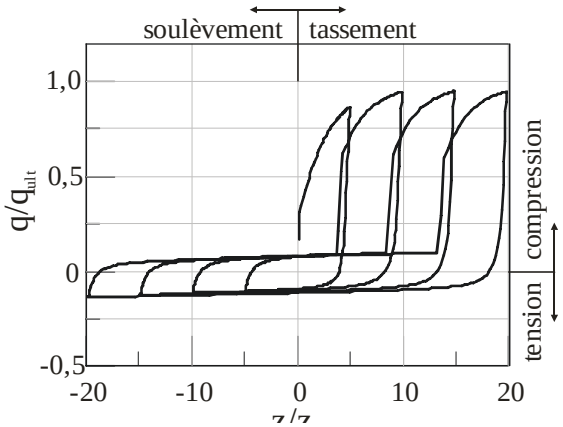


Figure 3.6 : Réponse cyclique du matériau *QzSimple1* [Adaptée de : (Boulanger, 2000b)]

Les paramètres à définir dans OpenSees pour caractériser le matériau *QzSimple1* sont les suivants :

- Le type de sol, c'est-à-dire un sol pulvérulent (sable) ou cohérent (argile)
- La capacité portante ultime du sol (q_{ult})
- Le déplacement pour lequel 50% de la capacité portante ultime du sol est mobilisée (z_{50})
- La capacité de succion du sol sur la fondation (TP)
- L'amortissement radial dans le sol (c_{rad})

Les sections 3.1.3.1 à 3.1.3.6 détaillent les paramètres retenus pour les analyses.

3.1.3.1 **Type de sol modélisé**

Les caractéristiques des profils de sol (section 2.4.1) utilisées pour le dimensionnement des fondations sont représentatives des sols granulaires rencontrés à Montréal. Nous avons par conséquent utilisé les constantes de Vijayvergiya (1977), définies pour un sable, afin de préciser l'allure de la loi de comportement du matériau *QzSimple1*. Les constantes c, n et C_r utilisées sont récapitulées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Constantes c, n et C_r utilisées pour définir la loi de comportement du matériau *QzSimple1*

c	12,3
n	5,5
C_r	0,3

À noter que par la suite, le terme « plastification du sol » signifie que la pression q exercée dans le sol est supérieure à 30% de q_{ult}.

3.1.3.2 **Capacité portante ultime du sol (Q_{ult})**

La capacité portante ultime du sol (q_{ult}), associée aux dimensions de chaque fondation conçues à la section 2.4, a été calculée à l'aide de l'équation [2.26]. Elle est égale à deux fois la capacité portante admissible (q_{adm}), présentée, pour chaque fondation, aux tableaux 2.21 à 2.26. La valeur de capacité portante ultime (Q_{ult}) associée à chaque ressort a été calculée à l'aide de l'équation [3.5]. La valeur de q_{ult} est multipliée par la surface tributaire de chaque ressort.

$$Q_{ult} = q_{ult}. B. e_i \qquad [3.5]$$

Où e_i représente l'espacement entre les ressorts (e_{mid}, e_{end} ou $e_{end}/2$ suivant la position du ressort sous la fondation – figure 3.3) et B est la largeur de la fondation.

3.1.3.3 **Déplacement z_{50}**

Le paramètre z_{50} représente le déplacement pour lequel 50% de la capacité portante ultime est mobilisée. Connaissant la rigidité élastique initiale du sol K_{in} (K_{mid}, K_{end} ou $K_{end\ ext}$ suivant la position du ressort sous la fondation – figure 3.3), il est possible de calculer z_{50} puisque la capacité portante ultime du sol (Q_{ult}) est également connue. Le paramètre z_{50} est calculé à l'aide de l'équation [3.6].

$$z_{50} = k_{far} \frac{Q_{ult}}{K_{in}} \qquad [3.6]$$

où k_{far} est un facteur tiré des travaux expérimentaux de Vijayvergiya (1977), pris égal à 1,39 dans le cas présent et K_{in} est la rigidité initiale des ressorts explicitée à la section 3.1.3.4.

3.1.3.4 **Rigidité initiale des ressorts (K_{in})**

3.1.3.4.1 *Théorie*

De nombreux résultats de travaux expérimentaux menés sur le comportement sous chargements cycliques des fondations superficielles ont mis en évidence que, lorsque le phénomène de basculement survient, le sol a tendance à se tasser et à se densifier aux extrémités des fondations (section 1.1.3). Cela s'explique par le fait que lorsqu'une des extrémités se soulève, l'autre se

retrouve fortement chargée. La rigidité aux extrémités de la fondation se retrouve donc plus élevée que celle au centre. Afin de prendre en compte ce comportement dans une modélisation de type Winkler, il est possible d'associer le degré de densification du sol au degré de couplage qui existe entre la rigidité verticale et la rigidité rotationnelle du système. La méthode simplifiée proposée par FEMA 356 (section 1.1.1) permet de tenir compte de ce phénomène.

À partir de cette méthode, Harden et al. (2005), ont développé une façon plus rigoureuse pour estimer k_{mid} et k_{end}. Alors que dans FEMA 356, la longueur L_{end} des zones d'extrémité est constante et égale à B/6, la méthode proposée par Harden et al. suppose que L_{end} est fonction du ratio B/L. Cette méthode part de l'hypothèse que la longueur L_{end} est contrôlée par la valeur de la rigidité rotationnelle qui n'est pas fournie par la rigidité surfacique verticale, autrement dit par leur degré de couplage. Soit C_{R-V}^{K} un paramètre traduisant à la fois le déficit de rigidité rotationnelle du système et le couplage entre la rigidité verticale et la rigidité rotationnelle, calculé à l'aide de l'équation [3.7].

$$C_{R-V}^{K} = \frac{K_{\theta y} - \frac{K_z}{BL} I_y}{K_{\theta y}} \qquad [3.7]$$

Où BL est l'aire de la fondation et I_y est son inertie rotationnelle.

Si C_{R-V}^{K} est nul, K_z et $K_{\theta y}$ ne sont pas couplés. Dans ce cas, la rigidité de chaque ressort est constante sur toute la longueur de la fondation et égale à k (équation [3.8]).

$$k = \frac{K_z}{BL} = \frac{K_{\theta y}}{I_y} \qquad [3.8]$$

Dans le cas contraire, une rigidité supérieure est nécessaire aux extrémités pour que la rigidité rotationnelle globale du système soit correcte. L'expression de L_{end} est donnée à l'équation [3.9]. Le développement mathématique permettant d'aboutir à cette expression est détaillé dans Harden et al. (2005).

$$L_{end} = 0{,}5L - L\left(\frac{1 - C_{R-V}^{K}}{8}\right)^{1/3} \qquad [3.9]$$

Une fois que L_{end} est connue, les rigidités surfaciques verticales des zones d'extrémités et de la zone centrale peuvent être calculées de façon à ce que les rigidités verticale et rotationnelle du système soient équivalentes à celles du sol (équations [3.10] et [3.11]).

$$k_{mid} = \frac{K_z}{BL} \quad [3.10]$$

$$k_{end} = \frac{K_z}{BL} + C_{R-V}^{K} \frac{K_{\theta y}}{I_y} \quad [3.11]$$

Dans notre cas, les rigidités K_z et $K_{\theta y}$ étant fortement couplées, nous avons choisi la méthode de Harden et al. pour calculer les rigidités des ressorts dans la partie centrale et aux extrémités de la fondation (équations [3.10] et [3.11]). Le calcul des rigidités K_z et $K_{\theta y}$ est explicité à la section 3.1.3.4.2.

3.1.3.4.2 *Calcul des rigidités initiales des ressorts*

Les rigidités K_z et $K_{\theta y}$ (équations [3.10] et [3.11]) ont été calculées à l'aide des équations développées par Gazetas (1991) et présentées dans Mylonakis et al. (2006). Ces équations sont données au tableau 3.2. K_z et $K_{\theta y}$ ont été calculées respectivement à l'aide des équations [3.15] et [3.16]. Ces équations sont cependant valides uniquement dans le cas d'analyses statiques. Pour pouvoir être utilisées dans des analyses dynamiques, elles doivent être multipliées par des coefficients k'_z et $k'_{\theta y}$ (équations [3.12] et [3.13]). Ces coefficients sont fonction du rapport entre la longueur et la largeur de la fondation (L/B), du coefficient de Poisson du sol (ν) ainsi que d'un paramètre a_0, calculé à l'aide de l'équation [3.14].

$$K'_z = k'_z K_z \quad [3.12]$$

$$K'_{\theta y} = k'_{\theta y} K_{\theta y} \quad [3.13]$$

$$a_0 = \frac{\omega B}{v_s} \quad [3.14]$$

Où ω est la pulsation de la sollicitation, B est la largeur de la fondation et v_s est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

Tableau 3.2 : Calcul des rigidités globales du système [Source : (Mylonakis et al., 2006)]

Mode de vibration	**Rigidité surfacique statique**	
Translation verticale selon z	$K_z = \frac{2G'L}{1-\nu}\left(0{,}73 + 1{,}54\left(\frac{A}{4L^2}\right)^{0.75}\right)$	[3.15]
Basculement autour de y	$K_{\theta y} = \frac{3G'}{1-\nu} I_y^{0{,}75}\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}$	[3.16]

Dans le cas présent, le rapport L/B varie entre 1,6 et 3,1, avec une valeur moyenne de 2,3. Pour le calcul du paramètre a_0, il faut connaitre la pulsation (ω) de la sollicitation. Considérant les spectres des accélérogrammes enregistrés pendant le séisme ayant frappé la région du Saguenay (Québec, Canada) en 1988 (Commission Géologique du Canada, 2008), nous avons fait l'hypothèse que la fréquence dominante des sollicitations sismiques pouvant se produire au Québec est de l'ordre de 10 Hz. Sous cette hypothèse, le facteur a_0 varie dans le cas présent entre 0,3 et 1,6, avec une valeur moyenne de 0,7. Le rapport L/B ainsi que le paramètre a_0 associés à chaque fondation, pour chacun des deux profils de sol considéré dans l'étude, sont résumés au tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Paramètre a_0 et rapport L/B pour toutes les fondations dimensionnées à la section 2.4

		PROFIL DE SOL INF				PROFIL DE SOL SUP			
		L (m)	**B (m)**	**L/B**	**a_0**	**L (m)**	**B (m)**	**L/B**	**a_0**
M_n	**M1 – M6**	10,0	4,3	2,3	0,8	9,6	3,9	2,5	0,4
	M2 – M5	10,6	4,9	2,2	0,9	10,0	4,6	2,2	0,5
	M3	10,0	4,3	2,3	0,8	9,6	3,9	2,5	0,4
	M4	10,1	4,4	2,3	0,8	9,6	3,9	2,5	0,4
$M_{RdRo = 2,0}$	**M1 – M6**	12,4	6,7	1,9	1,2	12,0	6,5	1,9	0,7
	M2 – M5	15,0	9,3	1,6	1,6	15,0	9,3	1,6	1,0
	M3	11,4	5,7	2,0	1,0	11,0	5,4	2,1	0,6
	M4	13,3	7,6	1,8	1,3	13,0	7,3	1,8	0,8
$M_{RdRo = 5,6}$	**M1 – M6**	9,2	3,5	2,6	0,6	8,6	2,9	3,0	0,3
	M2 – M5	10,1	4,4	2,3	0,8	9,6	3,9	2,5	0,4
	M3	8,9	3,2	2,8	0,6	8,4	2,7	3,1	0,3
	M4	9,6	3,9	2,5	0,7	9,0	3,3	2,7	0,4

Le facteur k_z' se détermine graphiquement à l'aide des abaques donnés dans Mylonakis et al. (2006). Malheureusement, aucun abaque n'est disponible pour les coefficients de Poisson (ν) des sols étudiés dans le cas présent (0,3 pour le profil de sol INF et 0,25 pour le profil de sol SUP). Nous avons donc raisonné sur l'abaque correspondant à un ν le plus proche de ceux des sols étudiés, soit un ν de 0,4 (figure 3.7). Considérant la valeur moyenne du paramètre a_0 et de L/B, le facteur k_z' correspondant est très proche de 1,0. Nous avons donc fait l'hypothèse que k_z' est égal à 1,0 dans le cas présent.

Le facteur $k_{\theta y}'$ est, quant à lui, calculé à l'aide de l'équation [3.17]. Cette équation, fonction également du paramètre a_0, est valable pour un coefficient de Poisson inférieur à 0,45.

$$k_{\theta y}' = 1 - 0{,}30a_0 \qquad [3.17]$$

Les équations présentées au tableau 3.2 sont valides uniquement pour des fondations se trouvant en surface. Pour tenir compte de leur encastrement dans le sol, les équations [3.15] et [3.16] doivent être multipliées par des coefficients développés par Gazetas (1991). Dans le cas présent, et ce dans le but de pouvoir observer le basculement des fondations, nous avons supposé que les

fondations étaient à la surface du sol. Par conséquent, aucun coefficient n'a été appliqué aux rigidités K'_z et $K'_{\theta y}$ pour tenir compte de l'encastrement des fondations.

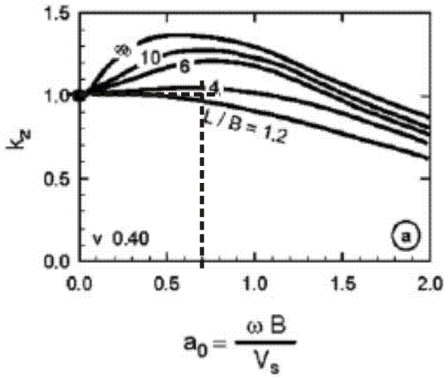


Figure 3.7 : Détermination du coefficient k'_z pour le calcul de la rigidité verticale dynamique [Source : (Mylonakis et al., 2006)]

Une fois les rigidités globales K'_z et $K'_{\theta y}$ calculées, la rigidité surfacique associée à chaque zone de la fondation est calculée à l'aide des équations [3.10] et [3.11] (où K_z et $K_{\theta y}$ doivent être remplacées par K'_z et $K'_{\theta y}$). La rigidité associée à chaque ressort du modèle ISS est ensuite obtenu en multipliant la rigidité surfacique par la surface tributaire du ressort (équation [3.18], [3.19] et [3.20]).

$$K_{mid} = k_{mid} B e_{mid} \quad [3.18]$$

$$K_{end} = k_{end} B e_{end} \quad [3.19]$$

$$K_{end\ ext} = k_{end} B \frac{e_{end}}{2} \quad [3.20]$$

3.1.3.5 **Capacité de succion du sol**

Il est possible de donner aux ressorts une faible résistance en traction afin de traduire la capacité de succion du sol sur la fondation. Dans le matériau *QzSimple1*, cette résistance en traction est définie comme un certain pourcentage de la capacité ultime du sol (0% à 10% de Q_{ult}).

Dans le cas présent, nous avons négligé l'effet de succion du sol (section 3.1.1), après avoir cependant testé l'influence de ce paramètre sur la réponse de la structure lors de l'étude paramétrique présentée à la section 3.3.

3.1.3.6 **Amortissement radial**

Il existe deux types d'amortissement dans un sol : un amortissement interne dû au comportement hystérétique du sol (amortissement hystérétique) et un amortissement dû à la dispersion des ondes sismiques (amortissement radial). Dans le modèle ISS, l'amortissement hystérétique est pris en compte à travers la loi de comportement non-linéaire du matériau *QzSimple1* alors que l'amortissement radial est pris en compte à l'aide de l'amortisseur visqueux placé dans le champ lointain du matériau *QzSimple1* (figure 3.4).

L'amortissement radial a été calculé à l'aide des équations proposées par Gazetas (1991) et présentées dans (Mylonakis et al., 2006). L'amortissement radial associé au mode de translation verticale (C_z) de la fondation a été calculé à l'aide de la formule [3.21].

$$C_z = \rho V_{La} B L \tilde{c_z} \qquad [3.21]$$

où ρ est la masse volumique du sol, V_{La} est la vitesse de Lysmer égale à $3{,}4v_s/\big(\pi(1-\nu)\big)$, BL est la surface de contact de la fondation avec le sol et $\tilde{c_z}$ est un coefficient déterminé à l'aide de l'abaque de la figure 3.8. Ce coefficient est fonction du paramètre a_0 et du rapport L/B explicités à la section 3.1.3.4.2. Considérant la valeur moyenne du paramètre a_0 et du rapport L/B, le facteur $\tilde{c_z}$ correspondant est très proche de 1,0. Nous avons donc fait l'hypothèse que le coefficient $\tilde{c_z}$ est égal à 1,0 par la suite.

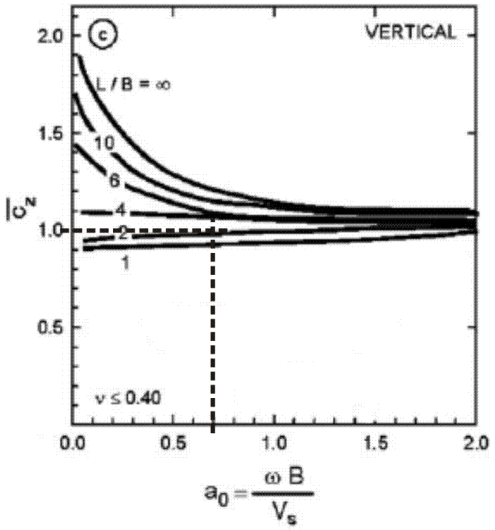


Figure 3.8 : Coefficient $\tilde{c}_z$ pour le calcul de l'amortissement radial [Source : (Mylonakis et al., 2006)]

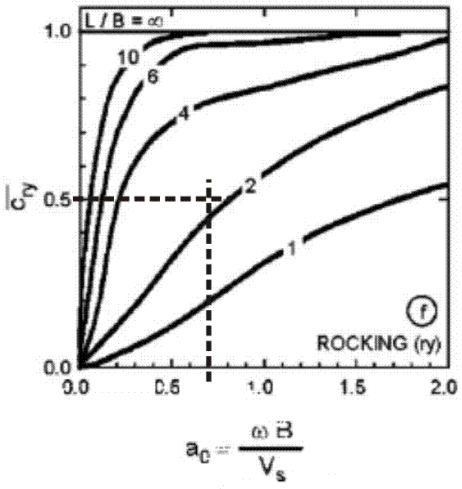


Figure 3.9 : Coefficient $\widetilde{c_{\theta y}}$ pour le calcul de l'amortissement radial [Source : (Mylonakis et al., 2006)]

L'amortissement radial associé au mode de basculement ($C_{\theta y}$) de la fondation a été calculé à l'aide de l'équation [3.22].

$$C_{\theta y} = \rho V_{La} I_y \widetilde{c_{\theta y}} \qquad [3.22]$$

Est I_y est le moment d'inertie de la fondation par rapport à son axe de rotation et $\widetilde{c_{\theta y}}$ un coefficient déterminé à l'aide de l'abaque de la figure 3.9. Ce coefficient est fonction du paramètre a_0 et du rapport L/B explicités à la section 3.1.3.4.2. Considérant la valeur moyenne du paramètre a_0 et du rapport L/B, le facteur $\widetilde{c_{\theta y}}$ correspondant est très proche de 0,5. Nous avons donc fait l'hypothèse que $\widetilde{c_{\theta y}}$ est égal à 0,5 par la suite.

Une fois les amortissements globaux C_z et $C_{\theta y}$ calculés, il faut les répartir entre chaque ressort du modèle ISS. Pour cela, nous avons, dans un premier temps, ramené C_z et $C_{\theta y}$ à des amortissements surfaciques, à l'aide des équations [3.23] et [3.24].

$$c_z = \frac{C_z}{BL} \qquad [3.23]$$

$$c_{\theta y} = \frac{C_{\theta y}}{I_y} \qquad [3.24]$$

L'amortissement associé ensuite à chaque ressort du modèle ISS est obtenu en multipliant l'amortissement surfacique par la surface tributaire du ressort (équations [3.25] et [3.26]).

$$C_{rad\,z} = c_z B e_i \qquad [3.25]$$

$$C_{rad\,\theta y} = c_{\theta y} B e_i \qquad [3.26]$$

Où e_i représente l'espacement entre les ressorts (e_{mid}, e_{end} ou $e_{end}/2$ suivant la position du ressort sous la fondation – figure 3.3) et B est la largeur de la fondation.

Dans le cas présent, c_z ne peut pas être égal à $c_{\theta y}$ puisque les coefficients $\widetilde{c_z}$ et $\widetilde{c_{\theta y}}$ ne sont pas égaux, Or, comme il est impossible d'assigner dans le modèle ISS un amortissement différent suivant le mode de vibration de la fondation pendant l'analyse dynamique, la seule façon de représenter à la fois c_z et $c_{\theta y}$ est de faire varier l'amortissement assigné à chaque ressort le long de la fondation (selon une méthode similaire à celle adoptée pour le calcul de la rigidité des ressorts). Le problème de cette solution est qu'elle n'a pas vraiment de sens physique. Nous avons préféré opter pour une valeur d'amortissement constante le long de la fondation en reproduisant uniquement dans le modèle ISS l'amortissement associé au mouvement de basculement de la fondation. Ce choix a été motivé par le fait que cette étude a pour but d'analyser l'impact du basculement des fondations sur le comportement des murs de refend. L'étude paramétrique présentée à la section 3.3 nous a permis de valider cette hypothèse.

3.1.4 **Propriétés de la fondation**

La fondation est modélisée par un ensemble d'éléments « poutre » élastiques unidimensionnels, comme illustré à la figure 3.2. Plusieurs hypothèses portant sur l'inertie des ces éléments ainsi que sur les restrictions imposées aux nœuds ont été faites. Tout d'abord, nous avons fait l'hypothèse, à la section 3.1.1, que la fondation dans le modèle ISS est élastique. Les propriétés (I_f, E_f et A_f) des éléments « poutre » composant la fondation ont été calculées afin de représenter les propriétés fissurées du béton. L'inertie (I_f) des éléments est égale à un certain pourcentage (α_f) de l'inertie de la section brute (I_g) de la fondation. Pour déterminer le coefficient (α_f), nous avons examiné les courbes P-delta obtenues de Response-2000 pour toutes les sections de semelle déterminées à la section 2.4. Nous avons ensuite calculé, pour chaque fondation, le rapport entre l'inertie correspondant au début de la fissuration (I_{cr}) et l'inertie de la section brute (I_g). La valeur de α_f pour chaque fondation est donnée au tableau 3.4. Il varie entre 0,15 et 0,41, avec une valeur

moyenne égale à 0,27. Le module élastique (E_f) des éléments est calculé à l'aide de l'équation [2.3], en supposant une résistance maximale en compression du béton (f'_c) égale à 30 MPa. Enfin, l'aire de la section (A_f) est égale à l'aire de la section brute (A_g) de la fondation.

Tableau 3.4 : inertie des sections brute (I_g) et fissurée (I_{cr}) des fondations – calcul de α_f

		PROFIL DE SOL INF			**PROFIL DE SOL SUP**		
		I_g ($.10^9$ mm^4)	**I_{cr} ($.10^9$ mm^4)**	**I_{cr}/I_g (α_f)**	**I_g ($.10^9$ mm^4)**	**I_{cr} ($.10^9$ mm^4)**	**I_{cr}/I_g (α_f)**
M_n	**M1 – M6**	307	72	0,23	237	70	0,29
	M2 – M5	543	140	0,26	510	147	0,29
	M3	307	72	0,23	237	70	0,29
	M4	314	78	0,25	237	72	0,31
$M_{RdRo = 2,0}$	**M1 – M6**	849	287	0,34	824	291	0,35
	M2 – M5	1 339	466	0,35	1 339	466	0,35
	M3	722	215	0,30	684	219	0,32
	M4	1 094	426	0,39	1 051	429	0,41
$M_{RdRo = 5,6}$	**M1 – M6**	179	28	0,16	148	22	0,15
	M2 – M5	314	75	0,24	279	79	0,29
	M3	113	17	0,15	95	15	0,16
	M4	237	44	0,18	200	37	0,19

Ensuite, nous avons fait l'hypothèse, toujours à la section 3.1.1, que la fondation est partiellement rigide. Dans le modèle ISS, nous avons supposé que la portion de poutre dans la partie centrale de la fondation (de longueur L_{mid}) a une rigidité en flexion infinie, à cause de la présence du mur de refend. Par conséquent, la rotation de chaque nœud de la partie centrale a été liée à la rotation du nœud à la base du mur de refend (commande *EqualDOF*) de façon à ce que la fondation ait un comportement monolithique sur la longueur L_{mid}. Dans les zones d'extrémités de la fondation, aucune contrainte quant à la rotation des nœuds n'a été appliquée.

Pour finir, nous avons décidé de négliger le glissement de la fondation selon l'axe x (section 3.1.1). Pour cela, le déplacement horizontal (selon x) de chacun des nœuds de la fondation a été bloqué.

3.2 Modélisation des murs de refend (MR)

3.2.1 Introduction

Pour effectuer l'analyse dynamique non-linéaire d'une structure, il faut choisir d'une part de quelle façon vont être modélisés les éléments structuraux et d'autre part avec quelles lois de comportement hystérétiques. Il existe principalement deux types de modèles non-linéaires pour représenter les éléments structuraux, classés selon leur degré de complexité et de raffinement : d'une part les modèles globaux et semi-globaux (modèles multifibres et modèles multicouches), basés sur des éléments « poutre » et d'autre part les modèles complets qui s'appuient sur des éléments finis. Les principes généraux de ces modèles sont présentés dans le livre de Mazars et Millard (2004). Dans le cas présent, nous avons décidé de modéliser les murs de refend à l'aide d'un modèle multifibre (appelé modèle MR par la suite), décrit à la section 3.2.2.1. Ce type d'approche a l'avantage de générer des problèmes de taille raisonnable (comparativement aux modèles qui s'appuient sur les éléments finis) tout en reproduisant de façon très satisfaisante le comportement des éléments (comparativement aux modèles simplifiés globaux), à condition toutefois que la discrétisation, les conditions aux limites ainsi que les lois de comportement soient bien appréhendées. Les lois de comportement du béton et de l'acier d'armature utilisées pour les analyses sont présentées à la section 3.2.2.2.

3.2.2 Description du modèle MR

3.2.2.1 Modélisation des éléments structuraux

Chaque mur de refend composant le SRFS du bâtiment à l'étude est représenté à l'aide du modèle MR. Le principe général de ce modèle multifibre 3D est schématisé à la figure 3.11 : le mur de refend est représenté par un ensemble d'éléments « poutre » non-linéaires (*nonlinearBeamColumn element*) (figure 3.11 a)). Chacun de ces dix éléments « poutre » (un par niveau) est divisé en plusieurs sections droites (figure 3.11 b)). Chaque section est discrétisée en fibres (*section Fiber*) dans chacune de ses deux directions principales y et z. Dans le cas présent, les fibres sont carrées et mesurent 20 mm de côté. Des fibres individuelles sont ajoutées dans chaque section afin de tenir compte de l'armature. Cette approche nous a ainsi permis de reproduire les sections de murs déterminées au chapitre 2 (figure 3.10). À noter que la

transformation géométrique utilisée pour les éléments « poutre » est de type formulation exacte (*Corotational*).

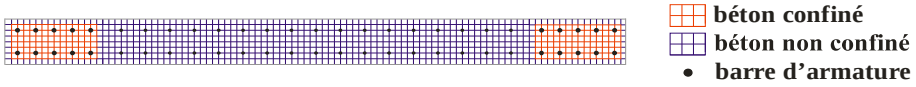
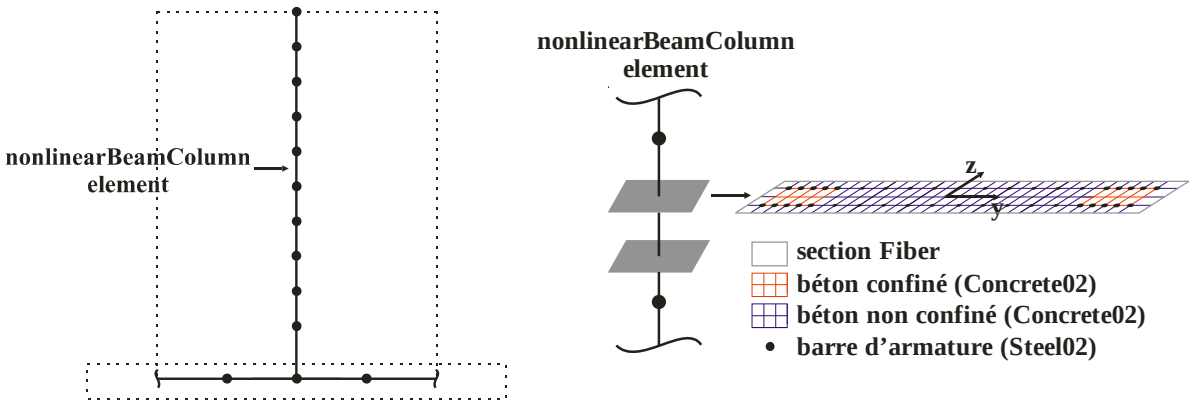


Figure 3.10 : Discrétisation en fibres d'une section typique du mur de refend

La formulation d'une modélisation multifibre est présentée dans les travaux de Spacone et al. (1996) et ceux de Moulin et al. (2003). Le principe général est le suivant : l'intégration des contraintes développées dans les fibres de chaque section permet de calculer les résultantes des efforts internes dans chaque section. Les sections sont disposées en un certain nombre de points de Gauss le long de chaque élément « poutre ». L'interpolation des efforts et des déformations permet de calculer les déplacements, les rotations et les efforts nodaux. Dans OpenSees, l'intégration se fait selon la méthode quadratique de Gauss-Lobatto. Le nombre de points d'intégration le long de chaque élément « poutre » a fait l'objet d'une étude dans ce projet, dont les résultats sont présentés à la section 3.4. À noter que le modèle MR permet de prendre en compte l'interaction M_y-M_z-N.

Plusieurs études, comme celle de Martinelli et Filipou (2009), ont montré que la modélisation multifibre est très appropriée pour représenter le comportement hystérétique de murs de refend en béton armé. Elle permet, par exemple, de tenir compte du changement de position de l'axe neutre des sections à mesure qu'elles se fissurent. Cependant, elle sous-entend plusieurs hypothèses quant au comportement des sections. D'une part, chaque fibre satisfait l'hypothèse cinématique de Bernoulli qui stipule que les sections droites et planes avant déformation demeurent droites et planes après déformation. Sous cette hypothèse, le glissement entre les fibres n'est pas possible, ce qui signifie que le modèle MR ne peut pas tenir compte des effets du glissement entre le béton et l'armature sur le comportement global des murs de refend. D'autre part, cette modélisation ne permet pas de tenir compte directement d'autres phénomènes caractéristiques qui surviennent dans des éléments en béton armé comme la fissuration ou encore le raidissement en tension (« tension stiffening »). Dans le cas présent, nous avons modifié les paramètres de la loi de comportement du béton (section 3.2.2.2.1) selon le concept de non-linéarité progressive (« smeared crack model ») afin que le modèle tienne quand même compte de ces phénomènes.



a) b)

Figure 3.11 : Modèle MR du mur de refend : a) mur de refend représenté par un ensemble d'éléments « poutre » non-linéaires b) élément « poutre » divisé en plusieurs sections droites, elles-mêmes discrétisées en plusieurs fibres

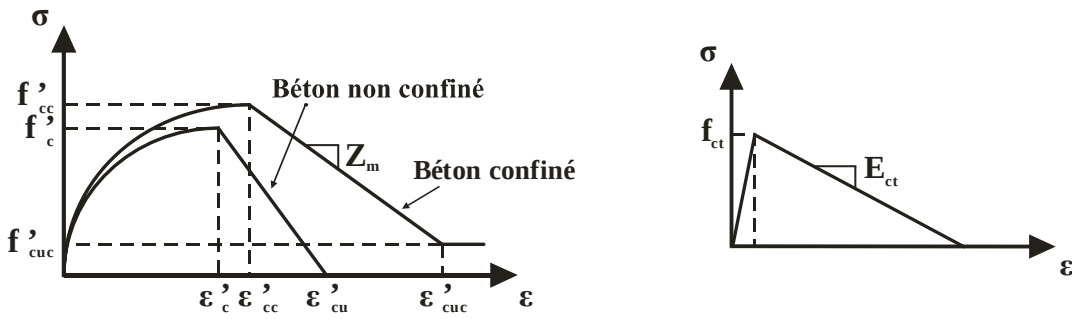
3.2.2.2 **Lois de comportement des matériaux**

3.2.2.2.1 *Courbe contrainte-déformation du béton*

Les exigences de conception parasismique imposées par la norme canadienne de béton CSA A23.3-04, pour le dimensionnement des bâtiments en béton armé, visent à fournir aux éléments structuraux une ductilité suffisante pour qu'ils puissent se déformer dans le domaine non-linéaire lorsque survient un séisme. Dans le cas des murs de refend, ces déformations non-linéaires doivent se concentrer dans la zone de la rotule plastique. Dans cette région, les murs doivent par conséquent être assez ductiles. Pour cela, la norme CSA A23.3-04 exige de placer une quantité de ligatures suffisante dans les zones d'armature concentrée afin de confiner le béton et donc de fournir une ductilité adéquate à la section. Au-dessus de la rotule plastique, la norme exige également une quantité minimale de ligatures dans ces zones afin d'assurer quand même une certaine ductilité aux sections. Dans ces conditions, il est important de tenir compte du confinement du béton lors d'analyses dynamiques non-linéaires afin de pouvoir prédire correctement leur comportement sismique. Dans le modèle MR, les fibres de béton au cœur des zones d'armature concentrée ont des propriétés qui représentent un béton confiné alors qu'en périphérie de ces zones et dans la zone d'armature distribuée, les propriétés des fibres sont celles d'un béton non confiné.

Dans le modèle MR, le comportement en compression du béton est représenté par le modèle développé initialement par Kent et Park (1971) puis modifié par Park et al. (1982). Ce modèle,

représenté à la figure 3.12 a), est composé d'une portion parabolique ascendante jusqu'à ce que la déformation atteigne la déformation correspondant à la résistance maximale en compression du béton (ε'_c) puis d'une portion linéaire descendante pour des déformations supérieures. L'allure du modèle représentant le comportement du béton confiné est la même que celle décrite précédemment. Le degré de confinement du béton est caractérisé par le paramètre κ, calculé à l'aide de l'équation [3.32]. La résistance maximale en compression du béton confiné f'_{cc} est supérieure à la résistance maximale en compression du béton non-confiné f'_c et est atteinte pour une déformation ε'_{cc} supérieure à ε'_c. La dégradation de la résistance du béton pour des déformations supérieures à ε'_{cc} est prise en compte à l'aide du paramètre Z_m, calculé à l'aide de l'équation [3.33]. Le modèle suppose que le béton confiné a une résistance résiduelle égale à f'_{cuc}. Dans le cas présent, la résistance maximale en compression du béton armé non-confiné (f'_c) a été prise égale à 27 MPa. Cette valeur correspond à 90% de la résistance théorique de 30 MPa utilisée dans le chapitre 2 pour l'analyse dynamique modale du bâtiment ainsi que pour le calcul de la résistance en flexion des sections de murs, comme l'exige la clause 10.1.6 de la norme CSA A23.3-04. Le module élastique initial (E_c) du béton associé à cette valeur de 27 MPa a été calculé à l'aide de l'équation [2.3] et vaut 23 383 MPa. La déformation (ε'_c) pour laquelle la résistance maximale en compression du béton est atteinte est calculée à l'aide de l'équation [3.27] et vaut 0,0023 m/m. Pour ce qui est des propriétés du béton non confiné à la rupture, nous avons supposé, d'une part que la résistance ultime en compression (f'_{cu}) est nulle, et d'autre part que la déformation ultime (ε'_{cu}) est égale à 0,0035 m/m afin d'être en accord avec la valeur considérée pour le dimensionnement des murs. Alors que les propriétés du béton non confiné sont constantes sur toute la hauteur des murs de refend et sont identiques quelque soit le mur considéré, il n'en est rien pour les propriétés du béton confiné. En effet, ces propriétés dépendent de la quantité de ligatures présente dans les zones d'armature concentrée. La résistance maximale en compression (f'_{cc}) du béton confiné ainsi que la déformation correspondante (ε'_{cc}) sont calculées à l'aide des équations [3.28] et [3.29]. La résistance ultime du béton confiné (f'_{cuc}) a été calculée à l'aide de l'équation [3.30] et la déformation correspondante (ε'_{cuc}) à l'aide de l'équation [3.31]. Les propriétés en compression du béton non confiné sont résumées au tableau 3.5 et celles des bétons confinés sont résumées au tableau 3.6.



a) b)

Figure 3.12 : Loi de comportement du béton : a) en compression b) en traction [Adaptée de (Martinelli et al., 2009)]

$$\varepsilon'_c = \frac{2f'_c}{E_c} \quad [3.27]$$

$$f'_{cc} = \kappa f'_c \quad [3.28]$$

$$\varepsilon'_{cc} = \kappa \varepsilon'_c \quad [3.29]$$

$$f'_{cuc} = 0{,}2\kappa f'_{cc} \quad [3.30]$$

$$\varepsilon'_{cuc} = \kappa \varepsilon'_c + \frac{1}{Z_m}\left(1 - \frac{f'_{cuc}}{\kappa f'_c}\right) \quad [3.31]$$

$$\kappa = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \quad [3.32]$$

Où ρ_s est égal au ratio entre le volume d'armature transversale de confinement et le volume de béton confiné, f_y est la limite élastique de l'armature transversale et f'_c est la résistance maximale en compression du béton.

$$Z_m = \frac{0{,}5}{\frac{3 + 0{,}29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{b_c}{s}} - \kappa\varepsilon'_c} \quad [3.33]$$

Où b_c correspond à la largeur du noyau de béton confiné et s est l'espacement vertical entre deux lits de ligatures.

Le comportement en tension du béton est représenté dans le modèle MR à l'aide d'une loi bilinéaire illustrée à la figure 3.12 b). La courbe est composée d'une portion élastique linéaire jusqu'à ce que la contrainte atteigne la résistance maximale en traction du béton (f_{ct}) puis d'une

portion linéaire descendante ayant une pente égale à E_{ct} pour tenir compte du raidissement en tension. Les propriétés de la loi bilinéaire ont été déterminées à partir du modèle développé par Collins et Vecchio (1986), représenté par la courbe rouge à la figure 3.13. Avant l'apparition des fissures, la contrainte en tension dans le béton suit une relation linéaire, décrite par l'équation [3.34] :

$$\sigma_c^{CV} = E_c \varepsilon_c^{CV} \qquad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{ct}^{CV} \tag{3.34}$$

Où ε_{ct}^{CV} correspond à la déformation pour laquelle survient la fissuration.

Vecchio (2000) propose la formule donnée à l'équation [3.35] pour le calcul de la résistance maximale à la traction du béton (f_{ct}^{CV}) :

$$f_{ct}^{CV} = 0{,}65(f_c')^{0{,}33} \tag{3.35}$$

Après l'apparition des fissures, la résistance résiduelle du béton est décrite par l'équation [3.36].

$$\sigma_c^{CV} = \frac{f_{ct}^{CV}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_c^{CV}}}, \qquad \varepsilon_c^{CV} > \varepsilon_{ct}^{CV} \tag{3.36}$$

La loi bilinéaire utilisée dans le modèle MR, illustrée par la courbe pointillée bleue à la figure 3.13, est inspirée du modèle décrit précédemment. La déformation (ε_{ct}) pour laquelle survient la fissuration correspond au point d'intersection entre la courbe décrite par l'équation [3.34] et celle décrite par l'équation [3.36]. Elle se calcule en résolvant l'équation [3.37]. La résistance associée à cette déformation se calcule ensuite en utilisant l'équation [3.38]. La pente (E_{ct}) de la portion linéaire descendante, donnée par l'équation [3.39], est égale à la pente de la tangente à la courbe décrite par l'équation [3.36] au point d'abscisse ϵ_{ct}^{CV}, correspondant à la déformation de fissuration du modèle de Collins et Vecchio. Les propriétés en tension du béton non confiné sont résumées au tableau 3.5 et celles des bétons confinés sont résumées au tableau 3.6.

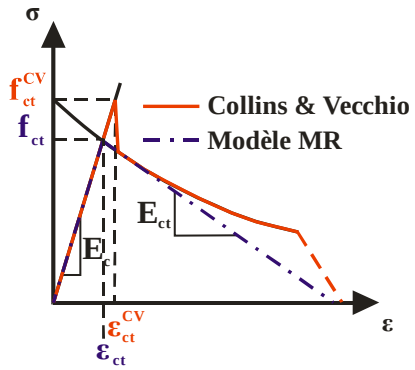


Figure 3.13 : Loi de comportement du béton en tension : modèle de Collins et Vecchio (1986)

$$E_c\varepsilon_{ct} = \frac{0{,}65(f'_c)^{0{,}33}}{1+\sqrt{500\varepsilon_{ct}}} \quad [3.37]$$

$$f_{ct} = E_c\varepsilon_{ct} \quad [3.38]$$

$$E_{ct} = \frac{5\sqrt{5}f_{ct}^{CV}}{\left(1+10\sqrt{5}\sqrt{\epsilon_{ct}^{CV}}\right)^2\sqrt{\epsilon_{ct}^{CV}}} \quad [3.39]$$

Tableau 3.5 : Propriétés 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	2,30	0	3,50	1,63	1 645

Tableau 3.6 : Propriétés 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_{ct} (MPa)	E_{ct} (MPa)
Rotule plastique	**M1 – M6**	36	3,03	1,32	22	7	39,50	1,77	1 711
	M2 – M5	32	2,73	1,19	44	6	20,90	1,71	1 674
	M3	35	2,99	1,30	23	7	37,50	1,76	1 689
	M4	33	2,84	1,23	32	7	27,50	1,73	1 670
Section élastique 1	**M1 – M6**	30	2,53	1,10	97	6	10,80	1,68	1 675
	M2 – M5	30	2,51	1,09	103	6	10,30	1,68	1 684
	M3	30	2,52	1,10	101	6	10,50	1,68	1 680
	M4	30	2,51	1,09	102	6	10,30	1,68	1 684
Section élastique 2	**M1 – M6**	30	2,57	1,12	82	6	12,30	1,68	1 658
	M2 – M5	30	2,51	1,09	102	6	10,30	1,68	1 684
	M3	30	2,55	1,11	86	6	11,19	1,68	1 666
	M4	30	2,51	1,09	102	6	10,30	1,68	1 684

Dans le modèle MR, le béton est représenté par le matériau *Concrete02*. Ce matériau, développé dans le cadre du programme FEDEAS (Filippou, 1996), suit la loi de comportement non-linéaire illustrée à la figure 3.14. Les paramètres permettant de caractériser le comportement ont été présentés précédemment. Le paramètre λ a été pris égal à 0,1.

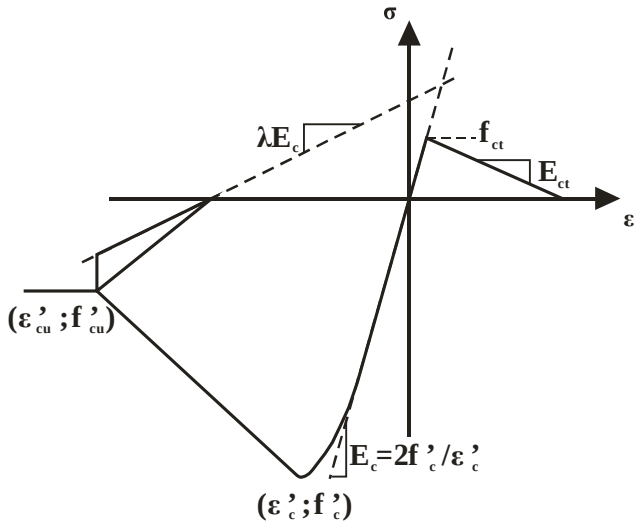


Figure 3.14 : Loi de comportement du matériau *Concrete02* [Adaptée de : (McKenna et al., 2008)]

3.2.2.2.2 *Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature*

L'acier d'armature est représenté par le matériau *Steel02*. Ce matériau suit une loi de comportement non-linéaire (figure 3.15) formulée par Menegotto et Pinto (1973) puis modifiée par Filippou (1983) afin de tenir compte de l'écrouissage isotrope des barres d'armature.

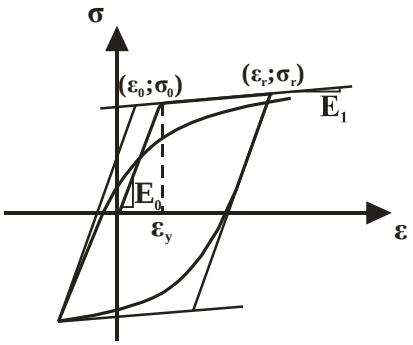


Figure 3.15 : Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature [Source : (Menegotto et al., 1973)]

La loi de comportement de Menegotto et Pinto (1973) est décrite par l'équation [3.40]. Cette équation décrit un ensemble de cycles dont les courbes représentatives sont situées entre deux asymptotes de pente E_0 et E_1, qui se coupent aux points de coordonnées (σ_0 ; ε_0) et (σ_r ; ε_r), comme illustré sur la figure 3.15. Chaque demi-cycle présente une portion élastique linéaire puis une portion non-linéaire qui traduit l'écrouissage de l'acier. Le rapport entre la pente d'écrouissage et la pente d'élasticité est noté b ($b = E_1/E_0$). R est un paramètre qui traduit le passage de la partie élastique à la partie non-linéaire et qui permet de représenter l'effet Bauschinger. Il est fonction du facteur ξ qui est égal à la différence entre la déformation maximale atteinte lors des cycles précédents ($\varepsilon_{r\,max}$) et ε_0, normalisée par la différence entre ε_0 et ε_r. Enfin, R_0 est la valeur du paramètre R pendant le premier demi-cycle et cR_1, cR_2, des constantes sans dimension qui dépendent des propriétés mécaniques de l'acier d'armature. Il convient de remarquer que cette loi de comportement permet de tenir compte des déformations survenues dans l'acier d'armature au cours des cycles précédents. Ce modèle de Menegotto et Pinto (1973) permet de reproduire, de façon très acceptable, les résultats expérimentaux. Cependant, son principal inconvénient est de ne pas pouvoir modéliser l'écrouissage isotrope (Filippou et al., 1983). Cette forme d'écrouissage a cependant été négligée dans nos modèles.

$$\sigma^* = (1 - b)\frac{\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}} + b\varepsilon^* \qquad [3.40]$$

Avec

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad [3.41]$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad [3.42]$$

$$R = R_0 - \frac{cR_1\xi}{cR_2 + \xi} \quad [3.43]$$

Pour les caractéristiques de l'acier d'armature, nous avons suivi les recommandations de la norme CSA G30.18-M92. Le module élastique (E_s) est pris égal à 200 000 MPa, le facteur d'écrouissage (r) est pris égal à 0,005 et la déformation ultime (ε_u) à laquelle est atteinte la résistance ultime (f_u) de 570 MPa est posée égale à 0,130 m/m. La limite élastique de l'acier (f_y), prise égale à 400 MPa pour le dimensionnement, a été augmentée du facteur R_y (égal à 1,1) pour tenir compte des caractéristiques réelles de l'acier. Les propriétés sont résumées au tableau 3.7 et à la figure 3.16. Pour les valeurs des paramètres décrits précédemment, nous avons utilisé les recommandations faites dans le manuel d'utilisateur d'OpenSees, soit $R_0 = 18$, $cR_1 = 0{,}925$ et $cR_2 = 0{,}15$ (Menegotto et al., 1973).

Tableau 3.7 : Propriétés de l'acier d'armature

Module élastique	E_s = 200 000 MPa
Limite élastique	f_y = 440 MPa
Facteur d'écrouissage	r = 0,005
Déformation ultime	ε_u = 0,130 m/m

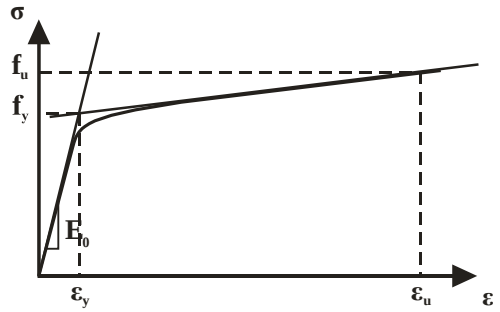


Figure 3.16 : Loi de comportement de l'acier d'armature

3.2.2.2.3 *Comportement en cisaillement*

Le comportement des sections en cisaillement a été supposé linéaire élastique et représenté dans le modèle MR par la courbe illustrée à la figure 3.17. La pente de la courbe est donnée par le produit entre le module de cisaillement du béton, calculé à partir du module élastique équivalent du béton, et l'aire de la section du mur, pondéré d'un facteur pris égal à 0,7 afin de tenir compte de la fissuration du béton (section 2.2.1).

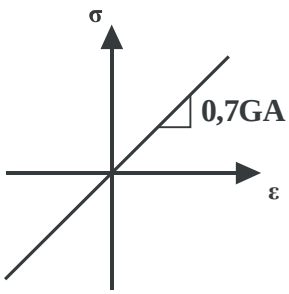


Figure 3.17 : Loi de comportement en cisaillement

3.2.2.3 **Charge axiale**

La charge axiale reprise par chacun des six murs de refend, que ce soit dans le modèle 2D ou 3D, est celle correspondant à la combinaison de charge n°1, qui correspond à la combinaison de charge la plus critique pour le dimensionnement des murs et de leur fondation respective (chapitre 2). La charge axiale cumulée reprise par chacun des six murs est donnée au tableau 2.1.

3.2.2.4 **Poids sismique**

Pour la modélisation 2D, nous avons fait l'hypothèse que lorsque les efforts sismiques sont appliqués dans la direction X du bâtiment, seuls les murs M1, M4 et M6 participent à la reprise des charges latérales alors que lorsqu'ils sont appliqués dans la direction Y, seuls les murs de refend M2, M3 et M5 y participent (figure 2.1). Dans ces conditions, nous avons assigné 1/3 du poids sismique total (tableau 2.2) à chacun des murs. Le poids sismique repris par chacun des six murs considérés individuellement est donné au tableau 3.8. Le rapport de masse MR, qui correspond au rapport entre la charge axiale P_f reprise par le mur de refend et le poids sismique W, est également donné, pour chacun des six murs de refend, au tableau 3.8. MR vaut en moyenne 0,07 pour les murs M1, M2, M3, M5 et M6 et 0,08 pour le mur M4.

Tableau 3.8 : Poids sismique par étage repris par les murs de refend – modélisation 2D

		Rapport de masse (MR)	
	Poids sismique par étage (kN)	**M1, M2, M3, M5 et M6**	**M4**
Toit	7 750	0,06	0,07
Étage 10	7 691	0,07	0,08
Étage 9	7 691	0,07	0,08
Étage 8	7 691	0,07	0,08
Étage 7	7 691	0,07	0,08
Étage 6	7 691	0,07	0,08
Étage 5	7 691	0,07	0,08
Étage 4	7 691	0,07	0,08
Étage 3	7 691	0,07	0,08
Étage 2	7 770	0,07	0,08
RDC			

Dans la modélisation 3D, nous avons appliqué à chaque niveau le poids sismique donné par le tableau 2.2. À noter que nous avons également appliqué à chaque niveau une inertie rotationnelle, calculée à partir du poids sismique donné par le tableau 2.2, de façon à reproduire les modes de torsion du bâtiment.

3.2.2.5 **Amortissement**

D'après la section 1.2.3, nous avons choisi de représenter l'amortissement dans la superstructure à l'aide du modèle de Rayleigh, proportionnel à la matrice de masse et à la matrice de rigidité initiale du système (équation [3.44]). Les constantes α et β, déterminées respectivement à l'aide des équations [3.45] et [3.46], ont été calculées de façon à ce que les deux premiers modes de vibration de la superstructure aient comme taux d'amortissement 1%. Quelque soit la série d'analyses temporelles menées (2D ou 3D), les constantes α et β sont les mêmes pour toutes les conditions d'appuis et ont été calculées en considérant les périodes de vibration du modèle avec base fixe.

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K_0} \qquad [3.44]$$

Où **C** est la matrice d'amortissement, **M** est la matrice de masse, $\mathbf{K_0}$ est la matrice de rigidité initiale, α et β sont des coefficients arbitraires.

$$\alpha = 2\frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2}(\omega_j \xi_i - \omega_i \xi_j) \quad [3.45]$$

$$\beta = 2\frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2}(\frac{\xi_j}{\omega_i} - \frac{\xi_i}{\omega_j}) \quad [3.46]$$

Où ω_i est la pulsation du mode i et ξ_i est le taux d'amortissement associé au mode i.

3.3 Étude paramétrique : validation du modèle ISS

Prédire correctement le comportement sismique d'un mur de refend en tenant compte de l'interaction sol-structure à l'aide du modèle ISS, décrit à la section 3.1, nécessite que les paramètres qui le caractérisent soient définis adéquatement. Nous avons donc réalisé une étude paramétrique sur certains de ces paramètres afin d'étudier leur influence sur la réponse globale de la structure. Nous avons tout d'abord testé l'influence de l'espacement entre les ressorts afin de voir à partir de quel espacement la réponse converge vers une réponse unique. Nous avons ensuite observé les effets de l'amortissement radial afin de voir, d'une part s'il a une influence significative sur la réponse de la structure, et d'autre part si l'hypothèse de considérer la valeur d'amortissement associée au basculement de la fondation est acceptable. Enfin, nous avons regardé l'impact du paramètre de succion sur le comportement de la structure.

3.3.1 Présentation du modèle

L'étude paramétrique a été menée en considérant le mur de refend M2 et sa fondation (modélisation 2D), dimensionnée pour la résistance nominale en flexion de la section d'armature (M_n), pour le profil de sol INF. Le mur de refend M2, d'une hauteur totale de 30,0 m (10 étages), a une longueur (l_w) égale à 6,0 m et une épaisseur (b_w) égale à 0,3 m. La fondation mesure 10,6 m de long (L), 4,9 m de large (B) et 1,1 m de hauteur (h). Ces dimensions sont récapitulées à la figure 3.18. La capacité portante ultime du sol (q_{ult}) est égale à 1 090 kPa.

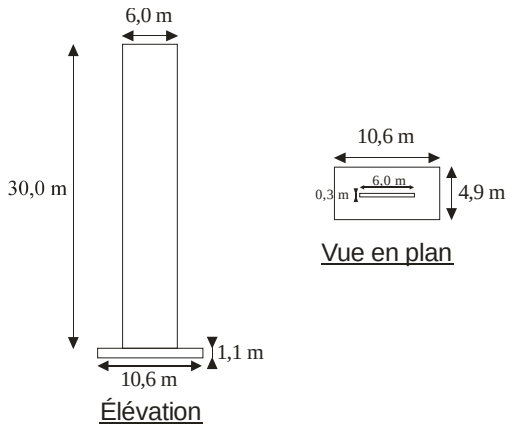


Figure 3.18 : Dimensions du mur de refend M2 et de sa fondation dimensionnée pour M_n et pour le profil de sol INF

3.3.1.1 **Modélisation de la superstructure**

Le mur de refend M2 a été modélisé à l'aide d'éléments « poutre » élastiques (*elasticBeamColumn Element*) de façon à ce qu'aucune plastification ne survienne dans le mur et ne vienne fausser les observations de l'étude paramétrique. Les propriétés géométriques (surface A_{eq} et inertie I_{eq}) des éléments ont été calculées à partir des sections de mur déterminées au chapitre 2 (section 2.3). L'acier d'armature a été transformé en section de béton équivalente. Le module élastique équivalent (E_{eq}) a été pris égal à 70% du module élastique (E_c), de façon à considérer les propriétés fissurées du béton (section 2.2.1). Finalement, les propriétés utilisées sont résumées au tableau 3.9.

Tableau 3.9 : Caractéristiques géométriques des éléments « poutre » élastiques représentant le mur de refend M2

	I_{eq} (mm^4)	**A_{eq} (mm^2)**	**E_{eq} (N/mm^2)**
Zone de la rotule plastique (niveau 1 à niveau 3)	5,947E+12	$1{,}901.10^6$	16 419
Zone élastique 1 (niveau 4 à niveau 5)	$5{,}936.10^{12}$	$1{,}899.10^6$	16 628
Zone élastique 2 (niveau 6 à niveau 10)	$5{,}744.10^{12}$	$1{,}871.10^6$	16 624

Les éléments « poutre » modélisant le mur de refend sont de masse nulle. Nous avons supposé que le poids sismique ainsi que la charge axiale due au poids propre de la structure sont

concentrés au niveau de la dalle de chaque étage (figure 3.19). Le poids sismique assigné à chaque étage est donné au tableau 3.8 tandis que la charge axiale est donnée au tableau 2.1.

3.3.1.2 **Modélisation de l'ISS**

L'interaction sol-structure a été modélisée à l'aide du modèle ISS, présenté à la section 3.1. Les propriétés du matériau *QzSimple1* ont été déterminées en accord avec la section 3.1.3. Les rigidités K'_z et $K'_{\theta y}$ associées au profil de sol INF, pour les dimensions de la fondation illustrées à la figure 3.18, ont été calculées à l'aide des formules [3.12] et [3.13]. Les valeurs pour l'amortissement radial C_z et $C_{\theta y}$ ont été calculées à l'aide des formules [3.21] et [3.22]. La longueur des zones d'extrémités de la fondation a été déterminée à l'aide de l'équation [3.9] après avoir calculé le degré de couplage entre K'_z et $K'_{\theta y}$ à l'aide de l'équation [3.7]. Toutes ces grandeurs sont récapitulées dans le tableau 3.10 ainsi que les valeurs des paramètres utilisés pour les calculer.

Tableau 3.10 : Paramètres du modèle ISS

$\mathbf{V_{La}}$	557 m/s	
$\mathbf{a_0}$	0,43	[3.14]
$\mathbf{K_z}$	$6{,}51.10^6$ kN/m	[3.15]
$\mathbf{k'_z}$	1,00	
$\mathbf{K'_z}$	$6{,}51.10^6$ kN/m	[3.12]
$\mathbf{K_{\theta y}}$	$1{,}35.10^8$ kN.m	[3.16]
$\mathbf{k'_{\theta y}}$	0,87	[3.17]
$\mathbf{K'_{\theta y}}$	$1{,}17.10^8$ kN.m	[3.13]
$\widetilde{\mathbf{c_z}}$	1,00	
$\mathbf{C_z}$	$6{,}07.10^4$ kN.s/m	[3.21]
$\widetilde{\mathbf{c_{\theta y}}}$	0,50	
$\mathbf{C_{\theta y}}$	$2{,}84.10^5$ kN.m.s	[3.22]
$\mathbf{C^K_{R-V}}$	0,48	[3.7]
$\mathbf{L_{end}}$	1,04 m	[3.9]
$\mathbf{L_{mid}}$	8,52 m	

Les propriétés des éléments « poutre » modélisant la fondation sont résumées dans le tableau 3.11. Le module élastique (E_f) a été calculé à l'aide de l'équation [2.3], en supposant une résistance maximale en compression du béton f'_c égale à 30 MPa. Le moment d'inertie a été pris égal à 26% du moment d'inertie de la section brute (section 3.1.4) de la fondation afin de simuler

les propriétés fissurées du béton. Enfin, l'aire de la section est égale à l'aire de la section brute de la fondation.

Tableau 3.11 : Propriétés des éléments « poutre » modélisant la fondation du mur de refend

I_f	$1{,}412.10^{11}$ mm^4
E_f	24 650 N/mm^2
A_f	$5{,}390.10^{6}$ mm^2

Une charge axiale (P_0) a été assignée à chaque nœud de la fondation (figure 3.19) de façon à tenir compte de son poids propre. L'intensité de la charge axiale est fonction de la surface tributaire du nœud. Le poids volumique du béton (γ_c) a été pris égal à 23,50 kN/m^3. Les éléments « poutre » sont de masse nulle.

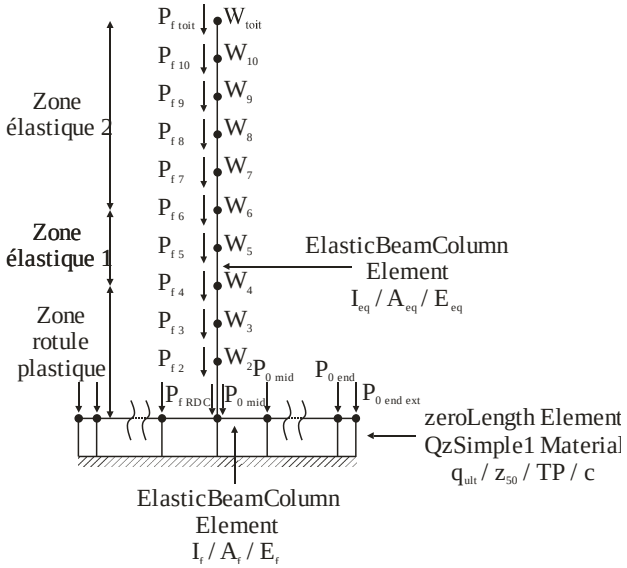


Figure 3.19 : Schéma du modèle numérique

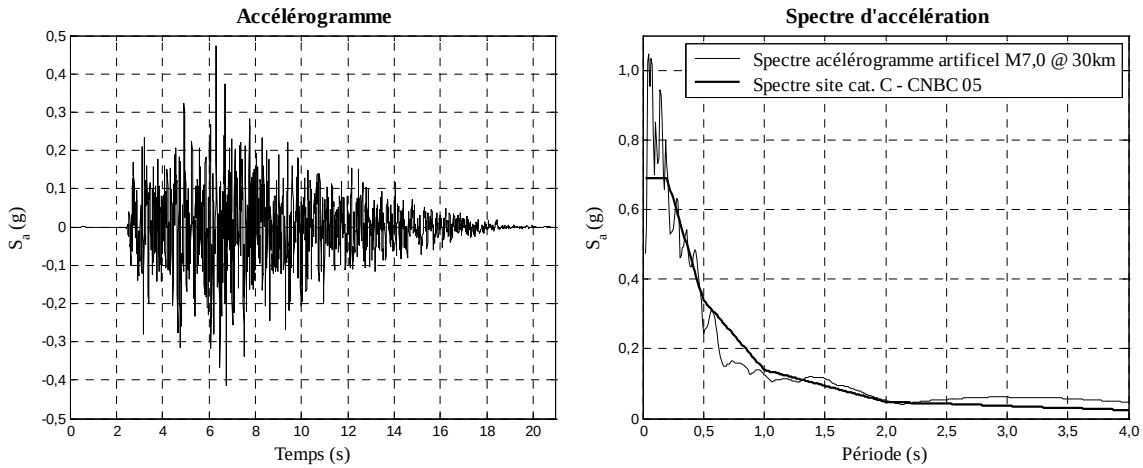
3.3.1.3 **Paramètres des analyses**

▪ L'amortissement dans la superstructure a été pris en compte à l'aide d'un amortissement de Rayleigh. Un taux d'amortissement arbitraire de 3% a été supposé pour les modes de vibration 1 et 3, puisque le mur reste élastique. Nous avons supposé que la matrice d'amortissement est proportionnelle à la masse et à la rigidité initiale de la structure.

▪ Les analyses menées pour cette étude paramétrique sont des analyses temporelles. L'accélérogramme utilisé correspond à un séisme artificiel de magnitude **M**7,0, qui surviendrait à

une distance de 30 km du site, généré avec le modèle stochastique d'Atkinson (2009) (figure 3.20).

▪ La méthode de Newmark est utilisée pour l'intégration des équations de mouvement, avec un pas de temps constant égal à 0,001 s et des constantes γ et β respectivement égales à 0,25 et 0,5 (méthode de l'accélération moyenne). Les équations d'équilibres non-linéaires sont résolues à l'aide de l'algorithme de Newton. Le nombre maximal d'itérations est 50 et la tolérance pour la convergence est de 1.10^{-5}.



a) b)

Figure 3.20 : Séisme artificiel M7,0 @ 30 km : a) accélérogramme b) spectre d'accélération

3.3.2 **Analyses et résultats**

3.3.2.1 **Étude de l'espacement des ressorts**

Le premier objectif de cette étude paramétrique est d'expérimenter l'influence de l'espacement entre les ressorts sur la réponse de la structure. Pour cela, nous avons testé six configurations de ressorts, présentées à la figure 3.21, dont les caractéristiques sont récapitulées au tableau 3.12. La configuration 1 correspond à une modélisation grossière de l'ISS. L'espacement (e_{end}) entre les ressorts dans les zones d'extrémité de la fondation est égal à 40% de la longueur des zones d'extrémité (L_{end}) alors que l'espacement (e_{mid}) entre les ressorts dans la zone centrale est égal à 33% de la longueur de la zone centrale (L_{mid}). Au contraire, la configuration 6 correspond à une modélisation raffinée de l'ISS. L'espacement (respectivement e_{end} et e_{mid}) entre les ressorts est

égal à 8% de la longueur de la zone considérée (respectivement L_{end} et L_{mid}). Les autres configurations (2 à 5) sont des modélisations de l'ISS dont le raffinement tend vers celui de la configuration 6.

Tableau 3.12 : Paramètres du modèle ISS pour l'étude portant sur l'espacement des ressorts

	Zone centrale de la fondation				**Zones d'extrémité de la fondation**				
Conf.	**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	3	2841,49	33	$1{,}75.10^6$	3	415,11	40	$4{,}91.10^5$	$2{,}45.10^5$
2	5	1704,90	20	$1{,}05.10^6$	5	230,61	22	$2{,}73.10^5$	$1{,}36.10^5$
3	7	1217,78	14	$7{,}48.10^5$	7	159,66	15	$1{,}89.10^5$	$9{,}43.10^4$
4	9	947,16	11	$5{,}82.10^5$	9	122,09	12	$1{,}44.10^5$	$7{,}21.10^4$
5	11	774,95	9	$4{,}76.10^5$	11	98,83	10	$1{,}17.10^5$	$5{,}84.10^4$
6	13	655,73	8	$4{,}03.10^5$	13	83,02	8	$9{,}81.10^4$	$4{,}91.10^4$

Afin d'observer la réponse dynamique globale de la structure, nous avons tout d'abord comparé, pour chaque configuration, l'évolution en fonction du temps des grandeurs suivantes : le cisaillement qui se développe à la base du mur, le déplacement au sommet du mur, le déplacement vertical à la base du mur et le déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation. Ensuite, nous avons comparé, toujours pour chaque configuration, le moment à la base du mur en fonction de la rotation à sa base, le déplacement vertical à la base du mur en fonction de la rotation à sa base et le rapport de la charge qui se développe dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation sur la capacité ultime de ce ressort en fonction du déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation.

À noter que pour cette partie de l'étude, aucun amortissement ni succion n'a été considéré dans le modèle ISS.

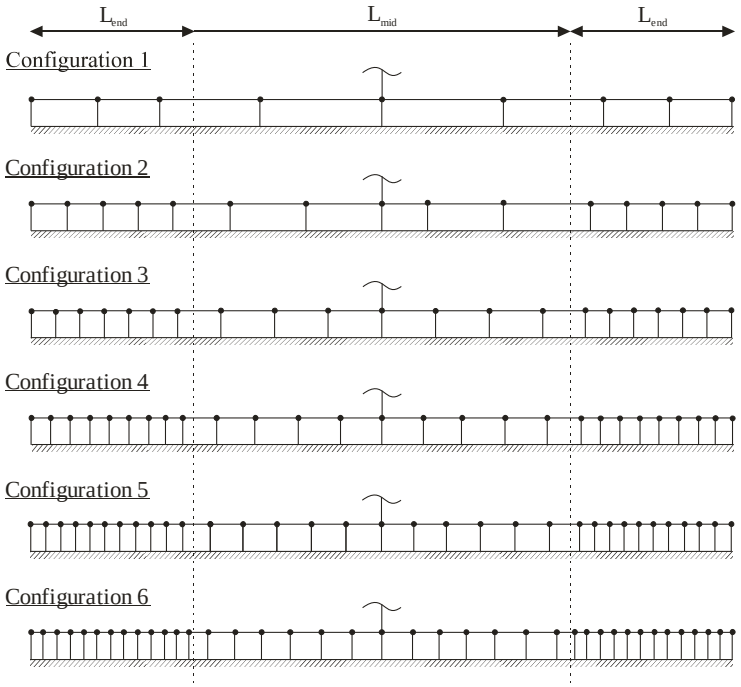


Figure 3.21 : Six configurations de ressorts testées au cours de l'étude paramétrique

3.3.2.1.1 *Analyse modale*

Les périodes de vibration des trois premiers modes (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) du ur de refend M2 associée à chaque configuration de ressorts évoquée à la section précédente sont résumées dans le tableau 3.13. La période du premier mode avec base fixe est également donnée.

Tableau 3.13 : Périodes de vibration du mur de refend pour les différentes conditions d'appuis

	Mode 1	**$T_{1\ flexible}$ / $T_{1\ fixe}$**	**Mode 2**	**$T_{2\ flexible}$ / $T_{2\ fixe}$**	**Mode 3**	**$T_{3\ flexible}$ / $T_{3\ fixe}$**
Base fixe	2,92 s		0,46 s		0,16	
Configuration 1	3,30 s	1,13	0,51 s	1,11	0,18	1,13
Configuration 2	3,19 s	1,09	0,50 s	1,09	0,18	1,13
Configuration 3	3,15 s	1,08	0,50 s	1,09	0,18	1,13
Configuration 4	3,14 s	1,07	0,50 s	1,09	0,18	1,13
Configuration 5	3,14 s	1,07	0,50 s	1,09	0,18	1,13
Configuration 6	3,13 s	1,07	0,50 s	1,09	0,18	1,13

Validons dans un premier temps le modèle 2D du mur de refend M2 avec base fixe en comparant la période de son mode fondamental (T_{2D} = 2,92 s) à celle du deuxième mode de vibration du modèle 3D du bâtiment utilisé pour le dimensionnement (T_{3D} = 2,99 s) (section 2.2.2) qui

correspond à un mode de translation pure selon l'axe Y (le mode fondamental du bâtiment étant un mode de torsion). Dans l'absolu, les deux périodes de vibration devraient être identiques. Ici, il apparait que le modèle 2D est plus rigide que le modèle 3D. Cela s'explique en partie par le fait que les propriétés élastiques (E_{eq} et I_{eq}) (tableau 3.9) du modèle 2D ont été calculées en tenant compte de la présence d'armature. Cela a eu pour effet d'augmenter sensiblement (près de 10%) l'inertie de la section de mur par rapport à celle des murs du modèle 3D, calculée en considérant uniquement la section de béton même si le module élastique utilisé dans le modèle 3D est légèrement supérieur (un peu moins de 5%) à celui du modèle 2D. Malgré cette légère différence entre T_{2D} et T_{3D} (un peu plus de 2%), nous pouvons affirmer que le modèle 2D est en adéquation avec le modèle 3D.

Regardons dans un deuxième temps la période du mode fondamental du mur de refend avec base flexible. Nous remarquons que, quelque soit la configuration de ressorts considérée, la période de vibration du mode fondamental du mur ($T_{1\ flexible}$) est plus grande que celle du mode fondamental du mur avec base fixe ($T_{1\ fixe}$). Le ratio $T_{1\ flexible}/T_{1\ fixe}$ varie entre 1,13 (configuration 1) et 1,07 (configuration 6). Plus l'espacement entre les ressorts est faible, plus le modèle est « rigide ». Nous pouvons conclure que d'un point de vue modal, le modèle ISS converge vers un comportement unique à partir de la configuration 4. Selon cette remarque, le ratio $T_{1\ flexible}/T_{1\ fixe}$ pour le mur de refend M2 avec base flexible est de l'ordre de 1,07. Validons ce ratio en le comparant à celui calculé à l'aide de la formule développée par Veletsos et Meek (1974) (équation [3.47]) :

$$\frac{\widetilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_u} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \qquad [3.47]$$

Où $\widetilde{T}$ est la période fondamentale de la structure avec base flexible, T est la période fondamentale de la même structure avec base fixe, k est la rigidité latérale des éléments composant le SRFS, k_u est la rigidité horizontale du sol, k_θ est la rigidité rotationnelle du sol et h est la hauteur totale des éléments composant le SRFS. Étant donné que l'équation [3.47] a été développée pour des systèmes à un seul degré de liberté, il convient de transformer notre système à plusieurs degrés de liberté en un système équivalent à un seul degré de liberté. Pour cela, nous avons supposé que le poids sismique repris par le mur est concentré au 2/3 de sa hauteur totale. Pour le calcul de la

rigidité latérale (k) du mur nous avons supposé que seul 2/3 de sa hauteur totale participe à sa résistance latérale (équation [3.48]) :

$$k = \frac{3EI}{\left({}^{2}/_{3}\, h_w\right)^3} \qquad [3.48]$$

Nous avons utilisé les valeurs à la base du mur de refend (tableau 3.9) pour obtenir le module élastique (E) et le moment d'inertie (I) du mur. Ayant supposé qu'il n'y a pas de glissement horizontal du mur de refend (section 3.1.1), nous avons supposé que la rigidité horizontale (k_u) du sol est infinie. Sous cette hypothèse, l'équation [3.47] devient :

$$\frac{\widetilde{T}}{T} \approx \sqrt{1 + \frac{kh^2}{k_\theta}} \qquad [3.49]$$

Dans le cas présent, k = 5,23.10^7 N/m, h = 20,0 m et k_θ = 1,17.10^{11} N.m, ce qui donne un ratio $T/\widetilde{T}$ égal à 1,08. La formule de Veletsos et Meek valide donc la valeur obtenue numériquement.

Regardons finalement les périodes des deuxième et troisième modes de vibration du mur de refend avec base flexible. Nous remarquons que, quelque soit la configuration de ressorts considérée, les périodes de vibration des deuxième et troisième modes de vibration du mur sont plus grandes que celles des deuxième et troisième modes de vibration du mur avec base fixe. Le ratio $T_{2\ \text{flexible}}/T_{2\ \text{fixe}}$ vaut 1,11 pour la configuration 1 et 1,09 pour les autres configurations alors que le ratio $T_{3\ \text{flexible}}/T_{3\ \text{fixe}}$ est constant quelque soit la configuration et vaut 1,13. À la vue de ces ratios, nous pouvons dire que d'un point de vue modal, l'espacement entre les ressorts n'a pas d'influence significative sur les modes supérieurs de vibration du mur de refend puisque les ratios $T_{2\ \text{flexible}}/T_{2\ \text{fixe}}$ et $T_{3\ \text{flexible}}/T_{3\ \text{fixe}}$ sont constants quelque soit la configuration considérée.

3.3.2.1.2 *Profil des contraintes sous la fondation*

Les profils des contraintes sous la fondation du mur M2 lorsque celui-ci est soumis uniquement aux charges de gravité, pour les configurations de ressorts 1, 4 et 6, sont donnés à la figure 3.22. Les profils des contraintes associés aux configurations 4 et 6 ont la forme d'une « selle » (« saddle-shaped pressure distribution »), caractéristiques des sables denses ((Murzenko, 1965), (Smoltczyk, 1967)).

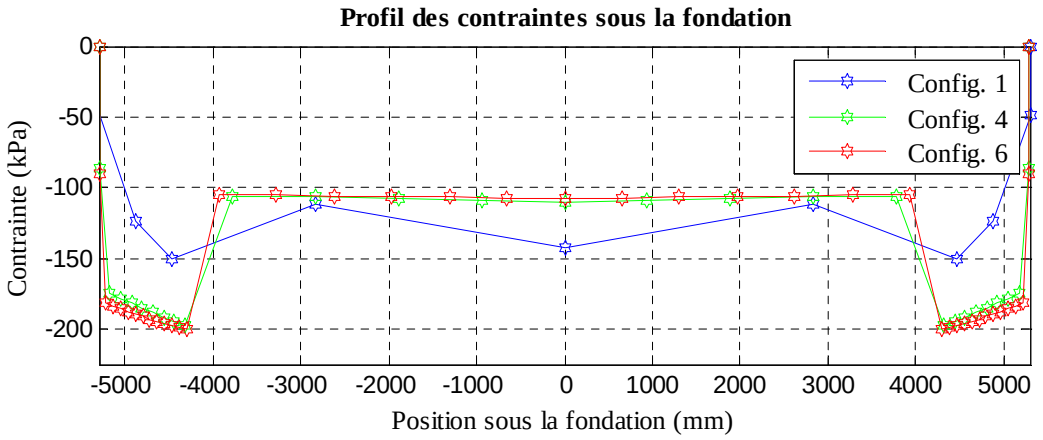


Figure 3.22 : Profil des contraintes sous la fondation

3.3.2.1.3 *Analyse des résultats*

Les figures 3.22 à 3.28, qui représentent les réponses associées aux configurations de ressorts 1, 4 et 6, permettent d'observer l'impact de l'espacement entre les ressorts sur la réponse globale de la structure. Dans une optique de conception, seule la réponse maximale de la structure nous intéresse. Nous avons donc comparé, pour chaque grandeur, l'écart entre les réponses maximales associées à chaque configuration de ressorts (tableaux 3.13 à 3.18). À noter que nous avons considéré la réponse associée à la configuration 6 comme référence puisque cette configuration correspond à la modélisation la plus raffinée de l'ISS.

La figure 3.23 représente la variation du cisaillement à la base du mur de refend en fonction du temps. Le tableau 3.14 donne, pour chaque configuration, la valeur du cisaillement maximum ainsi que l'écart avec le cisaillement maximum associé à la configuration 6. Cet écart n'excède jamais 4%. Quelque soit la configuration, nous pouvons donc dire que le cisaillement maximum à la base du mur est bien prédit.

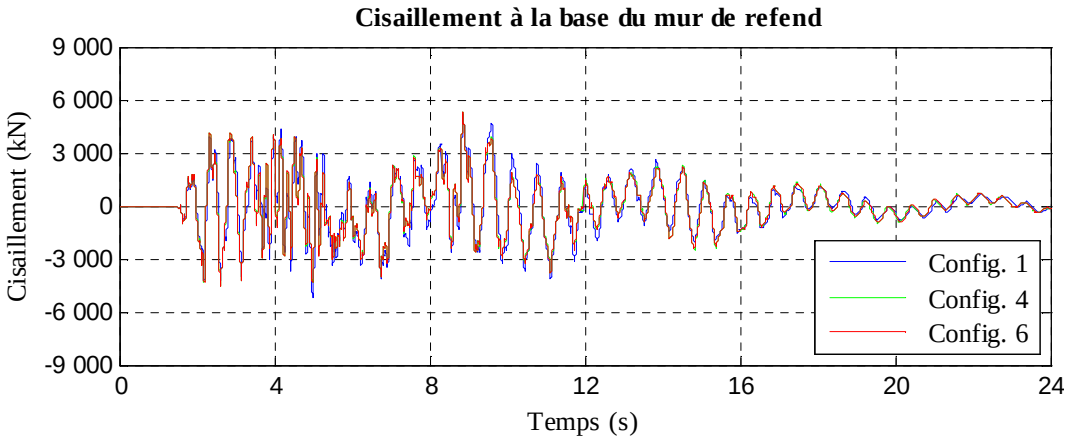


Figure 3.23 : Cisaillement à la base du mur de refend en fonction du temps

Tableau 3.14 : Cisaillement maximum à la base du mur de refend pour les six configurations de ressorts

	Cisaillement max (kN)	**% d'écart**
Configuration 1	5 146	3,5%
Configuration 2	5 160	3,2%
Configuration 3	5 431	1,8%
Configuration 4	5 305	0,0%
Configuration 5	5 385	1,0%
Configuration 6	5 332	

La figure 3.24 représente le moment qui se développe à la base du mur de refend en fonction de la rotation à sa base. Nous remarquons tout d'abord très clairement la forme en S caractéristique d'un fort décollement de la fondation. Le moment à la base du mur tend vers une valeur maximale à mesure que le basculement de la fondation survient. Les cycles présentent des boucles d'hystérésis bien marquées, signe de la dissipation d'énergie non négligeable. Nous notons ensuite que la configuration 1 diverge nettement des autres configurations. Pour les autres configurations, la rotation est sensiblement la même que celle associée à la configuration 6. Cette tendance se confirme si nous analysons la réponse maximale donnée, pour chaque configuration, au tableau 3.15. Plus le modèle sol – structure est flexible, moins le moment qui se développe à la base du mur est important. Le moment maximum à la base du mur de refend associé à la configuration 1 est presque 9% inférieur à celui associé à la configuration 6. Pour les autres

configurations, le moment à la base est sensiblement le même que celui associé à la configuration 6.

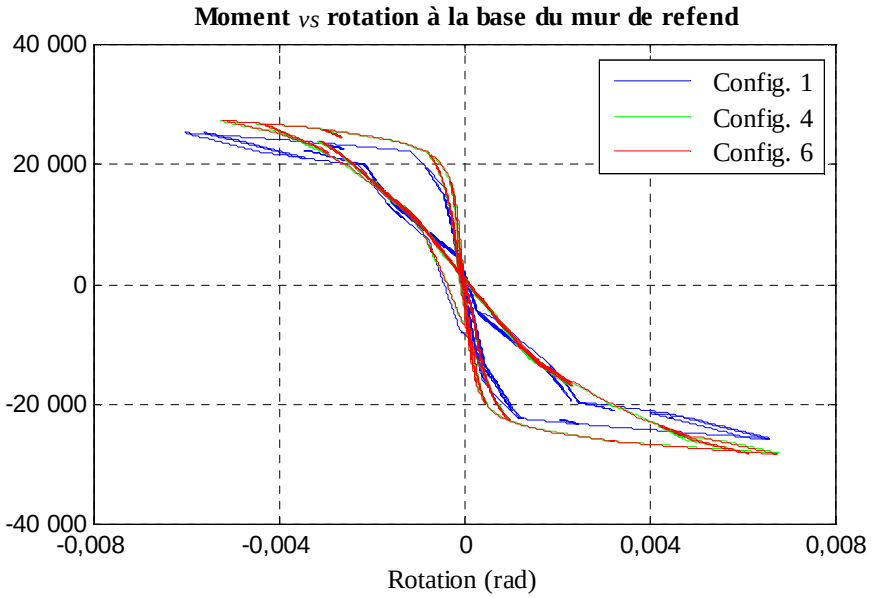


Figure 3.24 : Moment à la base du mur de refend en fonction de sa rotation

Tableau 3.15 : Moment maximum à la base du mur de refend pour les six configurations de ressorts

	Moment max (kNm)	**% d'écart**
Configuration 1	25 983	8,6%
Configuration 2	27 771	2,3%
Configuration 3	28 568	0,5%
Configuration 4	28 205	0,8%
Configuration 5	28 334	0,4%
Configuration 6	28 434	

La figure 3.25 représente le déplacement horizontal au sommet du mur de refend en fonction du temps. Le déplacement est exprimé en pourcentage de la hauteur totale du mur de refend. Le tableau 3.16 récapitule la valeur maximale associée à chaque configuration. Nous remarquons que la courbe représentant le déplacement au sommet du mur associée à la configuration 1 est légèrement déphasée par rapport à celles associées aux autres configurations. Cela est dû au fait que le modèle sol – structure est plus flexible étant donné la modélisation grossière de l'ISS. Par

contre, le déplacement maximum associé à la configuration 1 diverge très peu par rapport à ceux associés aux autres configurations.

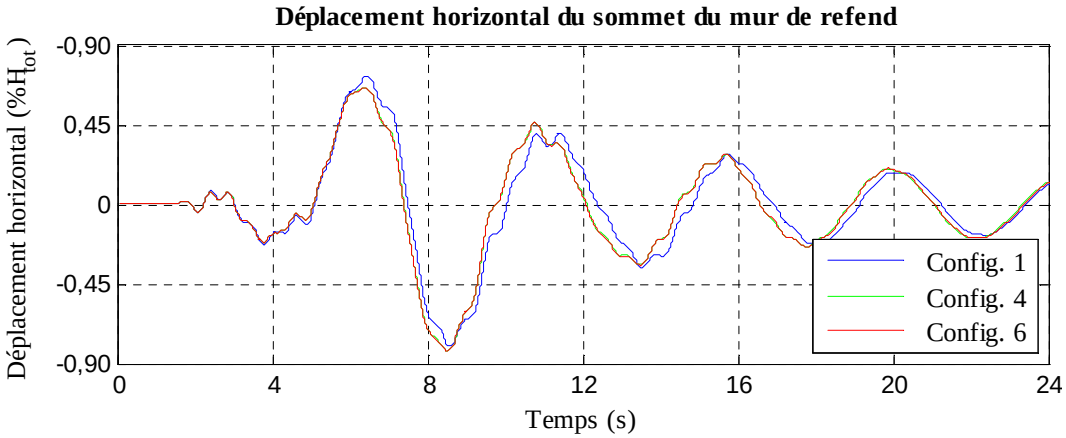


Figure 3.25 : Déplacement horizontal du sommet du mur de refend

Tableau 3.16 : Déplacement horizontal maximum au sommet du mur de refend pour les six configurations de ressorts

	Déplacement max (% H_{tot})	**% d'écart**
Configuration 1	0,80	3,6%
Configuration 2	0,84	1,2%
Configuration 3	0,83	0,0%
Configuration 4	0,83	0,0%
Configuration 5	0,83	0,0%
Configuration 6	0,83	

La figure 3.26 représente le déplacement vertical de la base du mur de refend, au centre de la fondation, en fonction du temps. L'évolution du déplacement vertical montre très bien le développement simultané du décollement et de la plastification dans le sol. Nous observons un important décollement, mais également un tassement résiduel en fin de sollicitation qui est non négligeable (de l'ordre de 5 mm). Pour ce qui est de la réponse maximale, elle est résumée pour chaque configuration dans le tableau 3.17. Pour le décollement, il semble qu'il faille un modèle suffisamment raffiné pour que la réponse tende vers une réponse unique. Les configurations 1 et 3 sous-estiment de près de 8% le décollement maximum alors que le décollement maximum associé aux configurations 4 et 5 est très proche, toujours par rapport à celui obtenu avec la configuration 6. Pour le tassement du mur de refend, la valeur associée à la configuration 1 est

surestimée de plus de 16% alors que celle associée à la configuration 2 est sous-estimée de près de 10%, toujours par rapport au tassement prédit par la configuration 6. Le tassement associé aux autres configurations est très proche de celui évalué par la configuration 6.

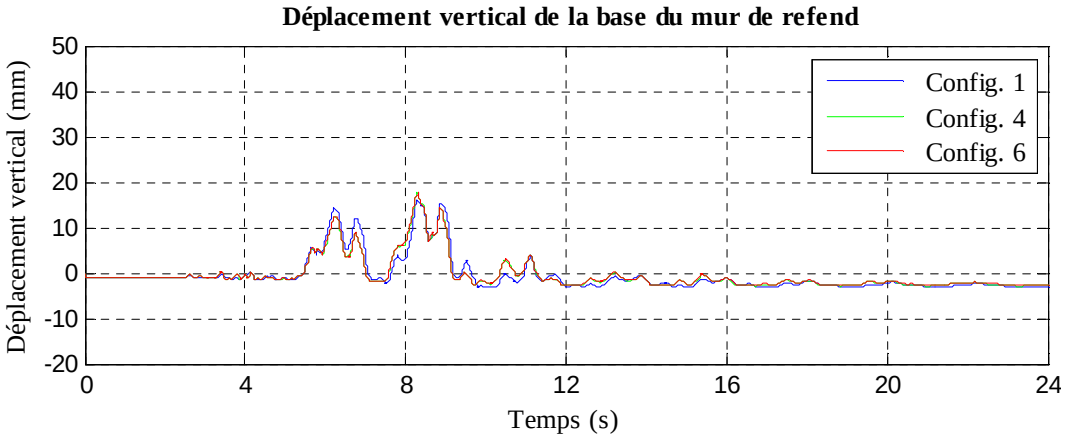


Figure 3.26 : Déplacement vertical de la base du mur de refend (centre de la fondation)

Tableau 3.17 : Décollement et tassement maximums de la base du mur de refend pour les six configurations de ressorts

	Décollement max (mm)	**% d'écart**	**Tassement max (mm)**	**% d'écart**
Configuration 1	16,17	7,8%	3,32	16,1%
Configuration 2	17,81	1,5%	2,59	9,4%
Configuration 3	16,18	7,8%	2,98	4,2%
Configuration 4	17,61	0,4%	2,94	2,8%
Configuration 5	17,65	0,6%	2,86	0,0%
Configuration 6	17,54		2,86	

La figure 3.27 représente le déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation en fonction du temps. Comme illustré à la figure 3.26, l'évolution du déplacement vertical montre très bien le développement simultané du décollement et de la plastification dans le sol. En comparant les figures 3.27 et 3.28, nous remarquons que l'amplitude du déplacement vertical (aussi bien le décollement que le tassement) est beaucoup plus importante à l'extrémité de la fondation qu'au centre mais que le centre décolle plus fréquemment que l'extrémité. Ce phénomène s'explique par le fait que dans le cas présent, le sol s'est fortement tassé à l'extrémité gauche. Cela est confirmé par la figure 3.28 qui montre que le sol a été chargé à plus de 70% de sa capacité ultime à cette extrémité. Dans ces conditions, le moment de renversement requis pour

soulever le centre de la fondation doit être nettement moins important que celui nécessaire pour soulever l'extrémité gauche de la fondation. Pour ce qui est de la réponse maximale, elle est résumée pour chaque configuration dans le tableau 3.18. Le décollement maximum de l'extrémité gauche de la fondation associé à la configuration 1 est surévalué de près de 15% par rapport à celui associé à la configuration 6. La différence entre le décollement maximum à l'extrémité de la fondation associé aux autres configurations n'excède jamais 1% de celui associé à la configuration 6. Le tassement prédit par la configuration 1 est cette fois-ci sous-estimé de près de 14% alors que le tassement prédit par les autres configurations est très proche de celui associé à la configuration 6.

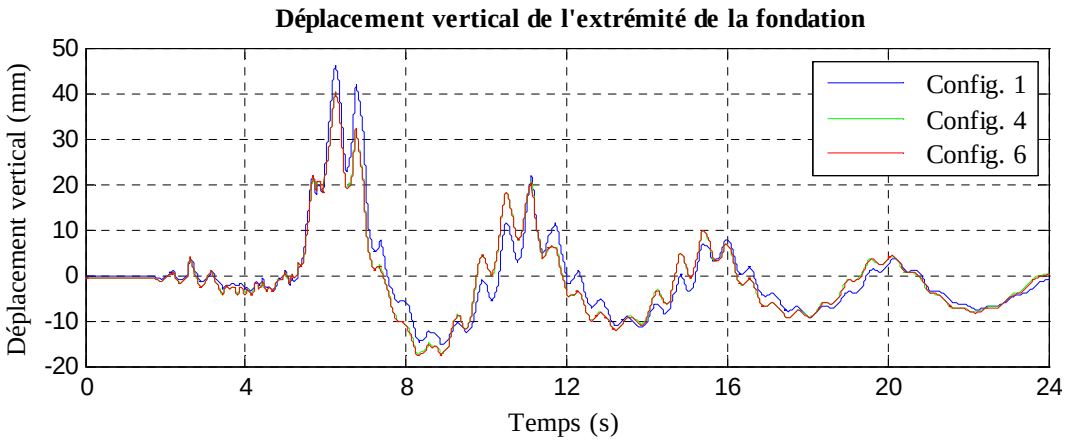


Figure 3.27 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation

Tableau 3.18 : Décollement et tassement maximums de l'extrémité gauche de la fondation pour les six configurations de ressorts

	Décollement max (mm)	**% d'écart**	**Tassement max (mm)**	**% d'écart**
Configuration 1	46,11	14,8%	15,41	13,5%
Configuration 2	40,45	0,7%	17,01	4,5%
Configuration 3	39,92	0,6%	18,27	2,6%
Configuration 4	40,15	0,0%	17,57	1,3%
Configuration 5	39,85	0,8%	17,60	1,2%
Configuration 6	40,16		17,81	

La figure 3.28 représente le ratio entre la charge q qui s'exerce dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation et sa capacité portante ultime (q_{ult}) en fonction du déplacement vertical du bord gauche de la fondation. Cette figure permet tout d'abord d'illustrer le comportement cyclique du

matériau *QzSimple1*. Tant que la charge q reste inférieure à 30% de q_{ult}, le matériau demeure élastique. Dès lors que cette limite est dépassée, la rigidité du matériau se dégrade pour tendre vers une rigidité nulle à mesure que q tend vers q_{ult} et des déformations permanentes apparaissent. Cette figure montre également des cycles qui présentent des boucles d'hystérésis bien marquées, signe de la dissipation d'énergie non négligeable qui survient. Cette dissipation d'énergie est d'autant plus grande que la contrainte dans le sol est grande. Nous pouvons également observer une rigidité quasi-nulle de l'élément en traction. La charge q maximale est présentée pour chaque configuration dans le tableau 3.19. Nous remarquons qu'elle est sous-estimée de plus de 6% avec la configuration 1 par rapport à celle avec la configuration 6. La charge maximale atteinte pour les autres configurations est sensiblement identique à celle de la configuration 6.

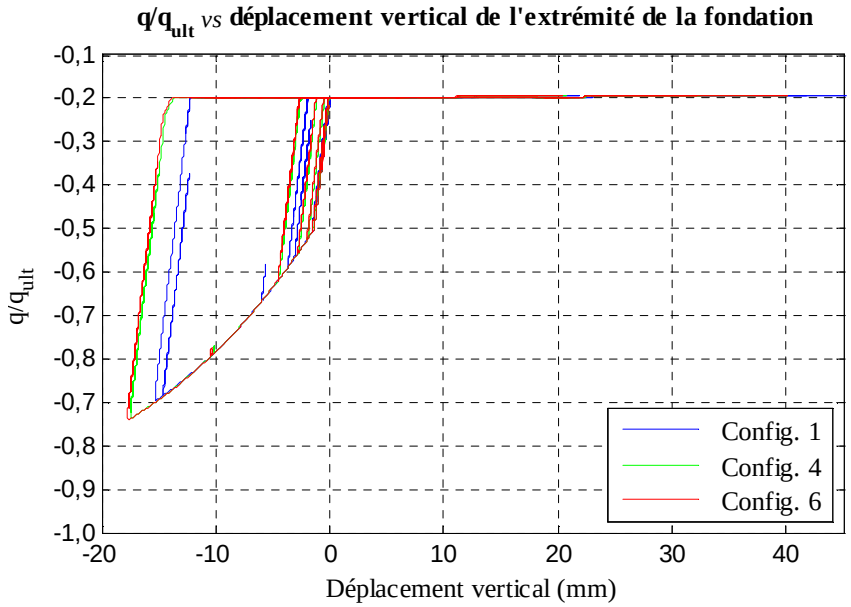


Figure 3.28 : Ratio entre la charge q qui s'exerce dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation et sa capacité portante ultime (q_{ult}) en fonction du déplacement vertical du bord gauche de la fondation

Tableau 3.19 : Rapport q/q_{ult} maximum dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation pour les six configurations de ressorts

	q/q_{ult} max	**% d'écart**
Configuration 1	0,699	5,8%
Configuration 2	0,729	1,8%

Configuration 3	0,748	0,8%
Configuration 4	0,737	0,7%
Configuration 5	0,738	0,5%
Configuration 6	0,742	

Finalement, la figure 3.29 représente le déplacement vertical de la base du mur de refend en fonction de la rotation à sa base. Nous observons le tassement de la base du mur à mesure que le basculement de la fondation survient.

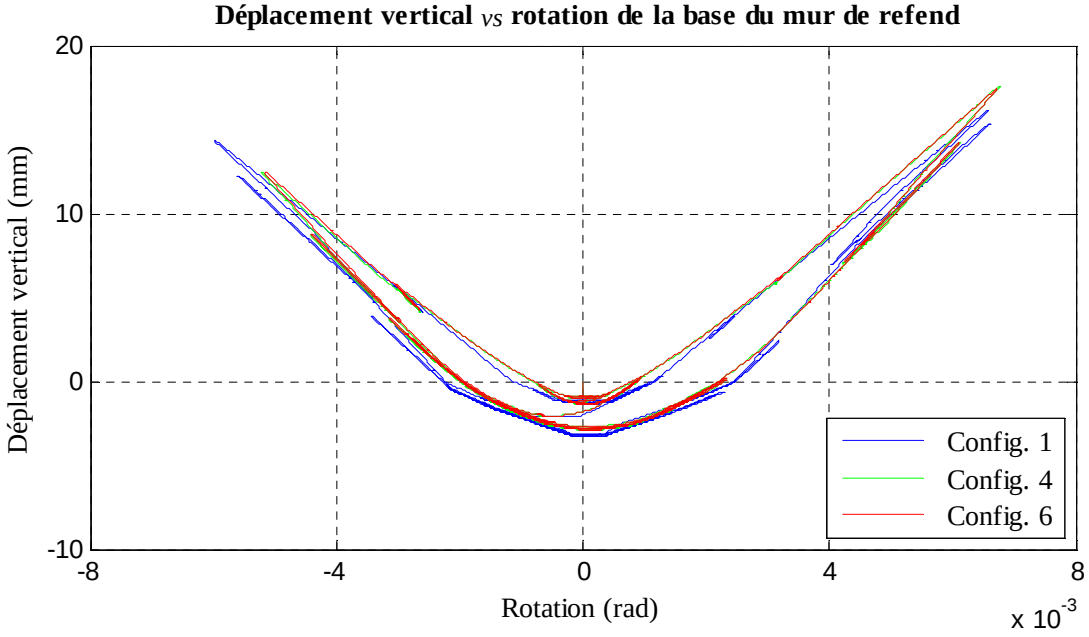


Figure 3.29 : Déplacement vertical de la base du mur de refend en fonction de sa rotation

En conclusion, nous pouvons tout d'abord affirmer que les configurations 1 et 2 ne permettent pas d'évaluer la réponse globale de la structure de façon précise. Ensuite, la réponse associée à la configuration 3 peut également, dans certains cas, être mal évaluée. Finalement, nous pouvons dire qu'il n'y a plus de différence significative entre les comportements globaux prédits par les configurations 4 à 6. Ces observations nous permettent de conclure que la réponse de la structure est bien évaluée à partir du moment où l'espacement entre les ressorts (e_{mid} ou e_{end}) est inférieur ou égal à 12% de la longueur de la zone considérée (L_{mid} ou L_{end}). Dans ces conditions, nous avons décidé, pour la suite des analyses, que l'espacement (e_{mid} ou e_{end}) entre les ressorts du modèle ISS ne soit jamais supérieur à 12% de la longueur de la zone considérée (L_{mid} ou L_{end}). Pour ce qui est de la suite de l'étude paramétrique, nous avons retenu la configuration 4.

3.3.2.2 **Étude de l'amortissement radial**

Le deuxième objectif de cette étude paramétrique est double : d'une part, il faut voir si la présence d'amortissement radial a une influence importante sur la réponse de la structure et d'autre part, de valider le fait de considérer la valeur d'amortissement associée au basculement de la fondation pour le reste des analyses. Dans cette optique, nous avons tout d'abord assigné au modèle ISS la valeur d'amortissement radial associée au mode de basculement de la fondation ($C_{\theta y}$) puis celle associée au mode de translation verticale de la fondation (C_z). La réponse globale du mur de refend associée à ces deux cas de figures a été comparée à celle correspondant au modèle ISS sans amortissement. Les grandeurs observées sont les mêmes que celles énumérées à la section 3.3.2.1. Elles sont présentées en annexe III, aux figures III.1 à III.7 et les valeurs maximales sont résumées aux tableaux III.1 à III.6. L'écart entre les réponses maximales a été calculé en prenant comme référence la réponse non-amortie.

L'analyse des résultats nous permet d'affirmer que la présence d'amortissement dans le modèle ISS (C_z ou $C_{\theta y}$) n'a que très peu d'impact sur la réponse de la structure. En effet, l'écart entre les valeurs maximales associées à C_z et celles non-amorties n'excède jamais 3% et celui entre les valeurs associées à $C_{\theta y}$ et celles non-amorties, 2%. Il n'y a jamais plus de 2% d'écart entre les valeurs maximales associées à C_z et celles associées à $C_{\theta y}$. Par contre, en regardant les courbes, nous remarquons qu'il existe un déphasage entre les courbes amorties et non-amorties (pour grandeurs tracées en fonction du temps). Nous notons tout d'abord que les courbes amorties ont une fréquence moyenne légèrement plus élevée que celle des courbes non-amorties et d'autre part que les courbes amorties associées à C_z (qui correspond à la réponse la plus amortie) ont une fréquence plus élevée que les courbes associées à $C_{\theta y}$. La raison de ce comportement, qui semble à première vue surprenant, est la suivante : l'amortissement radial est modélisé dans le matériau *QzSimple1* par un amortisseur visqueux. Dans ces conditions, plus la valeur d'amortissement est élevée, plus l'amortisseur visqueux s'oppose au mouvement de la fondation ; la réponse de la structure tend alors vers la réponse avec base fixe. C'est ce qui est illustré aux figures 3.30 et 3.31. À la figure 3.30, la courbe en noire représente le déplacement au sommet du mur de refend avec base fixe, alors que les courbes : grise, pointillée noire et rouge représentent respectivement le déplacement au sommet avec base flexible non amortie, amortie avec C_z et amortie avec $C_{\theta y}$. Les courbes en pointillées rouges représentent le déplacement au sommet avec base flexible pour des valeurs d'amortissement extrêmement élevées (20 fois $C_{\theta y}$, 100 fois $C_{\theta y}$ et 800 fois $C_{\theta y}$).

Nous observons que plus la valeur d'amortissement est élevée, plus la réponse tend vers la réponse avec base fixe. La présence d'amortissement visqueux a pour effet d'augmenter la résistance en compression du sol, entravant tout mouvement de basculement à mesure que sa valeur augmente. À la figure 3.31, nous observons la présence d'une force de rappel dans les ressorts lorsque la fondation se soulève. Plus la valeur d'amortissement radial est grande, plus cette force de rappel est importante.

À la vue de ces résultats et de l'observation des graphiques, nous pouvons conclure que l'amortissement radial n'a pas une influence notoire sur le comportement globale de la structure. Dans ces conditions, le fait de choisir de représenter l'amortissement radial par sa valeur associée au basculement de la fondation ($C_{\theta y}$) plutôt que par celle associée au mouvement de translation verticale de la fondation (C_z) n'a pas d'influence majeure sur la réponse du système. Malgré tout, nous avons choisi, d'une part, de le prendre en compte pour le reste des analyses et, d'autre part, de considérer la valeur associée au mouvement de basculement de la fondation pour le définir.

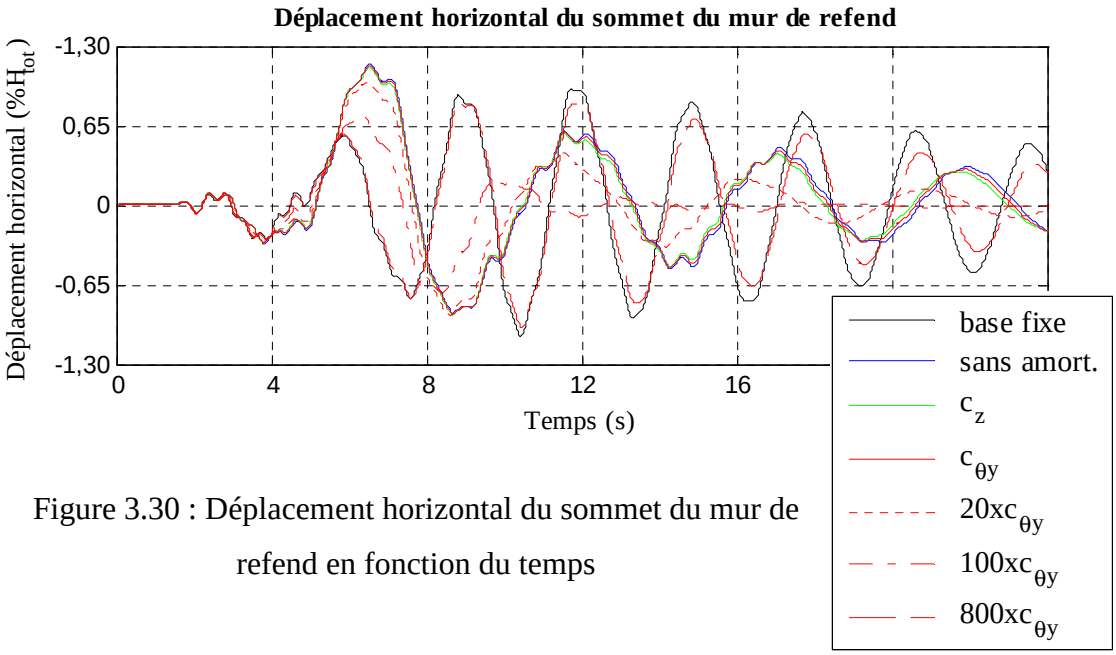


Figure 3.30 : Déplacement horizontal du sommet du mur de refend en fonction du temps

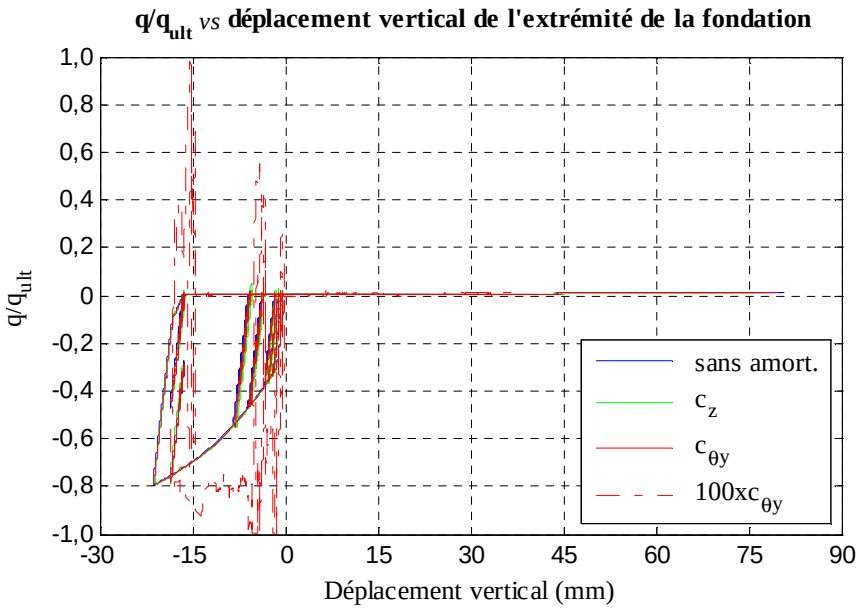


Figure 3.31 : Ratio entre la charge q qui s'exerce dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation et sa capacité portante ultime (q_{ult}) en fonction du déplacement vertical du bord gauche de la fondation

3.3.2.3 **Résistance en traction du sol**

Le troisième objectif de cette étude paramétrique est de comprendre quelle est l'influence du paramètre de succion sur le comportement global de la structure. Dans cette optique, nous avons tout d'abord assigné au modèle ISS une capacité de succion (TP) égale à 5% de la capacité portante ultime (q_{ult}) du sol puis une capacité de succion égale à 10% de q_{ult}. La réponse globale du mur de refend associée à ces deux cas de figures a été comparée à celle correspondant au modèle ISS sans capacité de succion. Les grandeurs observées sont les mêmes que celles énumérées à la section 3.3.2.1. Elles sont présentées en annexe III, aux figures III.8 à III.14 et leurs valeurs maximales sont résumées aux tableaux III.7 à III.12. L'écart entre les réponses maximales a été calculé en prenant comme référence la réponse sans succion.

Nous pouvons dire que plus la capacité de succion du sol est importante, moins le phénomène de basculement est important. Le soulèvement à la base du mur de refend est réduit de plus de 35% lorsque TP est égale à 5% et de plus de 55% lorsque TP est égale à 10% alors que celui à l'extrémité gauche de la fondation est réduit de 21% lorsque TP est égale à 5% et de plus de 35% lorsque TP est égale à 10%. Plus ce phénomène de basculement est atténué, moins la réduction

du moment à la base du mur est importante. Le moment à la base est augmenté de plus de 25% lorsque TP est égale à 5% et de près de 45% lorsque TP est égale à 10%. L'amplitude des déplacements (rotation, soulèvement, tassement, déplacement horizontal) est également affectée par la réduction du phénomène de basculement.

Rappelons que par la suite, en accord avec l'hypothèse faite à la section 3.1.1, le sol dans nos analyses n'a aucune capacité de succion, afin de favoriser l'observation du phénomène de basculement.

3.4 Étude paramétrique : validation du modèle MR

Nous avons mené une étude paramétrique sur l'influence du nombre de points d'intégration le long de chaque élément « poutre » afin de voir l'influence de ce paramètre sur la réponse globale du mur.

3.4.1 Présentation du modèle

L'étude paramétrique a été menée en considérant le mur de refend M2, supposé encastré à sa base. Il a été représenté à l'aide du modèle MR décrit à la section 3.2.2.

▪ L'amortissement dans le mur a été pris en compte à l'aide d'un amortissement de Rayleigh. Un taux d'amortissement de 1% a été supposé pour les modes de vibration 1 et 2. Nous avons supposé que la matrice d'amortissement est proportionnelle à la masse et à la rigidité initiale de la superstructure (section 3.2.2.5).

▪ Les analyses menées pour cette étude paramétrique sont des analyses temporelles. L'accélérogramme utilisé est le même que celui utilisé pour valider le modèle ISS (figure 3.20). À noter qu'un facteur d'amplification a été appliqué à l'accélérogramme de façon à ce qu'il fasse plastifier la section à la base du mur, sans pour autant que les déformations soient trop importantes.

▪ La méthode de Newmark est utilisée pour l'intégration des équations de mouvement, avec un pas de temps constant égal à 0,001 s et des constantes γ et β respectivement égales à 0,25 et 0,5 (méthode de l'accélération moyenne). Les équations d'équilibres non-linéaires sont résolues à

l'aide de l'algorithme de Newton. Le nombre maximal d'itérations est 50 et la tolérance pour la convergence est de 1.10^{-5}.

3.4.2 Analyses et résultats

3.4.2.1 Étude du nombre de points d'intégration

Considérant successivement 2, 4, 6, 8 et 10 points d'intégration (2 correspond au nombre minimum et 10 au nombre maximum de points d'intégration pour que les analyses convergent), nous avons observé la variation des grandeurs suivantes sur la hauteur du mur (figure 3.32) : la déformation axiale des barres d'armature aux deux extrémités de la section (A_{cgs1} et A_{cds1}), la déformation axiale des fibres de béton aux deux extrémités de la zone d'armature concentrée (B_{cgs1} et B_{cds1}), les efforts dans les éléments « poutre » (M_z et V_y) et le déplacement horizontal maximum de chaque nœud.

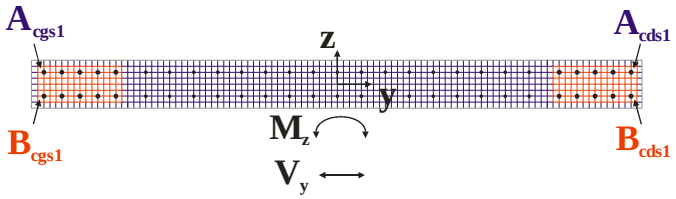


Figure 3.32 : Détail des résultats observés lors de l'étude paramétrique portant sur le modèle MR

3.4.2.1.1 *Analyse modale*

Les périodes de vibration des trois premiers modes de vibration du mur de refend M2 en fonction du nombre de points d'intégration le long de chaque éléments « poutre » sont données au tableau 3.20.

Tableau 3.20 : Périodes de vibration des trois premiers modes de vibration du mur de refend en fonction du nombre de points d'intégration le long des éléments « poutre »

	Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**
2 points d'intégration	2,50 s	0,47 s	0,20 s
4 points d'intégration	2,41 s	0,46 s	0,19 s
6 points d'intégration	2,41 s	0,46 s	0,19 s
8 points d'intégration	2,41 s	0,46 s	0,19 s
10 points d'intégration	2,41 s	0,46 s	0,19 s

Expliquons tout d'abord pourquoi la période de vibration du premier mode de vibration du mur M2 dans cette section est inférieure à celle du même mur, décrit à la section 3.3 (2,41 s ici contre 2,90 s précédemment). La différence vient du fait qu'à la section précédente, le mur a été représenté à l'aide d'éléments « poutre » élastiques, dont les propriétés géométriques ont été calculées à partir des sections de mur déterminées au chapitre 2 (section 3.3.1.1), mais en prenant un module élastique équivalent (E_{eq}) égal à 70% du module élastique (E_c), de façon à considérer les propriétés fissurées du béton. Dans le cas présent, la fissuration est prise en compte à travers la loi de comportement du béton donc il n'est pas nécessaire d'en tenir compte artificiellement en diminuant son module élastique. La pente initiale de la loi de comportement du béton est, par conséquent, calculée en considérant 100% du module élastique, ce qui explique que le mur est plus rigide que le mur étudié à la section 3.3. À noter que nous avons regardé la période du mur de refend modélisé à l'aide d'éléments « poutre » élastiques en mettant 100% de E_c et dans ce cas, la période du mur coïncide avec celle du mur modélisé avec des éléments « poutre » non-linéaires.

Regardons ensuite les périodes des trois premiers modes de vibration du mur de refend suivant le nombre de points d'intégration. Nous pouvons conclure que d'un point de vue modal, le modèle MR converge vers un comportement unique dès que le nombre de point d'intégration le long de chaque élément « poutre » est supérieur à 2.

3.4.2.1.2 *Analyse des résultats*

Les figures 3.33 à 3.39, qui représentent les réponses du mur pour 2, 6 et 10 points d'intégration, permettent d'observer leur impact sur son comportement global. À noter que par la suite, nous avons comparé, pour chaque modèle de mur, l'écart entre les réponses maximales (tableaux 3.20 à 3.24) en prenant comme référence la réponse associée au modèle avec 10 points d'intégration.

Les figures 3.33 et 3.39 représentent respectivement le cisaillement et le moment maximums sur la hauteur du mur de refend. Les tableaux 3.20 et 3.21 donnent, pour chaque modèle de mur, les valeurs du cisaillement et du moment maximums à la base du mur. À la vue des résultats présentés, nous pouvons dire que, mis à part le modèle de mur avec 2 points d'intégration, tous les modèles prédisent correctement les efforts se développant dans le mur. En considérant la figure 3.35 et le tableau 3.23, qui représentent le déplacement horizontal maximum du mur de refend ainsi que la valeur maximale au toit pour chaque modèle, nous pouvons tirer la même

conclusion. En s'intéressant par contre au comportement local du mur, nous nous rendons compte que l'estimation des déformations dans les barres d'armature ainsi que dans les fibres de béton est sensible au nombre de points d'intégration le long des éléments « poutre ». Cette sensibilité est d'autant plus importante que la plastification s'est développée. En regardant les valeurs des déformations maximales dans la fibre de béton B_{cds1} (tableau 3.24), qui plastifie en compression, excepté dans le cas où il n'y a que 2 points d'intégration, nous nous rendons compte qu'il faut un nombre de points d'intégration maximum afin d'évaluer correctement les déformations. Par contre, les déformations à gauche du mur, dans la fibre B_{cgs1} qui reste élastique, les déformations sont correctement estimées, excepté lorsque qu'il n'y a que 2 points d'intégration. Des remarques identiques peuvent être tirées en considérant les déformations dans les barres d'armature A_{cds1} et A_{cgs1} (tableau 3.25).

En conclusion de cette section, nous pouvons dire que le nombre de points d'intégration influence surtout la réponse du mur au niveau local ; mis à part le modèle avec 2 points d'intégration, le comportement global (efforts et déplacements) est bien évalué quelque soit le modèle de mur. Le seul inconvénient d'un grand nombre de points d'intégration le long de chaque élément est la durée du temps de calcul. Afin de faire un bon compromis entre précision des résultats et économie de temps pour les analyses, nous avons choisi d'avoir recours à 6 points d'intégration le long de chaque élément « poutre » non-linéaires (*nonlinearBeamColumn element*) dans le modèle MR. À noter que les créateurs de cet élément préconisent au minimum 5 points d'intégration (Taucer et al., 1991).

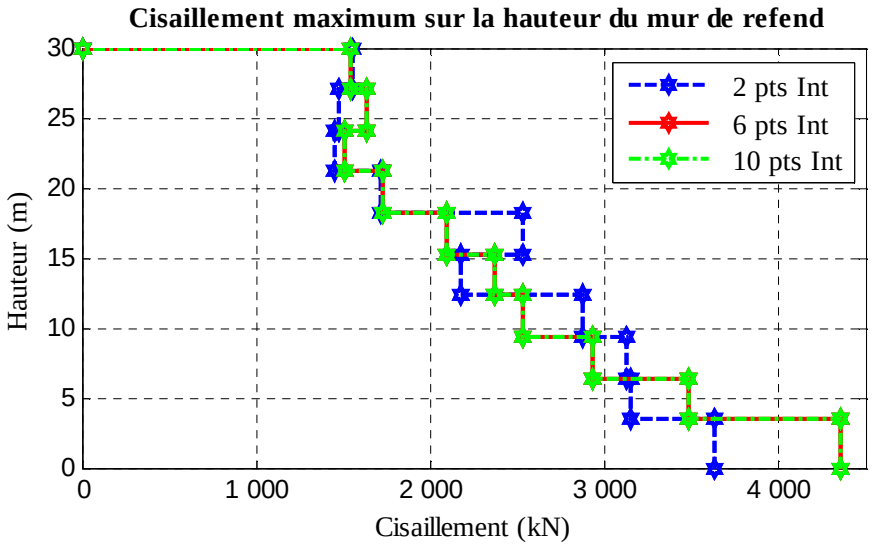


Figure 3.33 : Cisaillement maximum sur la hauteur du mur de refend

Tableau 3.21 : Cisaillement maximum à la base du mur de refend pour différents nombres de points d'intégration

	Cisaillement max (kN)	**% d'écart**
2 points d'intégration	3 632	16,7%
4 points d'intégration	4 363	0,1%
6 points d'intégration	4 359	0,0%
8 points d'intégration	4 355	0,1%
10 points d'intégration	4 359	

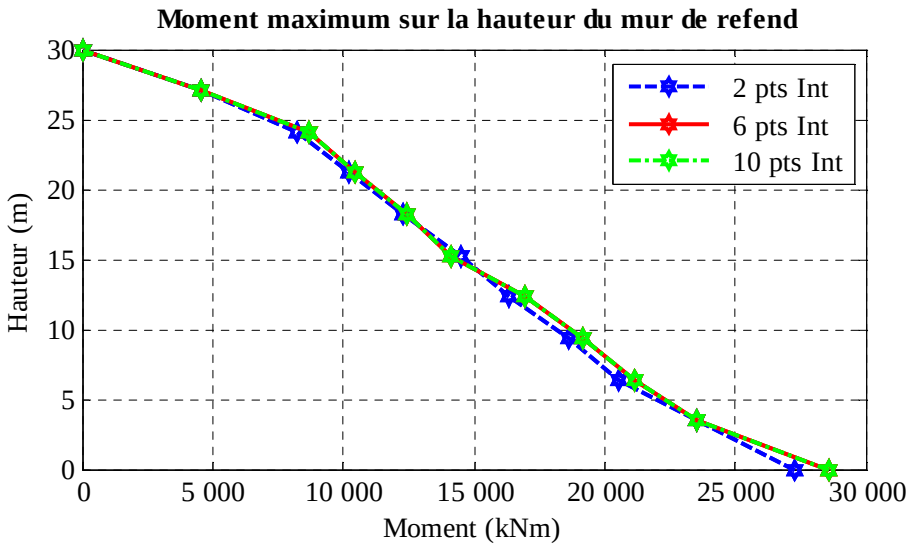


Figure 3.34 : Moment maximum sur la hauteur du mur de refend

Tableau 3.22 : Moment maximum à la base du mur de refend pour différents nombres de points d'intégration

	Moment max (kNm)	**% d'écart**
2 points d'intégration	27 289	4,6%
4 points d'intégration	28 570	0,2%
6 points d'intégration	28 617	0,0%
8 points d'intégration	28 615	0,0%
10 points d'intégration	28617	

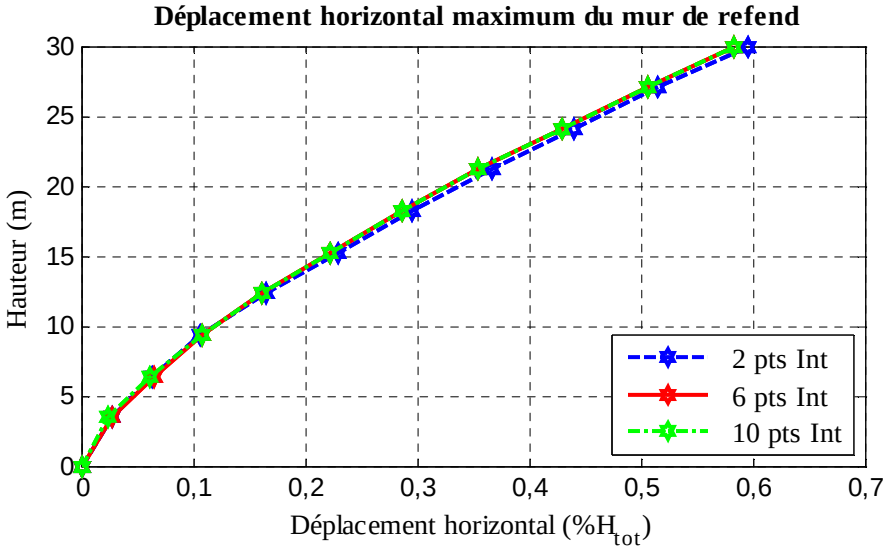


Figure 3.35 : Déplacement horizontal maximum du mur de refend

Tableau 3.23 : Déplacement horizontal maximum au sommet du mur de refend pour différents nombres de points d'intégration

	δ_h (%H_{tot})	% d'écart
2 points d'intégration	0,60	3,4%
4 points d'intégration	0,58	0,0%
6 points d'intégration	0,58	0,0%
8 points d'intégration	0,58	0,0%
10 points d'intégration	0,58	

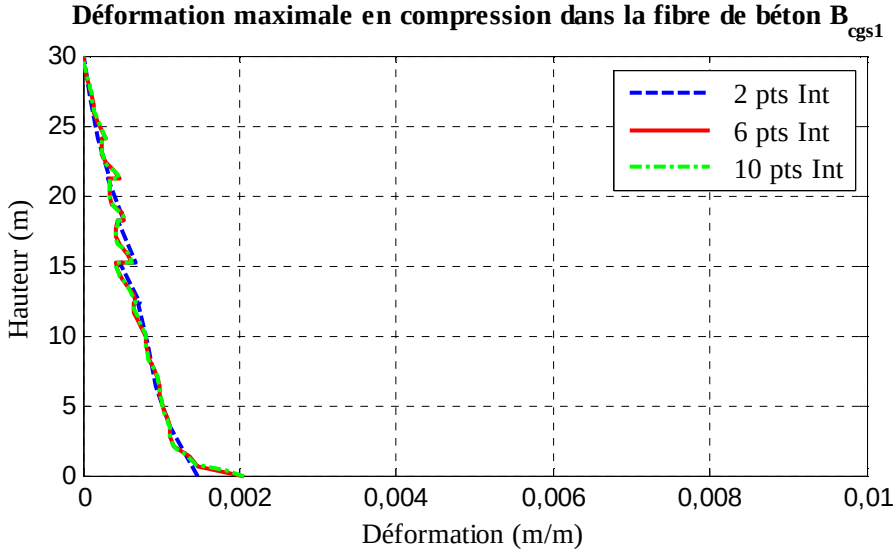


Figure 3.36 : Déformation maximale en compression de la fibre de béton B_{cgs1}

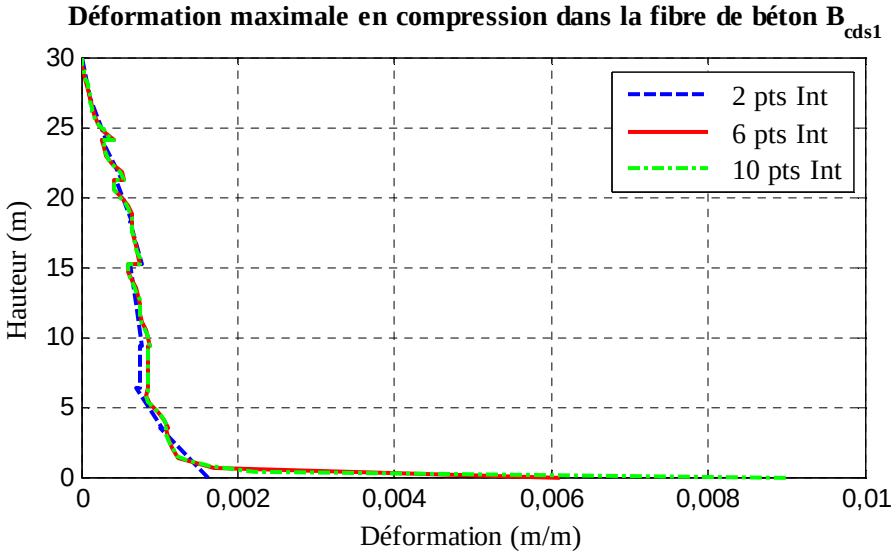


Figure 3.37 : Déformation maximale en compression de la fibre de béton B_{cds1}

Tableau 3.24 : Déformations maximales en compression dans les fibres de béton B_{cgs1} et B_{cds1} à la base du mur de refend, pour différents nombres de points d'intégration

	ε'_c B_{cds1} (m/m)	% d'écart	ε'_c B_{cgs1} (m/m)	% d'écart
2 points d'intégration	0,0016	82,2%	0,0015	25,0%
4 points d'intégration	0,0036	60,0%	0,0020	0,0%
6 points d'intégration	0,0061	32,2%	0,0020	0,0%
8 points d'intégration	0,0086	4,4%	0,0020	0,0%
10 points d'intégration	0,0090		0,0020	

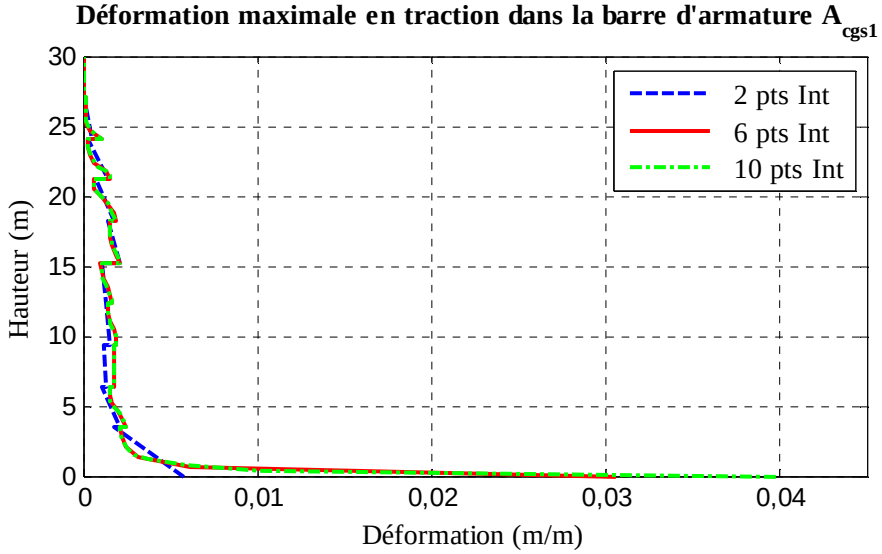


Figure 3.38 : Déformation maximale en traction de la barre d'armature A_{cgs1}

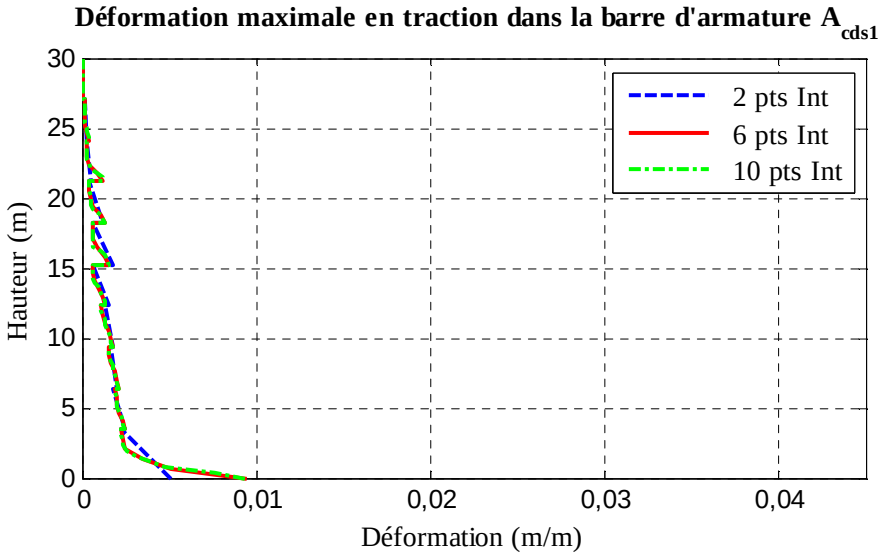


Figure 3.39 : Déformation maximale en traction de la barre d'armature A_{cds1}

Tableau 3.25 : Déformations maximales en traction dans les barres d'armature A_{cgs1} et A_{cds1} à la base du mur de refend, pour différents nombres de points d'intégration

	ε_y A_{cds1} (m/m)	% d'écart	ε_y A_{cgs1} (m/m)	% d'écart
2 points d'intégration	0,0051	45,7%	0,0058	85,4%
4 points d'intégration	0,0090	4,3%	0,0189	52,5%
6 points d'intégration	0,0095	1,1%	0,0306	23,1%
8 points d'intégration	0,0094	0,0%	0,0328	17,6%
10 points d'intégration	0,0094		0,0398	

3.5 Conclusions

Ce chapitre nous a permis tout d'abord de décrire les caractéristiques des modèles numériques utilisés pour représenter le phénomène d'interaction sol – structure (modèle ISS) et le comportement non-linéaires des murs de refend en béton armé (modèle MR) et ensuite de valider, à l'aide d'études paramétriques, les valeurs de certaines de ces caractéristiques.

Le modèle ISS repose sur le concept de « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » (BNWF). La fondation de chaque mur de refend est modélisée par une poutre élastique reposant sur un nombre fini de ressorts non-linéaires. Chaque ressort non-linéaire suit une loi de comportement qui permet de représenter à la fois le comportement inélastique du sol (non-linéarité due au matériau)

et le décollement des fondations (non-linéarité géométrique). Le modèle est donc capable de représenter le tassement permanent de la fondation et le phénomène de basculement. Son comportement hystérétique permet de tenir compte de la dissipation d'énergie qui survient pendant ces modes de vibration. La fondation dans le modèle ISS se compose d'une partie centrale et d'une zone à chaque extrémité. Les ressorts aux extrémités sont plus rapprochés que ceux dans la partie centrale de façon à bien capturer le phénomène de basculement de la fondation. La rigidité des ressorts aux extrémités de la fondation varie par rapport à celle des ressorts de la partie centrale de façon à représenter une répartition non-uniforme des contraintes sous la fondation. Cette variation de la rigidité permet également de reproduire la rigidité rotationnelle du sol.

Une étude paramétrique portant sur différents paramètres du modèle ISS nous a permis de faire les choix suivants :

- la longueur L_{end} des zones d'extrémités a été calculée à l'aide de l'expression suivante :

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

- dans chacune des deux zones de la fondation, l'espacement entre les ressorts est inférieur à 12% de la longueur de la zone considérée;

- l'amortissement radial a été représenté par sa valeur associée au mode basculement de la fondation;

- le sol n'a aucune capacité de succion.

Le modèle MR est un modèle multifibre 3D. Chaque mur de refend est représenté par un ensemble d'éléments « poutre » non-linéaires, divisés en plusieurs sections droites. Chaque section est discrétisée en fibres dans chacune de ses deux directions principales. Des fibres individuelles sont ajoutées dans chaque section afin de tenir compte de l'armature. Cette approche nous a ainsi permis de reproduire les sections de murs déterminées au chapitre 2. Dans le modèle MR, les fibres de béton au cœur des zones d'armature concentrée ont des propriétés qui représentent un béton confiné alors qu'en périphérie de ces zones et dans la zone d'armature distribuée, les propriétés des fibres sont celles d'un béton non confiné.

Dans le cas présent, les fibres sont carrées et mesurent 20 mm de côté, soit les dimensions correspondant à la discrétisation la plus raffinée possible. Suite à étude paramétrique menée sur le nombre de points d'intégration à utiliser le long de chaque élément « poutre » non-linéaires, nous avons choisi d'avoir recours à 6 points d'intégration.

Pour les analyses non-linéaires menées au chapitre 5, la méthode de Newmark a été utilisée pour l'intégration des équations de mouvement, avec un pas de temps constant égal à 0,001 s et des constantes γ et β respectivement égales à 0,25 et 0,5 (méthode de l'accélération moyenne). Les équations d'équilibres non-linéaires ont été résolues à l'aide de l'algorithme de Newton. Le nombre maximal d'itérations est 50 et la tolérance pour la convergence est de 1.10^{-5}.

CHAPITRE 4 SÉLECTION ET CALIBRATION D'ACCÉLÉROGRAMMES

Les objectifs de ce chapitre sont de présenter les accélérogrammes historiques (section 4.2) et artificiels (section 4.3) retenus pour analyser le bâtiment ainsi que les méthodes utilisées pour les étalonner afin qu'ils soient représentatifs d'un site de catégorie C, à Montréal.

4.1 Introduction

Les séismes de l'Ouest du Canada ont fait l'objet de plusieurs études dans le passé, mais les conclusions de ces dernières ne sont pas directement applicables aux séismes qu'on anticipe dans l'est du Canada. En effet, les séismes majeurs survenus au Québec présentent des singularités importantes, dues à la géologie du Bouclier canadien constitué de roc granitique (gneiss) très rigide. Tout d'abord, les ondes sismiques s'atténuent très peu. Alors que dans l'Ouest, les séismes s'atténuent très rapidement, généralement en moins de 100 kilomètres (Atkinson, 1984), ceux dans l'Est peuvent être ressentis sur plusieurs centaines de kilomètres. Le séisme qui secoua la région du Saguenay en 1988 fut ressenti jusqu'à Washington D.C. (États-Unis) au sud et jusqu'à Thunder Bay (Ontario, Canada) à l'ouest. Ensuite, le mécanisme de rupture tectonique est également fort différent. Alors que dans l'Ouest, les mécanismes responsables des séismes sont clairement identifiés et consistent en des ruptures de failles qui s'étendent jusqu'à la surface, ils sont, pour l'Est, plutôt basés sur des hypothèses. Enfin, le contenu fréquentiel des séismes est différent. Les séismes de l'Est libèrent beaucoup plus d'énergie dans les hautes fréquences que dans les basses fréquences, alors que les séismes qui frappent l'Ouest libèrent la majorité de leur énergie dans les basses fréquences.

4.2 Séismes historiques retenus

Nous avons choisi d'étudier, dans un premier temps, le comportement sismique du bâtiment en considérant les séismes historiques intra-plaques majeurs survenus au Canada. Ces séismes, de part leurs modes de rupture, leur contenu fréquentiel, sont uniques et il apparait donc nécessaire de les utiliser pour étudier la réponse sismique des bâtiments qui pourraient y être confrontés. Cependant, ces accélérogrammes ne peuvent pas être utilisés directement. Une calibration est nécessaire afin qu'ils soient représentatifs des caractéristiques d'un site de catégorie C, à

Montréal, hypothèse que nous avons faite au chapitre 2 concernant le site de construction du bâtiment. Dans cette optique, trois approches ont été considérées pour la calibration. Elles sont décrites à la section 4.2.3. Une présentation des caractéristiques des séismes historiques retenus est d'abord faite à la section 4.2.1. La section 4.2.2 décrit la méthode utilisée pour décorréler les enregistrements retenus.

Avant de poursuivre, précisons tout d'abord le sens de certains termes utilisés par la suite. Un séisme est enregistré par des sismographes placés au niveau de stations d'enregistrement (sites). À chaque site est associé un enregistrement qui se compose de trois accélérogrammes ou encore de trois composantes. Les accélérogrammes sont orientés selon les directions x, y (directions horizontales) et z (direction verticale). Le terme « accélérogrammes horizontaux » (« composantes horizontales ») englobe donc les deux accélérogrammes selon les directions x et y. De même que le terme « accélérogramme vertical » (« composante verticale ») fait référence à l'accélérogramme selon la direction z. Ensuite, rappelons que les accélérogrammes présentés par la suite sont les accélérogrammes horizontaux. Les accélérogrammes verticaux ont été négligés pour l'étude.

4.2.1 **Description des séismes historiques retenus**

Sauf indication contraire, les informations qui suivent proviennent de la Commission Géologique de Canada. Les numéros des sites d'enregistrement mentionnés correspondent à ceux utilisés par la Commission. Les accélérogrammes proviennent du site internet de la Commission. Les accélérogrammes horizontaux présentés dans cette section sont donnés selon les orientations privilégiées des sismographes (x, y) et non selon les directions de propagation des ondes sismiques (directions principales d'un séisme).

4.2.1.1 **Séisme de Nahanni**

La région de Nahanni a été frappée en 1985 par deux séismes de magnitude ($\mathbf{M_w}$) 6,6 (5 octobre) et 6,9 (23 décembre). Les travaux de Wetmiller et al. (1988) ont permis de mettre en évidence que les hypocentres des deux séismes étaient situés presque au même endroit (62,190°N, 124,240°O), à une profondeur de 6 kilomètres. La figure 4.1 indique les régions où ont été ressentis les deux séismes.

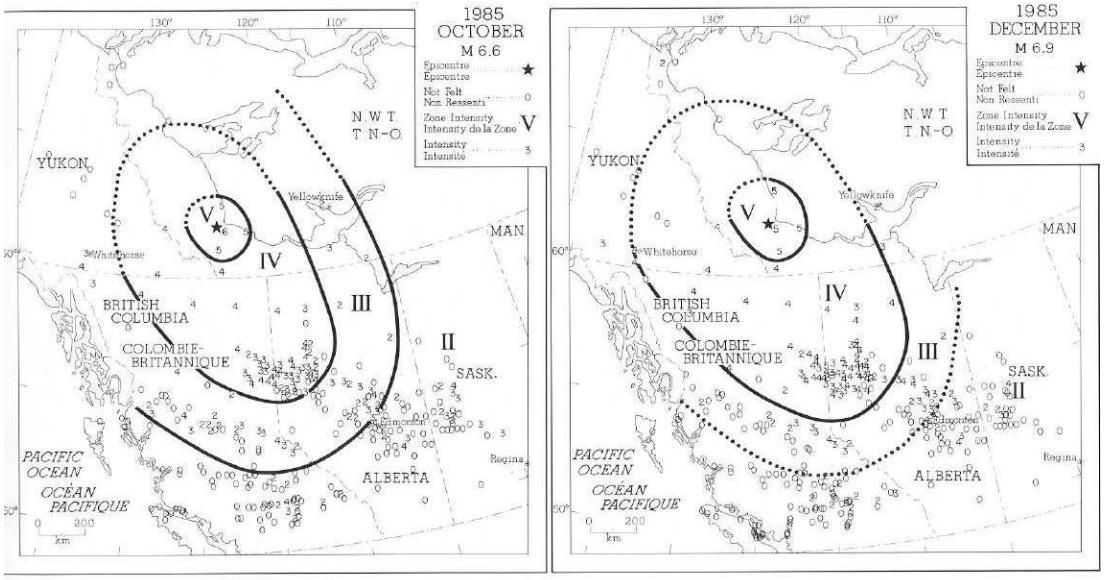


Figure 4.1 : Régions où ont été ressentis les deux séismes qui ont touché la région de Nahanni en 1985 [Source : (Commission Géologique du Canada, 2008)]

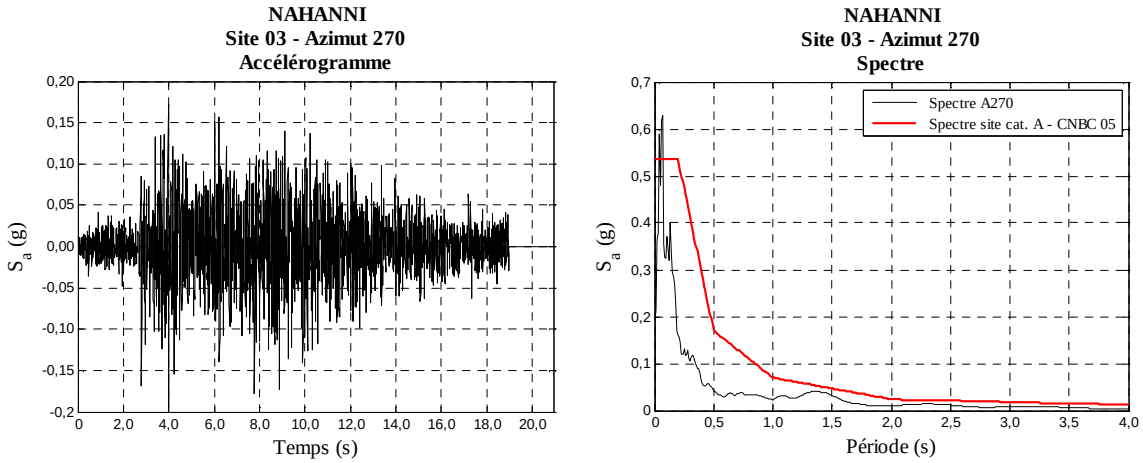
Nous avons décidé d'étudier uniquement l'évènement ayant la plus grande magnitude, soit celui du 23 décembre 1985. Les accélérogrammes retenus proviennent du site d'enregistrement de Battlement Creek (site 03). Leurs caractéristiques sont résumées au tableau 4.1. La distance entre la station d'enregistrement et l'épicentre est notée $D_{épic.}$. L'azimut (donné par rapport au Nord) de chaque composante est spécifié ainsi que son accélération de pointe horizontale (APH) et sa vitesse de pointe horizontale (VPH). Enfin, les conditions de sol sur lequel le sismographe était installé sont précisées. Ils sont présentés, ainsi que les spectres correspondant, aux figures 4.2 et 4.3. Les accélérogrammes présentés ont été modifiés par rapport aux accélérogrammes originaux de façon à enlever le début du signal, avant l'arrivée des ondes P, ainsi que la fin du signal, où l'amplitude des mouvements devient très faible. Pour cela, nous nous sommes basés sur la durée de Trifunac-Brady (Trifunac & Brady, 1975) qui correspond à la durée entre le moment où 5% de l'énergie totale du signal est atteinte ($T_{inf.\ 5\%}$) et le moment où 95% de l'intensité du signal est atteinte ($T_{sup.\ 95\%}$). Nous avons enlevé la partie du signal comprise entre le temps T = 0 s et le temps T = $T_{inf.\ 5\%}$, temps auquel nous avons retranché deux secondes afin de s'assurer de conserver tout le train d'ondes P. Pour ce qui est de la partie du signal au-delà du temps $T_{sup.\ 95\%}$, nous avons décidé de couper aux cinq secondes près supérieures. La durée des accélérogrammes ainsi modifiés est donnée au tableau 4.2.

Tableau 4.1 : Caractéristiques de l'enregistrement sismique de Nahanni retenu pour l'étude

N°	Site	Latitude Longitude	$D_{épic.}$ (km)	Azimut	APH (g)	VPH (cm/s)	Conditions géotechniques
03	Battlement Creek	62,133°N 123,844°O	22	270° 360°	0,186 0,194	6,457 3,505	roc

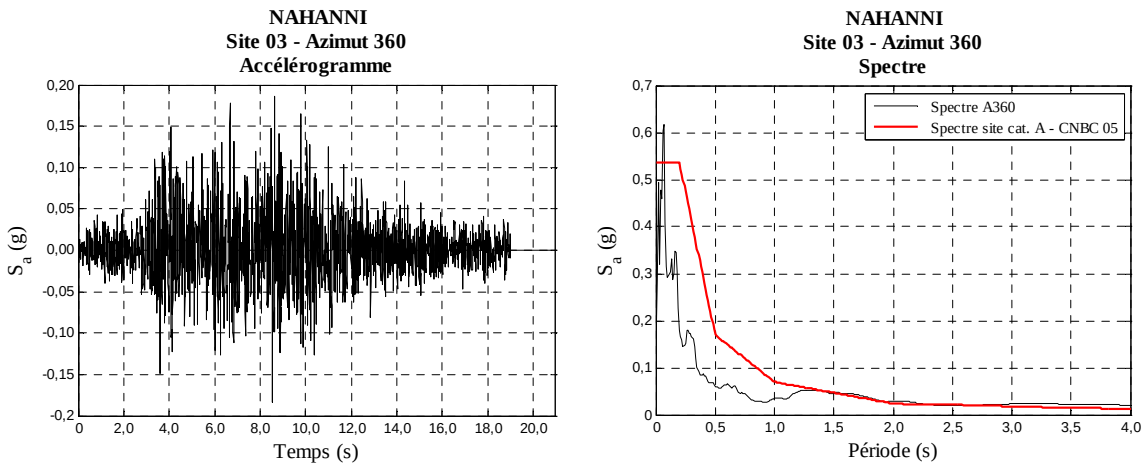
Tableau 4.2 : Durée de l'accélérogramme modifié (séisme de Nahanni) retenu pour l'étude

N°	Site	Durée des accélérogrammes (s)
03	Battlement Creek	19,0



a) b)

Figure 4.2 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 270° – site 03 – Nahanni



a) b)

Figure 4.3 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 360° – site 03 – Nahanni

4.2.1.2 **Séisme du Saguenay**

Le 25 novembre 1988, l'est du Québec est frappé par le tremblement de terre le plus important de la deuxième moitié du vingtième siècle survenu dans l'est de l'Amérique du Nord. D'une magnitude ($\mathbf{M_w}$) de 5,9, il a été ressenti sur plus de 3,5 millions de km^2. L'épicentre (48,117°N, 71,184°O) se situait dans le nord de la Réserve faunique des Laurentides, dans la région de Saguenay. L'hypocentre se trouvait à une profondeur de 29 kilomètres. Le séisme a été enregistré par plusieurs stations du Réseau d'enregistrement des secousses fortes de l'Est du Canada, dont une description est faite dans Munro et al. (1986). Les emplacements de ces stations sont montrés à la figure 4.4.

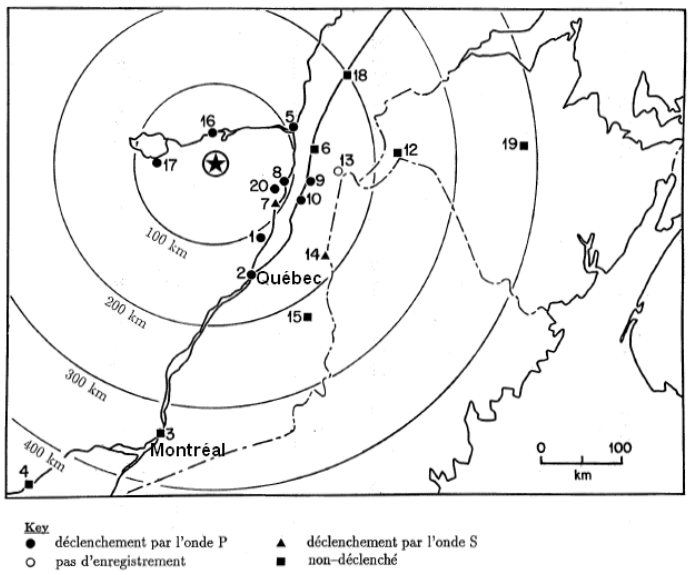


Figure 4.4 : Emplacements des stations d'enregistrement actives lors du séisme du Saguenay [(Commission Géologique du Canada, 2008)]

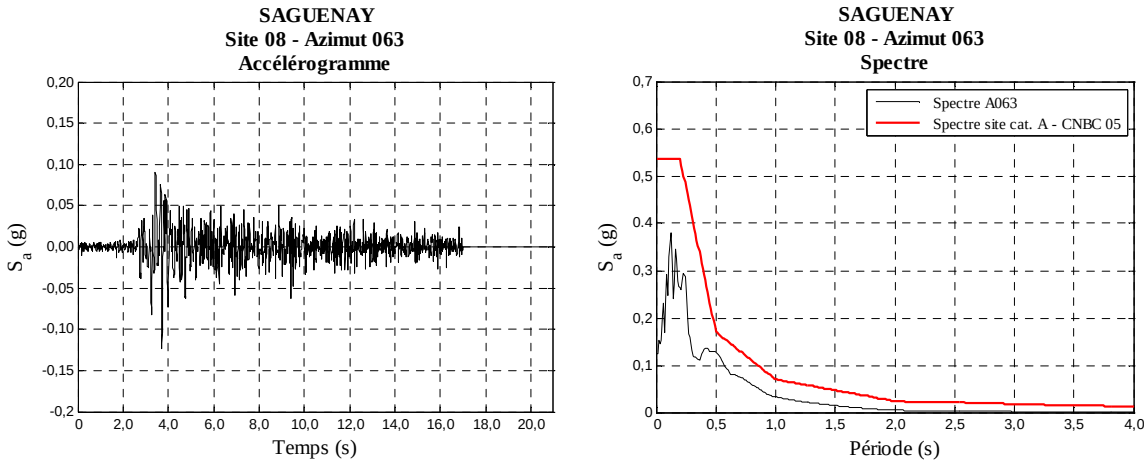
Nous avons uniquement examiné les enregistrements provenant des stations situées à une distance inférieure à 100 kilomètres de l'épicentre ($D_{épic.}$), reposant sur le roc et dont au moins une des deux composantes horizontales a une accélération de pointe horizontale (APH) supérieure à 0,1g. Seuls les sites 08, 16, 17 et 20 répondent à ces critères. Les caractéristiques des accélérogrammes retenus sont récapitulées dans le tableau 4.3 et présentées, ainsi que les spectres correspondant, aux figures 4.5 et 4.6 pour le site 08 et en annexe IV pour les autres sites (figures IV.1 à IV.6). Ils ont été modifiés par rapport aux accélérogrammes originaux de la même façon que précédemment.

Tableau 4.3 : Caractéristiques des enregistrements sismiques du Saguenay retenus pour l'étude

N°	Site	Latitude Longitude	$D_{épic.}$ (km)	Azimut	APH (g)	VPH (cm/s)	Conditions géotechniques
08	La Malbaie	47,655° N 70,153° O	92	063° 333°	0,124 0,060	4,756 1,368	Roc
16	Chicoutimi-Nord	48,490° N 71,012° O	43	124° 214°	0,131 0,107	2,514 1,551	Roc
17	St-André-du-Lac-St-Jean	48,325° N 71,992° O	64	000° 270°	0,156 0,091	1,795 1,042	Roc
20	Les Éboulements	47,550° N 70,327° O	90	000° 270°	0,125 0,102	4,337 2,672	Roc

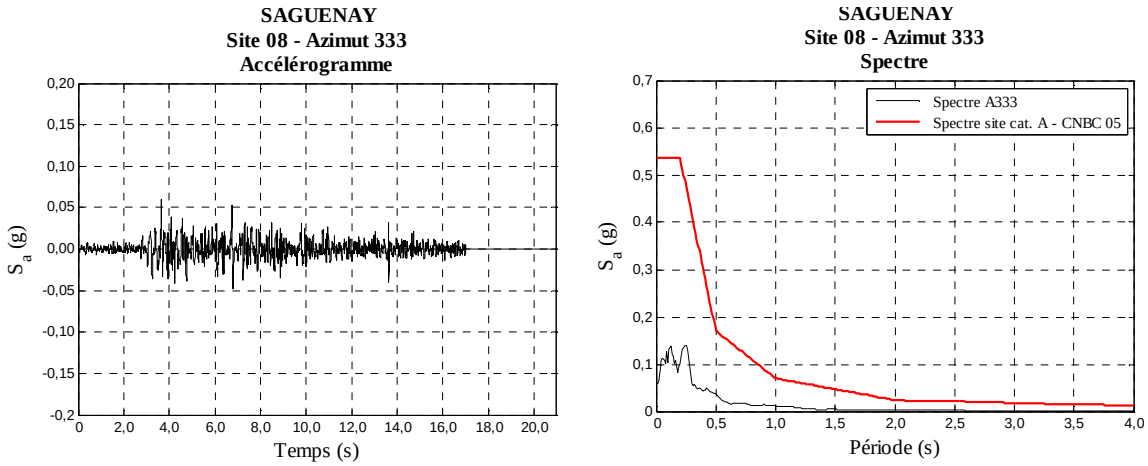
Tableau 4.4 : Durée des accélérogrammes modifiés (séisme du Saguenay) retenus pour l'étude

N°	Site	Durée des accélérogrammes (s)
08	La Malbaie	17,0
16	Chicoutimi-Nord	21,0
17	St-André-du-Lac-St-Jean	21,0
20	Les Éboulements	12,5



a) b)

Figure 4.5 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 063° – site 08 – Saguenay



a) b)

Figure 4.6 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 333° – site 08 - Saguenay

4.2.1.3 **Conclusion**

En conclusion de cette section sur la description des séismes historiques retenus, nous pouvons dire que quelque soit l'accélérogramme considéré, deux tendances se dégagent : d'une part, l'énergie de chaque accélérogramme est concentrée dans les basses périodes ($T < 0,5$ s) et d'autre part, les accélérations spectrales sont nettement plus faibles que celles du spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie A, à Montréal. À la vue de ces conclusions, la calibration des accélérogrammes s'avère nécessaire.

4.2.2 **Directions principales majeures et mineures**

Lors d'un séisme, les sismographes enregistrent les signaux selon l'orientation propre de la station. Toutefois, les ondes d'un séisme se propagent dans toutes les directions de l'espace et, pour cette raison, la direction principale des ondes n'est pas nécessairement celle de la station. Pour déterminer les accélérogrammes selon les directions principales du séisme, une décorrélation des signaux doit être effectuée.

Hernández et al. (2003) se sont intéressés aux effets d'utiliser des accélérogrammes décorrélés ou non lors d'analyses bidirectionnelles. D'après les résultats de leurs travaux, négliger la corrélation entre les accélérogrammes provenant d'une même station d'enregistrement peut conduire à des analyses dynamiques non conservatrices. Crestel (2007) s'est également intéressé à la même problématique. Il conclut que, pour obtenir la réponse maximale de la structure, il faut utiliser la direction principale majeure d'un séisme comme composante horizontale lors d'analyses unidirectionnelles. À la vue de ces conclusions, il est nécessaire, avant d'utiliser les enregistrements, de déterminer les accélérogrammes selon les directions principales du séisme. La méthode suivie pour décorréler les accélérogrammes est décrite dans ce qui suit.

Soit $a_x(t)$, $a_y(t)$ et $a_z(t)$ les trois composantes d'un séisme enregistrées par un sismographe selon ses axes x, y et z. Sous l'hypothèse que les accélérogrammes sont des processus aléatoires, il est possible de trouver un système d'axes selon lequel chaque composante devient indépendante des deux autres (Penzien & Watabe, 1975). Dans ce cas, les accélérogrammes sont dits décorrélés et le système d'axes est tel que la covariance entre les composantes est nulle. La figure 4.7 représente les orientations x, y et z selon lesquelles les accélérogrammes ont été enregistrés ainsi que les axes principaux 1, 2 et 3 selon lesquels les accélérogrammes sont décorrélés. La direction

principale 1 est la direction horizontale principale majeure, la direction principale 2 est la direction horizontale principale mineure et finalement, la direction principale 3 est la direction principale verticale. Dans le cas présent, la composante verticale des séismes historiques a été négligée puisque, d'une façon générale, cette composante n'influence pas de façon significative la réponse structurale des bâtiments (Beyer & Bommer, 2007). Nous avons donc supposé que l'accélérogramme selon la direction z correspond à la direction principale verticale (figure 4.8).

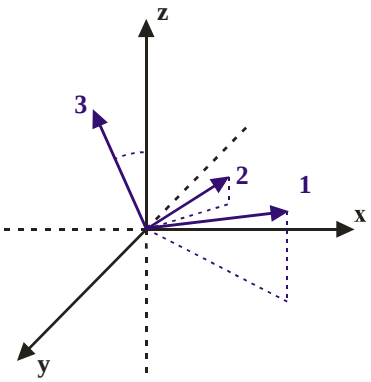


Figure 4.7 : Directions d'enregistrement (x, y et z) des accélérogrammes et directions principales (1, 2 et 3)

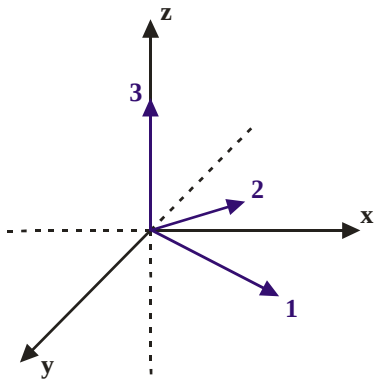


Figure 4.8 : Directions d'enregistrement (x, y et z) des accélérogrammes et directions principales (1, 2 et 3), dans le cas où la composante verticale du séisme est négligée

Introduisons ρ_{xy}, le facteur de corrélation entre les deux composantes horizontales (Beyer et al., 2007), calculé à l'aide de l'équation [4.1].

$$\rho_{xy} = \frac{\mu_{xy}}{\sigma_{xx}\sigma_{yy}} \qquad [4.1]$$

Avec

$$\sigma_{xx} = \frac{1}{t_d}\int_0^{t_d}\left(a_x(t) - \overline{a_x(t)}\right)dt \qquad [4.2]$$

$$\sigma_{yy} = \frac{1}{t_d}\int_0^{t_d}\left(a_y(t) - \overline{a_y(t)}\right)dt \qquad [4.3]$$

$$\mu_{xy} = \frac{1}{t_d}\int_0^{t_d}\left(a_x(t) - \overline{a_x(t)}\right)\left(a_y(t) - \overline{a_y(t)}\right)dt \qquad [4.4]$$

Où σ_{xx} représente la variance de l'accélérogramme enregistré selon la direction x, σ_{yy} représente la variance de l'accélérogramme enregistré selon la direction y, t_d correspond à la durée des accélérogrammes considérés, $a_i(t)$ est l'accélérogramme selon la direction i et $\overline{a_1(t)}$ est la valeur moyenne de l'accélérogramme selon la direction i, sur la durée t_d. Dans le cas présent, t_d va être pris égale à la durée totale du séisme.

Nous cherchons à minimiser ρ_{xy}, autrement dit nous cherchons à faire pivoter $a_x(t)$ et $a_y(t)$ d'un angle $\theta_{princ.}$ tel que le facteur de corrélation tende vers zéro. Une fois l'angle de rotation trouvé, les accélérogrammes selon les directions principales majeure et mineure sont obtenus en multipliant les accélérogrammes initiaux par une matrice de rotation tel que présenté par l'équation [4.5].

$$\begin{pmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{pmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \end{pmatrix} \qquad [4.5]$$

Dans ce qui suit, le terme « accélérogrammes bruts » fait référence aux accélérogrammes orientés selon les directions x et y alors que le terme « accélérogrammes principaux » fait référence aux accélérogrammes orientés selon les directions principales horizontales majeure et mineure. Les calculs ont été faits selon les recommandations d'Amar Khaled (Communication personnelle, novembre 2008). Le tableau 2.15 présente les résultats de la décorrélation des accélérogrammes bruts. L'angle de rotation des accélérogrammes bruts pour obtenir les accélérogrammes principaux est noté $\theta_{princ.}$ (figure 4.9). L'APH de chaque composante brute est rappelé ainsi que l'APH de chaque composante principale. Les spectres décorrélés ainsi que les spectres des accélérogrammes bruts sont présentés, pour les sites 03 et 08, aux figures 4.10 à 4.11 et en annexe IV pour les autres sites (figures IV.7 à IV.9). Nous pouvons dire que d'une façon générale, il n'y a pas de différence notoire entre les spectres des accélérogrammes orientés selon les directions des sismographes et ceux des accélérogrammes orientés selon les directions principales des séismes.

Tableau 4.5 : Résumé de la décorrélation des enregistrements sismiques historiques

Séisme	**N° site**	**Azimut$_{init.}$**	**APH$_{init.}$**	**Directions principales**	**$\theta_{princ.}$**	**Azimut$_{princ.}$**	**APH$_{princ.}$**
Nahanni	03	270° 360°	0,186 0,194	1 2	339°	249° 339°	0,188 0,181
Saguenay	08	063° 333°	0,124 0,060	1 2	8°	71° 341°	0,126 0,053
Saguenay	16	124° 214°	0,131 0,107	1 2	343°	107° 197°	0,134 0,118
Saguenay	17	000° 270°	0,156 0,091	1 2	274°	274° 184°	0,157 0,091
Saguenay	20	000° 270°	0,125 0,102	1 2	288°	288° 198°	0,120 0,102

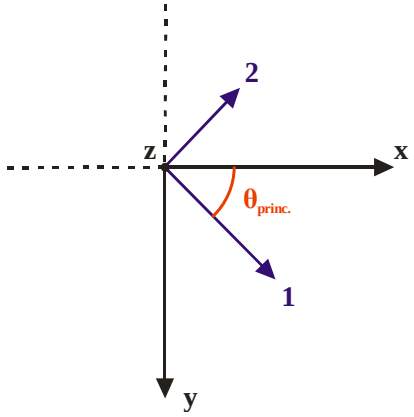


Figure 4.9 : Principe de la décorrélation

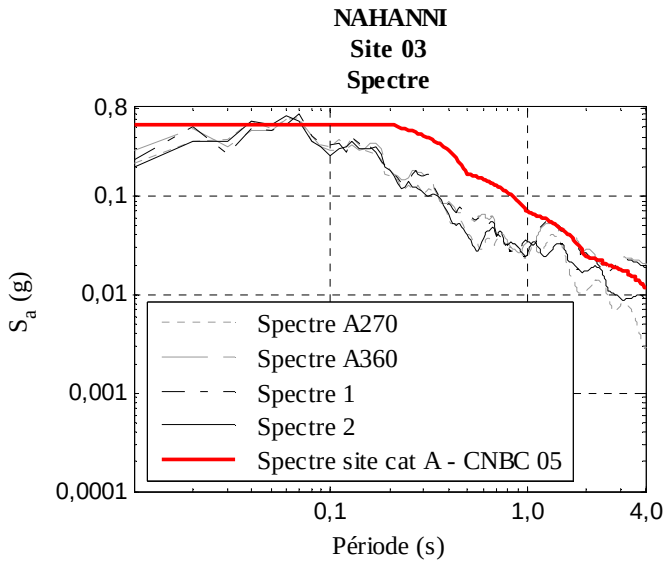


Figure 4.10 : Spectres correspondant aux accélérogrammes bruts et aux accélérogrammes principaux dans les deux directions horizontales – site 03 – Nahanni

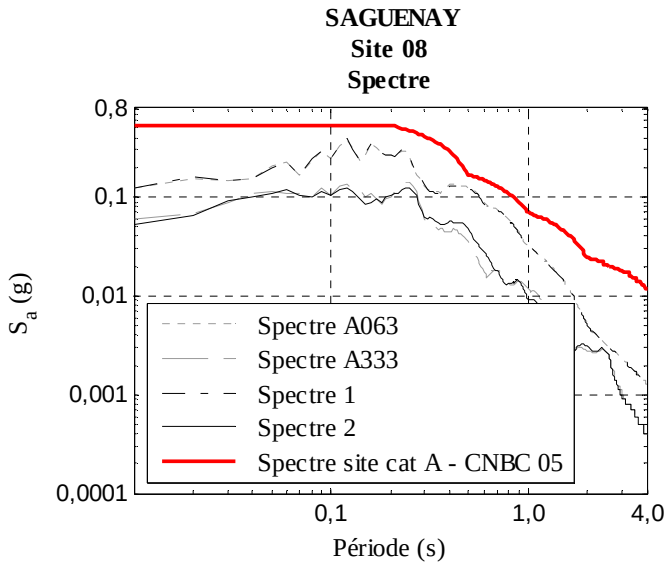


Figure 4.11 : Spectres correspondant aux accélérogrammes bruts et aux accélérogrammes principaux dans les deux directions principales horizontales – site 08 – Saguenay

4.2.3 **Modification des spectres d'accélération**

Les trois méthodes de calibration introduites au début de la section 4.2 sont explicitées aux sections 4.2.3.1 à 4.2.3.3.

4.2.3.1 **Calibration : approche n°1 (APHA)**

L'approche n°1, désignée par le sigle APHA par la suite, se fait en deux étapes.

4.2.3.1.1 *Étape n°1*

L'étape n°1 consiste à appliquer un facteur de calibration aux enregistrements pour qu'ils soient représentatifs d'un site de catégorie A, à Montréal. Les facteurs de calibration sont égaux au rapport entre l'APH ($APH_{moy.}$) du site d'enregistrement considéré et l'APH (APH_{siteA}) cible pour un site de catégorie A, à Montréal. L'$APH_{moy.}$ est égale à la moyenne arithmétique de l'APH de chacun des deux accélérogrammes ($APH_{princ.}$) du site considéré alors que l'APH_{siteA} est déterminée en multipliant l'APH spécifiée dans le CNBC 2005 pour un site de catégorie C, (0,43g) à Montréal, par le coefficient de site associé à l'accélération, F_a (0,776). Dans le cas présent, l'APH_{siteA} vaut 0,334g. Chaque site a un facteur de calibration qui lui est propre et qui est appliqué aux deux accélérogrammes. Les valeurs de ces facteurs sont résumées dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Facteurs de calibration des enregistrements pour correspondance avec l'APH d'un site de catégorie A à Montréal (Note : APH site catégorie A Montréal = 0,334g)

Séisme	**N° site**	**Directions principales**	**$APH_{princ.}$**	**$APH_{moy.}$**	**Facteur de calibration (APHA)**
Nahanni	03	1 2	0,188 0,180	0,184	1,81
Saguenay	08	1 2	0,126 0,053	0,090	3,73
Saguenay	16	1 2	0,134 0,118	0,126	2,65
Saguenay	17	1 2	0,157 0,091	0,124	2,69
Saguenay	20	1 2	0,120 0,102	0,111	3,01

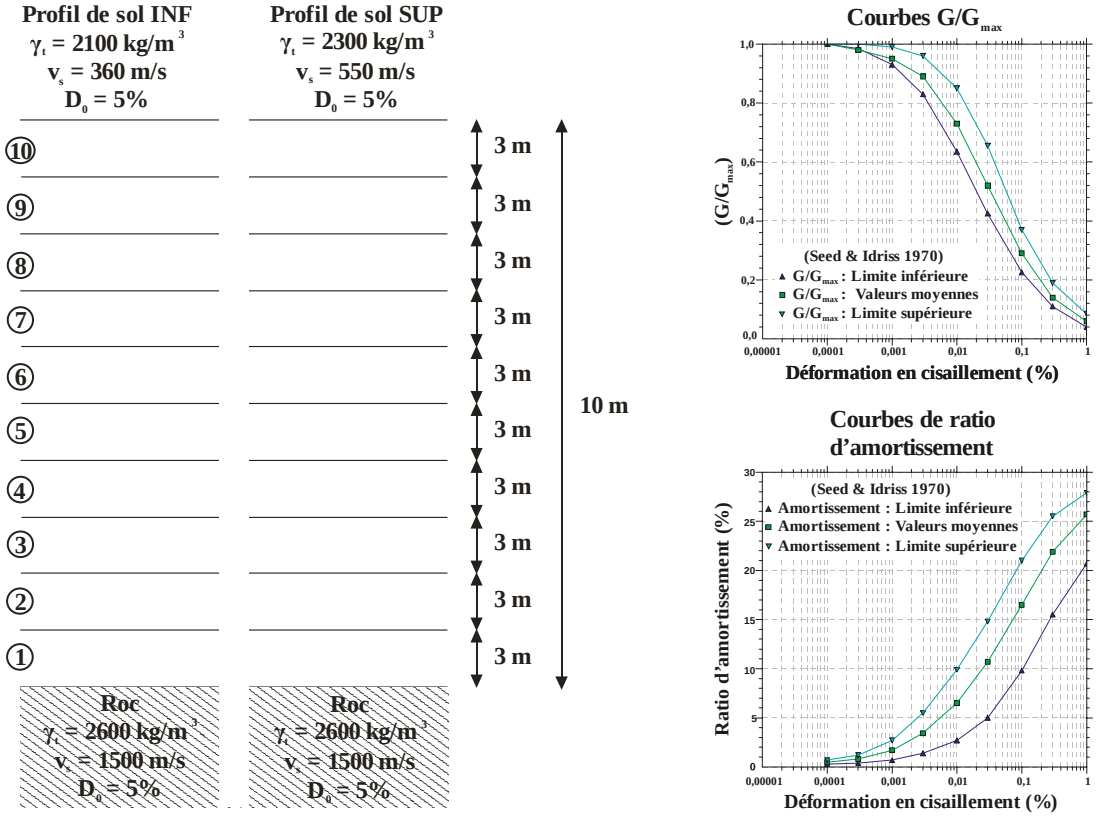
4.2.3.1.2 *Étape n°2*

L'étape n°2 consiste à faire passer les accélérogrammes à travers un dépôt de sol ayant les caractéristiques d'un site de catégorie C, à Montréal. Cette étape a été réalisée à l'aide du logiciel SHAKE2000® (Ordónez, 2000). Ce logiciel permet d'évaluer la réponse d'un dépôt de sol soumis à un séisme. Le dépôt de sol est représenté par N couches supposées visco-élastiques linéaires dont l'extension dans la direction horizontale est supposée infinie. La propagation des ondes sismiques se fait dans la direction verticale. Ce logiciel résout l'équation de propagation d'ondes unidimensionnelle dans le domaine fréquentiel. Les nonlinéarités du sol sont prises en compte grâce au modèle linéaire équivalent développé par Seed et Idriss (1970). Les paramètres élastiques du sol sont ajustés de manière itérative dans le domaine des fréquences, en ajustant à chaque itération le module de cisaillement et le taux d'amortissement au sein de chaque couche de sol, en fonction du cisaillement effectif calculé lors de l'itération précédente jusqu'à convergence des résultats. Les courbes du rapport G/G_{max} et du taux d'amortissement en fonction des déformations en cisaillement développées par Seed et Idriss (1970) et utilisées pour les analyses sont données à la figure 4.12 b). Le nombre d'itérations maximum pour obtenir un module de cisaillement sécant et un amortissement compatible avec le niveau de déformations de cisaillement a été pris égal à 5.

Dans le cas présent, nous avons modélisé les deux profils de sol INF et SUP considérés dans l'étude (section 2.4.1). Chaque accélérogramme modifié à l'étape n°1 a donc été passé à travers deux dépôts de sol ayant les caractéristiques d'un profil de sol représentatifs de site de catégorie C, à Montréal. Le principe de la modélisation est schématisé à la figure 4.12 a). Chaque profil de sol est composé de dix couches de 3,0 m d'épaisseur, pour une épaisseur totale de 30,0 m. Les dix couches sont supposées identiques. Leurs propriétés sont résumées au tableau 4.7. La période fondamentale de chaque profil de sol, obtenue du logiciel SHAKE2000, est également donnée au tableau 4.7. Les accélérogrammes modifiés selon l'étape n°1 sont appliqués au niveau du roc.

Tableau 4.7 : Caractéristiques des dépôts de sol modélisés dans SHAKE2000

	Profil de sol INF	**Profil de sol SUP**
Nombre de couches	10	10
Épaisseur des couches (m)	3	3
v_s (m/s)	360	550
γ_t (kg/m^3)	2 100	2 300
D_0 (%)	5	5
Période fondamentale	0,41 s	0,27 s



a) b)

Figure 4.12 : Principe du modèle SHAKE2000 : a) modélisation des profils de sol b) courbes développées par Seed et Idriss (1970)

4.2.3.1.3 *Conclusion*

Les spectres d'accélération des accélérogrammes modifiés selon la méthode APHA, considérant le profil de sol INF, sont présentés aux figures 4.13 à 4.14 a) pour les sites 03 et 08 et en annexe IV pour les autres sites (figures IV.10 à IV.12 a)) alors que ceux considérant le profil de sol

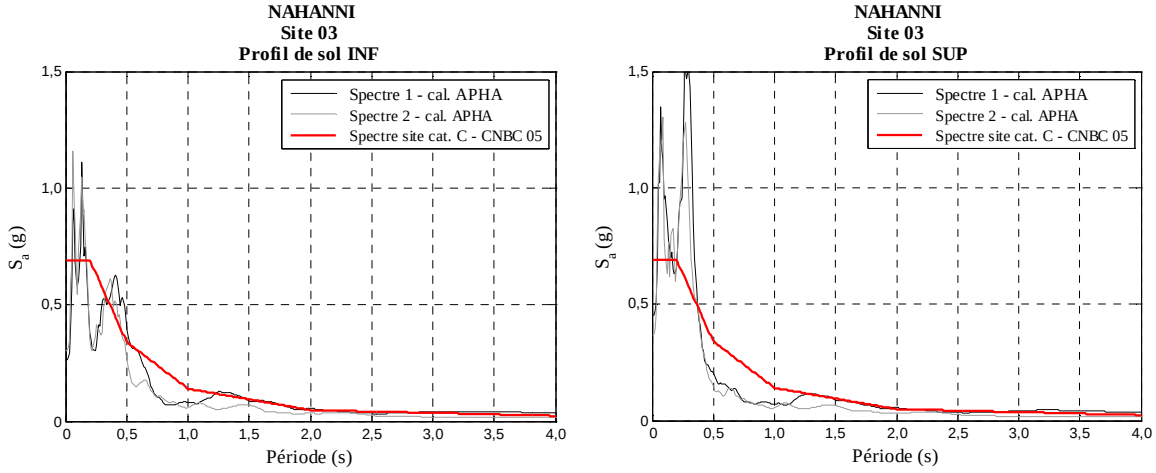
SUP, sont présentés aux figures 4.13 à 4.14 b) pour les sites 03 et 08 et en annexe IV pour les autres sites (figures IV.10 à IV.12 b))

Tout d'abord, nous remarquons que quelque soit le site considéré, les spectres d'accélération des accélérogrammes à la surface des dépôts sont très fortement amplifiés pour une période comprise entre 0,4 – 0,5 s (dépendant du site considéré) pour le profil de sol INF et de l'ordre de 0,25 s pour le profil de sol SUP (tableau 4.8). Ces périodes correspondent respectivement aux périodes fondamentales des profils de sol INF et SUP (tableau 4.7). Nous notons également une seconde zone d'amplification vis-à-vis de la plage de période associée au second mode de vibration du dépôt (environ 0,15 s pour le profil de sol INF et environ 0,09 s pour le profil de sol SUP).

Ensuite, nous remarquons que, pour la majorité des sites considérés, les spectres en surface associés au profil de sol INF et SUP excèdent le spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal, sur la plage de périodes comprise entre 0 et 0,5 s environ. Les spectres en surface pour les sites 08 et 20 (séisme du Saguenay), quelque soit le profil de sol, excèdent même le spectre cible sur la plage de périodes comprise entre 0 et 1,0 s. Les dépassements vis-à-vis de la période fondamentale du profil sont très importants : entre 1,2 et 2,8 fois les ordonnées du spectre du code pour le profil de sol INF (les accélérations spectrales à la période fondamentale du profil INF pour les spectres 2 des sites 16 et 17 du séisme du Saguenay sont cependant inférieures à celles du spectre du code) et entre 1,5 et 4,8 fois les ordonnées du spectre du code pour le profil de sol SUP. Tout cela est résumé au tableau 4.8. Cependant, pour les périodes plus grandes ($T > 1,0$ s), les accélérations spectrales sont inférieures à celles du spectre du CNBC 2005. Les déficiences sont plus marquées pour les enregistrements provenant des sites 16, 17 et 20 (Saguenay). Les enregistrements provenant des sites 03 (Nahanni) et 08 (Saguenay) ont des spectres qui, après calibration, ont des ordonnées spectrales proches de celles du spectre du CNBC 2005 autour de la période correspondant à la période fondamentale du bâtiment à l'étude (2,5 – 3,0 s).

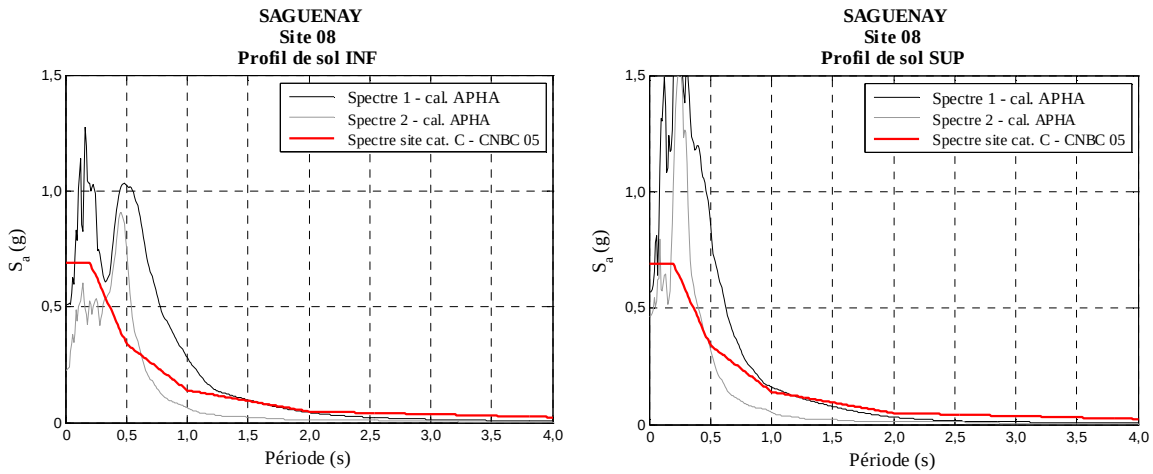
Tableau 4.8 : Valeurs d'accélération spectrale des spectres des accélérogrammes modifiés selon la méthode APHA correspondant à la période fondamentale des profils de sol

		Profil de sol INF				Profil de sol SUP			
		$S_{a\ max}$ (g)	T_a (s)	$S_{a\ code}$ (g)	Amp.	$S_{a\ max}$ (g)	T_a (s)	$S_{a\ code}$ (g)	Amp.
Nahanni Site 03	**Spt 1**	0,62	0,41	0,45	1,40	1,53	0,27	0,61	2,51
	Spt 2	0,61	0,36	0,50	1,22	1,28	0,27	0,61	2,10
Saguenay Site 08	**Spt 1**	1,03	0,48	0,36	2,84	2,17	0,24	0,64	3,38
	Spt 2	0,91	0,46	0,39	2,34	1,52	0,25	0,63	2,41
Saguenay Site 16	**Spt 1**	0,85	0,37	0,49	1,74	1,42	0,25	0,63	2,25
	Spt 2	0,37	0,40	0,46	0,81	1,43	0,25	0,63	2,26
Saguenay Site 17	**Spt 1**	0,57	0,38	0,48	1,19	1,20	0,26	0,62	1,94
	Spt 2	0,45	0,37	0,49	0,92	0,95	0,24	0,64	1,47
Saguenay Site 20	**Spt 1**	0,99	0,29	0,59	1,69	2,60	0,33	0,54	4,83
	Spt 2	0,89	0,42	0,43	2,06	2,28	0,28	0,60	3,82



a) b)

Figure 4.13 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode APHA – site 03 – Nahanni : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP



a) b)

Figure 4.14 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode APHA – site 08 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP

4.2.3.2 **Calibration : approche n°2 (SPTMA)**

L'approche n°2, désignée par le sigle SPTMA par la suite, se fait en deux étapes.

4.2.3.2.1 *Étape n°1*

L'étape n°1 consiste à modifier les accélérogrammes de telle sorte que leur spectre d'accélération s'approche d'un spectre cible, pour une plage de période donnée (« spectral matching »). Dans notre cas, le spectre cible est le spectre du CNBC 2005, pour un site de catégorie A, à Montréal. Les accélérogrammes principaux ne peuvent cependant pas être tous calibrés sur 100% du spectre cible puisque cela reviendrait à « annuler », au moins d'un point de vue amplitude spectrale, la décorrélation. Pour chaque site d'enregistrement, le spectre cible a donc été étalonné par deux facteurs différents, selon la composante principale ajustée. Les deux facteurs permettent de tenir compte du ratio entre l'accélérogramme orienté selon la composante principale horizontale majeure et l'accélérogramme orienté selon la composante principale horizontale mineure. À noter que la moyenne de ces deux facteurs est égale à 1,0 afin de calibrer l'enregistrement sur 100% du spectre cible.

Avant d'exposer les résultats de la calibration SPTMA, nous présentons tout d'abord la procédure suivie par le logiciel Spectre (Leclerc, 2006) pour ajuster un spectre d'accélération sur un spectre cible (« spectral matching ») puis nous explicitons les facteurs d'étalonnage à appliquer au spectre cible.

4.2.3.2.1.1 Spectral Matching

Le logiciel Spectre® (Leclerc, 2006) commence par calculer le spectre d'accélération correspondant à l'accélérogramme considéré, pour un amortissement de 5%, sur une plage de périodes comprise entre 0,01 s et 4,00 s (0,25 à 100 Hz), avec un espacement entre les périodes de 0,01 s. Il calcule ensuite le rapport entre le spectre cible (ici le spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie A, à Montréal) et le spectre de l'accélérogramme considéré, pour chacune des fréquences correspondant aux périodes de la plage [0,01 s ; 4,00 s]. L'accélérogramme est ensuite transformé en une série de Fourier, pour chacune des valeurs de fréquence évoquées précédemment, et les amplitudes associées à chaque fréquence sont modifiées par le rapport entre le spectre cible et le spectre de l'accélérogramme. Les angles de phase demeurent inchangés. Le signal ainsi modifié dans le domaine des fréquences est finalement ramené dans le domaine du temps. Le processus peut-être répété jusqu'à ce que l'écart maximum entre les ordonnées du spectre cible et du spectre de l'accélérogramme modifié soit à l'intérieur d'une limite fixée. Dans notre projet, nous nous limitons à une seule itération (« loose spectral matching ») de façon à conserver au maximum la signature initiale des enregistrements tout en corrigeant les principales déficiences (surplus ou carence) en énergie sur la plage de fréquences d'intérêt.

4.2.3.2.1.2 Facteurs de calibration du spectre cible

Comme nous l'avons mentionné au début de la section 4.2.3.2.1, les facteurs d'étalonnage (pour chaque site d'enregistrement) du spectre cible doivent permettre de tenir compte du ratio entre l'accélérogramme orienté selon la composante principale horizontale majeure et l'accélérogramme orienté selon la composante principale horizontale mineure. Des travaux réalisés sur des séismes majeurs survenus le long de la Ceinture de Feu du Pacifique (López et Al., 2006) ont permis de mettre en évidence un rapport moyen de 0,7 entre le spectre correspondant à la composante principale horizontale majeure et le spectre correspondant à la composante principale horizontale mineure. Les résultats présentés dans le mémoire de maîtrise

de Crestel (2007), concernant le rapport entre les spectres horizontaux correspondant aux accélérogrammes principaux, pour les séismes historiques survenus au Canada, présentent globalement une bonne similarité avec les résultats présentés dans López et al. (2006). Cependant, individuellement, les rapports associés à chaque site d'enregistrement peuvent varier énormément autour de cette valeur moyenne de 0,7 (Crestel, 2007). À la vue de ces résultats, il parait nécessaire de considérer chaque site de façon indépendante pour la détermination des facteurs d'étalonnage du spectre cible.

Définissons le ratio ρ_h des spectres horizontaux correspondant aux accélérogrammes principaux comme le rapport entre S_{a1} et S_{a2} qui représentent respectivement les spectres de pseudo-accélérations selon les directions principales horizontales majeure et mineure (équation [4.6]).

$$\rho_h = \frac{S_{a1}}{S_{a2}} \qquad [4.6]$$

Le tableau 4.9 présente, pour chaque site d'enregistrement, le ratio des spectres correspondant aux accélérogrammes principaux. À noter que le ratio a été calculé sur différentes plages de périodes.

Tableau 4.9 : Ratios des spectres horizontaux pour chaque site retenu sur différentes plages de périodes

Séisme	**N° site**	**Ratios des spectres horizontaux ρ_h**		
		Plage de périodes considérées		
		[0,02 – 1,00]	**[0,02 – 2,00]**	**[0,02 – 4,00]**
Nahanni	03	0,88	0,76	0,66
Saguenay	08	0,37	0,35	0,43
Saguenay	16	0,53	0,60	0,54
Saguenay	17	0,72	0,78	0,75
Saguenay	20	1,05	0,90	0,89
	$\bar{x}$	0,71	0,68	0,66

La première remarque concerne la variabilité du ratio des spectres correspondant aux accélérogrammes principaux, selon le site considéré. Selon la plage de périodes regardée, ce ratio varie entre 0,35 à 1,05. Afin de travailler sur une plage de périodes qui englobe la majorité des périodes de vibration du mode fondamental des structures de génie civil, nous avons retenu la

plage [0,02 s ; 2,00 s]. À noter que, globalement, la moyenne des ratios des spectres correspondant aux accélérogrammes principaux est toujours proche de 0,7.

4.2.3.2.2 *Étape n°2*

L'étape n°2 est la même que celle de la méthode APHA décrite à la section 4.2.3.1.2.

4.2.3.2.3 *Conclusion*

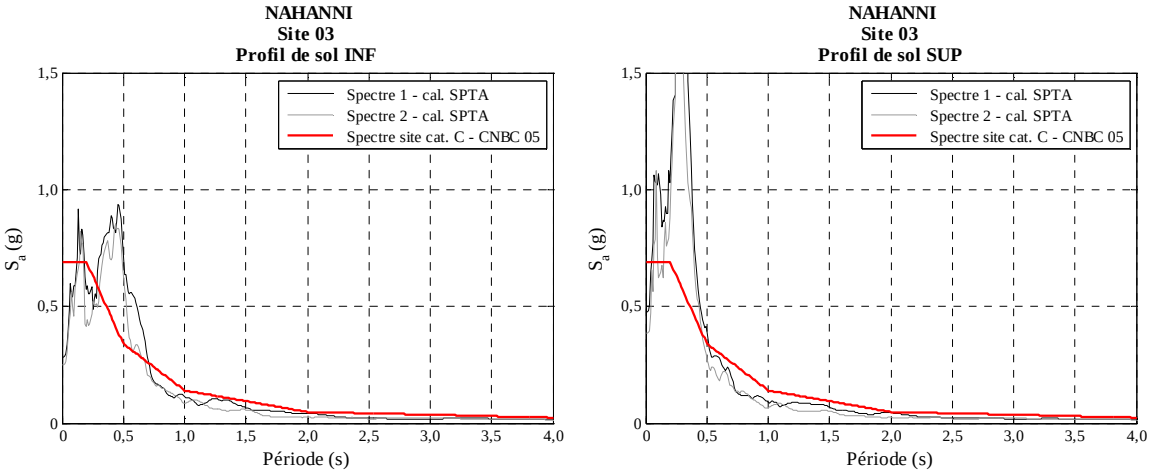
Les spectres d'accélération des accélérogrammes modifiés selon la méthode SPTMA, considérant le profil de sol INF, sont présentés aux figures 4.15 et 4.16 a) pour les sites 03 et 08 et en annexe IV pour les autres sites (figures IV.13 à IV.15 a)) alors que ceux considérant le profil de sol SUP, sont présentés aux figures 4.15 et 4.16 b) pour les sites 03 et 08 et en annexe IV pour les autres sites (figures IV.13 à IV.15 b))

Les conclusions concernant les spectres d'accélération sont sensiblement les mêmes que celles énoncées à la section 4.2.3.1.3. Les spectres sont fortement amplifiés pour les mêmes périodes que précédemment, comme le montre le tableau 4.10.

Les spectres en surface associés au profil de sol INF et SUP excèdent le spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal, sur la plage de périodes pouvant aller de 0 à 1,0 s environ. Les dépassements vis-à-vis de la période fondamentale du profil sont très importants : entre 1,3 et 3,0 fois les ordonnées du spectre du code pour le profil de sol INF et entre 1,9 et 4,6 fois les ordonnées du spectre du code pour le profil de sol SUP. Tout cela est résumé au tableau 4.10. Cependant, pour les périodes plus grandes (T > 1,0 s), les spectres sont inférieurs à celui du CNBC 2005. Les déficiences sont plus marquées toujours pour les enregistrements provenant des sites 16, 17 et 20 (Saguenay). Les enregistrements provenant des sites 03 (Nahanni) et 08 (Saguenay) ont des spectres qui, après calibration, ont des ordonnées spectrales qui correspondent avec celles du spectre du CNBC 2005 autour de la période correspondant à la période fondamentale du bâtiment à l'étude (2,5 – 3,0 s).

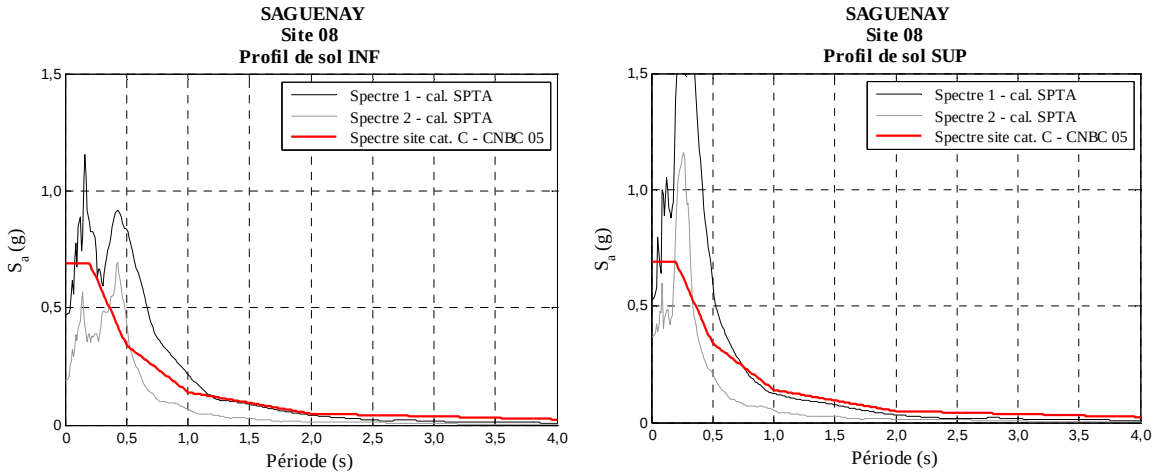
Tableau 4.10 : Valeurs d'accélération spectrale des spectres des accélérogrammes modifiés selon la méthode SPTMA correspondant à la période fondamentale des profils de sol

		Profil de sol INF				Profil de sol SUP			
		$S_{a\ max}$ (g)	T_a (s)	$S_{a\ code}$ (g)	Amp.	$S_{a\ max}$ (g)	T_a (s)	$S_{a\ code}$ (g)	Amp.
Nahanni Site 03	**Spt 1**	0,94	0,46	0,39	2,42	2,61	0,30	0,57	4,55
	Spt 2	0,85	0,44	0,41	2,08	1,78	0,27	0,61	2,93
Saguenay Site 08	**Spt 1**	0,92	0,43	0,42	2,17	2,03	0,24	0,64	3,16
	Spt 2	0,70	0,43	0,42	1,65	1,16	0,26	0,62	1,87
Saguenay Site 16	**Spt 1**	0,90	0,38	0,48	1,87	2,31	0,29	0,59	3,95
	Spt 2	0,72	0,45	0,40	1,81	1,77	0,26	0,62	2,86
Saguenay Site 17	**Spt 1**	1,07	0,48	0,36	2,95	2,04	0,33	0,54	3,79
	Spt 2	0,89	0,38	0,48	1,86	1,62	0,25	0,63	2,57
Saguenay Site 20	**Spt 1**	0,74	0,29	0,59	1,26	1,86	0,30	0,57	3,24
	Spt 2	0,83	0,41	0,45	1,86	2,17	0,28	0,60	3,63



a) b)

Figure 4.15 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMA – site 03 – Nahanni : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP



a) b)

Figure 4.16 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMA – site 08 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP

4.2.3.3 **Calibration : approche n°3 (SPTMC)**

L'approche n°3, désignée par le sigle SPTMC par la suite, est identique à l'étape n°1 de la méthode SPTMA. La seule différence concerne le spectre cible : dans ce cas, il s'agit du spectre du CNBC 2005, pour un site de catégorie C, à Montréal. Les spectres calibrés selon cette approche sont représentés aux figures 4.17 et 4.18 pour les sites 03 et 08 et en annexe IV pour les autres sites (figures IV.16 à IV.18).

L'avantage de cette méthode, par rapport aux deux autres présentées précédemment, est que les spectres calibrés sont similaires à celui du CNBC 2005. Les fortes amplifications d'accélérations spectrales observées pour les méthodes APHA et SPTMA ne sont plus présentes. Cependant, nous remarquons que dès que le ratio ρ_h entre les spectres horizontaux est faible (ce qui est le cas pour les sites 08 et 16 du séisme du Saguenay), un des spectres se retrouvent beaucoup plus fort que le spectre du CNBC 2005 alors que l'autre se retrouve vraiment plus faible. L'autre inconvénient de cette méthode est que le « spectral matching » modifie le contenu fréquentiel des accélérogrammes. Dans ces conditions, l'utilisation de séismes historiques perd un peu de son intérêt. Toutefois, cette méthode demeure une bonne alternative pour obtenir des accélérogrammes dont les spectres sont compatibles avec un spectre cible.

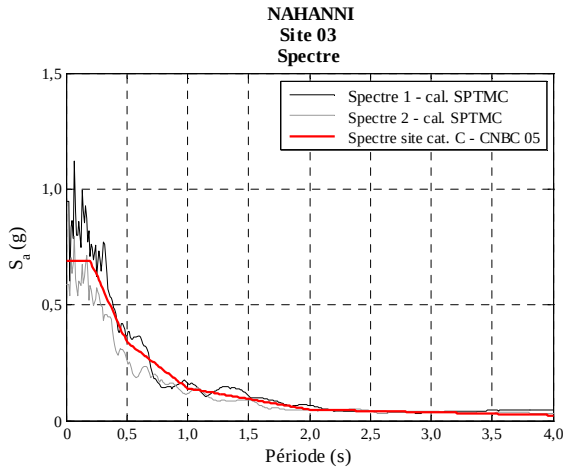


Figure 4.17 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMC – site 03 – Nahanni

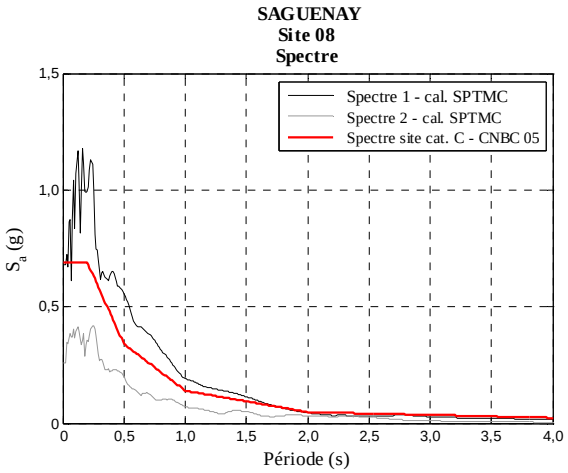


Figure 4.18 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMC – site 08 – Saguenay

4.3 Séismes artificiels retenus

La faible quantité de séismes historiques valide pour le site étudié ainsi que la volonté d'utiliser des accélérogrammes dont les spectres sont compatibles avec ceux du CNBC nous ont forcés à utiliser des signaux artificiels générés à partir de modèles numériques. Plusieurs modèles mathématiques permettent de produire des enregistrements synthétiques. Dans le cas présent, nous avons utilisé les accélérogrammes développés par la méthode stochastique élaborée par Atkinson (2009). Ce modèle permet de générer des accélérogrammes en reproduisant séismologiquement la source d'un séisme (rupture d'une faille), tout en tenant compte de la directivité de la faille et des effets de sites.

À partir de ce modèle, une banque d'accélérogrammes a été générée pour l'ensemble du Canada. Pour le site étudié (Montréal, APH = 0,43g et site de catégorie C), 432 accélérogrammes sont disponibles. On retrouve trois simulations aléatoires (trois essais) pour chacune des combinaisons des paramètres suivants : 2 magnitudes (**M**6,0 et **M**7,0), huit azimuts autour de l'épicentre (0, 45, 90, 135, 180, 225, 270, 315 degrés) et neuf distances calculées à partir du centre de la faille (5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50 et 100 km) (3 essais x 2 magnitudes x 8 azimuts x 9 distances = 432 enregistrements sismiques).

La sélection des accélérogrammes a été faite en se basant sur les travaux de Guilini-Charette (2009). En résumé, la sélection des accélérogrammes a été faite en deux étapes : des scénarios magnitude (M) – distance hypocentrale (R) les plus appropriés pour la région de Montréal ont été déterminés, soit **M**6,0 - 10 km, **M**6,0 - 20 km, **M**7,0 - 30 km et **M**7,0 - 40 km. Ensuite, parmi tous les séismes de ces scénarios, les dix accélérogrammes dont le spectre de réponse approchait le mieux le spectre cible du CNBC 2005 sur la plage de périodes de 0,2 s à 2,0 s ont été conservés. Étant donné la proximité naturelle de ces enregistrements, aucune calibration n'a été faite. Les caractéristiques des séismes sont données au tableau 4.11 et les spectres choisis sont présentés à la figure 4.19.

Tableau 4.11 : Données caractéristiques des séismes artificiels retenus pour les analyses

N° Atkinson	M	Essai	Azimut (^{o})	R (km)
1224	6,0	2	0	20
1254	6,0	2	315	20
1332	6,0	3	90	10
1342	6,0	3	45	10
1352	6,0	3	315	10
1362	6,0	3	225	10
2127	7,0	1	0	40
2156	7,0	1	315	30
2327	7,0	3	0	40
2387	7,0	3	135	40

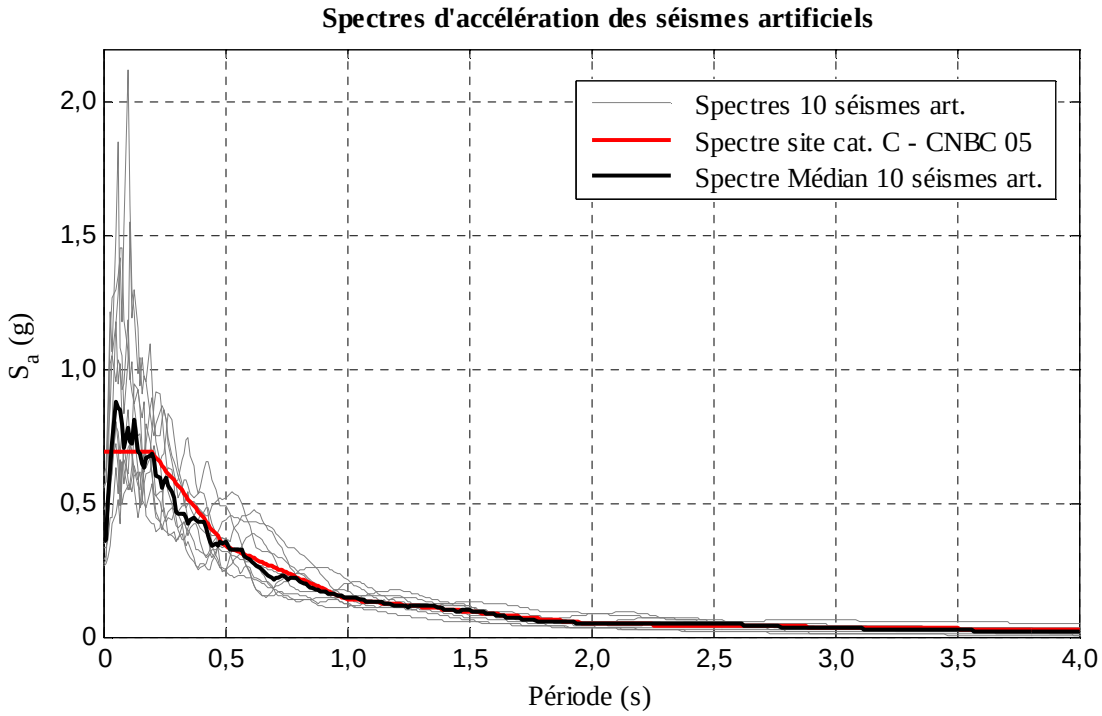


Figure 4.19 : Spectres des séismes artificiels retenus pour les analyses

4.4 Conclusions

Ce chapitre nous a permis de présenter les accélérogrammes historiques et artificiels sélectionnés pour les analyses temporelles dynamiques non-linéaires menées au chapitre 5.

Nous avons tout d'abord retenu deux accélérogrammes enregistrés pendant le séisme de Nahanni (site 03) et huit accélérogrammes enregistrés pendant le séisme du Saguenay (sites 08, 16, 17 et 20).

Les deux accélérogrammes provenant de chacun des cinq sites d'enregistrements ont tout d'abord été décorrélés. Les composantes principales majeure et mineure de chaque site d'enregistrement ainsi obtenues ont ensuite été calibrées de façon à être représentatives d'un site de catégorie C, à Montréal.

Trois approches ont été considérées pour la calibration.

L'approche n°1, désignée par le sigle APHA par la suite, se fait en deux étapes : l'étape n°1 consiste à appliquer un facteur de calibration aux deux accélérogrammes principaux de façon à ce

que l'$APH_{moy.}$ du site soit égal à l'APH d'un site de catégorie A, à Montréal. L'étape n°2 consiste à faire passer ces accélérogrammes à travers un dépôt de sol ayant les caractéristiques d'un site de catégorie C, à Montréal. Cette étape est réalisée à l'aide du logiciel SHAKE2000®.

Les spectres d'accélération des accélérogrammes ainsi obtenus sont très fortement amplifiés au niveau des périodes des profils de sol. Pour la majorité des sites considérés, les spectres excèdent le spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal, sur la plage de périodes comprise entre 0 et 0,5 s environ alors que pour les périodes plus grandes (T > 1,0 s), les accélérations spectrales sont inférieures à celles du spectre du CNBC 2005. Les déficiences sont plus marquées pour les enregistrements provenant des sites 16, 17 et 20 (Saguenay). Les enregistrements provenant des sites 03 (Nahanni) et 08 (Saguenay) ont des spectres qui, après calibration, ont des ordonnées spectrales proches de celles du spectre du CNBC 2005 autour de la période correspondant à la période fondamentale du bâtiment à l'étude (2,5 – 3,0 s).

L'approche n°2, désignée par le sigle SPTMA par la suite, se fait également en deux étapes. L'étape n°1 consiste à modifier les accélérogrammes par « spectral matching » sur le spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie A, à Montréal. L'étape n°2 est la même que celle de la méthode APHA.

Les conclusions concernant les spectres d'accélération à la surface des dépôts sont sensiblement les mêmes que celles énoncées précédemment.

L'approche n°3, désignée par le sigle SPTMC par la suite, se fait en une seule étape, qui est identique à l'étape n°1 de la méthode SPTMA. La seule différence concerne le spectre cible : dans ce cas, il s'agit du spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal.

L'avantage de cette méthode, par rapport aux deux autres présentées précédemment, est que les spectres calibrés sont similaires à celui du CNBC 2005. Les fortes amplifications d'accélérations spectrales observées pour les méthodes APHA et SPTMA ne sont plus présentes. Cependant, l'inconvénient de cette méthode est que le « spectral matching » modifie le contenu fréquentiel des accélérogrammes.

Nous avons également retenu dix accélérogrammes artificiels, générés par la méthode stochastique élaborée par Atkinson (2009). Ces accélérogrammes sont représentatifs de scénarios

magnitude (M) – distance hypocentrale (R) appropriés pour la région de Montréal et ont des spectres de réponse naturellement proches du spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal, sur la plage de périodes de 0,2 s à 2,0 s.

Finalement, nous avons créé quatre ensembles de séismes pour les analyses menées au chapitre 5. L'ensemble n°1 regroupent les accélérogrammes historiques correspondant aux composantes principales majeures provenant des séismes de Nahanni et du Saguenay et calibrées selon la méthode SPTMC. L'ensemble n°2 correspond aux dix séismes artificiels tirés des travaux d'Atkinson. L'ensemble n°3 correspond aux composantes principales majeures provenant du site 03 (séisme de Nahanni) et du site 08 (séisme du Saguenay) et calibrés selon la méthode SPTMA. L'ensemble n°4 regroupent les mêmes accélérogrammes mais calibrés selon la méthode APHA. Rappelons que chaque profil de sol à des ensembles n°3 et 4 qui lui sont propres. Ces ensembles sont récapitulés au tableau 4.12.

Tableau 4.12 : Ensembles de séismes utilisés pour les analyses 2D

	Profil de sol	**N° Séisme**	**Description**
Ensemble n°1	INF / SUP	Séisme 01	Séisme de Nahanni - Site 03 - direction principale majeure - calibration SPTMC
	INF / SUP	Séisme 02	Séisme du Saguenay - Site 08 - direction principale majeure - calibration SPTMC
	INF / SUP	Séisme 03	Séisme du Saguenay - Site 16 - direction principale majeure - calibration SPTMC
	INF / SUP	Séisme 04	Séisme du Saguenay - Site 17 - direction principale majeure - calibration SPTMC
	INF / SUP	Séisme 05	Séisme du Saguenay - Site 20 - direction principale majeure - calibration SPTMC
Ensemble n°2	INF / SUP	Séisme 06	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 07	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 08	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 09	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 10	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 11	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 12	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 13	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 14	Séisme artificiel
	INF / SUP	Séisme 15	Séisme artificiel
Ensemble n°3I	INF	Séisme 16	Séisme de Nahanni - Site 03 - direction principale majeure - calibration SPTMA
	INF	Séisme 17	Séisme du Saguenay - Site 08 - direction principale majeure - calibration SPTMA
Ensemble n°4I	INF	Séisme 18	Séisme de Nahanni - Site 03 - direction principale majeure - calibration APHAM
	INF	Séisme 19	Séisme du Saguenay - Site 08 - direction principale majeure - calibration APHAM
Ensemble n°3S	SUP	Séisme 20	Séisme de Nahanni - Site 03 - direction principale majeure - calibration SPTMA
	SUP	Séisme 21	Séisme du Saguenay - Site 08 - direction principale majeure - calibration SPTMA
Ensemble n°4S	SUP	Séisme 22	Séisme de Nahanni - Site 03 - direction principale majeure - calibration APHAM
	SUP	Séisme 23	Séisme du Saguenay - Site 08 - direction principale majeure - calibration APHAM

CHAPITRE 5 ANALYSES ET RÉSULTATS

Ce chapitre présente les résultats des analyses non-linéaires statiques et temporelles menées dans le cadre de ce projet de maîtrise.

Tout d'abord, des analyses non-linéaires statiques 2D de type « pushover » ont été menées sur le mur de refend M2 afin : 1) de déterminer ses caractéristiques intrinsèques; 2) d'anticiper son comportement lorsqu'il repose sur des fondations dimensionnées pour trois différents niveaux d'efforts dus aux charges latérales. Pour ce faire, les grandeurs suivantes ont été évaluées : la ductilité, la sur-résistance, le moment de plastification ainsi que la résistance maximale de la section à la base du mur et le moment où le décollement de la fondation est initié.

Ensuite, des analyses non-linéaires temporelles 2D ont été menées, toujours sur le mur de refend M2, dans le but : 1) de discuter des exigences du CNBC 2005 et la norme canadienne de béton CSA A23.3-04 quant aux efforts de conception à considérer pour le dimensionnement des fondations superficielles; 2) de valider les méthodes de calibration des séismes historiques. Dans cette optique, le mur M2, encastré à sa base et reposant sur trois fondations différentes, a été soumis respectivement aux séismes faisant partie des ensembles n°1 et 2 puis aux séismes faisant partie des ensembles n°1, 3 et 4.

Finalement, des analyses non-linéaires temporelles 2D et 3D ont été menées dans le but de valider le recours à une modélisation 2D d'un mur de refend faisant partie d'une structure 3D. Pour cela, nous avons comparé le comportement du mur M2 obtenu d'analyses non-linéaires temporelles 2D, d'analyses non-linéaires temporelles 2D avec amplification des accélérogrammes pour tenir compte des effets de la torsion dans le bâtiment, d'analyses non-linéaires temporelles 3D du bâtiment soumis uniquement à la composante principale majeure d'un séisme (analyses unidirectionnelles) et d'analyses non-linéaires temporelles 3D du bâtiment soumis aux composantes principales majeure et mineure d'un séisme (analyses bidirectionnelles). Dans cette optique, nous avons analysé le comportement du mur M2 et du bâtiment pour les conditions d'appuis « encastrés » et « fondations dimensionnées pour M_n », et nous avons considéré uniquement les séismes 01 et 02 faisant partie de l'ensemble n°1.

À noter que pour toutes les analyses, les murs ont été représentés dans le logiciel OpenSees à l'aide du modèle MR alors que leurs fondations l'ont été à l'aide du modèle ISS (chapitre 3).

Rappelons également que les sections ne peuvent pas plastifier en cisaillement. Dans ce qui suit, la plastification évoquée est donc celle due au moment.

5.1 Comportement du mur de refend M2 : analyses pushover

5.1.1 Description des analyses

Des analyses statiques non-linéaires 2D de type « pushover » ont été menées sur le mur de refend M2 afin de déterminer ses caractéristiques intrinsèques. Ces analyses ont été réalisées pour les deux profils de sol INF et SUP et pour les quatre conditions d'appuis suivantes : encastré à sa base, reposant sur une fondation dimensionnée pour des efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 2,0, reposant sur une fondation dimensionnée pour la résistance nominale en flexion du mur (M_n) et reposant sur une fondation dimensionnée pour des efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 5,6.

En accord avec l'Eurocode 8 (Comité Européen de Normalisation (CEN), 2004), deux distributions de charges latérales ont été considérées pour les analyses (figure 5.1) : le mur M2 a tout d'abord été analysé en supposant une répartition uniforme des charges sur toute sa hauteur puis en supposant une répartition triangulaire des charges, proportionnelle à la force sismique latérale F_{MFSE} (tableau I.5). Ces analyses ont été réalisées en contrôlant le déplacement au sommet du mur. Pour chacun des cas étudiés, nous avons ensuite tracé le cisaillement à la base du mur (V_f) en fonction du déplacement au sommet (δ_h) (figure 5.2). À partir de ces courbes et des équations [5.1] et [5.2], définies dans l'ATC-63 (Applied Technology Council (ATC), 2009), nous avons évalué la sur-résistance (Ω) du système mur – fondation ainsi que sa ductilité (μ_T). Nous avons également déterminé les grandeurs suivantes : le moment pour lequel la plastification de la section à la base du mur débute (M_y), le moment à partir duquel le centre de la fondation décolle ($M_{dec.}$) et la résistance maximale de la section à la base du mur (M_{max}).

$$\Omega = \frac{V_{f\,max}}{V} \qquad [5.1]$$

Où $V_{f\ max}$ est le cisaillement maximum à la base du mur (figure 5.1) et V est la force sismique latérale (équation [1.5]).

$$\mu_T = \frac{\delta_{h\,ult}}{\delta_{h\,y}} \qquad [5.2]$$

Où $\delta_{h\,ult}$ est le déplacement au sommet du mur correspondant à 80% de V_{max} dans la zone post-pic (figure 5.2) et $\delta_{h\ y}$ est le déplacement au sommet correspondant au début de la plastification, calculé à l'aide de l'équation [5.3].

$$\delta_{h\,y} = C_0 \frac{V_{max}}{W}\left[\frac{g}{4\pi^2}\right]\left(\max\left(T, T_1\right)\right)^2 \qquad [5.3]$$

Où W est le poids sismique total repris par le mur, T est la période fondamentale de vibration du mur calculée à l'aide d'une formule empirique, T_1 est la période fondamentale du modèle numérique du mur et C_0 un facteur calculé à l'aide de l'équation [5.4].

$$C_0 = \emptyset_{1,r}\frac{\sum_1^N m_x \emptyset_{1,x}}{\sum_1^N m_x \emptyset_{1,x}^2} \qquad [5.4]$$

Où m_x est la masse à l'étage x, $\phi_{1,x}(\phi_{1,r})$ est le déplacement au niveau x (au sommet) pour le mode fondamental du mur et N est le nombre d'étages du mur.

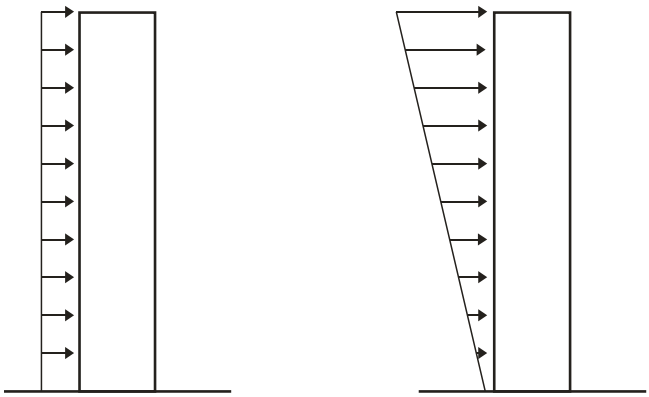


Figure 5.1 : Profil de chargement pour les analyses pushover

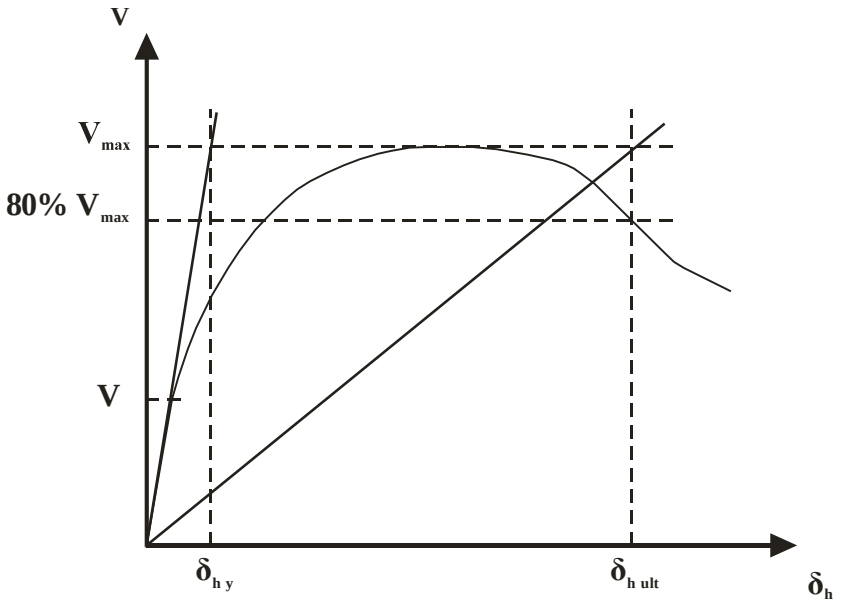


Figure 5.2 : Courbe V – δ_h typique [Adaptée de : (Applied Technology Council (ATC), 2009)]

5.1.2 **Résultats et discussions**

Les figures 5.3 à 5.6 représentent, pour chaque condition d'appuis, la variation du cisaillement à la base du mur (V_f), normalisé par la force sismique latérale totale, en fonction du déplacement au sommet (δ_h). Le tableau 5.1 résume, pour chaque condition d'appuis, les périodes des trois premiers modes de vibration du système mur – fondation (T_1, T_2 et T_3), sa sur-résistance (Ω) ainsi que sa ductilité (μ_T).

Nous remarquons tout d'abord que la période fondamentale du mur reposant sur une fondation pouvant basculer est supérieure à celle du mur avec base fixe (augmentation de 2 à 13%). Nous notons également que pour un profil de sol donné (INF ou SUP), la période fondamentale du système mur – fondation augmente lorsque les dimensions de la fondation diminuent. Pour un même niveau de dimensionnement (R_dR_o = 2,0, M_n ou R_dR_o = 5,6), la période fondamentale du système augmente avec la souplesse du sol.

Regardons ensuite l'évolution de la ductilité du système mur – fondation (figure 5.7). Nous notons tout d'abord une variation importante de la ductilité du système suivant le profil de chargement considéré : la ductilité du mur est moins grande lorsque le mur est soumis au profil modal que lorsqu'il est soumis au profil uniforme. Nous remarquons ensuite que la ductilité du système suit la même tendance que sa période fondamentale : pour un profil de sol donné, plus la fondation est petite, plus la ductilité du système est importante alors que pour un même niveau de

dimensionnement, la ductilité augmente avec la souplesse du sol. Le fait que la ductilité du système augmente avec la capacité de la fondation à décoller confirme que le basculement des fondations est un mécanisme de dissipation de l'énergie sismique. Concernant la ductilité du mur avec base fixe, nous pouvons dire, d'après le tableau 5.1 a), qu'elle est comprise entre 1,9 et 3,5.

Intéressons-nous finalement à l'évolution de la sur-résistance du système mur – fondation (figure 5.8). Contrairement à la ductilité, la sur-résistance du système est plus grande pour le profil modal que pour le profil uniforme et reste constante quelque soit le profil de sol et les conditions d'appuis : autour de 1,1 pour le profil uniforme et autour de 1,6 pour le profil modal. Ces valeurs sont consistantes mais inférieures à la valeur de 1,6 supposée lors du dimensionnement. La constance de la sur-résistance du système quelque soit la condition d'appuis et le profil de sol s'explique par le fait que cette grandeur est uniquement fonction des caractéristiques du mur qui sont constantes lors des analyses pushover.

Le tableau 5.2 donne, pour chaque condition d'appuis, le moment à la base du mur correspondant au début de la plastification (M_y), le moment pour lequel le décollement de la fondation est initié ($M_{dec.}$) et le moment maximum que peut développer la section à la base du mur (M_{max}).

En observant la variation de M_y, nous nous rendons compte tout d'abord qu'il est nettement plus important lorsque le mur est soumis au profil de chargement modal que lorsqu'il est soumis au profil de chargement uniforme (différence de 15 à 30%). Nous observons ensuite que pour un profil de sol donné, plus la fondation est petite, plus M_y est faible. Par contre, pour un même niveau de dimensionnement, M_y diminue avec la souplesse du sol.

Pour ce qui est de $M_{dec.}$, nous observons d'une part que pour un même niveau de dimensionnement, il est similaire quelque soit le profil de chargement et d'autre part que plus la fondation est petite moins le moment nécessaire pour initier le décollement du centre de la fondation est faible. $M_{dec.}$ vaut environ 22 200 kNm lorsque la fondation est dimensionnée pour M_n et se situe autour de 19 000 kNm lorsque la fondation est dimensionnée pour R_dR_o égal à 5,6. Quelque soit le niveau de dimensionnement, la fondation décolle pour un moment 15 à 20% plus faible que celui pour lequel elle a été dimensionnée au chapitre 2 (tableaux 2.17 à 2.19).

Concernant le moment maximum à la base du mur (M_{max}), nous observons que quelque soit le profil de charges et les conditions d'appuis, il est constant et proche de 28 200 kNm. D'après le

chapitre 2, la résistance nominale en flexion (M_n) de la section vaut 27 576 kNm, soit une différence de l'ordre de 2% avec la valeur obtenue.

En comparant M_y, $M_{dec.}$ et M_{max}, nous pouvons anticiper que lors des analyses temporelles non-linéaires, s'il y a plastification de la section à la base du mur, cela va survenir avant que le décollement de la fondation ne soit initié, puisque M_y est inférieur à $M_{dec.}$ quelque soit la condition d'appuis et le profil de sol. Nous pouvons également prédire que même si la plastification du mur se produit avant le décollement de la fondation, le décollement va tout de même survenir lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n ou pour R_dR_o égal à 5,6 puisque $M_{dec.}$ est inférieur à M_{max} dans ces cas de figure.

5.1.3 **Conclusions**

À noter que certains résultats des analyses pushover, comme la sous-estimation de la ductilité du système, peuvent être révélateurs de problèmes dans les analyses.

Ces analyses nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

1) La période du système est gouvernée par les propriétés du sol : plus le sol est souple, plus la période du système est grande et lorsque les propriétés du sol sont constantes, la période dépend des dimensions de la fondation : plus les dimensions sont petites, plus le système est souple;

2) La ductilité du système augmente avec sa souplesse;

3) Le basculement des fondations est un mécanisme de dissipation de l'énergie sismique;

4) Lors des analyses temporelles non-linéaires, la section à la base du mur va plastifier avant que le décollement de la fondation soit initié quelque soit la condition d'appuis et le profil de sol;

5) Le décollement de la fondation va survenir lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n ou pour R_dR_o égal à 5,6.

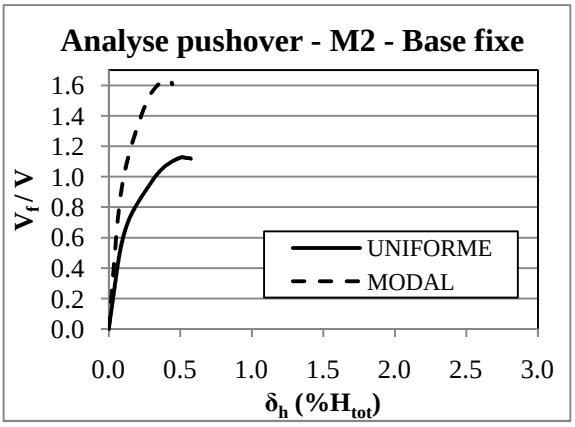


Figure 5.3 : Analyse pushover du mur de refend M2 avec base fixe

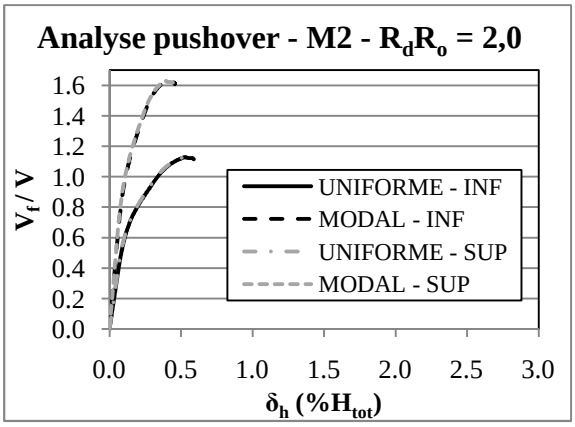


Figure 5.4 : Analyse pushover du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour R_dR_o = 2,0

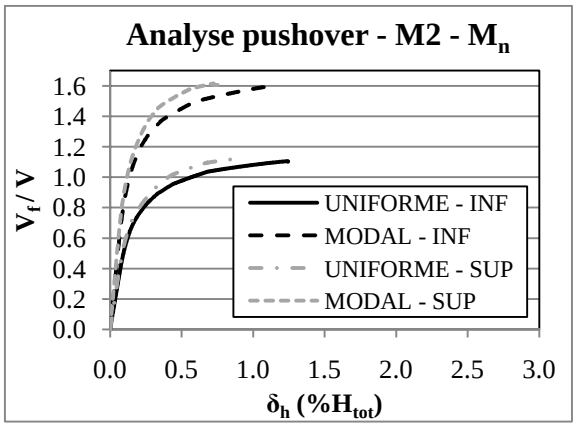


Figure 5.5 : Analyse pushover du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n

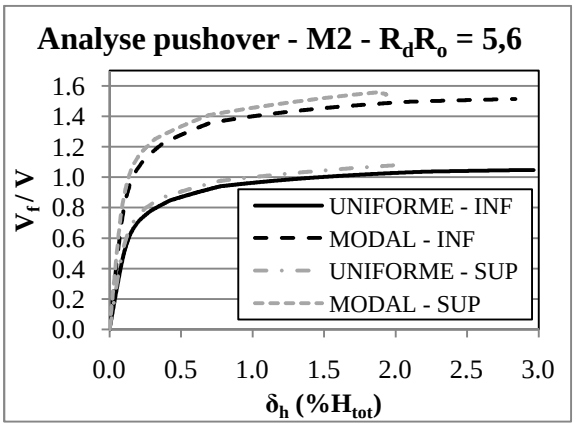


Figure 5.6 : Analyse pushover du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour R_dR_o = 5,6

Tableau 5.1 : Données caractéristiques du mur de refend M2 obtenues des analyses pushover

Base fixe	**UNIFORME**	**MODAL**
T_1 =	2,54 s	
T_2 =	0,46 s	
T_3 =	0,19 s	
δ_y =	0,17% H_{tot}	0,24% H_{tot}
V_{max} =	1 665 kN	2 405 kN
μ_T =	**3,5**	**1,9**
Ω =	**1,1**	**1,6**

R_dR_o = 2,0	**Profil de sol INF**		**Profil de sol SUP**	
	UNIFORME	**MODAL**	**UNIFORME**	**MODAL**
T_1 =	2,63 s		2,59 s	
T_2 =	0,47 s		0,47 s	
T_3 =	0,20 s		0,19 s	
δ_y =	0,18% H_{tot}	0,26% H_{tot}	0,18% H_{tot}	0,25% H_{tot}
V_{max} =	1664 kN	2404 kN	1665 kN	2404 kN
μ_T =	**3,2**	**1,7**	**3,3**	**1,8**
Ω =	**1,1**	**1,6**	**1,1**	**1,6**

M_n	**Profil de sol INF**		**Profil de sol SUP**	
	UNIFORME	**MODAL**	**UNIFORME**	**MODAL**
T_1 =	2,80 s		2,67 s	
T_2 =	0,49 s		0,48 s	
T_3 =	0,20 s		0,20 s	
δ_y =	0,20% H_{tot}	0,29% H_{tot}	0,19% H_{tot}	0,27% H_{tot}
V_{max} =	1629 kN	2353 kN	1648 kN	2381 kN
μ_T =	**6,2**	**3,8**	**4,8**	**2,9**
Ω =	**1,1**	**1,6**	**1,1**	**1,6**

R_dR_o = 5,6	**Profil de sol INF**		**Profil de sol SUP**	
	UNIFORME	**MODAL**	**UNIFORME**	**MODAL**
T_1 =	2,86 s		2,72 s	
T_2 =	0,49 s		0,48 s	
T_3 =	0,20 s		0,20 s	
δ_y =	0,20% H_{tot}	0,29% H_{tot}	0,19% H_{tot}	0,27% H_{tot}
V_{max} =	1545 kN	2231 kN	1591 kN	2298 kN
μ_T =	**14,9**	**9,9**	**10,9**	**7,2**
Ω =	**1,0**	**1,5**	**1,1**	**1,6**

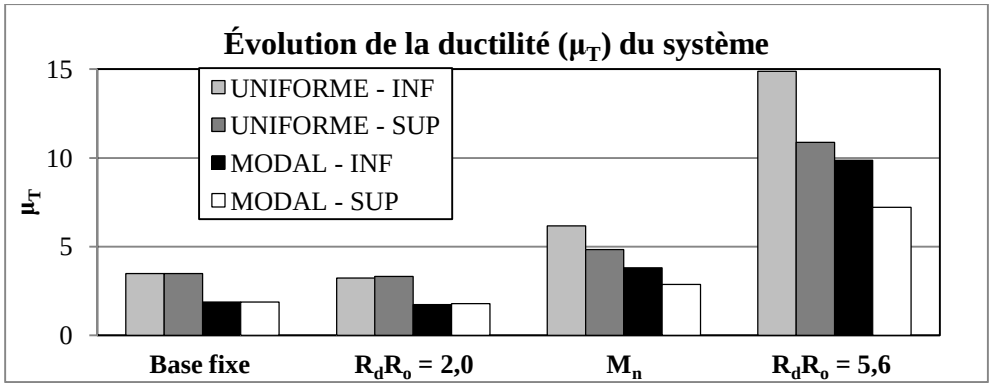


Figure 5.7 : Évolution de la ductilité du système en fonction des conditions d'appuis et du profil de sol, pour les deux profils de charges

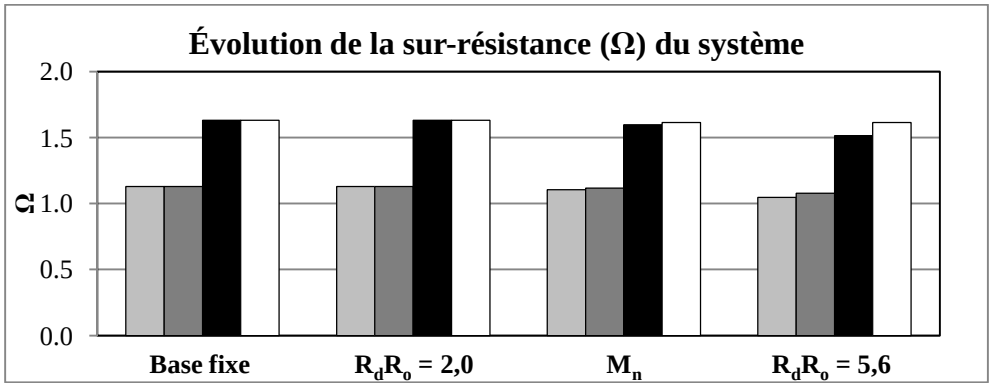


Figure 5.8 : Évolution de la sur-résistance (Ω) du système en fonction des conditions d'appuis et du profil de sol, pour les deux profils de charges

Tableau 5.2 : Comportement en flexion du mur de refend M2 obtenu des analyses pushover

	UNIFORME			MODAL		
PROFIL DE SOL	**M_y (kNm)**	**$M_{dec.}$ (kNm)**	**M_{max} (kNm)**	**M_y (kNm)**	**$M_{dec.}$ (kNm)**	**M_{max} (kNm)**
Base fixe						
	18 933		28 222	24 616		28 226
R_dR_o = 2,0						
INF	19 293		28 224	25 132		28 227
SUP	19 200		28 224	24 965		28 227
M_n						
INF	18 806	22 205	28 227	22 561	22 197	28 224
SUP	19 100	22 271	28 227	23 709	22 282	28 227
R_dR_o = 5,6						
INF	17 482	19 367	28 227	20 000	19 392	28 227
SUP	18 128	18 656	28 227	20 851	18 673	28 227

5.2 **Comportement du mur de refend M2 : analyses dynamiques 2D**

Avant de commencer la description et l'analyse des résultats, il convient de définir certains termes utilisés par la suite pour décrire le comportement de la fondation. Le terme « soulèvement » signifie que le déplacement vertical est supérieur au tassement initial de la fondation mais inférieur au niveau zéro du sol. Le terme « décollement » signifie que le déplacement vertical est supérieur au niveau zéro du sol. Enfin, le terme « tassement » signifie que le déplacement vertical est inférieur au déplacement vertical initial de la fondation sous les charges de gravité, donné pour chaque fondation et chaque profil de sol, à la figure 5.9. À noter que les déplacements initiaux causés par les charges de gravité ne sont pas uniformes le long de la fondation à cause de l'hypothèse faite à la section 3.1.4 d'une fondation partiellement rigide. Elle a une rigidité infinie dans sa partie centrale, sous le mur de refend. Par contre, elle peut se déformer aux extrémités.

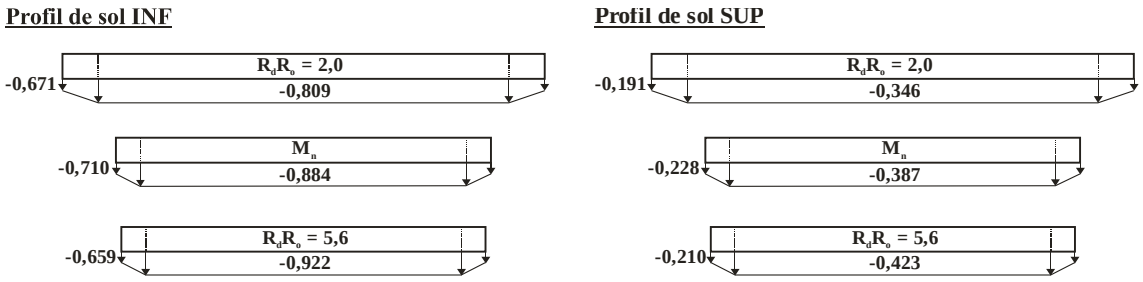


Figure 5.9 : Déplacements initiaux des fondations pour chaque profil de sol (en mm)

5.2.1 **Dimensionnement des fondations selon le CNBC 2005**

5.2.1.1 **Description des analyses**

Des analyses non-linéaires temporelles 2D ont été menées, toujours sur le mur de refend M2, dans le but de discuter des exigences du CNBC 2005 et la norme canadienne de béton CSA A23.3-04 quant aux efforts de conception à considérer pour le dimensionnement des fondations superficielles. Dans cette optique, nous avons étudié le comportement du mur M2 soumis aux ensembles d'accélérogrammes n°1 et 2 définis au chapitre 4, pour les mêmes conditions d'appuis que celles présentées à la section 5.1.

5.2.1.2 **Résultats et discussion**

5.2.1.2.1 *Analyse modale*

Les périodes de vibration des trois premiers modes de vibration du mur de refend M2 pour les quatre conditions d'appuis sont résumées au tableau 5.3.

Validons la période de vibration du modèle OpenSees 2D du mur de refend avec base fixe. En comparant la période fondamentale du mur dans le modèle OpenSees 2D à celle du deuxième mode de vibration du modèle 3D ETABS du bâtiment utilisé pour le dimensionnement (T_2 = 2,99 s), période qui correspond à un mode de translation pure selon l'axe Y, il apparait que le mur dans le modèle OpenSees est plus rigide que ce qu'il ne l'était lors du dimensionnement. La différence entre les périodes de vibration est de l'ordre à 18%. Cela s'explique principalement par le fait que dans le modèle ETABS, le module élastique du béton armé, calculé à l'aide de l'équation [2.3], a été réduit de 30% afin de tenir compte de sa fissuration. Dans le modèle OpenSees, la fissuration étant prise en compte à travers les lois de comportement assignées au

béton, son module élastique initial a une valeur proche de celle donnée par l'équation [2.3]. Dans ces conditions, il est normal que l'analyse modale du modèle OpenSees donne des périodes de vibration plus faibles que celle du modèle ETABS du bâtiment. Cette différence de caractéristiques modales n'est cependant pas importante puisque lors des analyses temporelles non-linéaires, la rigidité du mur dans le modèle OpenSees va continuellement diminuer à mesure qu'il se dégrade, les périodes du mur augmentant régulièrement pendant les séismes.

Pour ce qui est des effets du basculement des fondations sur la période fondamentale du système mur – fondation, les commentaires sont donnés à la section 5.1.

Tableau 5.3 : Périodes de vibration du mur de refend pour les quatre conditions d'appuis

	$\mathbf{T_1}$	$\mathbf{T_2}$	$\mathbf{T_3}$			
Base fixe	2,54 s	0,46 s	0,19 s			
	INF			**SUP**		
	$\mathbf{T_1}$	$\mathbf{T_2}$	$\mathbf{T_3}$	$\mathbf{T_1}$	$\mathbf{T_2}$	$\mathbf{T_3}$
$\mathbf{R_dR_o = 2,0}$	2,63 s	0,47 s	0,20 s	2,59 s	0,47 s	0,19 s
$\mathbf{M_n}$	2,80 s	0,49 s	0,20 s	2,67 s	0,48 s	0,20 s
$\mathbf{R_dR_o = 5,6}$	2,86 s	0,49 s	0,20 s	2,72 s	0,48 s	0,20 s

5.2.1.2.2 *Comportement de la fondation*

Afin de discuter de la conception des fondations selon les exigences du CNBC 2005, nous avons analysé le comportement de la fondation en fonction de son niveau de conception. Nous avons tout d'abord évalué, pour chaque condition d'appuis et pour chaque profil de sol, le nombre d'accélérogrammes de chacun des deux ensembles n°1 et 2 qui causaient un décollement du centre de la fondation (figure 5.10). Nous avons ensuite calculé, pour chaque condition d'appuis et pour chaque profil de sol, les valeurs des $50^{ème}$, $84^{ème}$ et $100^{ème}$ percentiles des déplacements verticaux maximums du centre de la fondation (δ_{vc}) et de ses extrémités (δ_{vg} et δ_{vd}), pour chacun des deux ensembles d'accélérogrammes (figures 5.11 à 5.16).

Lorsque la fondation est dimensionnée pour des efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 2,0, son centre ne décolle pas, et ce quelque soit le séisme et le profil de sol. Ses extrémités décollent, mais de façon très limitée. Cela s'explique par le fait que le mur ait été dimensionné pour un R_dR_o égal à 5,6 alors que la fondation a été dimensionnée pour des efforts correspondant à R_dR_o égal à 2,0. Dans ces conditions, le moment $M_{dec.}$ qui correspond à l'initiation du

décollement du centre de la fondation est nettement supérieur au moment M_y qui correspond au début de la plastification de la section à la base du mur et est même supérieur au moment maximum M_{max} qui peut se développer dans cette section.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour la résistance nominale en flexion du mur (M_n), ses extrémités et son centre décollent régulièrement et de façon significative, quelque soit le profil de sol. La figure 5.10 montre que le décollement du centre de la fondation survient pendant la majorité des séismes considérés dans cette étude. Ce comportement est surprenant puisque la fondation a été dimensionnée selon une approche de conception par capacité. Dans ces conditions, toute l'énergie sismique doit en théorie être dissipée au niveau du « fusible » du système, à savoir la rotule plastique située à la base du mur. Cependant, d'après les caractéristiques du mur que nous avons obtenues des analyses pushover de la section 5.1, nous nous attendions à ce que la fondation décolle lorsqu'elle est dimensionnée pour M_n puisque $M_{dec.}$ est inférieur au moment maximum qui peut se développer à la base du mur. Pour ce niveau de conception de la fondation, nous avons donc deux mécanismes de dissipation de l'énergie sismique : la plastification des matériaux au niveau de la rotule plastique et le basculement de la fondation.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour des efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6, elle décolle de façon encore plus marquée que lorsqu'elle est dimensionnée pour M_n, et cela quelque soit le profil de sol. Il faut également noter qu'encore plus de séismes que précédemment entrainent un décollement du centre de la fondation (figure 5.10). Compte tenu des observations faites lors des analyses pushover, il est normal d'observer que la fondation décolle puisque comme précédemment, $M_{dec.}$ est inférieur à M_{max}. Nous pouvions également anticiper que le décollement surviendrait plus régulièrement et de façon plus importante puisque $M_{dec.}$ est plus faible que lorsque la fondation est dimensionnée pour M_n.

L'observation du comportement de la fondation soumise à l'ensemble des séismes historiques ou à l'ensemble des séismes artificiels a permis de mettre en évidence que les accélérogrammes artificiels causent plus de décollement que les accélérogrammes historiques. Il faut cependant garder à l'esprit que l'ensemble des séismes artificiels comporte dix accélérogrammes alors que l'ensemble des séismes historiques n'en comporte que cinq. Concernant les valeurs des $50^{ème}$ et $84^{ème}$ percentiles des déplacements verticaux maximums du centre de la fondation et de ses

extrémités, nous remarquons qu'elles sont relativement constantes entre les deux ensembles d'accélérogrammes, et cela quelque soit la condition d'appuis. Par contre les valeurs maximales des déplacements de la fondation sont toujours plus importantes pour l'ensemble des accélérogrammes historiques que pour celui des synthétiques.

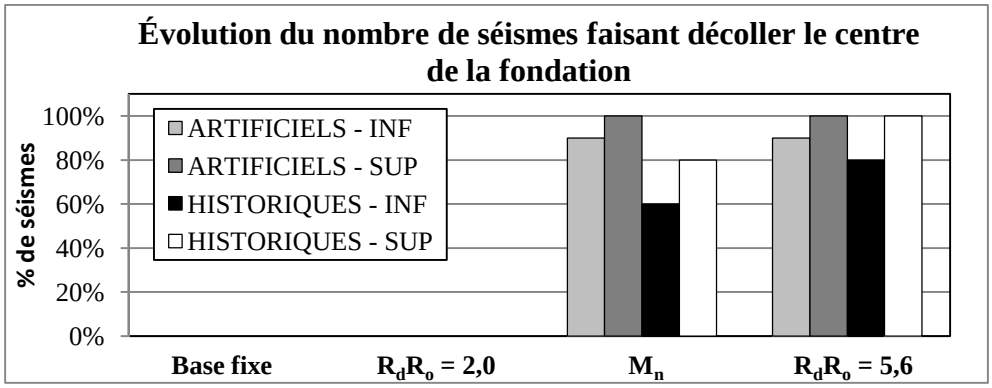


Figure 5.10 : Évolution du nombre d'accélérogrammes faisant décoller le centre de la fondation en fonction du niveau pour lequel elle a été dimensionnée, pour les deux profils de sol

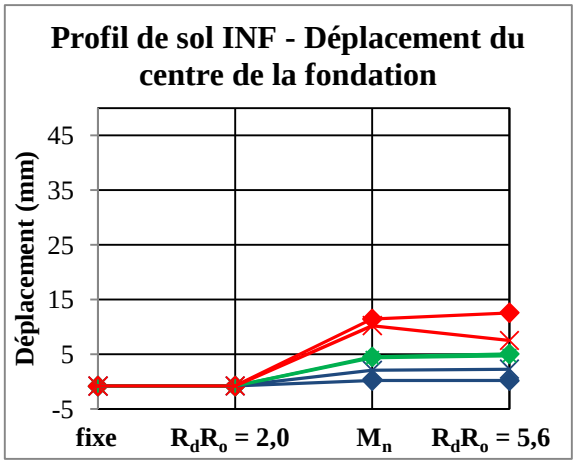


Figure 5.11 : Déplacement vertical maximum du centre de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximumale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

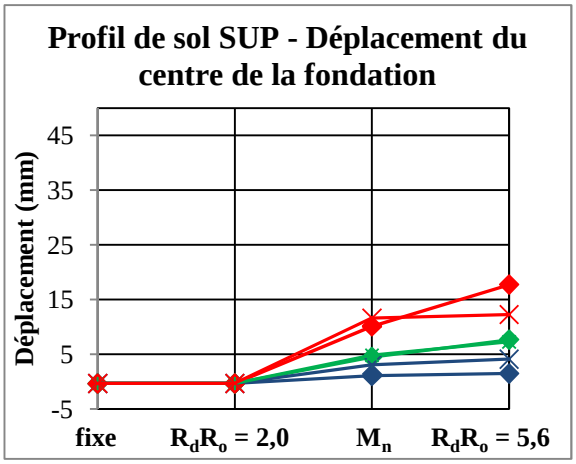
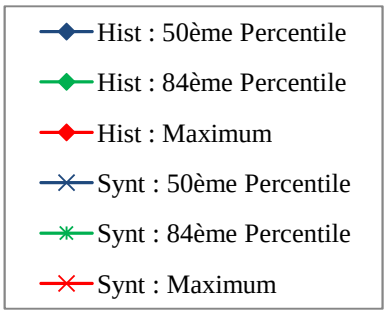


Figure.5.12 : Déplacement vertical maximum du centre de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP



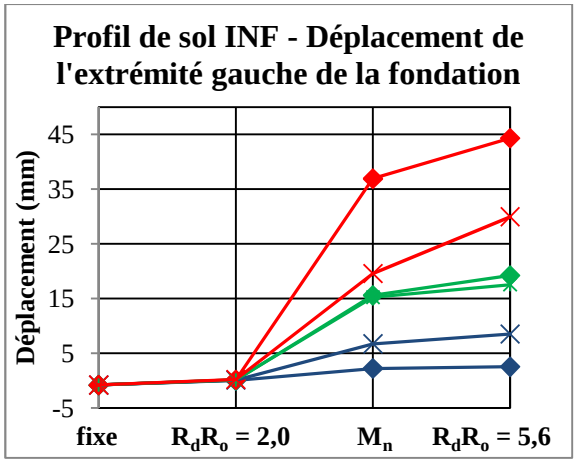


Figure 5.13 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

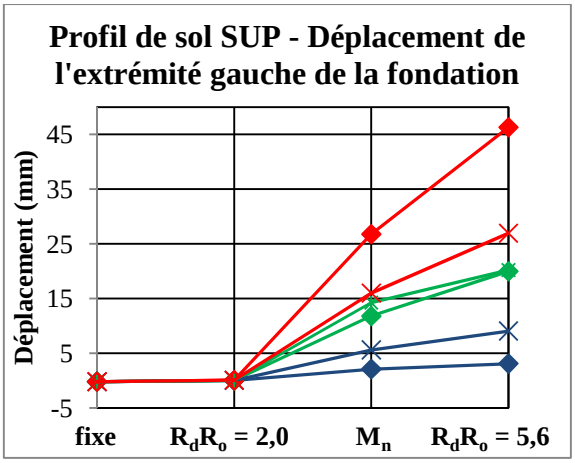


Figure 5.14 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

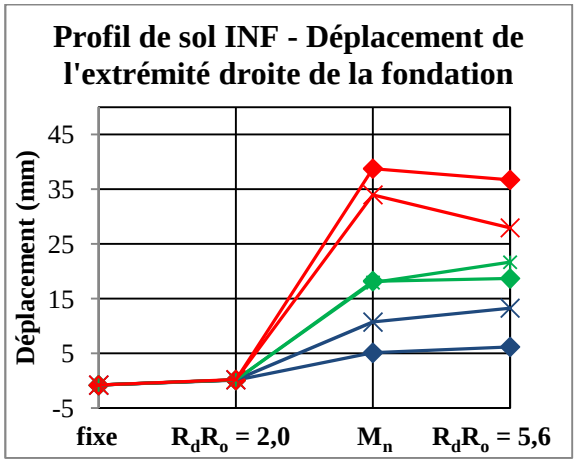


Figure 5.15 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

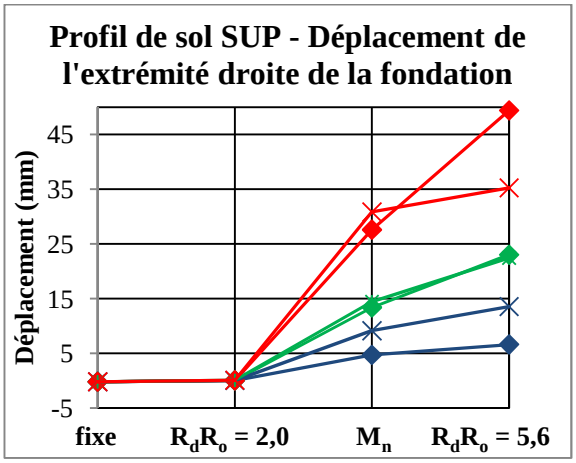


Figure 5.16 : Déplacement vertical maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

5.2.1.2.3 *Comportement du sol*

Le décollement d'une fondation s'accompagne de tassements dans le sol, dont l'amplitude est fonction de l'amplitude des décollements. Dans certains cas, ces tassements peuvent entrainer une plastification et même une ruine du sol sous la fondation. Nous avons observé à la section précédente que la fondation sous le mur peut décoller : analysons maintenant l'impact de ce décollement sur l'intégrité du sol. Dans cette optique, nous avons calculé, pour chaque condition d'appuis et pour chaque profil de sol, les valeurs des $50^{ème}$, $84^{ème}$ et $100^{ème}$ percentiles du rapport de la force maximale se développant dans les deux ressorts aux extrémités de la fondation sur la capacité ultime de ces ressorts (Q/Q_{ult}). L'évolution de ce ratio en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation est présentée aux figures 5.17 à 5.20. Avant de décrire les résultats, précisons quelques valeurs caractéristiques du ratio Q/Q_{ult} : un ratio inférieur à 30% signifie que le sol sous la fondation est demeuré élastique, un ratio supérieur à 50% signifie que la contrainte dans le sol a dépassé sa capacité portante admissible utilisée lors du dimensionnement de la fondation et un ratio égal à 100% signifie que le sol sous la fondation a cédé. Nous avons également calculé, pour chaque condition d'appuis et pour chaque profil de sol, les valeurs des $50^{ème}$, $84^{ème}$ et $100^{ème}$ percentiles du tassement maximum au centre de la fondation et à ses extrémités. L'évolution de ce tassement en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation est présentée aux figures 5.21 à 5.26.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour des efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 2,0, nous avons observé que les extrémités de la fondation décollent légèrement. Cependant, ces décollements sont trop faibles pour s'accompagner de tassements suffisamment importants pour provoquer une plastification du sol aux extrémités de la fondation. Avec ce dimensionnement de fondation, le sol demeure élastique et n'est pas sollicité à plus de 10% de sa capacité portante ultime pour le profil de sol INF et 5% pour le profil de sol SUP.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour la résistance nominale en flexion du mur (M_n), le décollement important de son centre et de ses extrémités s'accompagne de tassements importants, qui entrainent une plastification du sol sous la fondation et donc des déformations permanentes. La valeur médiane du ratio Q/Q_{ult} est comprise entre 40 et 50% suivant l'ensemble de séisme considéré. Par contre, le $84^{ème}$ percentile et la valeur maximale de ce ratio sont supérieurs à 50%. Considérant les valeurs maximales du ratio Q/Q_{ult}, le sol aux extrémités de la fondation est

sollicité à près de 70% de sa capacité portante ultime pour le profil de sol INF et à plus de 60% pour le profil de sol SUP. Avec ce dimensionnement de fondation, les résultats médians montrent que le sol sous la fondation plastifie. Concernant les tassements de la fondation, la valeur médiane du tassement aux extrémités de la fondation est environ égale à 5 mm suivant l'ensemble de séismes considéré et pour le sol le plus mou, la valeur maximale atteint plus de 15 mm. Au centre de la fondation, les tassements sont beaucoup plus faibles et ne dépassent pas 3 mm pour le profil de sol INF et 1 mm pour le profil de sol SUP.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour des efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6, elle décolle de façon encore plus marquée que lorsqu'elle est dimensionnée pour M_n. Les tassements pour ce niveau de dimensionnement de la fondation sont donc encore plus marqués. En moyenne, le sol est sollicité entre 40 et 60% de sa capacité portante aux extrémités de la fondation mais cette sollicitation peut atteindre 80% de Q_{ult} (valeur maximale). Dans ces conditions, le sol plastifie aux extrémités de la fondation et des déformations permanentes importantes se développent. Au centre de la fondation, la sollicitation, et par conséquent les tassements, sont beaucoup plus faibles. Avec ce niveau de dimensionnement, le risque de voir le sol sous la fondation rompre commence à être élevé.

L'observation de la sollicitation et des tassements dans le sol pour les deux ensembles de séismes nous a permis de remarquer les mêmes tendances que lorsque nous avons regardé le décollement de la fondation : les valeurs des $50^{ème}$ et $84^{ème}$ percentiles de ces grandeurs sont relativement constantes entre les deux ensembles d'accélérogrammes, et cela quelque soit la condition d'appuis. Les séismes artificiels donnent des valeurs toujours légèrement supérieures. Par contre les valeurs maximales de ces grandeurs sont toujours plus importantes pour l'ensemble des accélérogrammes historiques que pour celui des synthétiques.

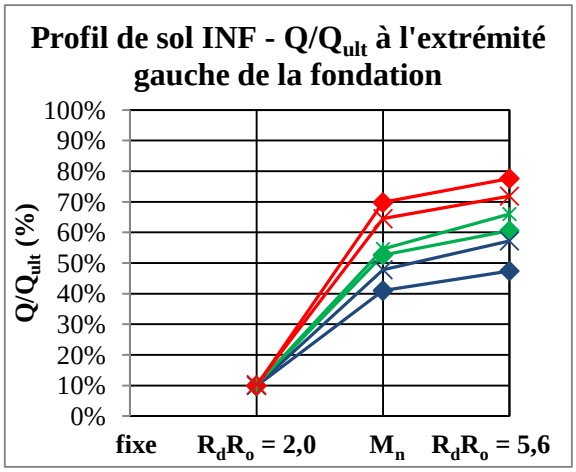


Figure 5.17 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

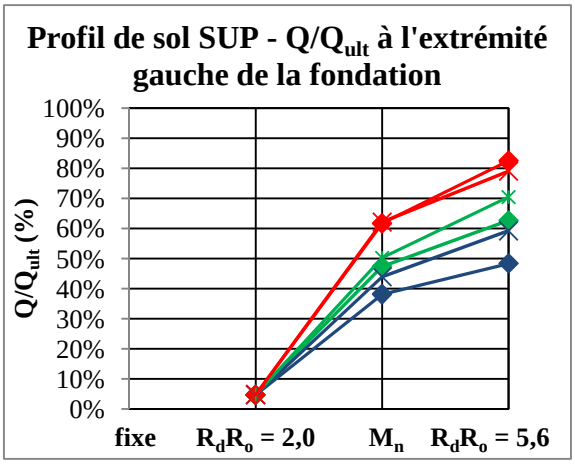
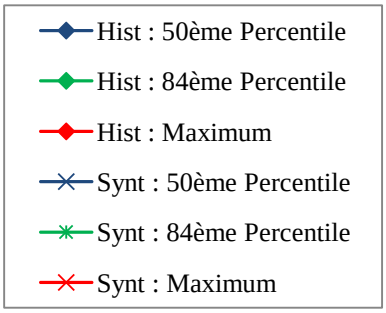


Figure 5.18 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP



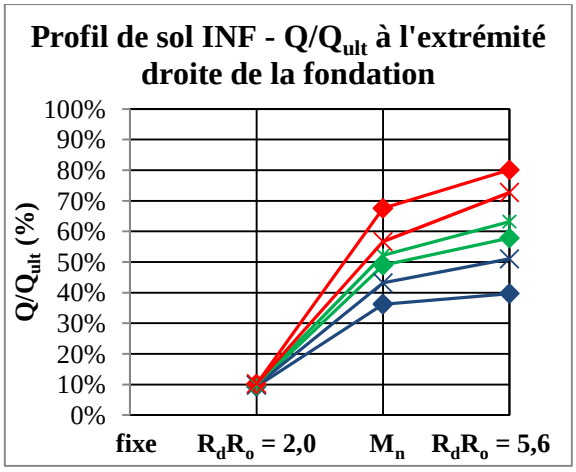


Figure 5.19 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

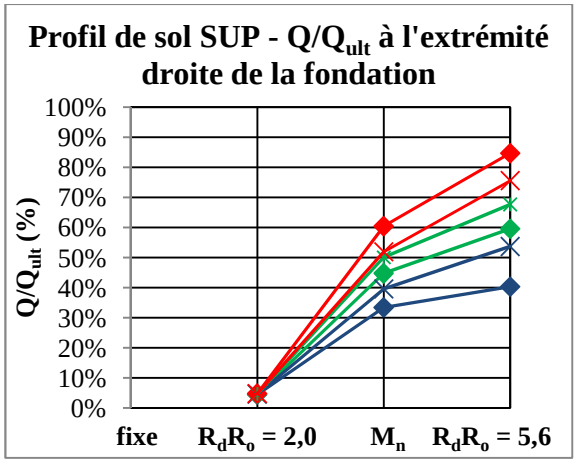


Figure 5.20 : Ratio Q/Q_{ult} maximum à l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

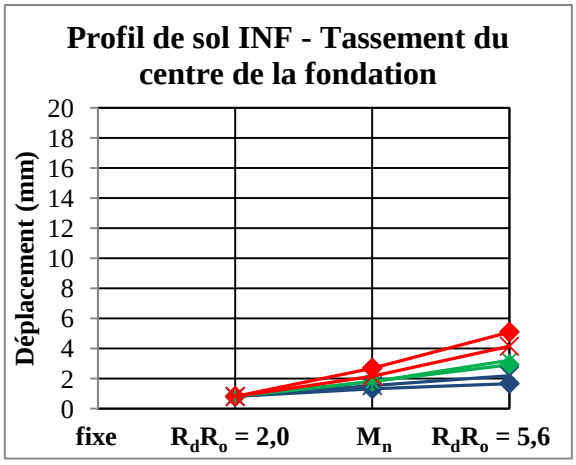


Figure.5.21 : Tassement maximum au centre de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

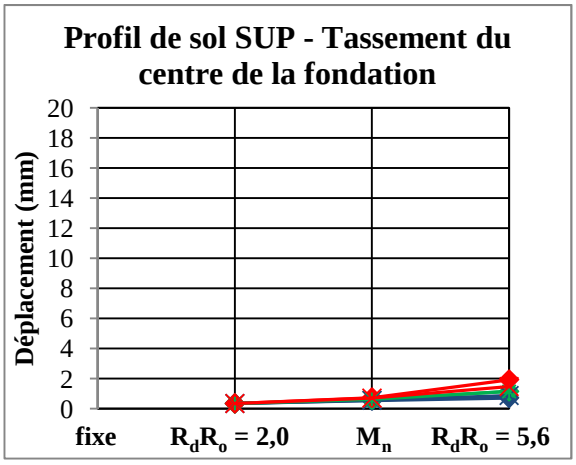


Figure 5.22 : Tassement maximum au centre de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

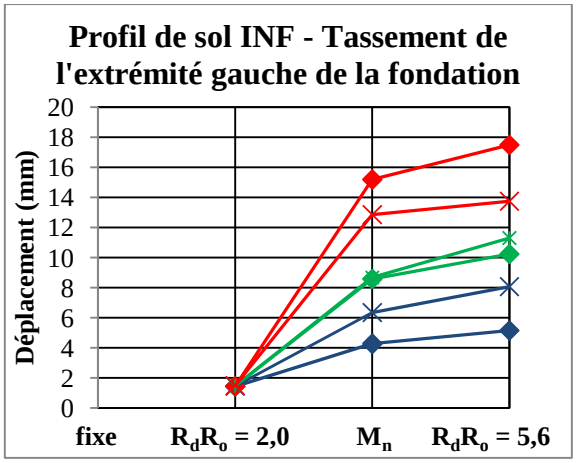


Figure 5.23 : Tassement maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

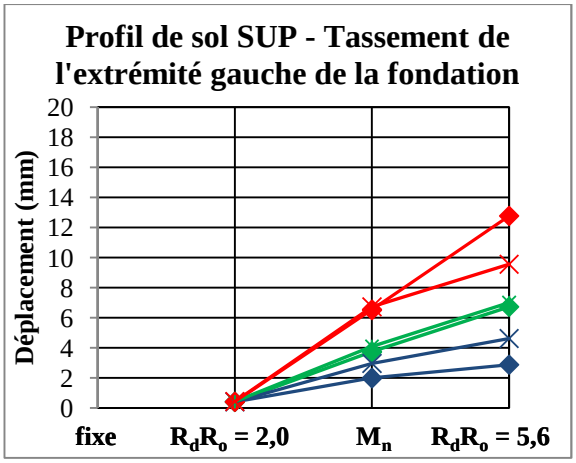


Figure 5.24 : Tassement maximum de l'extrémité gauche de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

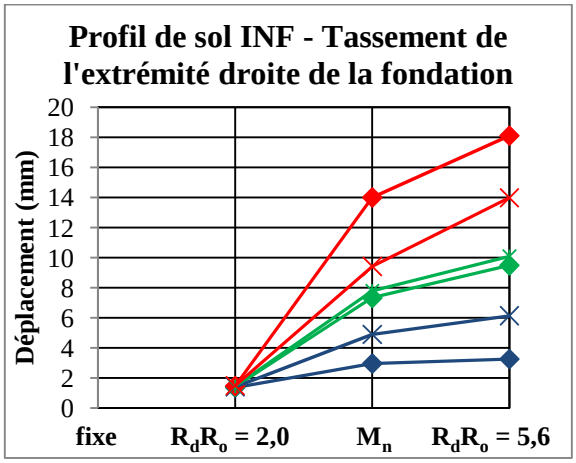


Figure 5.25 : Tassement maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

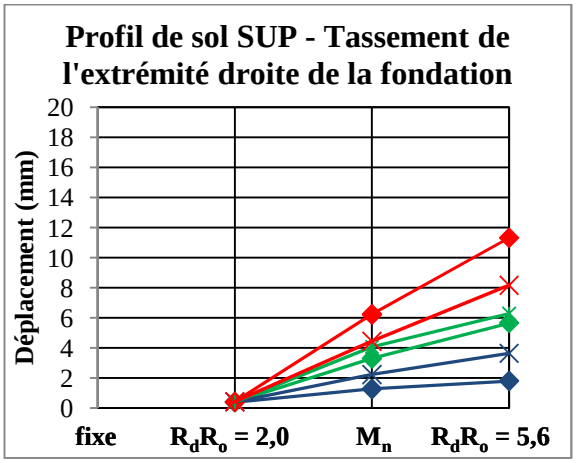


Figure 5.26 : Tassement maximum de l'extrémité droite de la fondation correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles d'accélérogrammes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

5.2.1.2.4 *Comportement du mur de refend*

Nous avons observé aux sections précédentes que la fondation décolle lorsqu'elle est dimensionnée pour la résistance nominale en flexion de la section à la base du mur (M_n) ainsi que lorsqu'elle est dimensionnée pour des efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6. Analysons quel est l'effet de ce décollement sur le comportement du mur de refend. Pour cela, nous avons calculé, pour chaque condition d'appuis et pour chaque profil de sol, les valeurs des $50^{ème}$, $84^{ème}$ et $100^{ème}$ percentiles du déplacement au sommet du mur (δ_h), du moment de renversement (M_f) ainsi que du cisaillement à sa base (V_f). L'évolution de ces grandeurs en fonction du niveau de dimensionnement de la fondation est présentée aux figures 5.27 à 5.32.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour des efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 2,0, son centre ne décolle pas. Le comportement du mur est par conséquent très similaire à celui observé avec base fixe. Le déplacement au sommet du mur est, de façon générale, relativement faible : il n'excède pas 1,2% de H_{tot} quelque soit l'ensemble de séismes considéré. La valeur médiane de δ_h est inférieure à 0,4% de H_{tot} alors que le $84^{ème}$ percentile est inférieur à 0,8% de H_{tot}. Le moment de renversement à la base du mur est de l'ordre de grandeur de la résistance nominale en flexion (M_n) de la section à la base. Dans ces conditions, nous pouvons affirmer que pendant la majorité des séismes, la section à la base du mur a plastifié de façon plus ou moins importante. En comparant le moment maximum à la base du mur à celui qui se développe avec base fixe, nous remarquons que quelque soit le séisme et le profil de sol, aucune diminution n'est observée. Les valeurs des $50^{ème}$, $84^{ème}$ percentiles ainsi que la valeur maximale sont très proches pour les deux ensembles de séismes. Le cisaillement qui se développe à la base du mur est, quelque soit le séisme et le profil de sol, nettement supérieur à la résistance du mur pour le cisaillement, qui est de l'ordre de 2 700 kN (chapitre 2). Cela signifie que la demande en cisaillement évaluée lors du dimensionnement du bâtiment a été fortement sous-estimée. D'un point de vue performance sismique du mur, cette remarque est problématique puisque comme nous l'avons précisé lors du dimensionnement des murs de refend, il faut absolument éviter toute plastification en cisaillement pour que la rotule plastique demeure active. D'autre part, nous notons que pendant un même séisme, le cisaillement est toujours légèrement supérieur pour le profil de sol le plus raide. Nous aurions sûrement observé les mêmes tendances concernant le moment de renversement si celui-ci n'avait pas atteint M_n. Finalement, en comparant le

cisaillement maximum à la base du mur avec celui qui se développe lorsque le mur est encastré à sa base, nous remarquons que quelque soit l'ensemble de séismes et le profil de sol considérés, il n'y a pas de réduction importante du cisaillement maximum à la base du mur. Les valeurs des $50^{ème}$ et $84^{ème}$ percentiles sont légèrement plus faibles lorsque le mur repose sur la fondation mais la valeur maximale est plus élevée que lorsque le mur est encastré. Avec ce niveau de dimensionnement de la fondation, la prise en compte de l'interaction sol – structure pour évaluer la performance sismique du bâtiment n'est pas nécessaire.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour la résistance nominale en flexion du mur (M_n), le décollement de son centre et de ses extrémités est important. Ce décollement de la fondation n'a cependant pas d'effet significatif sur le déplacement maximum au sommet du mur de refend. La valeur du $50^{ème}$ percentile de δ_h augmente légèrement quelque soit l'ensemble de séisme, de l'ordre de 7%. La valeur du $84^{ème}$ percentile de δ_h associée à l'ensemble des séismes artificiels augmente de 8% alors que celle associée aux séismes historiques diminue de 2%. La valeur maximale de δ_h pour l'ensemble des séismes artificiels augmente de plus de 20% mais celle associée à l'ensemble des séismes historiques diminue de 2%. De façon générale, aucune tendance ne se dégage concernant l'évolution du déplacement maximum au sommet du mur; il est relativement constant que la fondation décolle ou ne décolle pas. Le décollement a cependant beaucoup plus d'effet sur les efforts à la base du mur. Le moment maximum est, quelque soit le séisme et le profil de sol, plus faible que la résistance nominale en flexion (M_n) de la section à la base du mur, excepté les valeurs maximales qui demeurent proches de M_n. Le décollement de la fondation entraine donc une réduction du moment à la base du mur, comparativement à celui obtenu avec base fixe. Pour le profil de sol INF, la valeur moyenne de M_f associée à l'ensemble des séismes historiques diminue de 27% alors que celle associée aux séismes artificiels diminue de 20%. Pour le profil de sol SUP, la diminution de la valeur moyenne de M_f est moins importante : 17% pour l'ensemble des séismes historiques et 11% pour l'ensemble des séismes artificiels. La diminution des valeurs du $84^{ème}$ percentile de M_f est moins importante. Pour le profil de sol INF, cette diminution est proche de 17% pour l'ensemble des séismes historiques alors que celle associée aux séismes artificiels est de 12%. Pour le profil de sol SUP, cette diminution vaut respectivement 11 et 5% suivant l'ensemble de séisme. Les valeurs maximales du moment à la base du mur demeurent proches de M_n mais diminuent cependant suffisamment pour éviter que le moment excède M_n et donc entraine une forte dégradation du mur (excepté

pour le profil de sol SUP, pour l'ensemble des séismes historiques). Le cisaillement maximum qui se développe à la base du mur est également réduit de façon significative, quelque soit le séisme. Il reste cependant toujours nettement supérieur à la résistance du mur pour le cisaillement. Pour le profil de sol INF, la valeur maximale de V_f est réduite de 12%, quelque soit l'ensemble de séisme considéré, comparativement à la valeur avec base fixe. Pour le profil de sol SUP, cette réduction est de 8% quelque soit l'ensemble de séisme considéré. Comme pour le moment de renversement, cette diminution est plus importante pour le profil de sol INF que pour le profil de sol SUP. De façon générale, le décollement de la fondation joue un rôle « protecteur » pour le mur. Avec ce niveau de dimensionnement de la fondation, les efforts dans le mur vont être réduits grâce au basculement. La performance du mur en est nettement améliorée.

Lorsque la fondation est dimensionnée pour des efforts correspondant à un facteur R_dR_o égal à 5,6, elle décolle de façon encore plus marquée que lorsqu'elle est dimensionnée pour M_n. Cela a pour effet d'entrainer une légère réduction du déplacement maximum au sommet du mur par rapport à celui obtenu lorsque la fondation est dimensionnée pour M_n : la valeur maximale de δ_h est réduite de 12% pour le profil de sol INF et de 2% pour le profil de sol SUP, quelque soit l'ensemble de séismes. Par contre, aucune tendance nette ne se dégage comparativement au déplacement maximum obtenu avec base fixe. Pour le profil de sol INF, la valeur maximale de δ_h associée à l'ensemble des séismes historiques est réduite de 18% alors que celle associée à l'ensemble de séismes artificiels est augmentée de 8%. Pour le profil de sol SUP, la valeur maximale de δ_h associée à l'ensemble des séismes historiques est réduite de 6% alors que celle associée à l'ensemble de séismes artificiels est augmentée de 13%. Le fait que l'amplitude des déplacements augmente entraine par contre une réduction encore plus significative du moment de renversement à la base du mur. Il est maintenant en tout temps nettement plus faible que la résistance nominale en flexion (M_n) de la section à la base du mur. Pour le profil de sol INF, la valeur maximale de M_f associée à l'ensemble des séismes historiques est réduite de 18%, comparativement à la valeur avec base fixe, alors que celle associée à l'ensemble des séismes artificiels l'est de 24%. Pour le profil de sol SUP, cette réduction est de 13% pour l'ensemble des séismes historiques et de 19% pour l'ensemble des séismes artificiels. Le cisaillement également diminue de façon encore plus significative avec l'augmentation de l'amplitude du décollement de la fondation. Pour le profil de sol INF, la valeur maximale de V_f est réduite de 19%, quelque soit l'ensemble de séisme considéré, comparativement à la valeur avec base fixe. Pour le profil de sol

SUP, cette réduction est de 14% quelque soit l'ensemble de séisme considéré. Avec ce niveau de dimensionnement de la fondation, le mur est encore plus « protégé » que lorsque la fondation est dimensionnée pour M_n.

L'observation du comportement du mur pour les deux ensembles de séismes nous a permis de remarquer les mêmes tendances que lorsque nous avons regardé le décollement de la fondation ou encore les sollicitations ou le tassement dans le sol : les valeurs des $50^{ème}$ et $84^{ème}$ percentiles de ces grandeurs sont relativement constantes entre les deux ensembles d'accélérogrammes, et cela quelque soit la condition d'appuis. Les séismes artificiels donnent des valeurs toujours légèrement supérieures. Par contre les valeurs maximales de ces grandeurs sont toujours plus importantes pour l'ensemble des accélérogrammes historiques que pour celui des synthétiques. Nous avons également remarqué que pendant les séismes synthétiques, plus l'amplitude du décollement de la fondation est important plus la réduction du cisaillement et du moment à la base du mur est grande. Par contre, ce n'est pas le cas pour les séismes historiques. La réduction des efforts la plus importante survient pendant les séismes qui causent le moins de décollement de la fondation. Ces remarques nous conduisent à dire qu'il n'y pas forcément besoin d'un décollement significatif de la fondation pour réduire les efforts qui s'exercent à la base. D'autres facteurs interviennent comme éventuellement le contenu fréquentiel de l'accélérogramme. Il faut cependant dépasser un seuil limite puisque nous avons observé que le faible décollement associé à la fondation dimensionnée pour R_dR_o égal à 2,0 n'était pas suffisant.

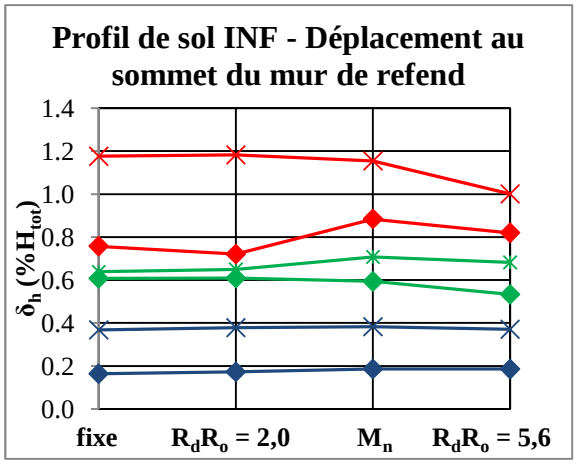


Figure 5.27 : Déplacement au sommet du mur (%H_{tot}) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

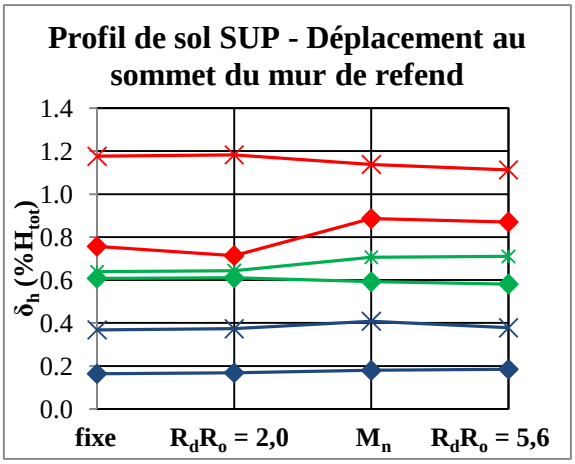
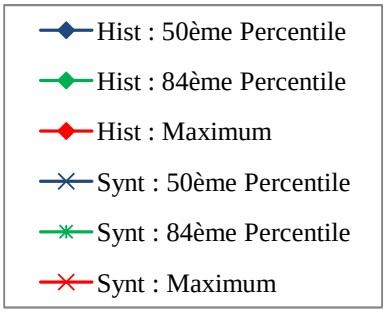


Figure 5.28 : Déplacement au sommet du mur (%H_{tot}) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP



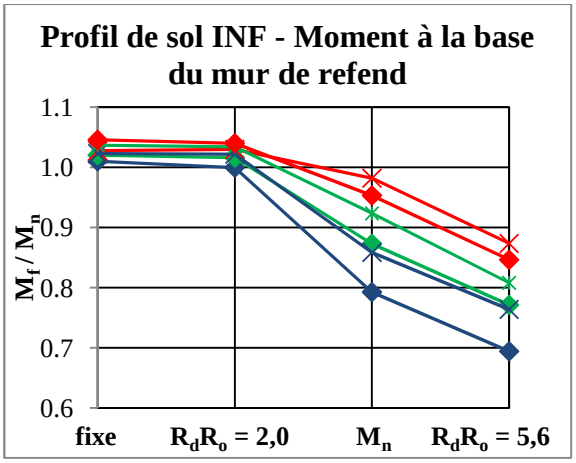


Figure 5.29 : Moment à la base du mur (normalisés par M_n) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

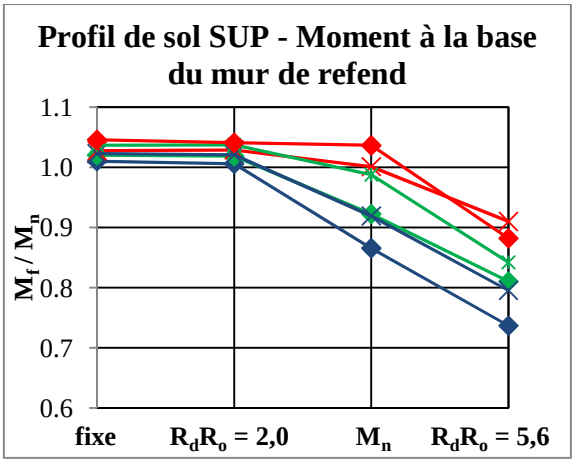


Figure 5.30 : Moment à la base du mur (normalisés par M_n) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

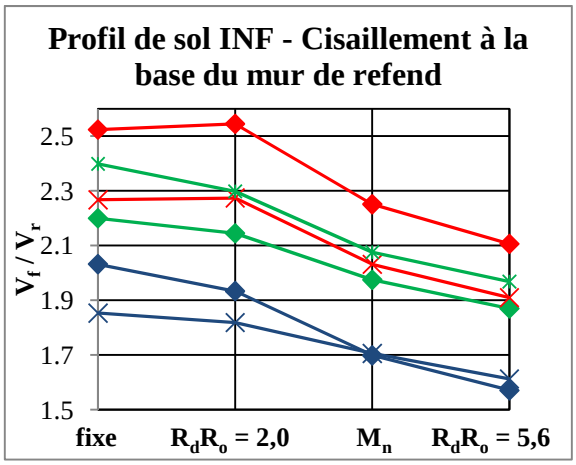


Figure 5.31 : Cisaillement à la base du mur (normalisés par V_r) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol INF

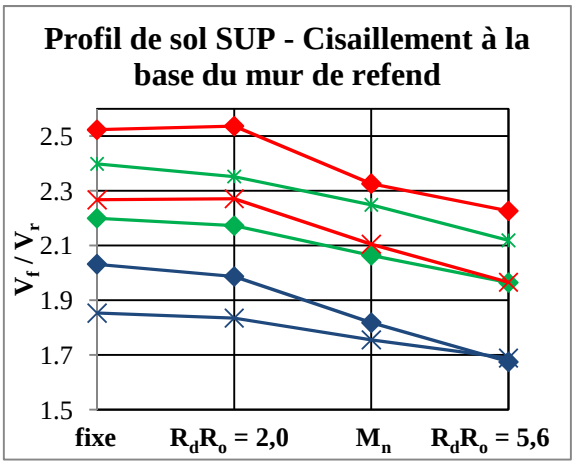


Figure 5.32 : Cisaillement à la base du mur (normalisés par V_r) correspondant aux 50ème, 84ème percentiles et à la valeur maximale de chacun des deux ensembles de séismes, pour les quatre conditions d'appuis – Profil de sol SUP

5.2.1.3 **Conclusions**

▪ Ces analyses nous ont permis de tirer les conclusions suivantes concernant le comportement général du système mur – fondation :

1) Les dimensions de la fondation influence sa capacité à décoller : plus elles sont petites, plus la fondation est sujette au décollement;

2) L'amplitude des déplacements verticaux de la fondation est fonction de la raideur du sol : plus le sol est raide, plus l'amplitude du décollement est important mais plus les tassements sont faibles;

3) Le décollement de la fondation entraine une plastification du sol;

4) Le décollement de la fondation permet de réduire les efforts à la base du mur;

5) Le décollement de la fondation n'a pas d'impact significatif sur le déplacement au sommet du mur.

▪ Ces analyses nous ont permis de tirer les conclusions suivantes concernant le comportement du mur reposant sur une fondation dimensionnée pour différents niveaux d'efforts dus aux charges latérales :

1) Lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour des efforts correspondant à R_dR_o égal à 2,0, nous pouvons dire qu'il va plastifier avant que la fondation ne décolle. L'observation de son comportement nous permet également de dire qu'il n'est pas indispensable de tenir compte de l'ISS pour évaluer le comportement sismique 2D d'un mur reposant sur une fondation dimensionnée pour de tels efforts puisque celle-ci demeure encore trop massive pour basculer. Le comportement du mur est similaire à celui avec base fixe et il n'y a pas de réduction significative des efforts à la base du mur. Avec un tel niveau de dimensionnement de la fondation, le seul mécanisme de dissipation d'énergie sismique actif dans la structure est la rotule plastique à la base du mur.

2) Lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée selon une approche de dimensionnement par capacité (M_n), nous n'avons pas la garantie que la plastification survienne dans le mur. Il semble même que la fondation soit sujette au décollement avant que le mur plastifie. Le basculement de la fondation permet de réduire de façon significative les efforts qui

se développent à la base du mur, au détriment du sol sous la fondation, qui plastifie. Les déformations permanentes engendrées dans le sol peuvent devenir préjudiciables pour le mur. Dans le cas présent cependant, ces tassements ne sont pas excessifs. Le déplacement au sommet du mur n'est pas affecté par le décollement des fondations. Avec un tel niveau de dimensionnement de la fondation, nous avons deux mécanismes de dissipation d'énergie sismique actifs dans la structure : la plastification de la rotule plastique et le basculement des fondations. La performance du mur en est nettement améliorée. La réduction significative des efforts à la base du mur, due au basculement de la fondation, conduirait à des économies non négligeables lors de la conception des murs de refend en béton armé, sans pour autant menacer leur intégrité.

3) Lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour le même facteur combiné de modification des efforts (R_dR_o = 5,6), il est presque évident que la plastification va survenir dans le sol et non dans le mur. La majorité de l'énergie du séisme va être dissipée grâce au décollement de la fondation. Cela va avoir pour effet d'endommager fortement le sol sous la fondation et donc de menacer l'intégrité du mur et de sa fondation à cause des tassements permanents importants. Par contre, cela permet de réduire de façon encore plus significative les efforts à la base du mur que précédemment.

▪ Ces analyses nous ont permis de tirer les conclusions suivantes concernant la comparaison entre les séismes historiques et les séismes synthétiques :

1) Considérer des accélérogrammes provenant de séismes historiques survenus au Québec où avoir recours à des séismes artificiels ne semble pas avoir d'influence significative lorsque nous faisons l'analyse sismique d'une structure, à condition cependant que ces accélérogrammes soient calibrés sur le spectre du site où la structure est construite. Les valeurs des $50^{ème}$ et $84^{ème}$ percentiles de toutes les grandeurs sont relativement constantes entre les deux ensembles d'accélérogrammes, et cela quelque soit la condition d'appuis. Les séismes artificiels donnent des valeurs toujours légèrement supérieures. Par contre les valeurs maximales de ces grandeurs sont toujours plus importantes pour l'ensemble des accélérogrammes historiques que pour celui des synthétiques.

2) Considérés individuellement, les accélérogrammes provenant des sites 17 et 20 (séisme du Saguenay) n'ont pas assez d'énergie pour solliciter le mur de refend. D'une façon générale, les

accélérogrammes enregistrés pendant le séisme du Saguenay sollicitent très peu le mur comparativement à ceux enregistrés lors du séisme de Nahanni. Par contre, la réduction des efforts à la base est beaucoup plus importante lors des évènements du Saguenay.

5.2.2 **Méthode de calibration des séismes historiques**

5.2.2.1 **Description des analyses**

Des analyses non-linéaires temporelles 2D ont été menées, toujours sur le mur de refend M2, dans le but de discuter les méthodes de calibration des séismes historiques présentées au chapitre 4. Considérant les accélérogrammes enregistrés pendant les séismes de Nahanni (site 03) et du Saguenay (site 08) calibrés selon les trois méthodes SPTMC, SPTMA et APHA (séismes faisant partie des ensembles n°1, 3 et 4), nous avons analysé le comportement du mur de refend pour les mêmes conditions d'appuis que celles présentées à la section 5.1.

5.2.2.2 **Résultats et discussion**

Afin de d'évaluer l'impact des méthodes de calibration sur le comportement du mur, nous étudié la variation des 3 paramètres de réponses suivants : le moment de renversement ($M_{f\ max}$) et le cisaillement maximums ($V_{f\ max}$) à la base du mur et le déplacement maximum au sommet du mur ($\delta_{h\ max}$). L'évolution de ces paramètres en fonction de la méthode de calibration, pour chaque condition d'appuis et pour chaque profil de sol, est illustrée par les figures 5.33 à 5.36. À noter que les paramètres de réponse obtenus avec les méthodes SPTMA et APHA ont été normalisés par ceux obtenus avec la méthode SPTMC. Les résultats obtenus de cette méthode ont été choisis comme référence puisque les spectres de réponse générés par « spectral matching » sont très proches du spectre cible donné par le CNBC 2005. Par conséquent, une valeur du paramètre de réponse inférieure à 1,0 signifie que la méthode de calibration donne une réponse non conservatrice puisqu'inférieure à celle exigée par le CNBC 2005.

D'une façon générale, nous remarquons que pour tous les cas étudiés, le moment maximum à la base du mur est similaire, quelque soit la méthode de calibration. La différence la plus marquée survient pour le profil de sol INF, lorsque les accélérogrammes sont calibrés selon la méthode SPTMA et lorsque la fondation est dimensionnée pour M_n ou pour des efforts correspondant à R_dR_o égal à 5,6 : dans ces deux cas de figures, le moment maximum est sous-estimé de près de

15% comparativement à celui obtenu lorsque les accélérogrammes sont calibrés selon la méthode SPTMC. Dans tous les autres cas, la différence entre les moments obtenus est inférieure à 8%. Malgré la différence importante d'énergie qui existe entre les spectres correspondant à un même accélérogramme mais calibré selon des méthodes différentes, nous remarquons que le moment à la base du mur est relativement constant. Cela s'explique par le fait que lorsque le mur est encastré à sa base ou repose sur une fondation dimensionnée pour R_dR_o égal à 2,0, il est limité par la résistance maximale de la section alors que lorsqu'il repose sur une fondation dimensionnée pour R_dR_o égal à 5,6 ou pour M_n, il est limité par le moment qui correspond à l'initiation du décollement de la fondation.

Les autres paramètres de réponse observés sont beaucoup plus « sensibles » à la méthode de calibration et au séisme considéré. Dans ces conditions, analysons tout d'abord l'évolution de ces grandeurs lorsque le mur est soumis au séisme de Nahanni. Pour ce qui est du cisaillement maximum, nous remarquons que celui-ci est relativement constant quelque soit la méthode de calibration, pour le profil de sol INF. Par contre, lorsque le sol se raidit (profil de sol SUP), le cisaillement obtenu avec les accélérogrammes qui sont calibrés selon la méthode SPTMA est surestimé de près de 48%. De plus, nous remarquons que les déplacements du mur sont nettement inférieurs lorsque les accélérogrammes sont calibrés selon les méthodes SPTMA et APHA que lorsqu'ils sont calibrés selon la méthode SPTMC (excepté lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour des efforts correspondant à R_dR_o égal à 2,0). Les déplacements les plus faibles surviennent lorsque les accélérogrammes sont calibrés avec la méthode SPTMA. Pour le profil de sol INF, les déplacements du mur sont en moyenne sous-estimés de 68% pour la méthode SPTMA alors que lorsqu'ils sont calibrés selon la méthode APHA, ils sont sous-estimés d'environ 36%. Pour le profil de sol SUP, ils sont sous-estimés respectivement de 70% et de 23%. Toutes ces tendances sont en accord avec l'allure des spectres correspondant aux accélérogrammes calibrés selon les différentes méthodes de calibration sur la plage de période (2,0 s – 3,0 s) où se trouve la période fondamentale du mur : plus l'accélération spectrale est importante, plus le mur est sollicité. Analysons maintenant la variation de ces grandeurs lorsque le mur est soumis au séisme du Saguenay. Comme précédemment, le cisaillement maximum à la base est relativement constant quelque soit la méthode de calibration, pour le profil de sol INF et est surestimé de près de 34% lorsque le sol se raidit (profil SUP). Concernant les déplacements du mur, nous remarquons également que, comme précédemment, ils sont inférieurs lorsque

l'accélérogramme est calibré selon les méthodes SPTMA et APHA que lorsqu'il est calibré selon la méthode SPTMC. Ils sont sous-estimés respectivement de près de 36% et 29%, quelque soit le profil.

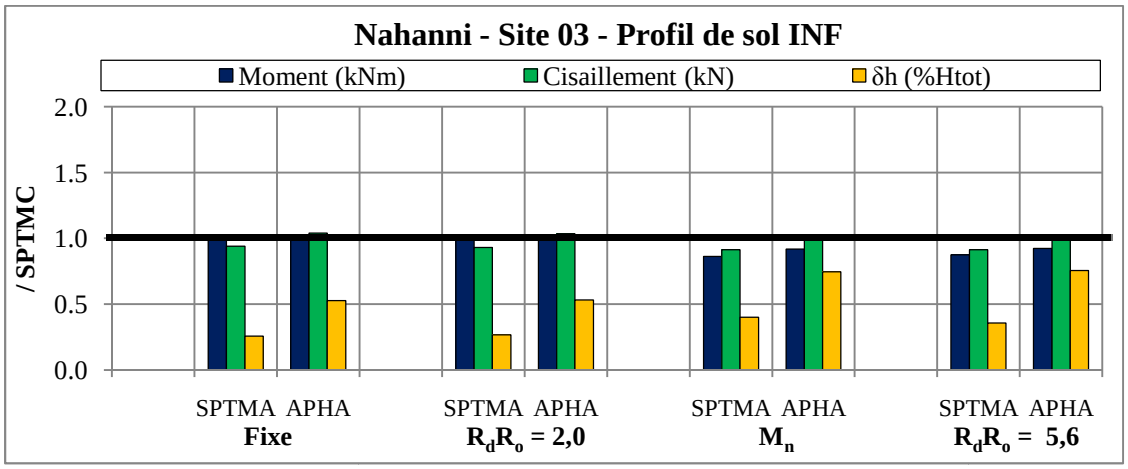


Figure 5.33 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Nahanni (site 03) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol INF

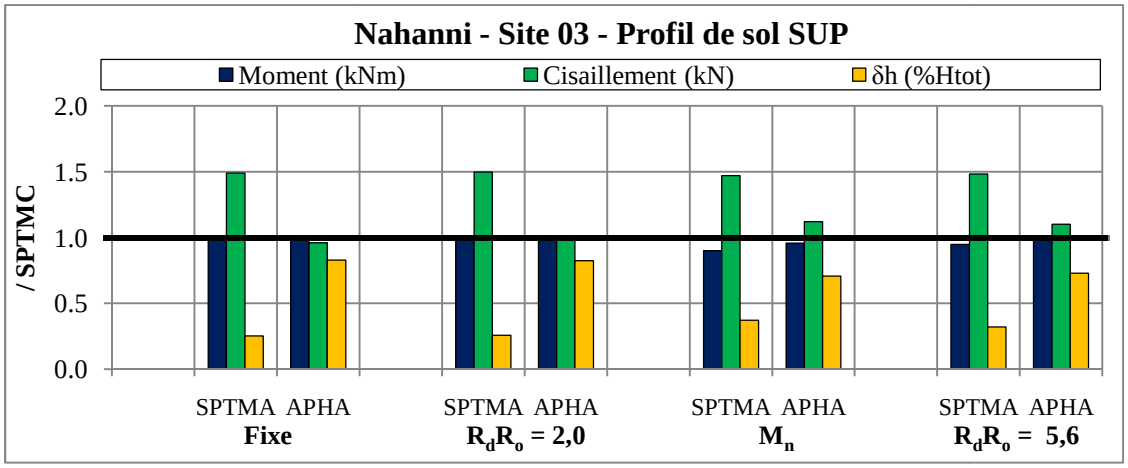


Figure 5.34 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Nahanni (site 03) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol SUP

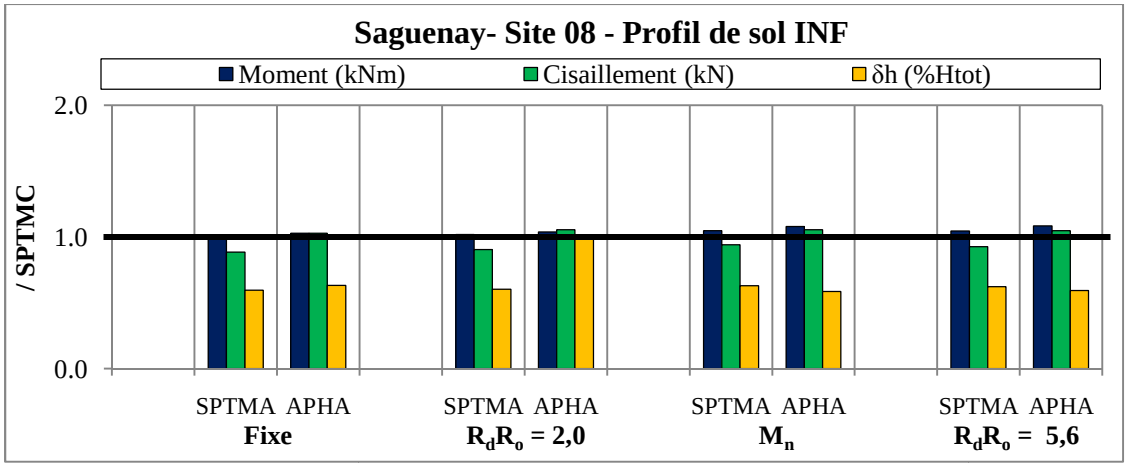


Figure 5.35 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Saguenay (site 08) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol INF

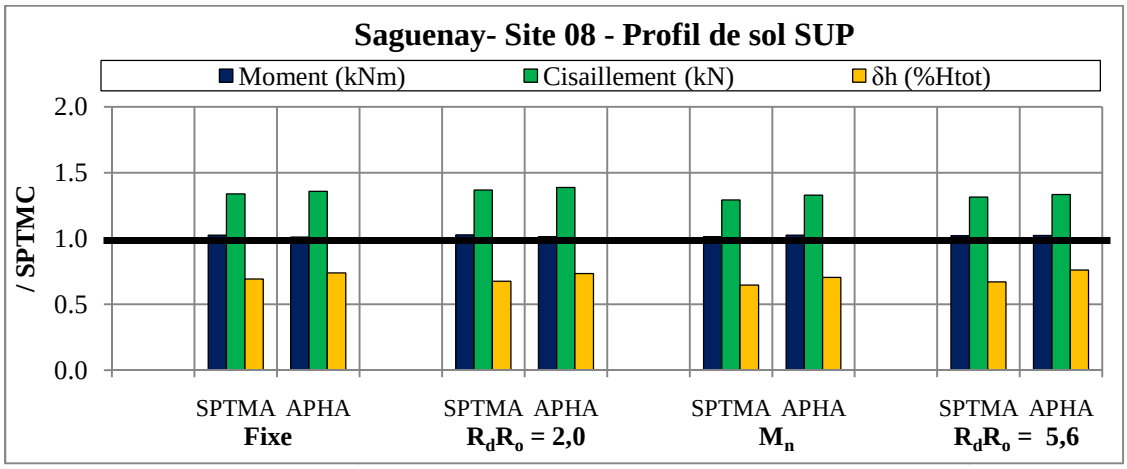


Figure 5.36 : Comparaison entre les valeurs maximales caractéristiques du mur de refend M2 enregistrées pendant le séisme de Saguenay (site 08) calibré selon les différentes méthodes de calibration – Profil de sol SUP

5.2.2.3 **Conclusions**

Ces analyses nous ont permis de tirer les conclusions suivantes concernant la méthode de calibration des séismes historiques :

1) La réponse du mur de refend est sensible au choix de la méthode de calibration;

2) Le « spectral matching » demeure la méthode la plus directe et la plus recevable pour calibrer un spectre sur un spectre cible et pour avoir un niveau de sollicitation en accord avec les exigences du CNBC 2005;

3) Les autres méthodes de calibration demeurent acceptables mais nécessitent une expertise particulière dans le domaine.

Ces conclusions plutôt générales mettent en évidence la nécessité de consacrer de futurs travaux de recherche sur les méthodes de calibration des séismes historiques ayant frappé l'est du Canada et d'étudier leur impact sur la réponse des structures.

5.3 Comportement du mur de refend M2 : analyses dynamiques 2D *VS* analyses dynamiques 3D

5.3.1 Description des analyses

Des analyses dynamiques temporelles non-linéaires bidimensionnelles (2D) et tridimensionnelles (3D) ont été menées dans le but de valider le recours à une modélisation 2D d'un mur de refend faisant partie d'une structure 3D. Dans cette optique, nous avons comparé le comportement du mur de refend M2 obtenu de quatre analyses différentes :

- Une analyse non-linéaire temporelle 2D;
- Une analyse non-linéaire temporelle 2D avec amplification des accélérogrammes afin de tenir compte de la torsion du bâtiment ainsi que de la torsion accidentelle;
- Une analyse non-linéaire temporelle 3D en appliquant uniquement la composante principale majeure des séismes dans la direction du mur M2;
- Une analyse non-linéaire temporelle 3D en appliquant les deux composantes des séismes selon les deux directions principales du bâtiment.

Compte tenu des résultats de la section 5.2, nous avons fait cette comparaison uniquement pour les conditions d'appuis suivantes : murs encastrés à leur base et murs reposant sur des fondations dimensionnées pour la résistance nominale en flexion (M_n) des sections à leur base. Le cas où les murs reposent sur des fondations dimensionnées pour des efforts correspondant à R_dR_o égal à 2,0 n'a pas été étudié puisque le comportement des murs est similaire à celui avec base fixe alors que

le cas où les murs reposent sur des fondations dimensionnées pour des efforts correspondant à R_dR_o égal à 5,6 n'a pas été étudié puisque dans ce cas, l'intégrité du sol sous les fondations n'est pas assurée. Concernant les profils de sol, seul le profil INF a été retenu pour les analyses avec fondations dimensionnées pour M_n puisque c'est avec ce profil que le décollement des fondations est le plus important. Finalement, nous avons seulement considéré les accélérogrammes enregistrés pendant les séismes de Nahanni (site 03) et du Saguenay (site 08) et calibrés selon la méthode SPTMC (séismes 01 et 02 du tableau 4.12).

Analyse 2D

L'analyse 2D (appelée « analyse 2D non amplifiée » par la suite) est identique à celles présentées à la section 5.2 et a été menée sur le mur de refend M2.

Analyse 2D amplifiée

L'analyse 2D amplifiée est identique à l'analyse 2D non amplifiée, mis à part le fait que les accélérogrammes sont augmentés d'un facteur α_T. Ce facteur d'amplification a été déterminé en faisant deux analyses modales du bâtiment à l'aide du logiciel ETABS : une où la torsion du système est bloquée et une autre où elle est permise. Nous avons ensuite comparé les efforts dans le mur M2 provenant des deux analyses afin de voir quelle est l'amplification due à la torsion (α_T). Le tableau 5.4 donne, pour chaque étage du mur M2, la valeur de α_T pour le cisaillement ainsi que pour le moment. Considérant l'amplification du moment à la base du mur due à la torsion, nous avons appliqué aux séismes 01 et 02 un facteur égal à 1,9.

Tableau 5.4 : Facteur d'amplification (α_T) des efforts dans le mur M2, dû à la torsion du système

	Cisaillement sans torsion (kN)	**Cisaillement avec torsion (kN)**	α_T	**Moment sans torsion (kNm)**	**Moment avec torsion (kNm)**	α_T
Étage 10	576	665	**116%**	1 698	1 962	**116%**
Étage 9	699	891	**128%**	3 722	4 575	**123%**
Étage 8	608	853	**140%**	5 227	6 949	**133%**
Étage 7	594	843	**142%**	6 067	8 743	**144%**
Étage 6	643	996	**155%**	6 406	10 134	**158%**
Étage 5	719	1 120	**156%**	6 417	11 399	**178%**
Étage 4	836	1 234	**147%**	6 363	12 668	**199%**
Étage 3	1 028	1 487	**145%**	6 738	14 394	**214%**
Étage 2	1 313	1 792	**136%**	8 343	17 479	**209%**
Étage 1	1 525	1 972	**129%**	12 023	22 841	**190%**

Analyse 3D unidirectionnelle

L'analyse dynamique 3D unidirectionnelle a été menée sur le bâtiment au complet. La torsion accidentelle dans le système a été prise en compte en décalant le centre de masse (CM) de +/- 5% de D_{nX} (figure 5.37), comme cela est permis par la clause 4.1.8.12 du CNBC 2005, dans le cas où le bâtiment n'est pas sensible à la torsion. Pour chaque configuration du CM, seule la composante principale majeure du séisme a été appliquée dans la direction du mur M2 (direction Y). Finalement, seule la configuration du CM la plus critique pour M2 a été considérée. Dans le cas présent, cette configuration est celle où le CM est décalé vers l'ouest du bâtiment.

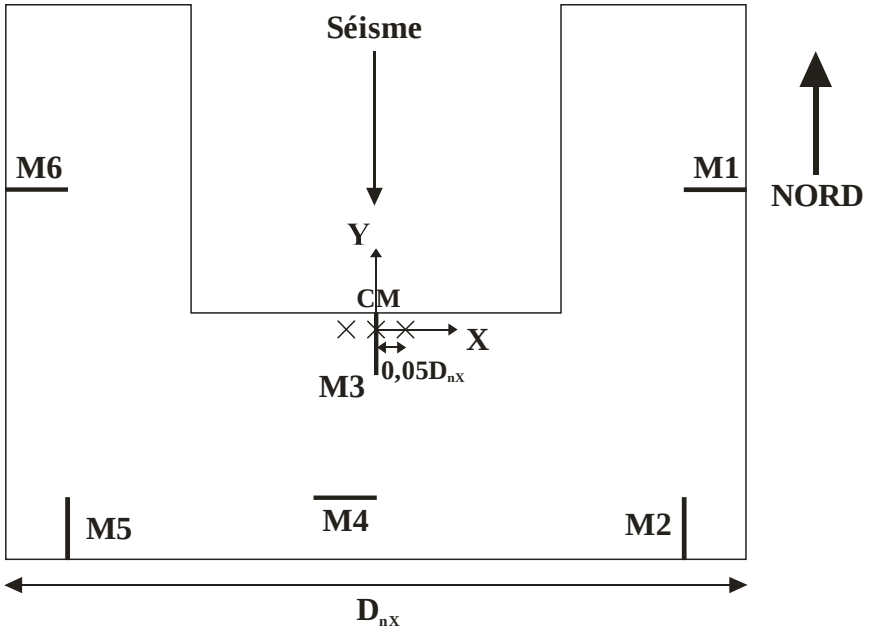


Figure 5.37 : Analyse 3D unidirectionnelle : configurations du CM étudiées

Analyse 3D bidirectionnelle

L'analyse dynamique 3D bidirectionnelle a également été menée sur le bâtiment au complet. La torsion accidentelle dans le système a été prise en compte en décalant CM de +/- 5% de D_{nX}, puis de +/- 5% de D_{nY} (figure 5.38). Pour chaque configuration du CM, deux analyses ont été menées afin de trouver la position du CM la plus critique pour M2 : une première en appliquant la composante principale majeure du séisme dans une des directions principales du bâtiment (X ou Y) et la composante principale mineure dans l'autre direction (Y ou X) et une deuxième en permutant les composantes. Dans le cas présent, la configuration la plus critique pour M2 est celle où le CM est décalé vers le nord du bâtiment et la composante principale majeure appliquée selon la direction du mur M2 (direction Y).

À noter que pour les analyses temporelles 3D, la torsion accidentelle dans le bâtiment a été prise en compte en décalant le centre de masse de +/- 5% de D_{nX} alors qu'elle a été prise en compte en appliquant un couple de torsion égal à +/- 10% de F_{MFSE} autour du CR lors de l'analyse dynamique modale du bâtiment. Ces deux méthodes sont suggérées par la clause 4.1.8.12 du CNBC 2005.

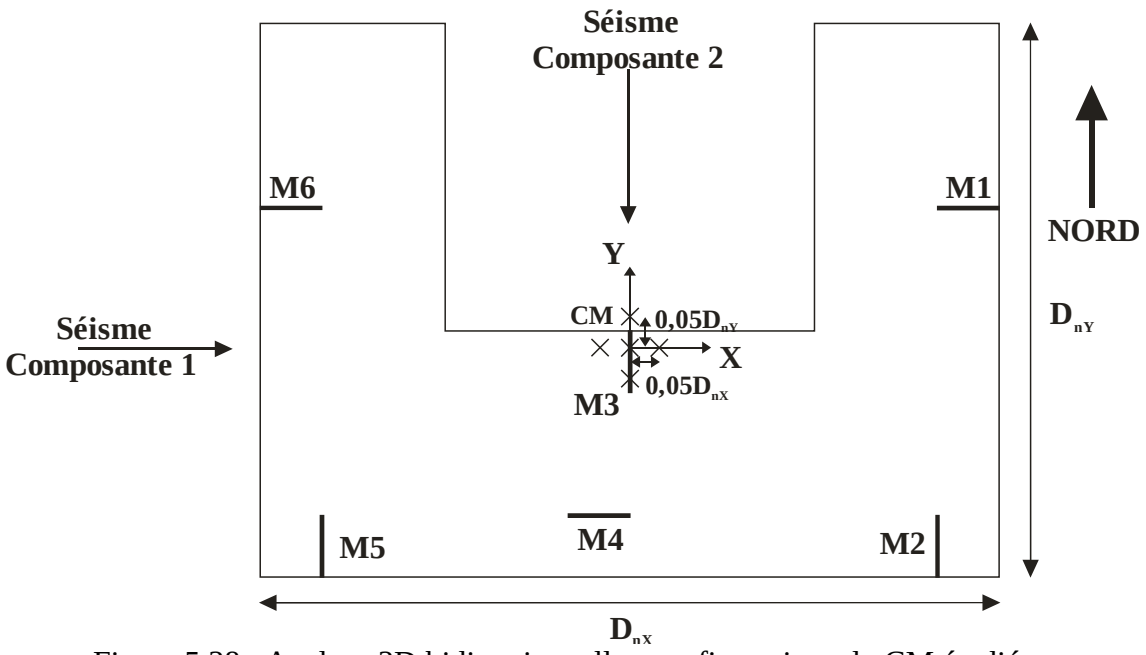


Figure 5.38 : Analyse 3D bidirectionnelle : configurations du CM étudiées

5.3.2 **Résultats et discussions**

5.3.2.1 **Analyse modale**

Les périodes de vibration des trois premiers modes de vibration du mur de refend M2 et du bâtiment, pour chaque condition d'appuis, sont résumées dans le tableau 5.5.

Validons tout d'abord les périodes de vibration du modèle OpenSees 3D du bâtiment. En comparant les périodes des deux premiers modes de vibration du modèle OpenSees à celles du modèle ETABS utilisé pour le dimensionnement, il apparait que le modèle 3D OpenSees est plus rigide que le modèle 3D ETABS. La différence entre les périodes de vibration est cependant inférieure à 5%. Nous pouvons donc affirmer que le modèle 3D OpenSees est en adéquation avec le modèle 3D ETABS.

Vérifions ensuite la concordance entre le modèle OpenSees 3D du bâtiment et le modèle OpenSees 2D du mur M2. En comparant la période de vibration du mode fondamental du mur M2 à celle du deuxième mode de vibration du bâtiment, qui correspond à un mode de translation selon Y, nous nous rendons compte qu'elles sont similaires. La différence entre les deux périodes est inférieure à 2%. Ayant fait l'hypothèse que le poids sismique est uniformément réparti entre les murs de refend du bâtiment, les caractéristiques modales de la structure sont gouvernées par

les rigidités des murs. Étant donné que le mur M3, qui participe à la rigidité du bâtiment selon Y avec les murs M2 et M5, a moins d'armature que les deux autres murs, il est normal que la période de vibration du deuxième mode de vibration du bâtiment soit légèrement supérieure à celle du mode fondamental du mur M2.

Analysons finalement l'effet du basculement des fondations sur les périodes du bâtiment. Nous remarquons que l'effet est le même que celui observé sur les périodes de vibration du mur de refend M2. Le basculement des fondations entraine une augmentation des périodes de vibration d'environ 10% par rapport à celles avec base fixe.

Tableau 5.5 : Périodes de vibration des trois premiers modes de vibration du mur M2 et du bâtiment pour les différentes conditions d'appuis

		OpenSees		**ETABS**
		Base fixe	**M_n**	**Base fixe**
Analyses 2D	**T_1**	2,54 s	2,80 s	
	T_2	0,46 s	0,49 s	
	T_3	0,19 s	0,20 s	
Analyses 3D	**T_1 (torsion)**	2,78 s	3,09 s	3,19 s
	T_2 (translation)	2,56 s	2,86 s	2,99 s
	T_3 (torsion)	2,45 s	2,78 s	2,91 s

5.3.2.2 **Description du comportement du mur M2 et du bâtiment**

Tous les historiques des résultats présentés dans cette section ont une durée de 29 secondes. Cette durée correspond aux 19 secondes du séisme 01, auxquelles ont été ajoutées 10 secondes de vibrations libres.

Avant de présenter la comparaison entre les comportements du mur de refend M2 obtenus des quatre analyses présentées au début de la section 5.3, nous décrivons en détail dans cette section le comportement du mur M2 pour les analyses 2D et de tous les murs pour les analyses 3D. Cette description est faite pour chacune des quatre analyses, pour les deux conditions d'appuis et pour le séisme 01.

Le comportement des systèmes mur – fondation a été étudié en regardant l'historique des valeurs suivantes : le cisaillement (V_f) et le moment (M_f) à la base des murs, le déplacement au sommet des murs (δ_h), le déplacement des extrémités des fondations (δ_{vg} et δ_{vd}) ainsi que de leur centre

(δ_{vc}). En plus des historiques de ces grandeurs, nous avons regardé les rapports Q/Q_{ult} maximums aux extrémités et au centre des fondations.

5.3.2.2.1 *Base fixe*

Les historiques de δ_h, V_f et M_f servant à caractériser le comportement du mur M2, pour les quatre analyses, sont donnés aux figures 5.39 à 5.41. Les tableaux 5.6 et 5.7 récapitulent, respectivement pour les analyses 2D et 2D amplifiée, le déplacement maximum ($\delta_{h\ max}$) ainsi que le déplacement résiduel ($\delta_{h\ résiduel}$) au sommet du mur M2, le cisaillement maximum ($V_{f\ max}$) et le moment maximum ($M_{f\ max}$) à la base du mur M2. Pour les analyses 3D, les historiques de δ_h, V_f et M_f pour tous les murs de refend sont donnés aux figures 5.42 à 5.44 pour l'analyse 3D unidirectionnelle et aux figures 5.45 à 5.47 pour l'analyse 3D bidirectionnelle. Les valeurs de $\delta_{h\ max}$, $\delta_{h\ résiduel}$, $V_{f\ max}$ et $M_{f\ max}$ sont données aux tableaux 5.8 et 5.9, respectivement pour l'analyse 3D unidirectionnelle et l'analyse 3D bidirectionnelle.

Analyse 2D

Analysons le comportement du mur M2 obtenu de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 2D.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f. En observant la courbe en trait plein rouge de la figure 5.39 qui représente l'historique de δ_h au sommet du mur, nous remarquons qu'au début du séisme, le mur oscille autour de sa position d'équilibre et que la période des premiers cycles de l'historique (avant que le mur ne plastifie) est légèrement supérieure à la période fondamentale du mur. À partir du moment où la plastification de la section à la base du mur survient, les déformations permanentes qui s'y sont développées font que le mur n'oscille plus autour de sa position d'équilibre initiale ; il est incliné et oscille autour d'une nouvelle position d'équilibre. En examinant les courbes en trait plein rouge des figures 5.40 et 5.41 qui représentent respectivement l'historique de V_f et celui de M_f à la base du mur, nous remarquons que la période de leurs cycles est similaire à celle des premiers cycles de l'historique de δ_h. Nous remarquons également que pendant chacun de ces cycles, d'autres cycles ayant des périodes de vibration beaucoup plus faibles sont présents, dus aux modes supérieurs du mur. Ces cycles oscillent autour des cycles ayant une période proche de la période fondamentale

du mur. Cependant, à mesure que la section à la base du mur se dégrade, ils s'atténuent pour finalement « disparaitre », signe qu'à la fin du séisme, le comportement du mur est gouverné principalement par son mode fondamental.

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f. Le cisaillement V_f est très intense au début du séisme. Il est maximal à t = 3,1 s et atteint 5 300 kN (tableau 5.6). Comme nous l'avons déjà souligné à la section 5.2.1, le cisaillement qui se développe à la base du mur est nettement supérieur à sa résistance, qui est de l'ordre de 2 700 kN (chapitre 2). Si le modèle MR avait pris en compte le comportement plastique du mur pour le cisaillement, nous aurions donc observé très tôt dans le séisme une dégradation importante de la résistance du mur. Or, comme nous l'avons spécifié au chapitre 2, il faut absolument éviter toute rupture en cisaillement lorsque les murs sont conçus selon une approche de conception par capacité. Ces observations nous conduisent à nous poser la question suivante : est-ce que les méthodes d'analyse des structures suggérées par le CNBC 2005 permettent d'évaluer adéquatement la demande en cisaillement ? L'observation de l'historique de M_f nous permet de voir que le moment à la base du mur atteint à plusieurs reprises des valeurs proches de M_n pendant les cinq premières secondes de l'accélérogramme avant qu'il atteigne une valeur maximale égale à 29 000 kNm à t = 6,3 s (tableau 5.6). Cela a pour effet de faire plastifier de façon significative la section à la base du mur. À partir de cet instant, les déformations permanentes qui se sont développées dans la section font que le mur n'oscille plus autour de sa position d'équilibre initiale ; le mur est maintenant incliné et oscille autour d'une nouvelle position d'équilibre. Le mur est maintenant fortement endommagé et le moment à la base du mur ne dépasse plus 20 000 kNm jusqu'à la fin du séisme. À t = 10,1 s, la plastification progresse encore dans la section. Le mur se retrouve alors encore plus incliné. La dégradation de la résistance du mur fait que le déplacement au toit augmente de façon significative jusqu'à atteindre une valeur maximale égale à 1,18% de H_{tot}. À la fin du séisme (t = 19,0 s), le mur se redresse légèrement et finit par osciller librement autour d'une position qui est moins inclinée que celle atteinte après 10 secondes de séisme mais qui ne correspond pas à la position d'équilibre initiale. Le déplacement résiduel au sommet du mur à la fin du séisme est de l'ordre de 0,3% de H_{tot}.

Analyse 2D amplifiée

Analysons le comportement du mur M2 obtenu de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 2D amplifiée.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f. L'allure de l'historique de δ_h (figure 5.39 – trait pointillé rouge) est similaire à celle de l'historique obtenu lors l'analyse 2D non amplifiée. Tant que le mur ne plastifie pas, l'amplitude de δ_h est également similaire même si elle est légèrement supérieure. Cependant, dès que de la résistance du mur se dégrade, le fait que l'amplitude du séisme soit nettement supérieure à celle du séisme non-amplifié cause des déplacements au sommet nettement plus importants. L'allure des historiques de V_f et de M_f (figures 5.40 et 5.41 – trait pointillé rouge) est également similaire à celle des historiques obtenus lors l'analyse 2D non amplifiée mais cette fois, leur amplitude est nettement supérieure. La valeur de $M_{f\ max}$ reste toutefois semblable à celle atteinte pendant le séisme non amplifié puisqu'elle correspond à la résistance maximale de la section à la base du mur pour le moment de renversement.

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f. Le cisaillement maximum à la base du mur survient plus rapidement que lors de l'analyse 2D non amplifiée (t = 2,4 s) et atteint 7 446 kN (tableau 5.7). Le cisaillement qui se développe à la base du mur est encore nettement supérieur à sa résistance. Nous notons que malgré le fait que le séisme ait été amplifié d'un facteur égal à 1,9 et que le comportement de la section à la base du mur soit élastique en cisaillement, $V_{f\ max}$ est « seulement » augmenté de 40%. Nous remarquons que $M_{f\ max}$ est atteint au même moment et que la plastification de la section survient, comme pendant le séisme non amplifié, à t = 6,3 s. À t = 10,1 s, la plastification progresse, comme précédemment, dans la section. La dégradation de la résistance du mur, associée à une amplitude du séisme nettement supérieure à celle du séisme non amplifié, fait que le $\delta_{h\ max}$ est cette fois-ci égal à 2,6% de H_{tot}. À la fin du séisme (t = 19,0 s), et ce malgré des déformations permanentes importantes dans la section, le mur oscille autour d'une position proche de sa position d'équilibre initiale ($\delta_{h\ résiduel}$ est de l'ordre de 0,09% de H_{tot}). Cela peut être dû au fait que le séisme ait plus d'énergie que précédemment : les accélérations importantes qui demeurent à la fin du séisme ont pu causer un « redressement » partiel du mur.

En comparant les valeurs de $V_{f\,max}$ et de $M_{f\,max}$ à la base du mur M2 obtenues dans le cas présent à celles obtenues de l'analyse 2D non amplifiée, nous remarquons tout d'abord que $V_{f\,max}$ est augmenté de 40% mais que $M_{f\,max}$ est relativement constant. $V_{f\,max}$ survient plus rapidement que lors de l'analyse 2D non amplifiée mais $M_{f\,max}$ survient au même instant. Concernant la valeur de $\delta_{h\,max}$, nous notons qu'elle est 116% plus élevée dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée. $\delta_{h\,max}$ survient au même instant que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Finalement, le déplacement résiduel au sommet du mur est 30% plus important dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée.

Analyse 3D unidirectionnelle

Analysons le comportement du mur M2 et des autres murs de refend obtenus de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f des murs se trouvant dans la direction d'application de l'accélérogramme. D'après la figure 5.42, nous remarquons que les historiques de δ_h des trois murs M2, M3 et M5 sont similaires. Ils sont cependant légèrement déphasés : le mouvement dans une ou l'autre des directions du bâtiment est toujours initié par le mur M2, suivi du mur M3 et enfin du mur M5. Ce déphasage est dû à la torsion dans le système. Suivant la direction dans laquelle les murs se déplacent, l'amplitude des déplacements est plus importante pour le mur M2 ou le mur M5. Comme pour les analyses 2D, nous observons qu'au début du séisme, les murs oscillent autour de leur position d'équilibre et la période des premiers cycles des historiques est légèrement supérieure à la période fondamentale du bâtiment. Cependant, à partir du moment où la plastification des sections à la base des murs est initiée, ils n'oscillent plus autour de leur position d'équilibre initiale. Les historiques des efforts à la base (figures 5.43 et 5.44) de ces trois murs sont également similaires (surtout ceux de M2 et M5). La différence principale entre les historiques est leur amplitude. Comme pour les analyses 2D, nous remarquons que la période de leurs cycles est similaire à celle des premiers cycles de l'historique de δ_h. Les cycles dus aux modes supérieurs sont également présents. Comme précédemment, ils s'atténuent pour finalement « disparaitre » à mesure que les sections à la base des murs se dégradent. Concernant les historiques de M_f, il faut cependant noter qu'à partir de l'instant où les sections à la base des murs plastifient, les similitudes deviennent moins évidentes.

Regardons ensuite l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f des murs perpendiculaires à la direction d'application de l'accélérogramme. Les murs M1, M4 et M6 participent également à la reprise des efforts sismiques en raison de la torsion qui existe dans le système. Le déphasage total entre les historiques des murs M1 et M6 et ceux des murs M4 confirme que la sollicitation est due au mode de torsion du bâtiment. Quand le mur M4 se déplace vers l'est du bâtiment, les murs M1 et M6 vont vers l'ouest et inversement. Même si les murs M1 et M6 participent à la reprise des efforts sismiques, nous remarquons, en analysant les historiques de ces murs, que leur amplitude est faible. Cela est due à une caractéristique géométrique des murs M1 et M6 : étant situés sur un même axe perpendiculaire à la direction du séisme, la sollicitation se répartit entre les deux murs. Nous pouvons même dire qu'elle se répartit également entre les deux murs puisque les historiques de δ_h, V_f et M_f de ces deux murs sont confondus (figures 5.42, 5.43 et 5.44 respectivement). Contrairement à M1 et M6, le mur M4 est fortement sollicité pendant le séisme. À partir du moment où le déplacement du mur M4 est initié, les efforts V_f et M_f à la base deviennent importants (figures 5.43 et 5.44). Nous remarquons que plus le séisme progresse, plus l'amplitude des efforts à la base du mur M4 est importante, signe que le mode de torsion gouverne le comportement du bâtiment.

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f de tous les murs. La résistance nominale en flexion (M_n) de la section à la base du mur M5 est atteinte très tôt dans le séisme (t = 2,7 s) (tableau 5.8). Cela n'a cependant pas d'impact sur le déplacement au sommet du mur : δ_h oscille toujours autour de sa position d'équilibre (figure 5.42). À t = 3,1 s, V_f est maximum à la base de M5 et vaut 4 960 kN. Le cisaillement qui se développe à la base du mur est encore nettement supérieur à sa résistance. Le mur M5 est donc sollicité très tôt pendant le séisme. À t = 6,0 s, la résistance nominale en flexion (M_n) des sections à la base des murs M2 et M3 est atteinte pour la première fois. À t = 6,8 s, M_f est maximum à la base des murs M3 et M5 et vaut respectivement 29 500 kNm et 39 900 kNm (tableau 5.8). Il est important de noter que la valeur de $M_{f\,max}$ est 30% supérieure à M_n à la base du mur M3 et 40% supérieure à M_n à la base du mur M5. À partir de cet instant, les murs sont fortement endommagés et oscillent autour d'une nouvelle position d'équilibre (figure 5.42). Le déplacement du mur M4 est initié à t = 4,5 s quand le mur M5 se déplace rapidement alors que les murs M2 et M3 se déplacent peu. Les efforts V_f et M_f à la base du mur M4 deviennent importants (figures 5.43 et 5.44). À t = 7,6 s, V_f et M_f sont maximums à la base des murs M1 et M6 : respectivement 2 000 kN et 10 400 kNm pour M1 et

1 860 kN et 9 640 kNm pour M6. Les efforts maximums qui sollicitent ces deux murs sont donc inférieurs à la résistance de ces murs qui vaut 2 550 kN en cisaillement et 23 000 kNm en flexion. À t = 7,7 s, le cisaillement est maximum à la base du mur M3 et vaut 4 710 kN. Cette valeur est nettement supérieure à la résistance de la section à la base de M3 qui vaut en théorie 3 000 kN. À cet instant, le moment est également maximum à la base du mur M4 : il vaut 26 000 kNm, ce qui est inférieur à la résistance nominale en flexion de la section à sa base. Il est intéressant de noter que $M_{f\ max}$ survient lorsque le déplacement au sommet des murs M2, M3 et M5 est maximum. Les efforts maximums à la base du mur M2 surviennent à t = 9,4 s : $V_{f\ max}$ est égal à 4 250 kN alors que $M_{f\ max}$ est égal à 34 000 kNm. Le mur M2 est capable de reprendre un moment de renversement plus de 20% supérieur à M_n à sa base. À partir de cet instant, la plastification a encore progressé dans les murs M2, M3 et M5 : ils oscillent autour de positions encore plus inclinées que précédemment. Entre t = 11,1 s et t = 11,5 s, le déplacement aux sommets des murs M2, M3 et M5 est maximum : il vaut respectivement 0,97, 1,18 et 1,40% de H_{tot}. Après cet instant, les murs n'ont plus suffisamment de résistance pour développer des moments de renversement importants. À t = 11,5 s, δ_h est également maximum au sommet de M4 et vaut 0,19% de H_{tot}. Peu avant la fin du séisme, V_f est maximum à la base du mur M4. À la fin du séisme (t = 19,0 s), les murs M2, M3 et M5 se redressent légèrement et finissent par osciller librement autour d'une position qui est moins inclinée que celle atteinte après 10 secondes de séisme, mais qui ne correspond pas à la position d'équilibre initiale ($\delta_{h\ résiduel}$ est légèrement inférieur à 0,4% de H_{tot} suivant le mur de refend). Il faut également relever que δ_h au sommet des murs M1 et M6 est maximum après la fin du séisme, signe que la torsion dans le système est omniprésente à la fin du séisme. Étant donné qu'aucun des trois murs M1, M4 et M6 n'a plastifié, il n'est pas surprenant de voir que $\delta_{h\ résiduel}$ au sommet de ces murs est nul à la fin du séisme.

En comparant les valeurs de $V_{f\ max}$ et de $M_{f\ max}$ à la base du mur M2 obtenues dans le cas présent à celles obtenues de l'analyse 2D non amplifiée, nous remarquons tout d'abord que $V_{f\ max}$ est réduit de 20% mais que $M_{f\ max}$ est augmenté de 17%. Nous remarquons ensuite que ces efforts maximums surviennent plus tard que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Concernant la valeur de $\delta_{h\ max}$, nous notons qu'elle est 20% plus faible dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Contrairement aux efforts maximums, $\delta_{h\ max}$ survient au même instant que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Finalement, le déplacement résiduel au sommet du mur est 30% plus important dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée.

Analyse 3D bidirectionnelle

Analysons le comportement du mur M2 et des autres murs de refend obtenus de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f de tous les murs (figures 5.45, 5.46 et 5.47 respectivement). La principale différence avec l'analyse 3D unidirectionnelle est la participation importante des murs de refend M1 et M6 à la reprise des efforts sismiques. Cela a pour effet de modifier significativement les historiques des déplacements et des efforts à la base du mur M4. Pendant les analyses 3D bidirectionnelles, les historiques des déplacements ainsi que ceux des efforts de ces trois murs sont similaires. Ils sont même semblables tant que les murs ne plastifient pas. L'allure des historiques des déplacements et des efforts des murs M2, M3, et M5 est par contre proche de celle des historiques obtenus pendant les analyses 3D unidirectionnelles ; la participation des murs M1 et M6 ainsi que l'application de la composant principale mineure du séisme entraine cependant des modifications des valeurs maximales.

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f de tous les murs. Le cisaillement maximum survient très tôt pendant le séisme pour les murs M2 et M3. Il atteint 3 800 kN (t = 3,1 s) pour M3 et 4 300 kN (t = 4,3 s) pour M2 (tableau 5.9). Comme lors des analyses précédentes, le cisaillement qui se développe à la base des murs est nettement supérieur à leur résistance, mais il semble toutefois mieux se répartir entre les murs. À t = 5,2 s, la résistance nominale en flexion (M_n) des sections à la base des murs M4 et M6 est atteinte. Même si une plastification importante s'est développée à la base de ces murs, l'intégrité des autres murs font que M4 et M6 continuent à osciller autour de leur position d'équilibre initial (figure 5.45). À t = 6,0 s, un mouvement important des murs M2, M3 et M5 s'accompagnent de moments à la base supérieurs aux résistances nominales en flexion des sections. Au même moment, V_f est maximum à la base des murs M1, M4 et M6 et vaut respectivement 3 951 kN, 5 124 kN et 5 060 kN (tableau 5.9), valeurs nettement supérieures à leur résistance respective. À t = 6,8 s, le moment est maximum à la base des murs M2, M3 et M5 : il atteint respectivement 33 260 kNm, 29 700 kNm et 39 400 kNm (tableau 5.9). À cet instant, le cisaillement est également maximum à la base de M5 (4 000 kN). Les sections à la base de tous les murs, excepté M1, ont subi des déformations permanentes importantes et pourtant les murs continuent à osciller autour de leur

position d'équilibre initial (figure 5.45). À t = 8,4 s, le moment à la base de chacun des murs est supérieur à leur résistance nominale en flexion et des déformations permanentes continuent de s'y développer, entrainant les murs à osciller cette fois-ci autour de nouvelles positions d'équilibre. À partir de cet instant, les historiques du moment à la base de chacun des murs ont une allure assez particulière du fait de leur forte dégradation. À t = 9,9 s, le déplacement au sommet du mur M4 est maximum et est égal à 0,86% de H_{tot}. Entre t = 11,5 s et t = 11,7 s, c'est au tour des murs M2, M3 et M5 d'atteindre $\delta_{h\ max}$: 1,30% de H_{tot} pour M2, 1,28% de H_{tot} pour M3 et 1,26% de H_{tot} pour M5. À t = 12,6 s, le déplacement au sommet des murs M1 et M6 est maximum et vaut 0,85% de H_{tot}. Nous remarquons que le déplacement maximum au sommet de tous les murs survient à peu près en même temps, lorsque les murs sont fortement dégradés et ne sont plus assez résistants. Après cet instant, le moment à la base de tous les murs est relativement faible (comparativement à M_n). À la fin du séisme (t = 19,0 s), les murs se redressent légèrement et finissent par osciller librement autour d'une position qui est moins inclinée que celle atteinte pendant le séisme, mais qui ne correspond pas à la position d'équilibre initiale. Le déplacement résiduel est très similaire quelque soit le mur de refend et proche de 0,4% de H_{tot}.

En comparant les valeurs de $V_{f\ max}$ et de $M_{f\ max}$ à la base du mur M2 obtenues dans le cas présent à celles obtenues de l'analyse 2D non amplifiée, nous remarquons tout d'abord que $V_{f\ max}$ est réduit de 20% mais que $M_{f\ max}$ est augmenté de 14%. Nous remarquons ensuite que ces efforts maximums surviennent à peu près aux mêmes instants que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Concernant la valeur de $\delta_{h\ max}$, nous notons qu'elle est 10% plus faible dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Comme pour les efforts maximums, $\delta_{h\ max}$ survient au même instant que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Finalement, le déplacement résiduel au sommet du mur est 30% plus important dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée.

La même analyse du comportement du mur M2 encastré à sa base a été faite pour le séisme 02. Les graphiques présentant les historiques des grandeurs étudiées dans cette section ainsi que les tableaux donnant les valeurs maximales de ces grandeurs sont donnés en annexe V.

Tableau 5.6 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 encastré à sa base, pour l'analyse 2D

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M2	1,18	11,45	0,30	5 300	3,10	28 220	6,26	28 973	6,28

Tableau 5.7 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 encastré à sa base, pour l'analyse 2D amplifiée

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M2	2,56	11,49	0,09	7 446	2,42	28 220	6,20	28 963	6,22

Tableau 5.8 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, supposés encastrés à leur base, pour l'analyse 3D unidirectionnelle

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M1	0,05	22,49	0,00	2 000	7,64	23 000		10 400	7,64
M2	0,97	11,05	0,39	4 250	9,40	28 220	6,04	34 000	9,40
M3	1,18	11,44	0,38	4 710	7,69	23 000	6,00	29 500	6,82
M4	0,19	11,49	0,00	3 850	18,58	26 500		26 000	7,72
M5	1,40	11,46	0,36	4 960	3,10	28 220	2,70	39 900	6,79
M6	0,05	22,49	0,00	1 860	7,64	23 000		9 640	7,64

Tableau 5.9 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, supposés encastrés à leur base, pour l'analyse 3D bidirectionnelle

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M1	0,85	12,62	0,37	3 951	5,99	23 000	8,44	24 623	8,46
M2	1,30	11,64	0,38	4 309	4,33	28 220	6,02	33 261	6,81
M3	1,28	11,52	0,38	3 800	3,10	23 000	5,99	29 700	6,81
M4	0,86	9,90	0,37	5 124	5,99	26 500	5,24	34 946	8,47
M5	1,26	11,48	0,39	3 968	6,81	28 220	5,98	39 372	6,81
M6	0,85	12,62	0,37	5 060	5,99	23 000	5,19	35 243	8,47

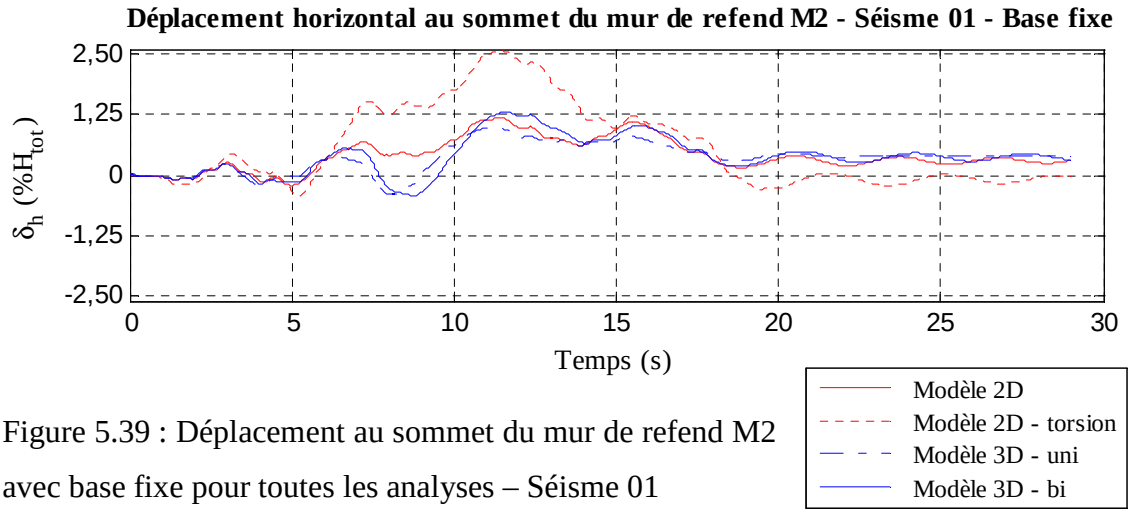


Figure 5.39 : Déplacement au sommet du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 01

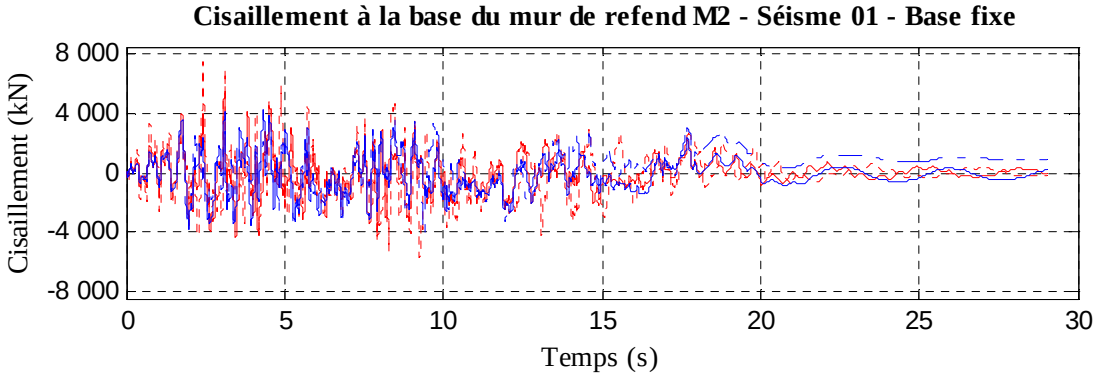


Figure 5.40 : Cisaillement à la base du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 01

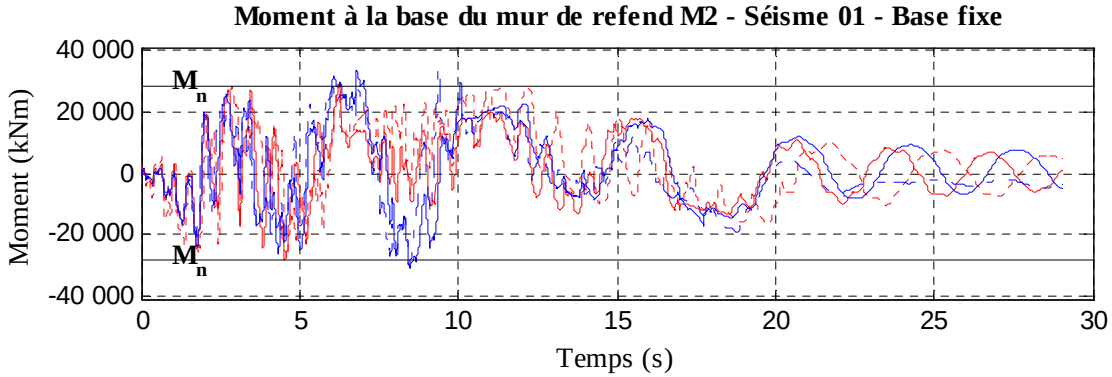


Figure 5.41 : Moment à la base du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 01

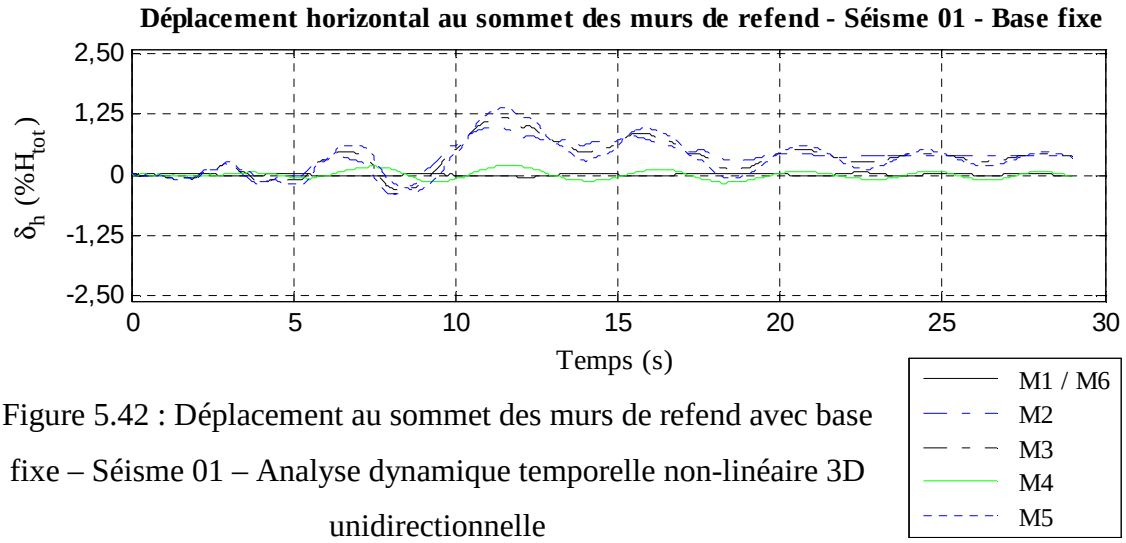


Figure 5.42 : Déplacement au sommet des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle

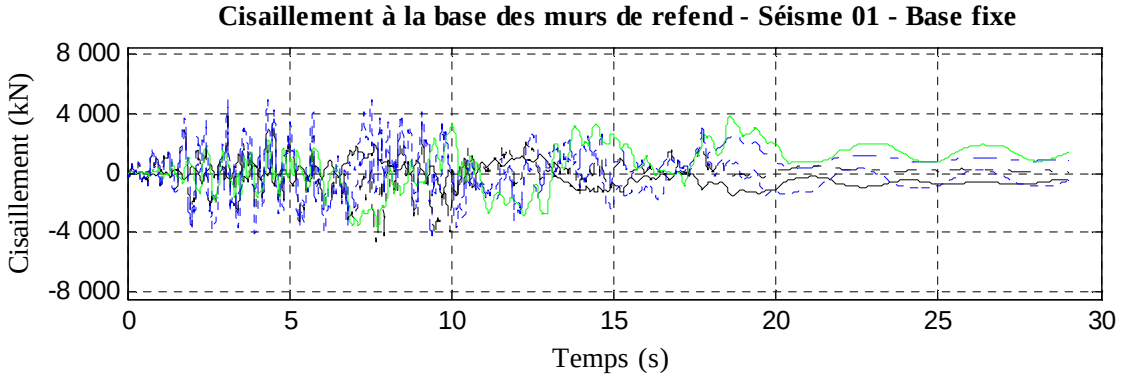


Figure 5.43 : Cisaillement à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle

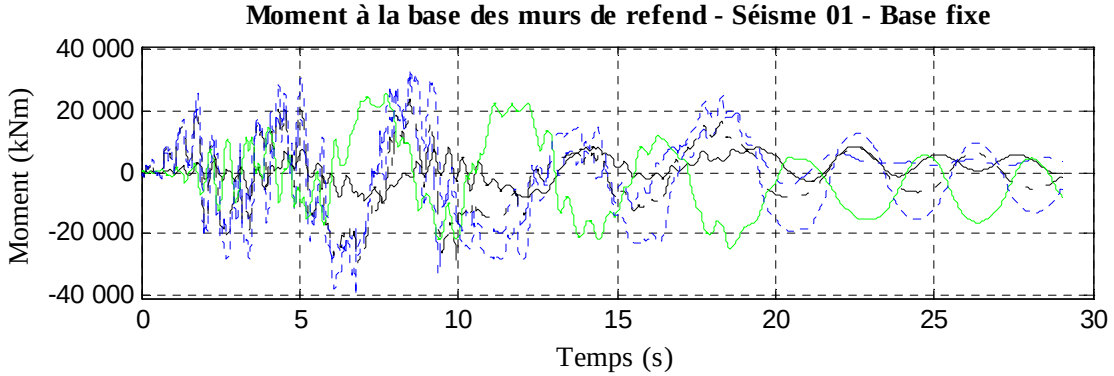


Figure 5.44 : Moment à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle

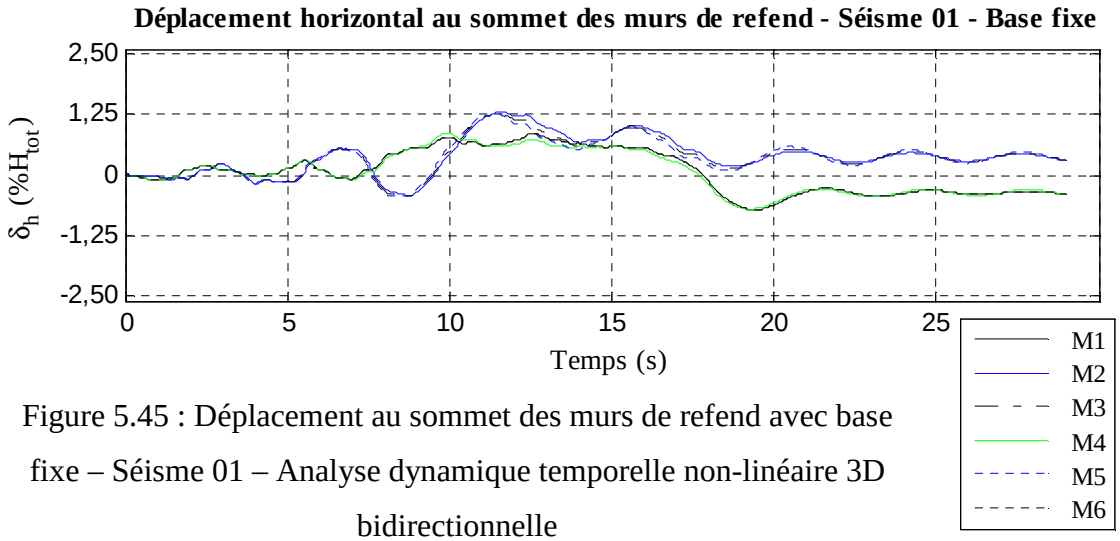


Figure 5.45 : Déplacement au sommet des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle

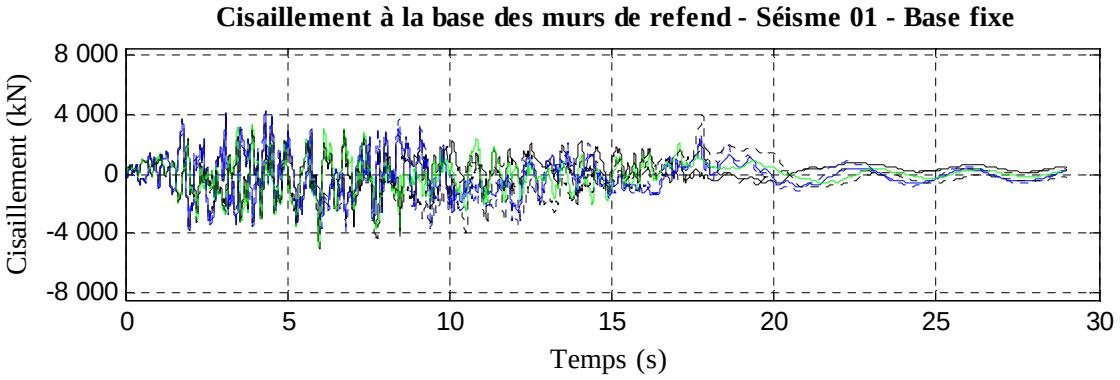


Figure 5.46 : Cisaillement à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle

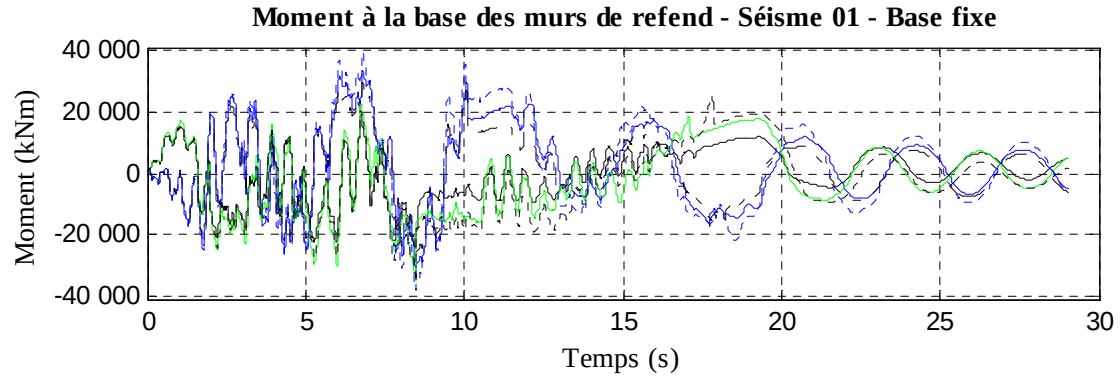


Figure 5.47 : Moment à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle

5.3.2.2.2 M_n

Les historiques de δ_h, V_f et M_f servant à caractériser le comportement du mur M2, pour les quatre analyses, sont donnés aux figures 5.48 à 5.50 alors que ceux de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} servant à caractériser le comportement de la fondation sur laquelle repose le mur M2 sont données aux figures 5.51 à 5.53. Le tableau 5.10 donne, pour l'analyse 2D, le déplacement maximum ($\delta_{h\ max}$) ainsi que le déplacement résiduel ($\delta_{h\ résiduel}$) au sommet du mur M2, le cisaillement maximum ($V_{f\ max}$) et le moment maximum ($M_{f\ max}$) à la base du mur M2 alors que le tableau 5.11 donne, toujours pour l'analyse 2D, les déplacements maximums aux extrémités (δ_{vg} et δ_{vd}) et au centre (δ_{vc}) de la fondation du mur M2 ainsi que les valeurs maximales des rapports entre la force maximale se développant dans les deux ressorts sur la capacité ultime de ces ressorts aux extrémités ($Q/Q_{ult\ g}$ et $Q/Q_{ult\ d}$) et au centre ($Q/Q_{ult\ c}$) de la fondation. Pour l'analyse 2D amplifiée, ces valeurs sont données respectivement aux tableaux 5.12 et 5.13. Pour l'analyse 3D unidirectionnelle, les historiques de δ_h, V_f et M_f pour tous les murs de refend sont donnés aux figures 5.54 à 5.56 alors que ceux de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} de toutes les fondations sont données aux figures 5.57 à 5.59. Le tableau 5.14 donne les valeurs de $\delta_{h\ max}$, $\delta_{h\ résiduel}$, $V_{f\ max}$ et $M_{f\ max}$ pour tous les murs alors que le tableau 5.15 donne les valeurs de δ_{vg}, δ_{vc}, $\delta_{vd,}$ $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ de toutes les fondations. Pour l'analyse 3D bidirectionnelle, les historiques de δ_h, V_f, M_f, δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} sont donnés respectivement aux figures 5.60 à 5.65. Le tableau 5.16 donne les valeurs de $\delta_{h\ max}$, $\delta_{h\ résiduel}$, $V_{f\ max}$ et $M_{f\ max}$ pour tous les murs alors que le tableau 5.17 donne les valeurs de δ_{vg}, δ_{vc}, $\delta_{vd,}$ $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ pour toutes les fondations.

Analyse 2D

Analysons le comportement du mur M2 obtenu de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 2D.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f caractérisant le comportement du mur ainsi que celle des historiques de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} caractérisant le comportement de la fondation sur laquelle repose le mur. En observant la courbe en trait plein rouge de la figure 5.48 qui représente l'historique de δ_h au sommet du mur, nous remarquons que son allure est différente de celle observée lorsque le mur est encastré à sa base. Dans le cas présent, l'oscillation du mur est régulière malgré le fait qu'une plastification soit survenue dans le système puisque nous

observons que pendant le séisme, le mur n'oscille pas exactement autour de sa position d'équilibre initiale. Nous notons également que la période des cycles de l'historique ainsi que leur amplitude augmente à mesure que se propage le séisme. Après la fin du séisme, l'amplitude de δ_h est encore importante, signe que la période de vibrations libres du mur va se prolonger longtemps. En examinant la courbe en trait plein rouge de la figure 5.49 qui représente l'historique de V_f à la base du mur, nous remarquons que son allure est similaire à l'allure de celui observé lorsque le mur est encastré à sa base. La différence majeure entre les deux historiques vient de l'amplitude de V_f : dans le cas présent, le cisaillement à la base du mur est nettement moins important que précédemment pendant le séisme mais demeure toutefois élevé après la fin du séisme. La phase de vibrations libres du mur s'accompagne d'un cisaillement non négligeable. En étudiant la courbe en trait plein rouge de la figure 5.50 qui représente l'historique de M_f à la base du mur, nous remarquons que son allure est différente de l'allure de celui observé lorsque le mur est encastré à sa base. Dans le cas présent, la période des cycles de l'historique ainsi que son amplitude augmentent à mesure que se propage le séisme, pour tendre vers une valeur maximale proche de la résistance nominale en flexion (M_n) de la section à la base du mur. Nous remarquons également que les modes supérieurs ont un impact sur le comportement en flexion du mur uniquement dans les premières secondes du séisme. Après cela, le comportement du mur est principalement gouverné par son mode fondamental (les cycles de faible période de vibration évoqués à la section 5.3.2.2.1 s'atténuent rapidement). Après la fin du séisme, le moment à la base du mur commence à diminuer mais comme nous l'avons remarqué pour V_f, il est encore important après 10 secondes de vibrations libres. En observant les courbes en trait plein rouge des figures 5.51, 5.52 et 5.53 qui représentent respectivement l'historique de δ_{vg}, celui de δ_{vc} et celui δ_{vd}, nous remarquons que le phénomène de basculement est de plus en plus important à mesure que se propage le séisme. Cette augmentation de l'amplitude du phénomène s'accompagne d'une augmentation de la période des cycles des historiques avec le temps. En comparant les historiques de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd}, nous remarquons que le décollement est toujours initié par un des bords de la fondation. Une fois que le décollement de cette extrémité est suffisamment important, le centre de la fondation décolle. Ce décollement d'une partie de la fondation s'accompagne de tassement de l'autre côté de la fondation, dont l'amplitude est proportionnelle à l'amplitude du décollement. À mesure que les cycles de basculement surviennent, nous notons que des déformations permanentes de plus en plus importantes se

développent dans le sol. Ce sont ces déformations importantes qui sont responsables de l'amplification graduelle du déplacement au sommet du mur. Plus ce décollement est important, plus le sol sous la fondation se dégrade et se tasse et donc plus la fondation met du temps à retourner en contact avec le sol à mesure que les cycles se succèdent. Les forces d'inertie font que le phénomène de basculement est de plus en plus marqué. Il faut également noter qu'à la fin de la sollicitation, un tassement résiduel non négligeable est présent dans le sol.

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f ainsi que ceux de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd}. Rappelons que les valeurs maximales de ces paramètres sont données respectivement aux tableaux 5.10 et 5.11. En observant les courbes en trait plein rouge des figures 5.51, 5.52 et 5.53, nous remarquons qu'au début du séisme (jusqu'à t = 3,0 s), les bords de la fondation se soulèvent légèrement mais ne décollent pas, le centre demeure fixe. Malgré tout, en comparant les historiques de V_f et de M_f avec ceux obtenus lorsque le mur est encastré à sa base, nous pouvons affirmer que le moment qui se développe à la base ainsi que le cisaillement sont plus faibles dans le cas présent. Les valeurs maximales de V_f et M_f sont réduites de près de 20%. L'amplitude des déplacements au sommet du mur restent similaires à ceux du mur avec base fixe. À t = 2,7 s, le moment à la base du mur atteint une valeur proche de 22 200 kNm, le décollement du centre de la fondation est initié. À noter que le moment pour lequel survient le décollement de la fondation est en accord avec la valeur théorique obtenue des analyses pushover du mur (section 5.1). Le cisaillement est maximum au même moment que lorsque le mur est encastré à sa base, à savoir à t = 3,1 s. Il est cependant dans le cas présent réduit de plus de 15% (4 634 kN contre 5 300 kN). À t = 6,3 s, M_f à la base du mur encastré est maximum et dépasse la résistance nominale en flexion de la section. Dans le cas présent, dès que le moment atteint 22 000 kNm, le centre de la fondation décolle et M_f reste inférieur à 25 000 kNm. Le décollement de la fondation limite donc les efforts à la base du mur, ce qui permet d'assurer l'intégrité du mur. Par la suite, et à mesure que le séisme progresse, nous remarquons que le mur oscille régulièrement entre la droite et la gauche, le moment à la base du mur atteint et dépasse fréquemment 22 000 kNm, ce qui a pour effet de faire décoller le centre de la fondation. L'amplitude des déplacements au sommet augmente à mesure que le séisme progresse ainsi que le moment à la base du mur (le cisaillement diminue), entrainant un décollement de plus en plus important. À t = 11,5 s, δ_{vg} est maximum. La contrainte dans le sol à droite de la fondation est aussi maximale et égale à 68% de sa capacité portante ultime. Finalement, δ_h est maximum après la fin du séisme (à t = 19,4 s) et atteint 1,15%

de H_{tot}. Il ne survient pas du tout au même moment que lorsque le mur est encastré à sa base mais pourtant, $\delta_{h\ max}$ est similaire dans les deux cas. À t = 19,8 s, M_f est maximum et vaut 27 692 kNm. la valeur de $M_{f\ max}$ est similaire à celle obtenue avec base fixe même si comme pour $\delta_{h\ max}$, le moment à la base du mur n'est pas maximum au même instant. Le déplacement de l'extrémité droite de la fondation ainsi que celui de son centre sont maximums à cet instant et la contrainte dans le sol à l'extrémité gauche est égale à 70% de Q_{ult}. Après t = 20,0 s, les oscillations du mur commencent à s'atténuer. Nous voyons qu'il faut quand même du temps pour que le mur arrête de basculer puisqu'après 10 secondes de vibrations libres, l'amplitude des déplacements tant au niveau de la fondation que du sommet est encore importante. Pour ce qui est des déplacements permanents dans le sol, il s'est tassé de près de 15 mm aux extrémités et de près de 3 mm au centre. Le déplacement résiduel au sommet du mur à la fin du séisme est de l'ordre de 0,07% de H_{tot}, contre 0,3% quand le mur est encastré à sa base. Le basculement de la fondation protège donc bien le mur d'une importante plastification puisqu'il revient quasiment à sa position initiale à la fin du séisme. Le léger déplacement résiduel au sommet vient de la plastification dans le sol.

Analyse 2D amplifiée

Analysons le comportement du mur M2 obtenu de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 2D amplifiée.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f caractérisant le comportement du mur ainsi que celle des historiques de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} caractérisant le comportement de la fondation sur laquelle repose le mur. L'allure de l'historique de δ_h (figure 5.48 – trait pointillé rouge) est similaire à celle de l'historique obtenu lors de l'analyse 2D non amplifiée. L'amplitude des déplacements est également similaire, excepté au début du séisme où l'amplitude d'un des cycles est beaucoup plus marquée (autour de t = 6,3 s). L'allure de l'historique de V_f (figure 5.49 – trait pointillé rouge) est également similaire à celle de l'historique obtenu lors l'analyse 2D non amplifiée mais cette fois, son amplitude est nettement supérieure. L'allure de l'historique de M_f (figure 5.50 – trait pointillé rouge) est également proche de celle observé dans l'analyse 2D non amplifiée, mais son amplitude est plus importante. Comme lors de l'analyse 2D non amplifiée, M_f tend vers une valeur maximale proche de la résistance nominale en flexion (M_n) de la section à la base du mur. L'allure des historiques de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} (figures 5.51, 5.52 et 5.53 – trait

pointillé rouge) est semblable à celle des historiques obtenus de l'analyse 2D non amplifiée. L'amplitude du décollement et du tassement est cependant plus importante que précédemment. Comme pour δ_h, nous remarquons également une amplification importante d'un des cycles de déplacement vertical (autour de t = 6,3 s).

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f ainsi que ceux de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd}. Rappelons que les valeurs maximales de ces paramètres sont données respectivement aux tableaux 5.12 et 5.13. Le cisaillement maximum à la base du mur survient plus rapidement que lors de l'analyse 2D non amplifiée (t = 2,4 s) et atteint 6 903 kN. Comparativement à la valeur de V_f obtenue avec base fixe, cette valeur est réduite de 7%. Le déplacement maximum de l'extrémité gauche de la fondation survient également plus tôt que précédemment. À t = 7,2 s, $\delta_{vg\ max}$ est maximum et la contrainte dans le sol à droite de la fondation est aussi maximale et est égale à 70% de Q_{ult}. Comme précédemment, à mesure que le séisme progresse, nous remarquons que le mur oscille régulièrement entre la droite et la gauche, le moment à la base du mur atteint et dépasse fréquemment 22 000 kNm, ce qui a pour effet de faire décoller le centre de la fondation. L'amplitude des déplacements au sommet augmentent ainsi que le moment à la base du mur (le cisaillement diminue), entrainant un décollement de plus en plus important. Juste après la fin du séisme (t = 19,2 s), le moment à la base du mur excède légèrement la résistance nominale en flexion de la section et vaut 28 330 kNm. Cette valeur de $M_{f\ max}$ est similaire à la valeur obtenue lorsque le mur est encastré à sa base, même si le moment à la base du mur n'est pas maximum au même instant. Le déplacement de l'extrémité droite de la fondation ainsi que celui de son centre sont maximums à cet instant et la contrainte dans le sol à l'extrémité gauche est égale à 75% de Q_{ult}. Comme précédemment, δ_h est maximum après la fin du séisme (à t = 19,8 s) et atteint 1,39% de H_{tot}. Cependant, comparativement à la valeur obtenue avec base fixe, δ_h est réduit de 80%. Après t = 20,0 s, les oscillations du mur commencent à s'atténuer. Nous voyons qu'il faut quand même du temps pour que le mur arrête de basculer puisqu'après 10 secondes de vibrations libres, l'amplitude des déplacements tant au niveau de la fondation que du sommet est encore importante. Pour ce qui est des déplacements permanents dans le sol, nous notons qu'il s'est tassé de près de 18 mm aux extrémités et de plus de 3 mm au centre. Le déplacement résiduel au sommet du mur à la fin du séisme est quasiment nul (0,01% de H_{tot}).

En comparant les valeurs de $V_{f\ max}$ et de $M_{f\ max}$ à la base du mur M2 obtenues dans le cas présent à celles obtenues de l'analyse 2D non amplifiée, nous remarquons tout d'abord que $V_{f\ max}$ est

augmenté de 50% mais que $M_{f\ max}$ est relativement constant. $V_{f\ max}$ survient plus rapidement que lors de l'analyse 2D non amplifiée mais $M_{f\ max}$ survient au même instant. Concernant la valeur de $\delta_{h\ max}$, nous notons qu'elle est 20% plus élevée dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée. $\delta_{h\ max}$ survient au même instant que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Finalement, le déplacement résiduel au sommet du mur est dans le cas présent presque nul alors qu'il vaut 0,07% de H_{tot} lors de l'analyse 2D non amplifiée. Pour ce qui est des tassements du sol, ils sont 20% supérieurs à ceux obtenus de l'analyse 2D non amplifiée aux extrémités de la fondation. Le tassement au centre de la fondation est cependant constant entre les deux analyses.

Finalement, la comparaison entre les résultats obtenus de l'analyse 2D amplifiée et ceux obtenus de l'analyse 2D non amplifiée nous permet de dire que le fait d'augmenter l'accélération au sol ne fait pas plastifier la section à la base du mur mais augmente fortement les déplacements, surtout ceux de la fondation, entrainant une importante plastification du sol. Le moment à la base du mur reste relativement constant malgré l'amplification du séisme. Le cisaillement est, quant à lui, fortement augmenté.

Analyse 3D unidirectionnelle

Analysons le comportement du mur M2 et des autres murs de refend obtenus de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f caractérisant le comportement des murs de refend dans la direction d'application de l'accélérogramme ainsi que celle des historiques de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} caractérisant le comportement des fondations sur lesquelles repose les murs. D'après la figure 5.54, nous remarquons que les historiques des δ_h des trois murs M2, M3 et M5 sont similaires. Cependant, comme lorsque les murs sont encastrés à leur base, nous remarquons qu'il y a un déphasage entre les trois historiques, dû à la torsion dans le système : le mouvement dans une ou l'autre des directions du bâtiment est toujours initié par le mur M2, suivi du mur M3 et enfin du mur M5. Nous remarquons que le déphasage est augmenté par le basculement des fondations. Nous notons également que la période des cycles des historiques ainsi que leur amplitude augmentent à mesure que se propage le séisme. Suivant la direction dans laquelle les murs se déplacent, l'amplitude des déplacements est plus importante pour le mur M2 ou le mur M5. Les historiques des efforts à la base (figures 5.55 et 5.56) de ces trois murs sont

également similaires (surtout ceux de M2 et M5). La différence principale entre les historiques est leur amplitude. En observant l'historique de M_f à la base des murs, nous remarquons que la période des cycles ainsi que leur amplitude augmente à mesure que se propage le séisme, pour tendre vers une valeur maximale proche de la résistance nominale en flexion (M_n) des sections à la base des murs. Nous remarquons également que les modes supérieurs ont un impact sur le comportement en flexion des murs uniquement dans les premières secondes du séisme. Après cela, le comportement des murs est principalement gouverné par son mode fondamental (les cycles de faible période de vibration évoqués à la section 5.3.2.2.1 s'atténuent rapidement). En observant les figures 5.57, 5.58 et 5.59, qui représentent respectivement l'historique de δ_{vg}, celui de δ_{vc} et celui δ_{vd}, nous remarquons que les fondations des trois murs ont un comportement similaire. Comme pour δ_h, nous remarquons cependant qu'il y a un léger déphasage entre les comportements des fondations. Le décollement est toujours initié par la fondation du mur M2, suivi de la fondation du mur M3 et enfin de la fondation du mur M5. Nous remarquons également que l'amplitude des déplacements des fondations des murs M2 et M5 est beaucoup plus importante que celle de la fondation du mur M3. Nous notons que le phénomène de basculement est de plus en plus important à mesure que se propage le séisme. Cette augmentation de l'amplitude du phénomène s'accompagne d'une augmentation de la période des cycles des historiques avec le temps. À mesure que les cycles de basculement surviennent, nous notons que des déformations permanentes de plus en plus importantes se développent dans le sol.

Regardons ensuite l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f des murs perpendiculaires à la direction d'application de l'accélérogramme. Comme nous l'avons déjà noté en observant le comportement du bâtiment au complet avec murs encastrés à leur base, les murs M1, M4 et M6 participent également dans le cas présent à la reprise des efforts sismiques en raison de la torsion qui existe dans le système. Même si les murs M1 et M6 participent à la reprise des efforts sismiques, nous remarquons, en analysant les historiques associés à ces murs, que leur amplitude est faible. Étant donné que la sollicitation dans les murs est faible, nous ne relevons aucun phénomène de basculement de leurs fondations. Cependant, comme les fondations des autres murs basculent pendant le séisme, nous notons que les fondations des murs M1 et M6 se tassent à mesure que le séisme se propage, « entrainées » par le tassement des fondations des autres murs. Contrairement à M1 et M6, le mur M4 est fortement sollicité pendant le séisme. À partir du moment où le déplacement du mur M4 est initié, les efforts V_f et M_f à la base deviennent importants. Nous

remarquons que plus le séisme progresse, plus l'amplitude des efforts à la base du mur M4 sont importants. Plus M_f à la base de M4 est important, plus le basculement de sa fondation est important.

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f ainsi que ceux de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} pour tous les murs. Rappelons que les valeurs maximales de ces paramètres sont données respectivement aux tableaux 5.14 et 5.15. Jusqu'à t = 6,0 s, instant à partir duquel le décollement du centre des fondations des murs M2, M3 et M5 devient significatif, le comportement des murs est semblable à celui décrit lorsque les murs sont encastrés. Les historiques des déplacements au sommet des murs ainsi que ceux décrivant le cisaillement à la base du mur sont semblables. Les historiques du moment à la base sont également similaires. L'amplitude du moment à la base des murs est cependant légèrement plus faible que lorsqu'ils sont encastrés. Cela vient du fait que les bords des fondations des murs M2, M3 et M5 décollent occasionnellement de quelques millimètres. À t = 3,1 s, V_f est maximum à la base de M5 et vaut 4 354 kN. À t = 6,0 s, le centre de la fondation du mur M2 décolle pour un moment à la base égal à 22 100 kNm, suivi de ceux des fondations des murs M3 et M5. Le décollement de la fondation du mur M2 survient pour une valeur du moment de renversement similaire à celle anticipée à l'aide des analyses pushover du mur (section 5.1). Suite au décollement des fondations, le moment à la base des murs M2 et M5 reste autour de 25 000 kNm alors que celui à la base du mur M3 dépasse à peine 20 000 kNm ; la plastification qui survient lorsque les murs sont encastrés à leur base est ainsi évitée. À t = 7,0 s, V_f est maximum à la base des murs M1 et M6 et vaut respectivement 1 770 kN et 1 679 kN. Le moment M_f est également maximum à la base de M1 et vaut 10 432 kNm. À cet instant, les extrémités de la fondation du mur M4 commencent à décoller. À t = 7,1 s, V_f vaut 2 741 kN à la base de M4, valeur qui correspond à la valeur maximale atteinte pendant le séisme pour ce mur. À t = 7,9 s, V_f est maximum à la base de M3 et vaut 3 913 kN. Par la suite, et à mesure que le séisme progresse, nous remarquons que les murs oscillent régulièrement entre le nord et le sud pour les murs M2, M3 et M5 et entre l'est et l'ouest pour le mur M4, le moment à la base des murs atteignant régulièrement $M_{dec.}$ de leur fondation respective. L'amplitude des déplacements au sommet des murs augmente à mesure que le séisme progresse ainsi que le moment à la base des murs (le cisaillement diminue), entrainant un décollement de plus en plus important. À t = 10,2 s, V_f est maximum à la base de M2 et vaut 3 666 kN. Cette valeur de $V_{f\,max}$ est 10% inférieure à celle obtenue avec base fixe. À t = 11,1 s,

δ_{vg} des fondations des murs M2 et M3 est maximum. À t = 12,2 s, δ_{vg} de la fondation du mur M5 est maximum. Ces décollements important d'une des extrémités des fondations entrainent des tassements importants de l'autre extrémité et donc la plastification du sol. Le sol sous l'extrémité droite des fondations des murs M2, M3 et M5 atteint respectivement 67, 78 et 85 % de Q_{ult}. À t = 11,1 s, M_f est maximum à la base de M3 et vaut 23 712 kNm. Le déplacement du centre de la fondation du mur M3 est alors également maximum. À t = 18,7 s, M_f, δ_h, δ_{vd} et δ_{vc} sont maximums pour le mur M2. Le moment à la base du mur est légèrement inférieur à M_n et vaut 27 727 kNm, le déplacement au sommet du mur est égal à 0,92% de H_{tot}. La valeur de $M_{f\ max}$ est inférieure de 20% par rapport à celle obtenue avec base fixe alors que celle de $\delta_{h\ max}$ l'est de 5%. Finalement le déplacement de l'extrémité droite et du centre de la fondation du mur M2 sont maximums, entrainant une sollicitation dans le sol à l'extrémité gauche égale à 70% de Q_{ult}. Le déplacement au sommet des murs M3 et M5 est maximum peu de temps après la fin du séisme et est respectivement égal à 0,92% et 1,14% de H_{tot} (t = 19,2 s et t = 20,0 s respectivement). À cet instant, δ_{vd} et δ_{vc} de la fondation du mur M5 sont maximums et la sollicitation dans le sol sous l'extrémité gauche de la fondation atteint 76% de Q_{ult}. δ_{vd} de la fondation du mur M3 est également maximum et la sollicitation dans le sol sous l'extrémité gauche de la fondation atteint également 76% de Q_{ult}. À t =22,9 s, le moment à la base du mur M5 est maximum et légèrement supérieur à M_n. Après t = 23,0 s, les oscillations dans les murs M2, M3 et M5 commencent à s'atténuer. Par contre, le mur M4 continue d'osciller fortement. À t = 23,8 s, le décollement de l'extrémité gauche et du centre de sa fondation sont maximums et la sollicitation dans le sol sous l'extrémité droite de la fondation atteint 75% de Q_{ult}. Finalement, le moment maximum à la base du mur M4 est atteint à 26,6 s. Il vaut 27 110 kNm, soit une valeur légèrement supérieure à M_n. Le déplacement au sommet du mur M4 est alors maximum et vaut 0,82% de H_{tot}. C'est à cet instant que δ_{vd} de la fondation de M4 est maximum et que la contrainte dans le sol à gauche de la fondation atteint 75% de Q_{ult}. Après 10 secondes de vibrations libres, les murs M2, M3 et M4 oscillent autour de positions d'équilibre qui ne correspondent pas à leur position d'équilibre initiale. Le déplacement résiduel au sommet de ces murs vaut respectivement 0,16%, 0,08% et 0,08% de H_{tot}. Les murs M1, M5 et M6 ne présente aucun déplacement résiduel au sommet. Pour ce qui est des déplacements permanents dans le sol, nous notons qu'il s'est tassé entre 14 et 20 mm suivant le mur considéré aux extrémités des fondations et entre 3 et 6 mm au centre.

En comparant les valeurs de $V_{f\ max}$ et de $M_{f\ max}$ à la base du mur M2 obtenues dans le cas présent à celles obtenues de l'analyse 2D non amplifiée, nous remarquons tout d'abord que $V_{f\ max}$ est diminué de 20% mais que $M_{f\ max}$ est relativement constant. $V_{f\ max}$ survient plus tard que lors de l'analyse 2D non amplifiée mais $M_{f\ max}$ survient au même instant. Concernant la valeur de $\delta_{h\ max}$, nous notons qu'elle est 25% plus faible dans le cas présent que lors de l'analyse 2D non amplifiée. $\delta_{h\ max}$ survient au même instant que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Le déplacement résiduel au sommet du mur est dans le cas présent 30% supérieur à celui obtenu de l'analyse 2D non amplifiée. Pour ce qui est des tassements du sol, ils sont similaires à ceux obtenus de l'analyse 2D non amplifiée.

Analyse 3D bidirectionnelle

Analysons le comportement du mur M2 et des autres murs de refend obtenus de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle.

Regardons tout d'abord l'allure des historiques de δ_h, V_f et M_f de tous les murs. En observant les historiques de δ_h, V_f et M_f ainsi que ceux de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} (figures 5.60 à 5.65), nous remarquons deux différences majeures avec ceux obtenus de l'analyse 3D unidirectionnelle : tout d'abord, la participation importante des murs de refend M1 et M6 à la reprise des efforts sismiques et ensuite l'absence totale de déphasage entre les historiques des murs M1, M4, M6 et M2, M3, M5, quelque soit la grandeur observée. Dans le cas présent, la seule différence entre les historiques des différentes grandeurs observées est leur amplitude.

Regardons ensuite en détail les historiques de δ_h, V_f et M_f ainsi que ceux de δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} pour tous les murs. Rappelons que les valeurs maximales de ces paramètres sont données respectivement aux tableaux 5.16 et 5.17. Jusqu'à t = 6,0 s, aucune fondation ne décolle de façon significative. Les bords de toutes les fondations décollent cependant occasionnellement de quelques millimètres. Même si aucun décollement significatif des fondations ne se produit, le simple fait qu'elles puissent légèrement se soulever permette de diminuer la rigidité de l'ensemble du bâtiment et ainsi réduire les efforts qui s'y développent. À partir de t = 6,0 s, le décollement du centre des fondations des murs M2, M3 et M5 devient significatif. À cet instant, V_f est maximum à la base des murs M1 et M6 et vaut respectivement 3 905 kN et 3 891 kN. V_f est ensuite maximum à la base de M2 (4 570 kN à t = 7,9 s) puis de M4 (4 317 kN à

t = 8,6 s). Nous remarquons que $V_{f\,max}$ du mur M2 est 5% plus élevé que $V_{f\,max}$ obtenu avec base fixe. Le décollement du centre des fondations des murs M1, M4 et M6 survient à t = 8,4 s. Malgré tout, le décollement n'est pas assez important pour éviter que le moment excède M_n des murs M4 et M6. À t = 9,4 s, M_f est maximum à la base de ces murs et vaut respectivement 27 596 kNm et 23 655 kNm, soit des valeurs légèrement supérieures au M_n des sections à la base de ces murs. À cet instant, M_f est également maximum à la base de M1 et vaut 22 994 kNm. δ_{vg} et δ_{vc} des fondations de ces murs sont alors maximums et la contrainte dans le sol sous l'extrémité droite atteint au maximum 77% de Q_{ult}. À t = 9,8 s, δ_h est maximum au sommet des murs M1, M4 et M6 et vaut 0,74% de H_{tot}. À t = 10,1 s, V_f est maximum à la base des murs M3 et M5 et vaut respectivement 3 581 kN et 4 233 kN. À t = 11,1 s, δ_{vg} des fondations des murs M2, M3 et M5 est maximum et la contrainte dans le sol sous l'extrémité droite atteint au maximum 80% de Q_{ult}. Par la suite, et à mesure que le séisme progresse, nous remarquons que les murs oscillent régulièrement entre le nord et le sud pour les murs M2, M3 et M5 et entre l'est et l'ouest pour le mur M1, M4 et M6, le moment à la base des murs atteignant régulièrement $M_{dec.}$ de leur fondation respective. L'amplitude des déplacements au sommet des murs augmente à mesure que le séisme progresse ainsi que le moment à la base des murs (le cisaillement diminue), entrainant un décollement de plus en plus important. Le décollement de l'extrémité droite des fondations des murs M1, M3 et M6 est maximum peut avant la fin du séisme et la contrainte dans le sol à l'extrémité gauche des fondations atteint 70% de Q_{ult}. À t = 19,7 s, soit après la fin du séisme (t = 19,0 s), le moment à la base des murs M2, M3 et M5 est maximum et dépasse M_n des sections à la base de ces murs; M_f vaut respectivement 28 593 kNm, 24 530 kNm et 28 980 kNm. Le déplacement au sommet de ces murs est également maximum à cet instant; il vaut 1,16% de H_{tot} pour M2, 1,20% de H_{tot} pour M3 et 1,23% de H_{tot} pour M5. $M_{f\,max}$ à la base du mur M2 est réduit de 15% par rapport à sa valeur obtenue avec base fixe alors que $\delta_{h\,max}$ au sommet du mur M2 est réduit de 8%. Le décollement de l'extrémité droite et du centre des fondations de ces murs survient à cet instant et la contrainte dans le sol à l'extrémité gauche des fondations atteint 85% de Q_{ult}. Après 10 secondes de vibrations libres, les murs M1, M4 et M6 oscillent autour de positions d'équilibre qui ne correspondent pas à leur position d'équilibre initiale. Le déplacement résiduel au sommet de ces murs vaut 0,11% de H_{tot}. Les murs M2, M3 et M5 ne présentent qu'un infime déplacement résiduel au sommet. Pour ce qui est des

déplacements permanents dans le sol, nous notons qu'il s'est tassé entre 10 et 21 mm suivant le mur considéré aux extrémités des fondations et entre 3 et 6 mm au centre.

En comparant les valeurs de $V_{f\ max}$ et de $M_{f\ max}$ à la base du mur M2 obtenues dans le cas présent à celles obtenues de l'analyse 2D non amplifiée, nous remarquons tout d'abord que $V_{f\ max}$ et $M_{f\ max}$ sont similaires. Nous remarquons ensuite que $V_{f\ max}$ survient plus tard mais que $M_{f\ max}$ survient à peu près au même instant que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Concernant la valeur de $\delta_{h\ max}$, nous notons qu'elle est également similaire à celle obtenue lors de l'analyse 2D non amplifiée. Comme pour $M_{f\ max}$, $\delta_{h\ max}$ survient au même instant que lors de l'analyse 2D non amplifiée. Le déplacement résiduel au sommet du mur est dans le cas présent presque nul alors qu'il vaut 0,07% de H_{tot} lors de l'analyse 2D non amplifiée. Pour ce qui est des tassements du sol, ils sont 25% supérieurs à ceux obtenus de l'analyse 2D non amplifiée aux extrémités de la fondation et 22% supérieurs au centre de la fondation.

La même analyse du comportement du mur M2 encastré à sa base a été faite pour le séisme 02. Les graphiques présentant les historiques des grandeurs étudiées dans cette section ainsi que les tableaux donnant les valeurs maximales de ces grandeurs sont donnés en annexe V.

Tableau 5.10 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour l'analyse 2D – Profil de sol INF

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
2D	1,15	19,44	0,07	4 634	3,10	28 220		27 692	19,78

Tableau 5.11 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 2D – Profil de sol INF

	Mur	**M2**
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	36,93
	t (s)	11,46
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,70
	t (s)	19,77
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	15,20
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	11,44
	t (s)	19,77
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,30
	t (s)	27,12
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	2,69
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	38,77
	t (s)	19,77
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,68
	t (s)	11,46
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	14,00

Tableau 5.12 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour l'analyse 2D amplifiée – Profil de sol INF

Mur	**$\delta_{h\ max}$ ($\%H_{tot}$)**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ ($\%H_{tot}$)**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M2	1,39	19,77	0,01	6 903	2,42	28220	19,11	28 330	19,19

Tableau 5.13 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 2D amplifiée – Profil de sol INF

	Mur	**M2**
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	40,46
	t (s)	7,20
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,75
	t (s)	19,19
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	18,43
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	17,50
	t (s)	19,19
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,31
	t (s)	27,87
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	3,11
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	54,18
	t (s)	19,19
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,70
	t (s)	7,20
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	15,11

Tableau 5.14 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n, pour l'analyse 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

Mur	**$\delta_{h\ max}$ ($\%H_{tot}$)**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ ($\%H_{tot}$)**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M1	0,10	24,28	0,00	1 770	6,95	23 000		10 432	6,95
M2	0,92	18,84	0,16	3 666	10,16	28 220		27 727	18,69
M3	0,92	19,25	0,08	3 913	7,93	23 000	10,95	23 712	11,06
M4	0,82	26,59	0,08	2 741	7,13	26 500	23,34	27 110	26,66
M5	1,14	20,03	0,01	4 354	3,10	28 220	12,12	28 704	22,90
M6	0,10	24,28	0,00	1 679	6,95	23 000		10 519	24,25

Tableau 5.15 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

	Mur	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	-0,08	33,90	34,13	20,45	49,17	-0,08
	t (s)	14,55	11,06	11,11	23,80	12,17	24,25
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,32	0,70	0,76	0,75	0,76	0,32
	t (s)	6,95	18,68	19,64	26,64	19,76	6,94
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,54	15,56	15,34	15,21	19,24	1,45
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	-0,93	14,48	8,50	2,23	16,89	-0,93
	t (s)	0,00	18,68	11,11	23,80	19,76	0,00
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,15	0,30	0,37	0,39	0,34	0,15
	t (s)	14,73	28,42	26,70	28,17	27,77	24,70
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,05	2,71	4,88	5,87	4,78	1,04
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	-0,03	45,21	29,71	19,98	53,79	-0,14
	t (s)	6,95	18,68	19,64	26,64	19,76	6,95
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,32	0,67	0,78	0,75	0,75	0,32
	t (s)	14,55	11,05	11,11	23,80	12,17	24,25
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,49	13,88	16,13	14,99	19,57	1,50

Tableau 5.16 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n, pour l'analyse 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

Mur	$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})	t (s)	$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})	$V_{f\ max}$ (kN)	t (s)	M_n (kNm)	t (s)	$M_{f\ max}$ (kNm)	t (s)
M1	0,74	9,84	0,11	3 905	5,99	23 000		22 994	9,45
M2	1,16	19,66	0,02	4 570	7,93	28 220	19,53	28 593	19,72
M3	1,20	19,75	0,01	3 581	10,15	23 000	10,86	24 530	19,69
M4	0,74	9,85	0,11	4 317	8,57	26 500	9,32	27 596	9,41
M5	1,23	19,75	0,00	4 233	10,15	28 220	19,29	28 980	19,65
M6	0,74	9,84	0,11	3 891	5,99	23 000	9,35	23 655	9,40

Tableau 5.17 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

	Mur	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	26,34	41,88	39,33	27,87	48,77	30,68
	t (s)	9,45	11,11	11,11	9,45	11,10	9,45
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,64	0,76	0,85	0,70	0,79	0,67
	t (s)	17,95	19,74	19,71	18,68	19,65	17,95
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	9,91	19,12	21,15	12,61	20,71	10,99
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	5,69	18,06	14,55	4,72	20,29	6,88
	t (s)	9,45	19,74	19,71	9,45	19,66	9,45
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,35	0,31	0,40	0,39	0,32	0,36
	t (s)	27,94	27,74	27,68	27,88	27,61	27,83
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	3,97	3,30	6,17	5,99	3,55	4,33
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	16,45	55,99	51,33	16,46	62,07	19,50
	t (s)	17,95	19,74	19,71	17,93	19,66	17,96
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,74	0,72	0,80	0,77	0,73	0,76
	t (s)	9,45	11,10	11,10	9,45	11,10	9,45
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	14,44	16,96	20,06	17,41	18,82	15,92

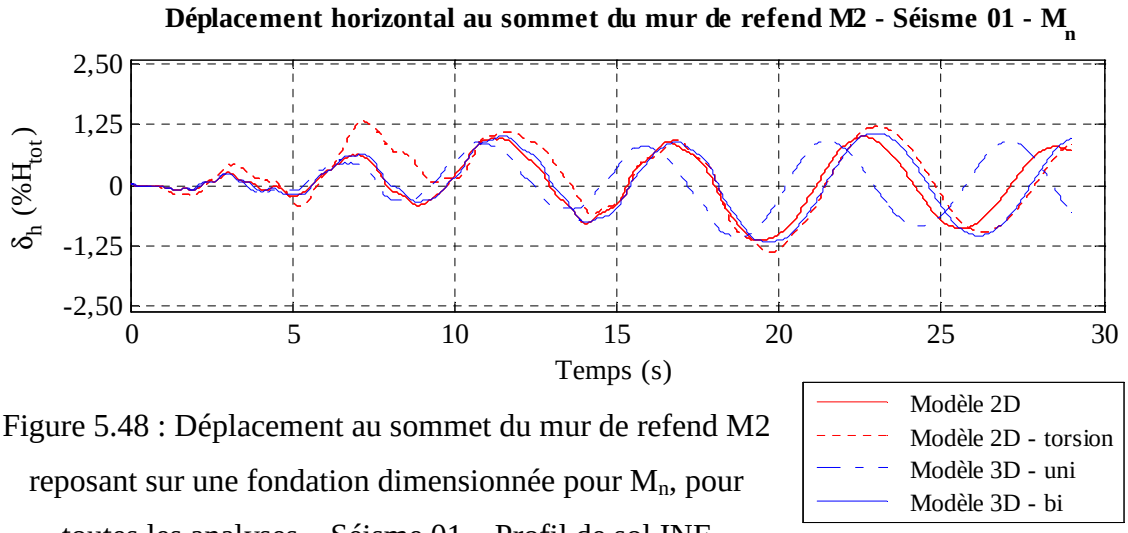


Figure 5.48 : Déplacement au sommet du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

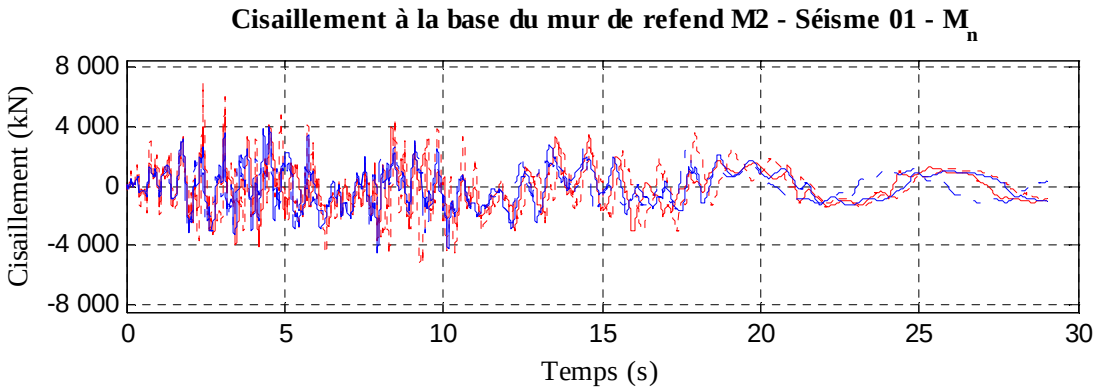


Figure 5.49 : Cisaillement à la base du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

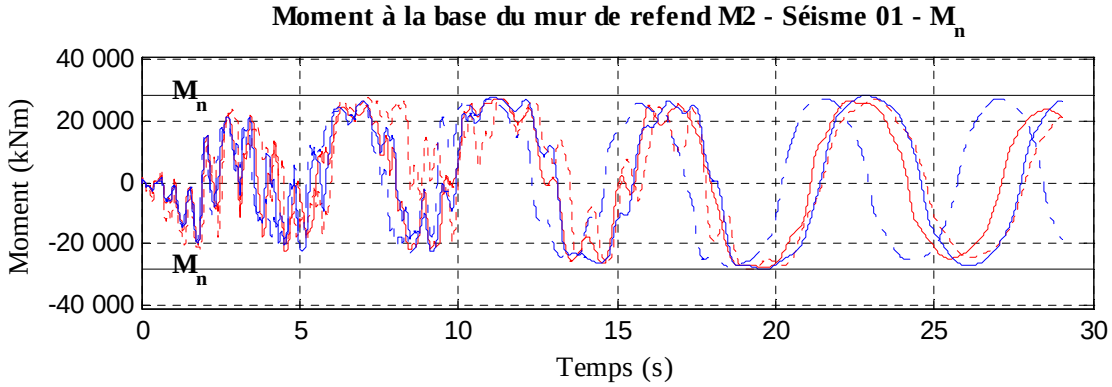


Figure 5.50 : Moment à la base du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

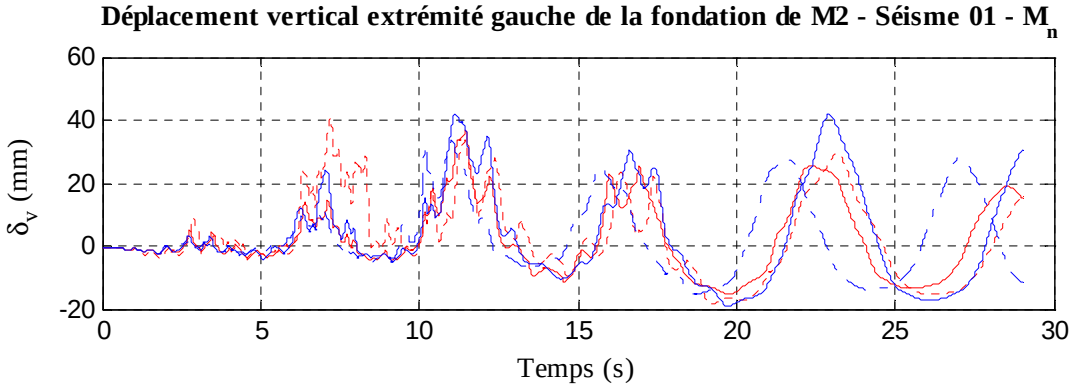


Figure 5.51 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

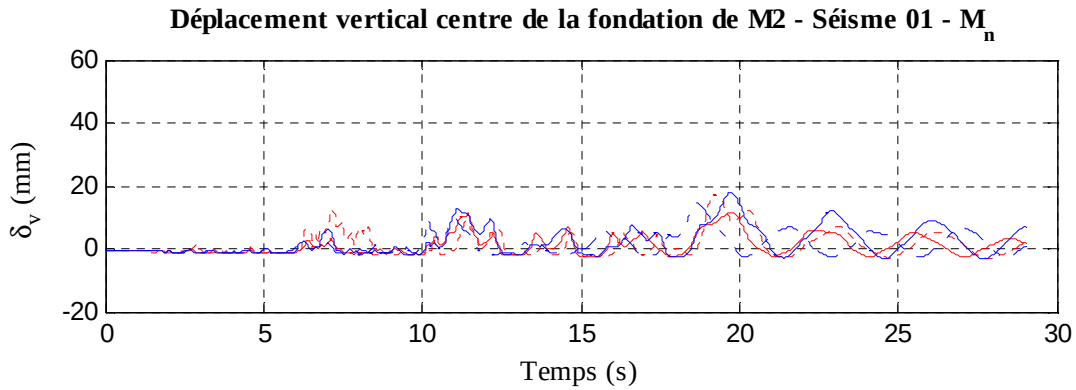


Figure 5.52 : Déplacement vertical du centre de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

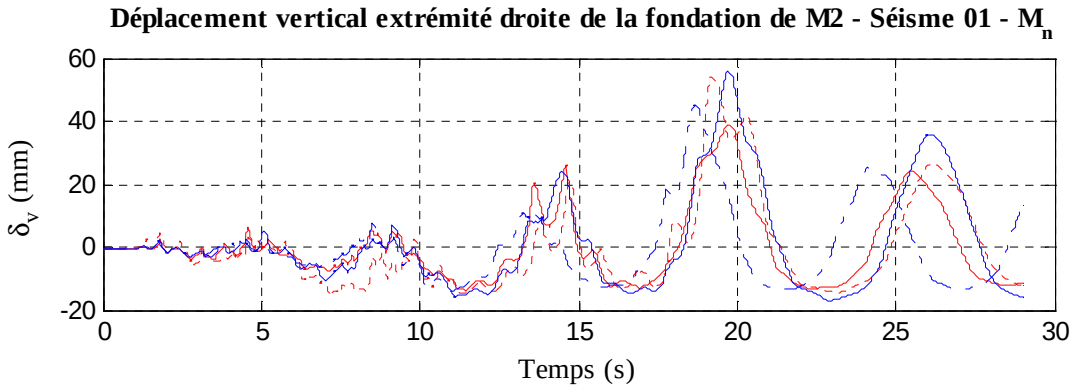


Figure 5.53 : Déplacement vertical de l'extrémité droite de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

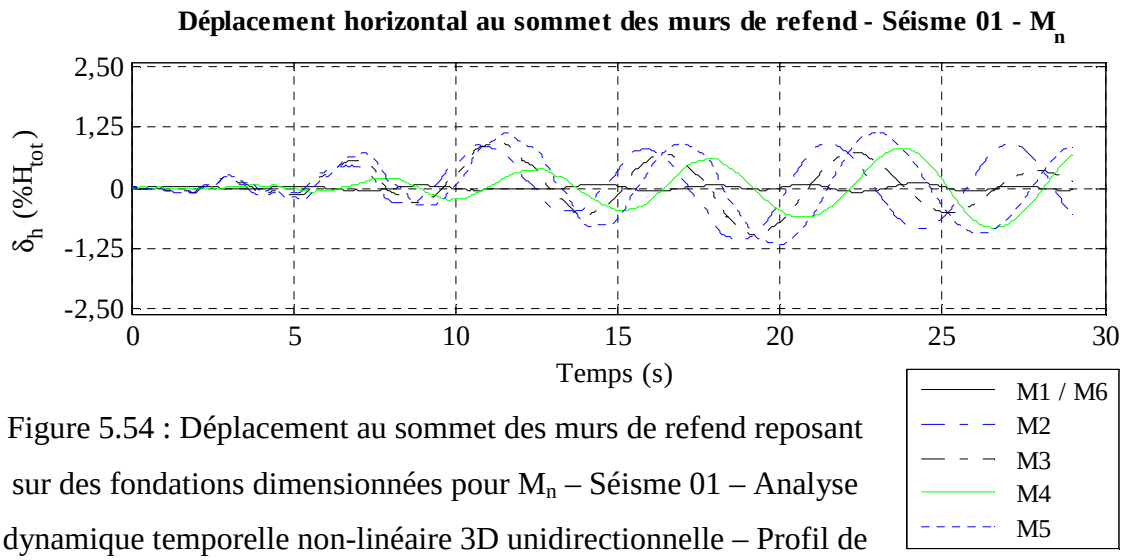


Figure 5.54 : Déplacement au sommet des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

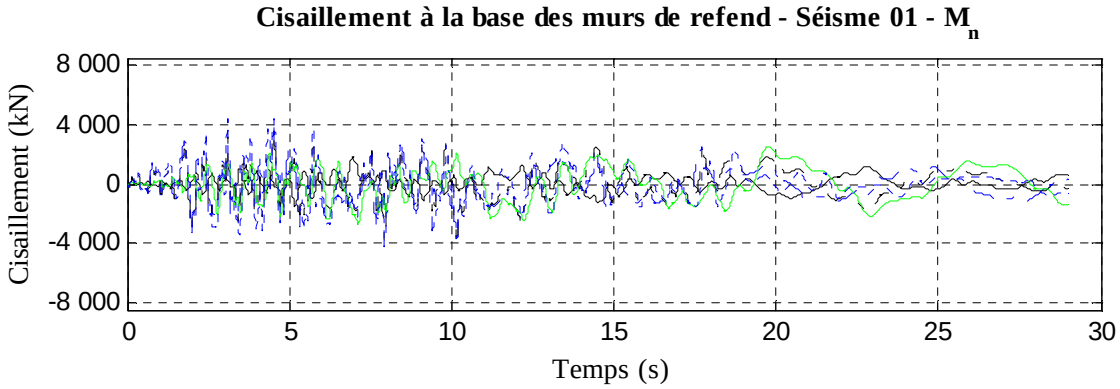


Figure 5.55 : Cisaillement à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

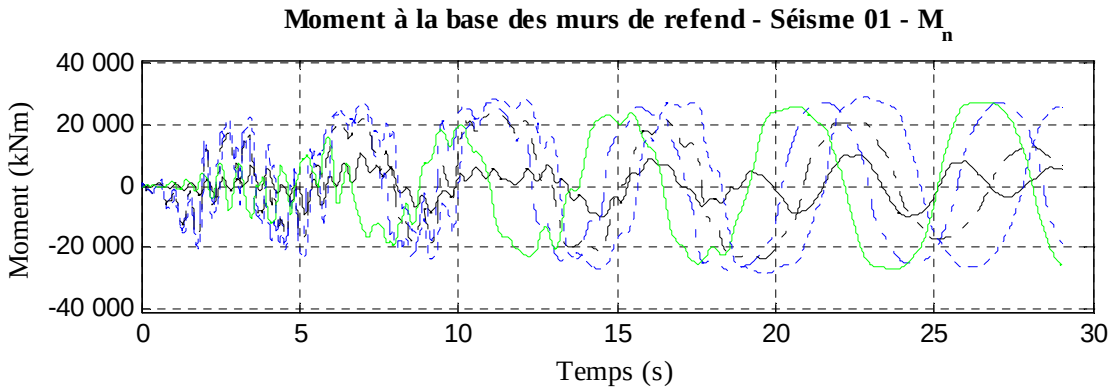


Figure 5.56 : Moment à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

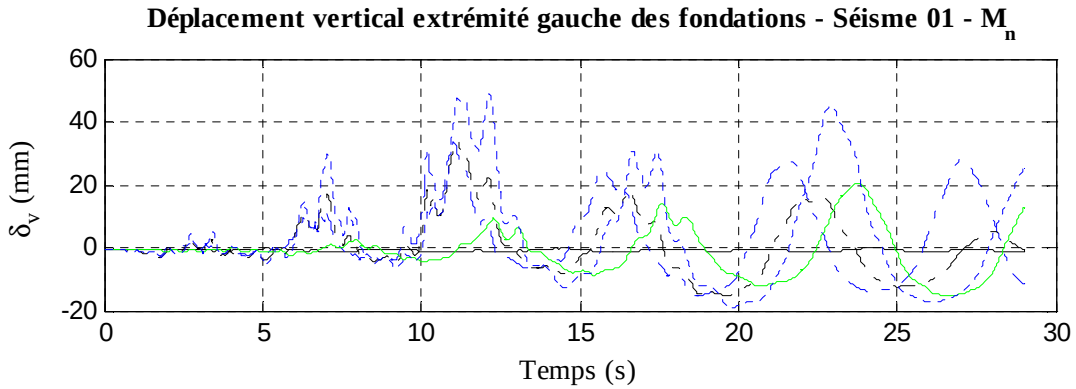


Figure 5.57 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

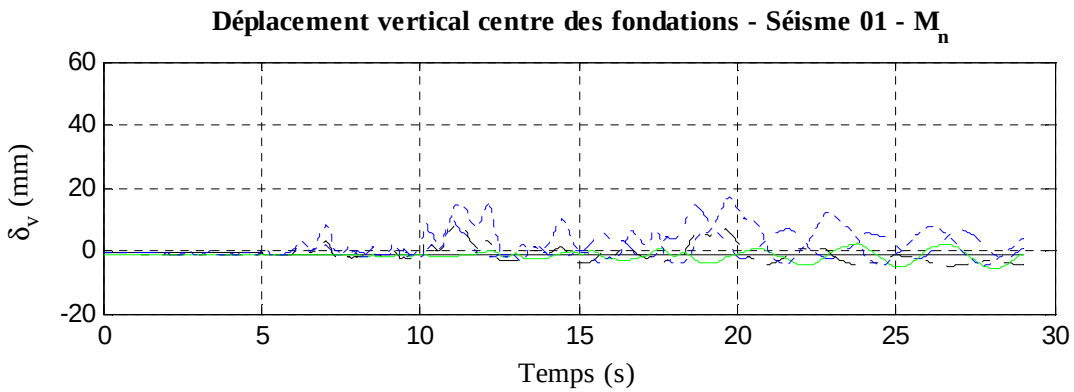


Figure 5.58 : Déplacement vertical du centre des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

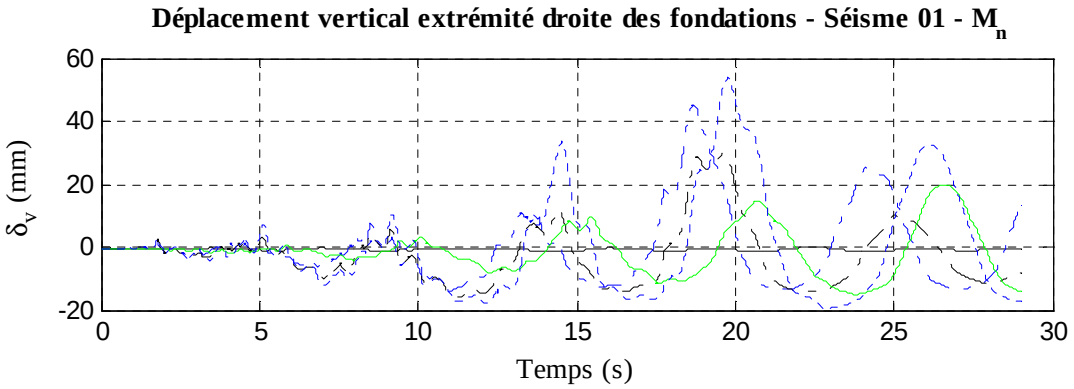


Figure 5.59 : Déplacement vertical de l'extrémité droite des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

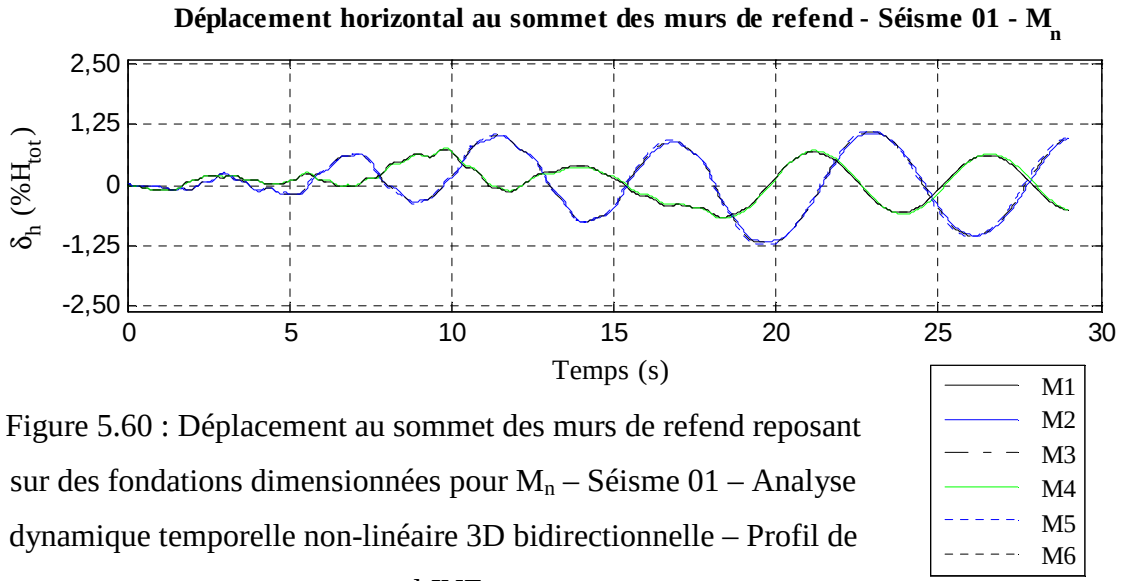


Figure 5.60 : Déplacement au sommet des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

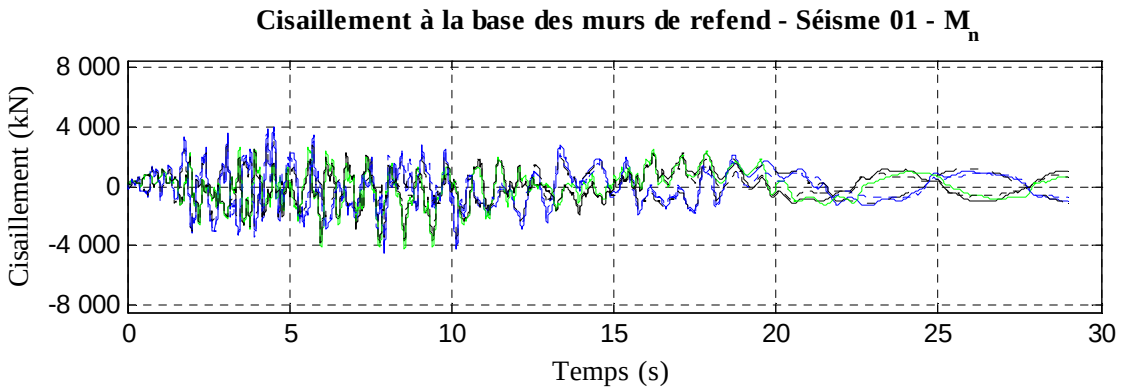


Figure 5.61 : Cisaillement à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

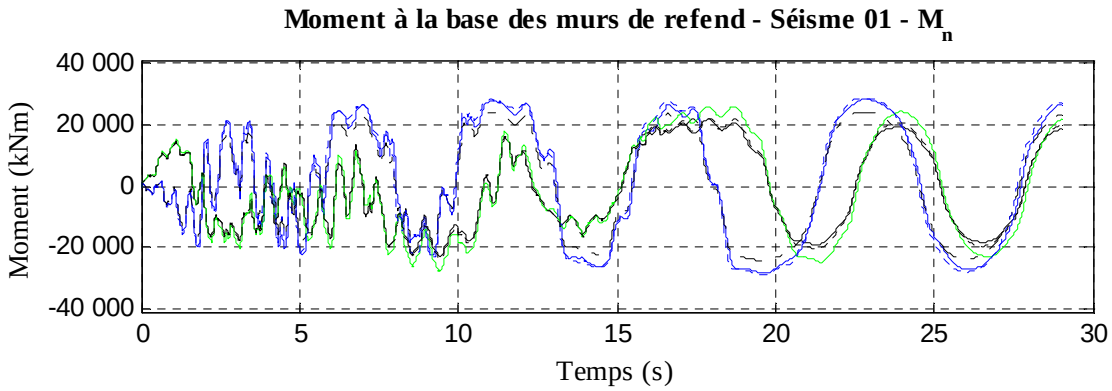


Figure 5.62 : Moment à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

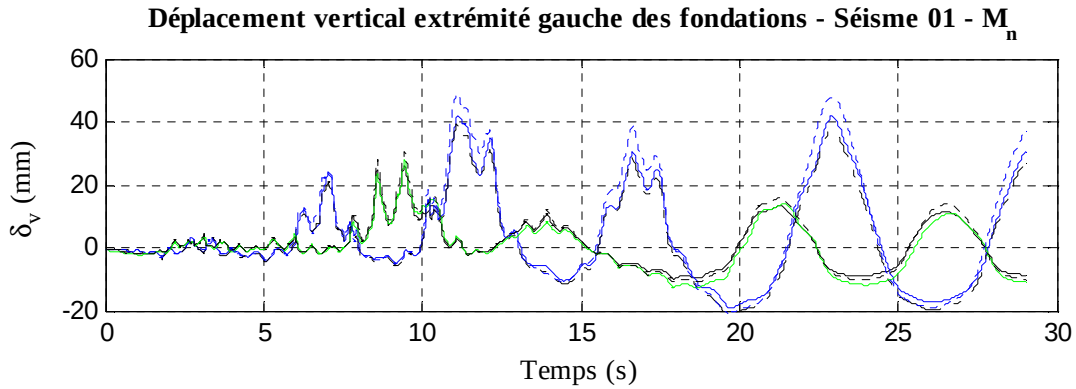


Figure 5.63 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

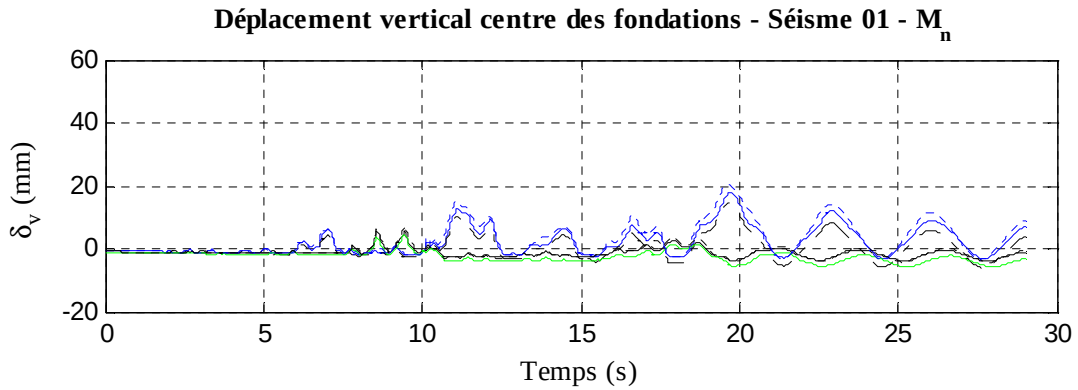


Figure 5.64 : Déplacement vertical du centre des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

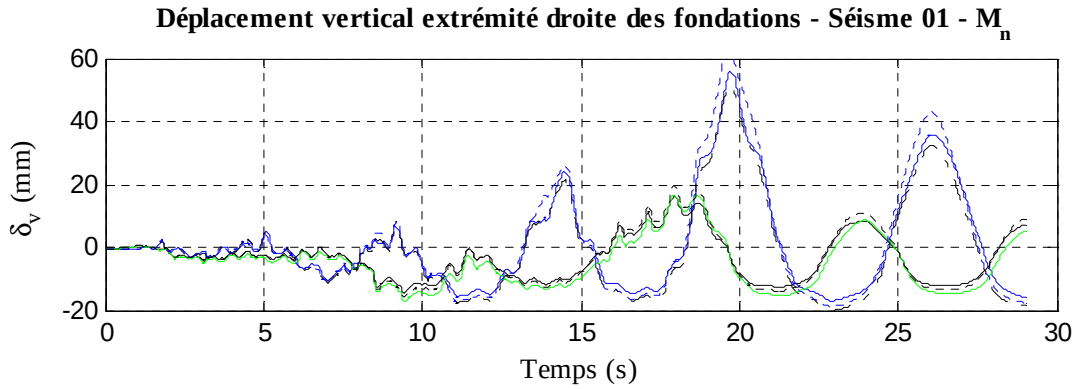


Figure 5.65 : Déplacement vertical de l'extrémité droite des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

5.3.2.3 **Comparaison entre les comportements du mur de refend M2 obtenus de différentes analyses**

La validation du recours à une modélisation 2D d'un mur de refend faisant partie d'une structure 3D a été faite en comparant les comportements du mur de refend M2 obtenus des quatre analyses présentées au début de la section 5.3. Cette comparaison a été faite pour les conditions d'appuis « encastré » et « fondation dimensionnée pour M_n », en considérant les deux séismes 01 et 02 faisant partie de l'ensemble n°1. Les valeurs maximales des grandeurs suivantes ont été considérées : le cisaillement (V_f) et le moment (M_f) à la base du mur M2, le déplacement au sommet du mur M2 (δ_h), le déplacement des extrémités (δ_{vg} et δ_{vd}) ainsi que celui du centre (δ_{vc})

de la fondation du mur M2. Ces grandeurs, normalisées par celles obtenues de l'analyse 2D non amplifiée, sont présentées à la figure 5.66 pour le séisme 01 et à la figure 5.67 pour le séisme 02.

Tout d'abord, la description du comportement du mur M2, faite à la section 5.3.2.2, nous a permis d'observer que d'une façon générale, l'analyse 2D amplifiée surestime beaucoup les efforts agissant à la base du mur ainsi que les déplacements, tant au sommet du mur que ceux de la fondation, comparativement à ceux prédits par les analyses 2D non amplifiée, 3D unidirectionnelle et 3D bidirectionnelle. Pour M_f, il convient cependant de noter que même si le moment à la base du mur est augmenté par rapport au moment obtenu lors de l'analyse 2D non amplifiée, sa valeur maximale reste toutefois semblable à celle atteinte pendant le séisme non amplifié puisqu'elle correspond à la résistance maximale de la section à la base du mur pour le moment de renversement. En analysant en détail les figures 5.66 et 5.67, nous observons que les rapports entre les valeurs des grandeurs obtenues de l'analyse 2D amplifiée et celles des grandeurs obtenues de l'analyse 2D non amplifiée sont presque tous supérieurs à l'unité. Nous remarquons tout d'abord que cette surestimation des efforts à la base du mur et des déplacements au sommet du mur est plus importante lorsque le mur est encastré à sa base que lorsqu'il repose sur une fondation pouvant basculer. Cela vient du fait que pour ce dernier, la majorité de l'énergie rajouter par amplification du séisme est dissipée par le phénomène de basculement. Nous remarquons ensuite que cette surestimation est d'autant plus importante que la structure demeure dans son domaine élastique (séisme 02). Plus précisément, $M_{f\ max}$ est en moyenne surestimé de 2% lorsque le mur est encastré à sa base et de 6% lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n. $V_{f\ max}$ est en moyenne surestimé de 55% lorsque le mur est encastré à sa base et de 69% lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n. $\delta_{h\ max}$ est en moyenne surestimé de 142% lorsque le mur est encastré à sa base et de 51% lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n. Concernant le décollement de la fondation, il est surestimé de 92% pour les extrémités et de 146% pour le centre.

Ensuite, la description du comportement du mur M2, faite à la section 5.3.2.2, pour les analyses 3D unidirectionnelle et bidirectionnelle, nous a permis d'observer un comportement général similaire entre les deux analyses. Les historiques des grandeurs étudiées ont sensiblement la même allure et les valeurs maximales surviennent souvent aux mêmes instants. La différence principale entre l'analyse 2D non-amplifiée et les analyses 3D repose sur le fait que dans une analyse 3D, les murs se supportent entre eux. Nous avons observé que même lorsqu'un mur

plastifie, les autres murs semblent limiter sa dégradation. Grâce au support des autres, un mur est capable de développer un moment de renversement nettement supérieur à la résistance nominale en flexion (M_n) de la section à sa base. Le mur endommagé possède une rigidité résiduelle, ce qui n'est pas le cas du mur pendant une analyse 2D. C'est cette interaction entre les murs qui explique que $M_{f\,max}$ soit surestimé par l'analyse 3D unidirectionnelle de 14% en moyenne lorsque le mur est encastré à sa base et de 1% en moyenne lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n et qu'il soit surestimé par l'analyse 3D bidirectionnelle de 16% en moyenne lorsque le mur est encastré à sa base et de 4% en moyenne lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n. Nous avons également observé que lors des analyses 3D, tous les murs participent à la reprise du cisaillement. Cela explique que $V_{f\,max}$ soit sous-estimé par l'analyse 3D unidirectionnelle de 10% en moyenne lorsque le mur est encastré à sa base et de 12% en moyenne lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n et que $V_{f\,max}$ soit sous-estimé par l'analyse 3D bidirectionnelle de 5% en moyenne lorsque le mur est encastré à sa base et 2% en moyenne lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n. Finalement, étant donné que l'interaction entre les murs augmente la rigidité globale de la structure, il n'est pas étonnant de voir que $\delta_{h\,max}$ est proche de $\delta_{h\,max}$ obtenu de l'analyse 2D non amplifié. En moyenne, $\delta_{h\,max}$ est sous-estimé par l'analyse 3D unidirectionnelle de 4% lorsque le mur est encastré à sa base et de 2% lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n et est surestimé par l'analyse 3D bidirectionnelle de 6% lorsque le mur est encastré à sa base. Lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n, l'analyse 3D bidirectionnelle donne en moyenne une valeur de $\delta_{h\,max}$ similaire à celle obtenue de l'analyse 2D non amplifié.

Finalement, la description du comportement du mur M2, faite à la section 5.3.2.2, pour les analyses 3D unidirectionnelle et bidirectionnelle, nous a permis d'observer que l'utilisation de la composante principale mineure d'un séisme en plus de la composante principale majeure n'a pas d'impact majeure sur la réponse de la structure, comparativement au cas où seule la composante principale majeure du séisme est utilisée. En comparant les valeurs maximales obtenues de l'analyse 3D unidirectionnelle et celles obtenues de l'analyse 3D bidirectionnelle, nous nous rendons que $M_{f\,max}$ est surestimé par l'analyse 3D bidirectionnelle en moyenne de 2% lorsque le mur est encastré à sa base et de 3% lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n, que $V_{f\,max}$ est surestimé par l'analyse 3D bidirectionnelle en moyenne de 5% lorsque le mur est encastré à sa base et 12% lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n et

que $\delta_{h\ max}$ est surestimé par l'analyse 3D bidirectionnelle en moyenne de 13% lorsque le mur est encastré à sa base et de 2% lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour M_n.

Toutes ces remarques nous permettent d'affirmer que le recours aux analyses 2D pour analyser le comportement sismique de murs de refend provenant d'un bâtiment 3D est tout à fait acceptable. Même si l'amplitude des déplacements et des efforts se développant dans les murs est légèrement plus faible pendant les analyses 2D que pendant des analyses 3D, du fait principalement de la torsion du système, nous avons vu que les analyses 2D permettent de bien prédire les instants où va survenir la plastification des murs ainsi que l'amplitude des déplacements.

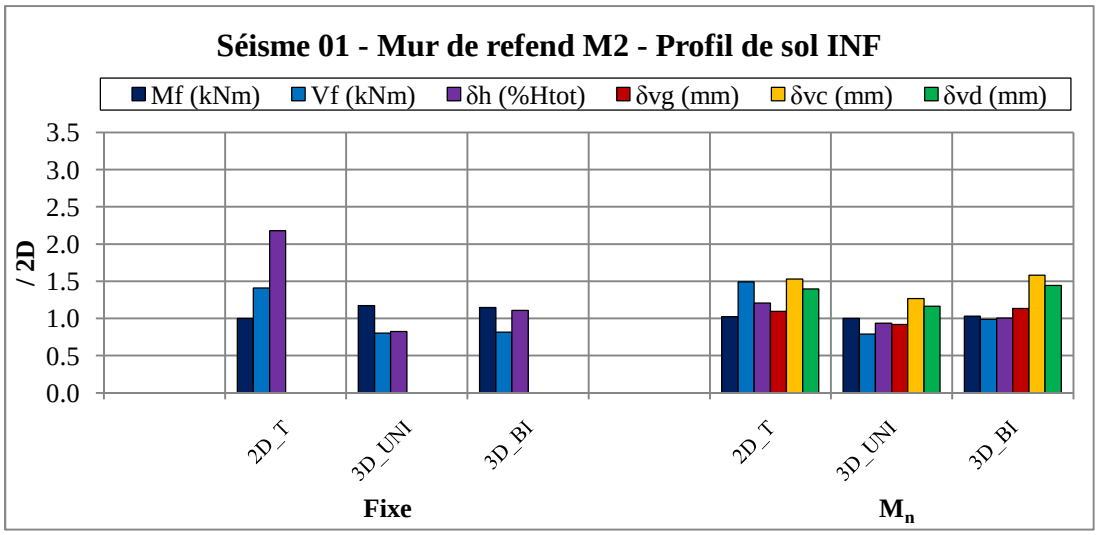


Figure 5.66 : Comparaison entre les valeurs maximales de M_f, V_f, δ_h, δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} pour le mur de refend M2 avec base fixe et le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, obtenues des analyses 2D, 2D amplifiée, 3D unidirectionnelle et 3D bidirectionnelle – Séisme 01 – Profil de sol INF

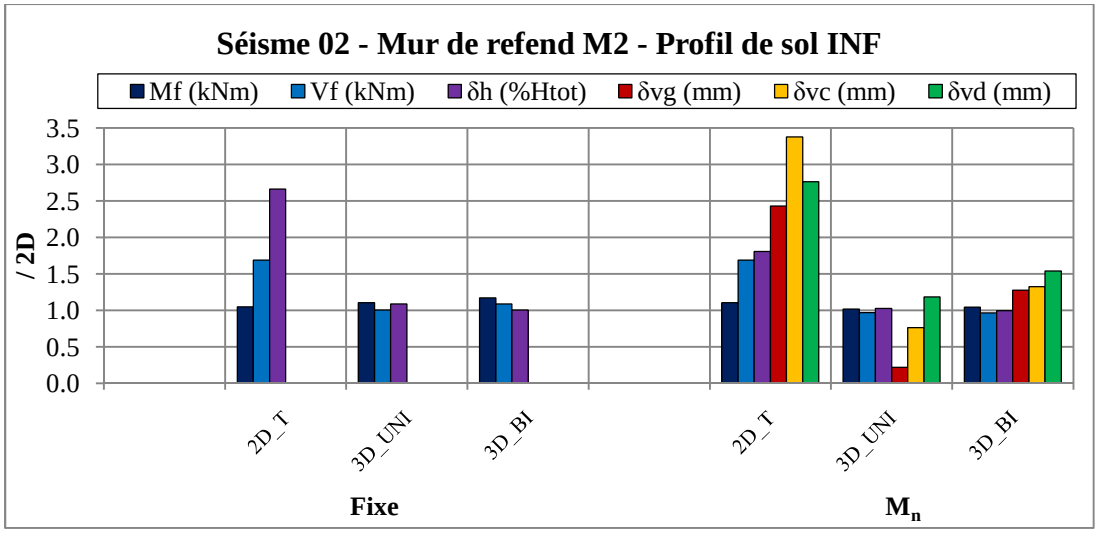


Figure 5.67 : Comparaison entre les valeurs maximales de M_f, V_f, δ_h, δ_{vg}, δ_{vc} et δ_{vd} pour le mur de refend M2 avec base fixe et le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, obtenues des analyses 2D, 2D amplifiée, 3D unidirectionnelle et 3D bidirectionnelle – Séisme 02 – Profil de sol INF

5.3.3 **Conclusions**

▪ La description du comportement du mur M2 obtenu de quatre analyses différentes nous a permis de tirer les conclusions suivantes quant à la façon d'étudier le comportement sismique d'un mur de refend :

1) Le recours à une modélisation 2D en utilisant des accélérogrammes amplifiés d'un facteur obtenu d'analyses élastiques du bâtiment afin de tenir de compte de la torsion dans le système et de la torsion accidentelle n'est pas une approche satisfaisante, puisqu'elle surestime de façon importante les efforts se développant dans le mur ainsi que ses déplacements;

2) L'utilisation de la composante principale mineure d'un séisme en plus de la composante principale majeure pour analyser le comportement sismique d'un bâtiment n'a pas d'impact significatif sur sa réponse;

3) Le recours à une modélisation 2D en utilisant la composante principale majeure d'un séisme est une approche tout à fait satisfaisante pour étudier le comportement sismique d'un mur de refend faisant partie d'une structure 3D puisque qu'elle permet de bien prédire les instants où va survenir la plastification du mur ainsi que l'amplitude des déplacements;

4) Le recours à une modélisation 3D d’un bâtiment reste la meilleure approche pour étudier son comportement sismique puisqu’elle permet de tenir compte de l’interaction qui existe entre les murs de refend

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Synthèses et conclusions

Le basculement des fondations superficielles permet de réduire les forces sismiques imposées aux structures et il peut être utilisé comme mécanisme de dissipation de l'énergie sismique, à condition toutefois de maîtriser les effets négatifs qu'il peut engendrer sur les fondations (tassements permanents, rupture…) ou sur la superstructure (déplacements excessifs…). L'édition 2005 du Code National du Bâtiment du Canada permet d'y avoir recours, en limitant les efforts de conception des fondations aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur combiné de modification des forces sismiques, R_dR_o, égal à 2,0. Ce facteur de réduction de 2,0 a été adopté suite à des travaux menés par Anderson (2003) sur des murs de refend en béton armé de diverses hauteurs qui reposaient sur des fondations superficielles pouvant basculer. Ces travaux ont cependant été réalisés pour des conditions typiques de l'ouest du Canada. Qu'en est-il pour l'est du Canada ? Tel était la question ayant servi de point de départ à ce projet de maîtrise.

Nous avons tout d'abord dimensionné un bâtiment en béton armé situé sur un site de catégorie C, à Montréal, QC. La conception a été réalisée selon les exigences du CNBC 2005 et de la norme canadienne de béton CSA A23.3-04. Les six murs de refend composant le système de résistance aux forces sismiques du bâtiment ont été dimensionnés selon une approche de conception par capacité, avec un facteur combiné de modification des forces sismiques R_dR_o égal à 5,6. Les fondations superficielles supportant ces murs ont ensuite été conçues pour trois niveaux d'efforts dus aux charges latérales : efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 2,0, efforts correspondant à la résistance nominale en flexion des murs à leur base, et efforts correspondant aux charges sismiques élastiques divisées par un facteur R_dR_o égal à 5,6. Ces différentes conceptions des fondations devaient nous permettre de valider l'approche suggérée par le CNBC 2005 pour la conception des fondations superficielles.

Afin de pouvoir étudier l'impact du basculement des fondations sur le comportement sismique des murs de refend, nous avons développé un modèle numérique capable de représenter le phénomène d'interaction sol – structure (ISS). Ce modèle est basée sur le concept de « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » (BNWF). La fondation de chaque mur de refend est modélisée par une poutre élastique reposant sur un nombre fini de ressorts non-linéaires dont le

comportement permet de reproduire à la fois le caractère inélastique du sol et le soulèvement de la fondation. Le modèle est donc capable de représenter le tassement permanent de la fondation et le phénomène de basculement. Le modèle ainsi construit a ensuite été validé à l'aide d'une étude paramétrique. Cette étude avait pour but de caractériser certains paramètres clés du modèle et de fournir des recommandations quant à leur définition pour les analyses finales.

Une sélection d'accélérogrammes pertinents a ensuite été faite pour mener les analyses dynamiques du bâtiment. Un ensemble d'accélérogrammes enregistrés pendant des séismes historiques intra-plaques majeurs survenus au Canada a été retenu. Chacun des accélérogrammes a été calibré selon différentes méthodes afin de le rendre compatible avec le spectre du CNBC 2005 pour un site de catégorie C, à Montréal. Le recours à différentes méthodes de calibration avait pour but de faire des suggestions quant aux méthodes à utiliser pour rendre des accélérogrammes compatibles avec un spectre cible. Des séismes artificiels ont également été retenus pour les analyses. Seuls les mouvements sismiques horizontaux ont été considérés afin de simplifier les analyses et l'interprétation des résultats. Finalement, nous avons réalisé des analyses statiques incrémentales non-linéaires 2D et des analyses dynamiques temporelles non-linéaires 2D sur un des murs de refend (M2) ainsi que des analyses 3D sur le bâtiment au complet.

Les résultats des analyses statiques non-linéaires 2D ont permis d'évaluer les caractéristiques intrinsèques du mur étudié et ainsi anticiper son comportement lors des analyses dynamiques temporelles.

Les résultats des analyses dynamiques temporelles non-linéaires 2D ont permis de tirer les conclusions suivantes sur le comportement sismique des murs de refend avec fondation basculante situés dans l'est du Canada :

- D'une manière générale, plus les dimensions des fondations sont faibles, plus les fondations sont sujettes au décollement, ce qui a pour effet de réduire les efforts qui se développent à la base des murs et, par conséquent, de les protéger contre une éventuelle plastification.
- Pour un même niveau de dimensionnement des fondations, la réduction des efforts à la base du mur est toujours plus importante lorsque le sol est plus flexible. Pour un même profil de sol, la réduction des efforts est d'autant plus importante que les dimensions de la

fondation sont faibles. Par contre, lorsque nous comparons les deux profils de sol entre eux, nous ne pouvons pas affirmer que le potentiel de réduction des efforts est lié au potentiel de décollement : il arrive que pour un même niveau de dimensionnement des fondations, le décollement soit plus important pour le profil de sol le plus raide (et donc la fondation ayant les plus petites dimensions) alors que la réduction est la plus importante pour le profil de sol le plus flexible.

Les résultats des analyses dynamiques temporelles non-linéaires 2D ont également permis de conclure sur la pertinence des exigences du CNBC 2005 et celles de la norme CSA A23.3-04 pour la conception des fondations superficielles :

- Le mur plastifie avant que la fondation ne décolle lorsque la fondation est dimensionnée pour des efforts correspondant à R_dR_o égal à 2,0. Dans ce cas, il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'ISS pour évaluer le comportement sismique 2D d'un mur reposant sur une telle fondation car elle est trop massive pour basculer. Le comportement du mur est similaire à celui avec base fixe et il n'y a pas de réduction significative des efforts à la base du mur. Lorsqu'il y a soulèvement des bords de la fondation, il n'est pas assez important pour provoquer une plastification dans le sol.
- Lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour la résistance nominale en flexion des murs à leur base, il n'est pas garanti que la plastification survienne dans le mur. Dans certains cas, la fondation est sujette au décollement avant que le mur plastifie. Le basculement de la fondation a pour conséquence de faire plastifier le sol et d'entraîner des déformations permanentes qui peuvent être préjudiciables pour le mur. Dans le cas présent cependant, les tassements observés n'étaient pas excessifs. L'augmentation du déplacement au sommet du mur n'est pas non plus très importante. Outre ces conséquences négatives, nous avons vu que le décollement de la fondation donne lieu à une réduction significative des efforts à la base du mur, ce qui peut conduire à des économies non négligeables lors de la conception des murs de refend en béton armé, sans pour autant menacer leur intégrité.
- Lorsque le mur repose sur une fondation dimensionnée pour des efforts sismiques obtenus avec R_dR_o égal à 5,6, il est presque évident que la plastification va survenir dans le sol, et non dans le mur. La majorité de l'énergie du séisme va être dissipée grâce au décollement

de la fondation. Cela va avoir pour effet d'endommager fortement le sol sous la fondation et, par conséquent, de menacer l'intégrité du mur et de sa fondation en raison des tassements permanents importants. Par contre, la réduction des efforts à la base du mur est encore plus marquée que précédemment. A la vue ce ces résultats, cette approche de dimensionnement des fondations est à proscrire.

Les analyses dynamiques temporelles non-linéaires 2D ont finalement permis de faire des suggestions concernant les méthodes de calibration des séismes historiques afin de les rendre compatibles avec un spectre cible :

- Le comportement du mur est le même lorsqu'il est soumis à des séismes artificiels ou à des accélérogrammes provenant de séismes historiques survenus au Québec et calibrés sur le spectre du site où la structure est construite.
- Les accélérogrammes enregistrés pendant le séisme du Saguenay sollicitent très peu le mur comparativement à ceux enregistrés lors de séisme de Nahanni, même après calibration. Par contre, la réduction des efforts à la base due au basculement des fondations est beaucoup plus importante lors des évènements du Saguenay.
- Le moment à la base du mur demeure relativement constant pour un même accélérogramme mais calibré selon les différentes méthodes considérées, même s'il y a une différence importante d'énergie qui existe entre les spectres correspondant à chaque méthode. Par contre, les déplacements sont nettement inférieurs lorsque les accélérogrammes sont calibrés selon les méthodes SPTMA et APHA, lorsque comparés à ceux obtenus avec les séismes calibrés selon la méthode SPTMC. La méthode de calibration SPTMC serait donc la méthode à privilégier. Cependant, il est important de garder à l'esprit que les séismes qui ont frappé l'est du Canada ont des caractéristiques intrinsèques spécifiques. Or, en calibrant les accélérogrammes correspondant selon la méthode SPTMC et même dans une moindre mesure selon la méthode SPTMA, nous modifions leur contenu fréquentiel.

Par la suite, quatre différentes analyses temporelles dynamiques ont été réalisées : analyses 2D; analyses 2D avec amplification des accélérogrammes afin de tenir compte de la torsion; analyses 3D en appliquant la composante principale majeure des séismes dans la direction du mur M2; analyses 3D en appliquant les deux composantes des séismes selon les deux directions

principales du bâtiment. L'analyse détaillée du comportement du mur de refend soumis à deux accélérogrammes historiques obtenu de ces quatre analyses a permis de comprendre l'interaction qui existe entre les murs de refend et de valider le recours aux analyses 2D pour analyser le comportement sismique de murs. De ces analyses, on peut résumer les constats suivants:

- D'une façon générale, l'analyse 2D avec amplification des séismes pour tenir compte de la torsion donne lieu à une surestimation importante des efforts agissant dans la structure ainsi que les déplacements de la structure, comparativement à ceux prédits par les analyses 2D, 3D unidirectionnelle et 3D bidirectionnelle. Cette surestimation est d'autant plus importante lorsque la structure demeure dans son domaine élastique.
- En comparant les comportements du bâtiment obtenus des analyses 3D unidirectionnelle et 3D bidirectionnelle, nous avons pu constater la faible influence de la composante principale mineure du mouvement sismique et conclure que l'application de la composante principale majeure d'un séisme suffit pour étudier le comportement global d'un bâtiment.
- En comparant les résultats des analyses 2D et 3D, nous avons noté que la principale différence entre les deux analyses repose sur le fait que les murs se supportent entre eux dans une analyse 3D. Ainsi, lorsqu'un mur plastifie, les autres murs semblent limiter sa dégradation, ce qui confère au mur endommagé une rigidité résiduelle, ce qui n'est pas le cas du mur seul dans une analyse 2D. Ces différences demeurent cependant faibles et le recours aux analyses 2D pour analyser le comportement sismique de murs de refend est tout à fait acceptable.

Recommandations

Des problématiques additionnelles ont été soulevées pendant la réalisation de ce projet de maîtrise qui pourraient devenir des pistes de recherche pour les années futures :

- Une validation par la méthode des éléments finis du modèle ISS utilisé dans ces travaux serait nécessaire pour s'assurer de la qualité des résultats obtenus.
- Des tests à échelle réelle visant à caractériser le comportement des murs de refend en béton armé pouvant basculer seraient nécessaires pour examiner les effets du soulèvement des fondations et valider les études numériques comme cette étude.

- Certains résultats de ce mémoire ont mis en évidence la nécessité de consacrer de futurs travaux de recherche sur les méthodes de calibration des séismes historiques ayant frappé l'est du Canada et d'étudier leur impact sur la réponse des structures.
- Les analyses présentées dans ce mémoire pourraient être reprises mais en incluant cette fois la composante verticale des mouvements sismiques afin d'étudier l'influence de cette composante verticale sur le phénomène de basculement.

BIBLIOGRAPHIE

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). An investigation into the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28*(1), 44-57.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356): Federal Emergency Management Agency.

Anderson, D. L. (2003). Effect of foundation rocking on the seismic response of shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering, 30*, 360-365.

Applied Technology Council (ATC). (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete bulindings (ATC-40) - Volumes 1 et 2

Applied Technology Council (ATC). (2009). Quantification of building seismic performance factors (ATC-63).

Association canadienne du ciment. (1995). *Concrete design handbook*. Ottawa, Ont.: Cement Association of Canada.

Association canadienne du ciment. (2006). *Concrete design handbook* (3e éd.). Ottawa, Ont.: Cement Association of Canada.

Atkinson, G. M. (1984). Attenuation of strong ground motion in Canada from a random vibrations approach. *Bulletin of the Seismological Society of America, 74*(6), 2629-2653.

Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering, 36*(6), 991-1000.

Bentz, E., & Collins, P. (2000). *Response-2000 : reinforced concrete sectional analysis using the modified compression theory* Version 1.0.5: www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm.

Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading : a review of current practise and code provisions. *Journal of Earthquake Engineering 11*, 13-45.

Boulanger, R. W. (2000b). The QzSimple1 material, document for the OpenSees platform. www.opensees.berkeley.edu.

Boulanger, R. W. (2003). The QzSimple1 material. *Document for the OpenSees Platform*, www.opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/documents/QzSimple1_documentation.PDF.

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.

CNRC. (1995). *Code national du bâtiment, Canada 1995*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (2005). *Code national du bâtiment, Canada 2005* (12e éd.). Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

Collins, M. P., & Mitchell, D. (1991). *Prestressed concrete structures*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.

Collins, M. P., & Vecchio, F. J. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *Journal of the American Concrete Institute, 83*(2).

Combescure, D., & Chaudat, T. (2000). *ICONS European program seismic tests on R/C walls with uplift : Camus IV specimen*: ICONS project, CEA/DRN/DMT report, SEMT/EMSI/RT/00-27/4.

Comité Européen de Normalisation (CEN). (2004). Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, *ENV 1998*.

Commission Géologique du Canada. (2008). Séismes Canada, Ressources Naturelles Canada. Consulté le 15 Décembre 2008, tiré de www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/index-fra.php.

Crestel, B. (2007). *Réponse sismique des câbles de ponts haubanés de petites et moyennes portées : effets d'échelle et de l'angle d'incidence des séismes.* M.Sc.A. inédit, Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)

CSI. (2008). *ETABS [logiciel]*. Berkeley, Californie (USA): Computers & Structures, Inc.

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.

Filippou, F. C. (1996). FEDEAS nonlinear static and dynamic analysis from research to practice. *Proceedings of the 1996 12th Conference on Analysis and Computation, Chicago, IL* (pp. 31-42)ASCE New York NY USA.

Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteresic behavior of reinforced concrete joints*. Berkeley: Earthquake Engineerinf Research Center.

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*, 773 - 783.

Gazetas, G. (1991). Formulae & charts for impedance functions of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering, 117*(9), 1363-1381.

Gazetas, G. (1991). *Foundation Engineering Handbook - Chap 15 : "Foundation Vibrations"* (2nd Edition^{e} éd.).

Gazetas, G., & Mylonakis, G. (1998). Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues. *Proceedings of the 1998 Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. Part 2 (of 2).*

Guilini-Charette, K. (2009). *Effets des mouvements sismiques sur les structures en acier de la catégorie des constructions conventionnelles.* M.Sc.A. inédit, Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)

Harden, C., Hutchinson, T. C., Martin, G. R., & Kutter, B. L. (2005). *Numerical modeling of the nonlinear cyclic response of shallow foundations*: Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER.

Harden, C., Hutchinson, T. C., & Moore, M. (2006). Investigation into the effects of foundation uplift on simplified seismic design procedures. *Earthquake Spectra, 22*(3), 663-692.

Hernández, J. J., & López, O. A. (2003). Evaluation of combination rules for peak response calculation in three-component seismic analysis. *Journal of earthquake engineering and structural dynamics, 32*(10), 1585-1602.

Hode-Keyser, J., & Prest, V. K. (1977). Geology and Engineering Characteristics of Surficial Deposits, Montreal Island and Vicinity, Quebec. *Geological Survey Paper, Montreal*, 27-75.

Housner, G. W. (1963). The Behavior of Inverted Pendulum Structures during Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America BSSA, 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.

Jennings, P. C., & Bielak, J. (1973). Dynamics of building - soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America, 63*(1), 9-48.

Kamèche, M. (2009). *Effet de soulèvement des fondations sur le comportement sismique des murs de refends.* M.Sc.A inédit, Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)

Kazaz, I., Yakut, A., & Gulkan, P. (2005). Numerical simulation of dynamic shear wall tests : a benchmark study. *Computers and Structures, 84*, 549-562.

Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural member with confined concrete. *Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 97*(7), 1969-1990.

Kwan, A. K. H., & Xia, J. Q. (1995). Shake-table tests of large-scale shear wall and infilled frame models *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and buildings, 110*, 66-77.

Leclerc, M. (2006). *Spectre* Version 1.0: Groupe de Recherche en Génie des Structures (GRS), École Polytechnique de Montréal.

López, O. A., Hernández, J. J., Bonilla, R., & Fernández, A. (2006). Response spectra for multicomponent structural analysis. *Earthquake Spectra, 22*(1), 85-113.

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.

Mazars, J., & Millard, A. (2004). *Comportement dynamique des bétons et génie parasismique.* Éditions Hermes Science, Paris.

Mazonni, S., McKenna, F., & Fenves, G. L. (2005). *Opensees command language manual*: www.opensees.berkeley.edu.

McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2008). *Open system for earthquake engineering simulation : OpenSees*: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley - www.opensees.berkeley.edu.

Meek, J. W. (1975). Effect of foundation tipping on dynamic response. *Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 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 *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon* (pp. 15-22)International Association for Bridge and Structural Engineering.

Moulin, S., Davenne, L., & Gatuingt, F. (2003). *Élément de poutre multifibre (droite)*: Fascicule R3.08 - Document Code Aster.

Munro, P. S., Halliday, W. E., Shannon, W. E., & Schieman, D. R. J. (1986). *Annuaire séismographique du Canada - 1986*: Comission Géologique du Canada.

Murzenko, Y. N. (1965). Experimental results on the distribution of normal contact pressure on the base of a rigid foundation resting on sand. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 2*(2).

Mylonakis, G. N., Sissy, & 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.

Nakaki, D. K., & Hart, G. C. (1987). *Uplifting response of structures subjected to earthquake motions*: U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research - Report No. 2.1-3 - Ewing, Kariotis, Englekirk and Hart.

Negro, P., Paolucci, R., Pedretti, S., & Faccioli, E. (2000). Large scale soil-structure interaction experiments on sand under cyclic loading. *12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland (Nouvelle-Zélande)*.

Ordónez, G. A. (2000). *SHAKE2000 : a computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems*: www.shake2000.com/index.htm.

Panagiotou, M. (2008). *Seismic design, testing and analysis of reinforced concrete wall buildings.* Ph.D. inédit, University of California, San Diego, California.

Park, R., Priestley, M. J. N., & Gill, W. D. (1982). Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of Structural Engineering, 108*(4), 929-950.

Pedretti, S. (1998). *Nonlinear seismic soil-foundation interaction: analysis and modelling method.* Politecnico di Milano

Penzien, J., & Watabe, M. (1975). Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions. *Journal of earthquake engineering and structural dynamics, 3*(4), 365-373.

Psycharis, I. N. (1981). Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift. *Report No. EERL 81-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California*.

Psycharis, I. N. (1983). Dynamics of flexible systems with partial lift-off. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 11*(4), 501-521.

Psycharis, I. N., & Jennings, P. C. (1983). Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 11*(1), 57-76.

Raychowdhury, P. (2008). *Nonlinear winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures.* Ph.D. inédit, University of California, San Diego, California.

Reese, L. C., & O'Neill, M. W. (1988). Field load test of drilled shaft. *International Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, 145 – 192.

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Rapport EERC 70-10 : 40 p.: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Smoltczyk, H. (1967). Stress computation in soil media. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 93*(SM2).

Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre beam-column model for the non-linear analysis of r/c frames : part I, formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 25*(7), 711-725.

Taucer, F. F., Spacone, E., & Filippou, F. C. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.

Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake motion. *Bulletin of the Seismological Society of America, 65*(3), 581-626.

Vecchio, F. J. (2000). Disturbed stress field model for reinforced concrete : formulation *Journal of Structural Engineering, 126*(9).

Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 3*(2), 121-138.

Vijayvergiya, V. N. (1977). Load-Movement Characteristics of Piles *4th Annual Symposium of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division of ASCE, 2*, 269-284.

Wetmiller, R. J., Horner, R. B., Hasegawa, H. S., North, R. G., Lamontagne, M., Weichert, D. H., & Evans, S. G. (1988). An analysis of the 1985 Nahanni earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America, 78*, 590-616.

Wilson, E. L. (2002). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures : a physical approach with emphasis on earthquake engineering* (3rd^{e} éd.). Berkeley, California, USA: Computers & Structures Inc.

Winkler, E. (1867). Die lehre von der elasticitaet und festigkeit. *Dominicus, Prague, Czechoslovakia*.

ANNEXE I
ANALYSE DU BÂTIMENT

Détails des calculs de la charge axiale reprise par les murs de refend

Tableau I.1 : Charge axiale reprise par les murs de refend M1, M2, M3, M5 et M6, pour les combinaisons de charges n°1 et 2

	Poids dalle (kN)	**Poids murs (kN)**	**Poids cloisons (kN)**	**Poids extra toit (kN)**	**Poids plafond + mécanique**	**50 % charge vive (kN)**	**25% Poids neige (kN)**	**Combinaison de charges n°1 Charge par étage (kN)**	**F_r**	**Combinaison de charges n°2 Charge par étage (kN)**
Toit	279	58	54	54			32	**445**	0,73	477
Étage 10	279	115	54		54	65		**503**	0,60	542
Étage 9	279	115	54		54	65		**503**	0,55	538
Étage 8	279	115	54		54	65		**503**	0,51	536
Étage 7	279	115	54		54	65		**503**	0,49	534
Étage 6	279	115	54		54	65		**503**	0,47	533
Étage 5	279	115	54		54	65		**503**	0,46	533
Étage 4	279	115	54		54	65		**503**	0,45	532
Étage 3	279	115	54		54	65		**503**	0,44	531
Étage 2	279	126	54		54	65		**513**	0,43	541
RDC	0	68	0					**68**	0,43	68
								5 048		**5366**

Tableau I.2 : Charge axiale reprise par le mur de refend M4, pour les combinaisons de charges n°1 et 2

	Poids dalle (kN)	**Poids murs (kN)**	**Poids cloisons (kN)**	**Poids extra toit (kN)**	**Poids plafond + mécanique (kN)**	**50 % charge vive (kN)**	**25% Poids neige (kN)**	**Combinaison de charges n°1 Charge par étage (kN)**	**F_r**	**Combinaison de charges n°2 Charge par étage (kN)**
Toit	372	58	72	72			43	**574**	0,67	**617**
Étage 10	372	115	72		72	86		**632**	0,56	**680**
Étage 9	372	115	72		72	86		**632**	0,51	**676**
Étage 8	372	115	72		72	86		**632**	0,48	**674**
Étage 7	372	115	72		72	86		**632**	0,46	**672**
Étage 6	372	115	72		72	86		**632**	0,45	**671**
Étage 5	372	115	72		72	86		**632**	0,44	**670**
Étage 4	372	115	72		72	86		**632**	0,43	**669**
Étage 3	372	115	72		72	86		**632**	0,42	**668**
Étage 2	372	126	72		72	86		**642**	0,42	**678**
RDC	0	68	0					**68**	0,42	**68**
								6 338		**6743**

Détails des calculs du poids sismique W du bâtiment

Tableau I.3 : Poids sismique (W) du bâtiment

	Poids dalle (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids murs (kN)	Poids cloisons (kN)	Poids Façade (kN)	Poids plafond + mécanique (kN)	25% Poids neige (kN)	Poids extra toit (kN)	Poids total par étage (kN)
Toit	14 517	562	346	2 808	552		1 685	2 808	**23 279**
Étage 10	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 9	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 8	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 7	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 6	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 5	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 4	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 3	14 517	1 124	693	2 808	1 104	2 808			**23 055**
Étage 2	14 517	1 227	756	2 808	1 198	2 808			**23 315**
RDC									
									231 032

Détails des calculs de la force sismique latérale minimale à la base (V)

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

Tableau I.4 : Données pertinentes pour le calcul de V

T_a =	1,28 s
$S(T_a)$ =	0,114 g
I_E =	1,0
R_d =	3,5
R_o =	1,6
W =	231 032 kN

La valeur de M_v dépend du ratio $\frac{S_a(0,2)}{S_a(2,0)}$

Dans le cas présent, $\frac{S_a(0,2)}{S_a(2,0)} = \frac{0,69}{0,048} = 14,4 > 8$

Comme T_a > 1,0, il faut interpoler entre les valeurs de $S_a(1,0)M_v$ = 0,14 et $S_a(2,0)M_v$ = 0,12, ce qui donne un produit $S(1,28)M_v$ = 0,134.

Finalement, la force sismique latérale minimale à la base vaut :

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

$$\Leftrightarrow V = \frac{0,134 \times 1,0}{3,5 \times 1,6} \times 231\,032$$

$$\Leftrightarrow V = 5\,528 \text{ kN}$$

$$V_{max} = \frac{2}{3}\frac{S(0,2)I_E}{R_d R_o} W$$

$$\Leftrightarrow V_{max} = \frac{2}{3}\frac{0,69 \times 1,0}{3,5 \times 1,6} \times 231\,032$$

$$\Leftrightarrow V_{max} = 18\,978 \text{ kN}$$

$$V_{min} = \frac{S(2,0)M_v I_E}{R_d R_o} W$$

$$\Leftrightarrow V_{min} = \frac{0,048 \times 1,0 \times 1,0}{3,5 \times 1,6} \times 231\,032$$

$$\Leftrightarrow V_{min} = 1\,980 \text{ kN}$$

Donc

V = 5 528 kN

Détails des calculs des couples de torsion appliqués au bâtiment pour tenir compte de la torsion accidentelle

L'effort de cisaillement à la base est réparti sur la hauteur du bâtiment selon la formule suivante :

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=2}^{toit} W_i h_i}$$

Avec $F_t = 0$ si $T_a < 0{,}7$ s et $F_t = 0{,}07T_aV \leq 0{,}25V$ sinon.

Dans le cas présent, comme $T_a > 0{,}7$s,

$$F_t = 0{,}07T_aV \leq 0{,}25V$$

$$\Leftrightarrow F_t = 0{,}07 \times 1{,}28 \times 5\,528 \leq 0{,}25 \times 5\,528$$

$$\Leftrightarrow F_t = 495 \text{ kN} \leq 1\,383 \text{ kN}$$

Le moment de renversement sur la hauteur du bâtiment est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

Avec $J_x = 1{,}0$ si $h_x \geq 0{,}6h_n$ et $J_x = J + (1 - J)\left(\frac{h_x}{0{,}6h_n}\right)$ si $h_x < 0{,}6h_n$

La valeur de J dépend du ratio $\frac{S_a(0{,}2)}{S_a(2{,}0)}$

Dans le cas présent, $\frac{S_a(0{,}2)}{S_a(2{,}0)} = \frac{0{,}69}{0{,}048} = 14{,}4 > 8$

Comme $T_a > 1{,}0$, il faut interpoler la valeur de J entre J(0,5s) = 1,0 et J(2,0s) = 0,4, ce qui donne finalement J(1,28s) = 0,687.

Tableau I.5 : Calcul de la répartition de la force sismique latérale et du moment de renversement sur la hauteur du bâtiment

	Élévation h_i (m)	**W_i (kN)**	**h_iW_i (kNm)**	**F_x (kN)**	**F_t (kN)**	**F_{MFSE} (kN)**	**J_x**	**M_d (kNm)**
Toit	30,00	23 279	698 366	910	495	**1 405**		
Étage 10	27,05	23 055	623 631	812		**812**	1,00	**4 144**
Étage 9	24,10	23 055	555 619	724		**724**	1,00	**10 685**
Étage 8	21,15	23 055	487 608	635		**635**	1,00	**19 360**
Étage 7	18,20	23 055	419 596	547		**547**	1,00	**29 910**
Étage 6	15,25	23 055	351 585	458		**458**	0,95	**40 060**
Étage 5	12,30	23 055	283 573	369		**369**	0,90	**50 076**
Étage 4	9,35	23 055	215 562	281		**281**	0,85	**59 631**
Étage 3	6,40	23 055	147 550	192		**192**	0,80	**68 350**
Étage 2	3,45	23 315	80 436	105		**105**	0,75	**75 908**
RDC							0,69	**82 914**
						5 528		

La torsion accidentelle, pour un étage donné, est calculée en multipliant la force appliquée à cet étage par 10% de la largeur D_n.

Tableau I.6 : Calcul de la torsion accidentelle

	$M_{x\ torsion\ acc}$ (kNm)	**$M_{y\ torsion\ acc}$ (kNm)**
Toit	7 586	10 114
Étage 10	4 387	5 849
Étage 9	3 909	5 211
Étage 8	3 430	4 573
Étage 7	2 952	3 936
Étage 6	2 473	3 298
Étage 5	1 995	2 660
Étage 4	1 516	2 022
Étage 3	1 038	1 384
Étage 2	566	754
RDC		

Vérification de la sensibilité du bâtiment vis-à-vis de la torsion

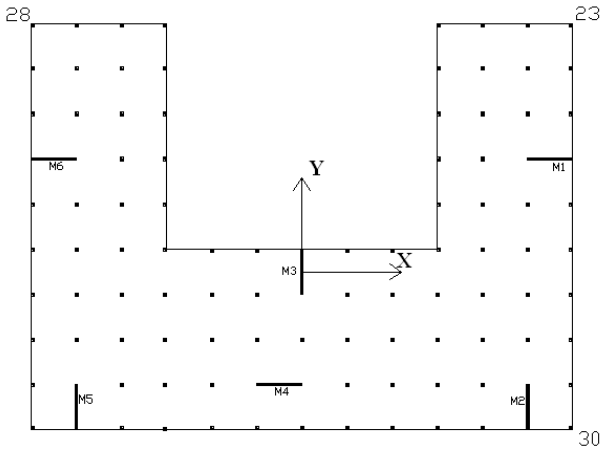


Figure I.1 : Position des points considérés pour le calcul du facteur de sensibilité à la torsion (B)

Tableau I.7 : Cas de chargement pour le calcul de B

F_{MFSE} X	Forces obtenues de la MFSE appliquées dans la direction X du bâtiment, à 0,1 D_{nY} du centre de masse
F_{MFSE} Y	Forces obtenues de la MFSE appliquées dans la direction Y du bâtiment, à 0,1 D_{nX} du centre de masse

Tableau I.8 : Calcul du facteur B du bâtiment

	F_{MFSE} X					**F_{MFSE} Y**				
	Δ30	**Δ23**	**δ_{max}**	**δ_{ave}**	**B_X**	**Δ23**	**Δ28**	**δ_{max}**	**δ_{ave}**	**B_Y**
Toit	132,00	69,14	132,00	100,57	1,31	134,64	68,83	134,64	101,74	1,32
Étage 10	114,09	59,76	114,09	86,92	1,31	116,36	59,49	116,36	87,93	1,32
Étage 9	96,28	50,43	96,28	73,35	1,31	98,20	50,21	98,20	74,20	1,32
Étage 8	78,83	41,28	78,83	60,06	1,31	80,40	41,10	80,40	60,75	1,32
Étage 7	62,04	32,49	62,04	47,27	1,31	63,28	32,35	63,28	47,81	1,32
Étage 6	46,31	24,25	46,31	35,28	1,31	47,23	24,15	47,23	35,69	1,32
Étage 5	32,06	16,79	32,06	24,42	1,31	32,70	16,72	32,70	24,71	1,32
Étage 4	19,78	10,36	19,78	15,07	1,31	20,17	10,31	20,17	15,24	1,32
Étage 3	9,99	5,23	9,99	7,61	1,31	10,19	5,21	10,19	7,70	1,32
Étage 2	3,24	1,69	3,24	2,47	1,31	3,30	1,69	3,30	2,49	1,32
					1,31					**1,32**

Résultats de l'analyse spectrale du bâtiment

Tableau I.9 : Cas de chargement

SPTX	Spectre dans la direction X
X+	Spectre dans la direction X + Torsion accidentelle (M_x)
X-	Spectre dans la direction X - Torsion accidentelle (M_x)
SPTY	Spectre dans la direction Y
Y+	Spectre dans la direction Y + Torsion accidentelle (M_y)
Y-	Spectre dans la direction Y - Torsion accidentelle (M_y)

Tableau I.10 : Résultats de l'analyse spectrale du bâtiment – murs de refend M1 et M6

M1 – M6	**Cas de chargement**					
	SPTX		**X+**		**X-**	
	V_f (kN)	**M_f (kNm)**	**V_f (kN)**	**M_f (kNm)**	**V_f (kN)**	**M_f (kNm)**
Étage 10	432	1 276	401	1 182	464	1 369
Étage 9	617	3 090	567	2 850	667	3 330
Étage 8	599	4 816	533	4 381	665	5 252
Étage 7	474	6 028	394	5 355	555	6 701
Étage 6	403	6 545	310	5 598	496	7 491
Étage 5	529	6 445	426	5 194	632	7 696
Étage 4	777	6 175	666	4 596	889	7 754
Étage 3	1 037	6 638	919	4 711	1 155	8 564
Étage 2	1 234	8 497	1 111	6 211	1 356	10 784
RDC	1 327	11 980	1 203	9 264	1 451	14 696

Tableau I.11 : Résultats de l'analyse spectrale du bâtiment – murs de refend M4

M4	Cas de chargement					
	SPTX		X+		X-	
	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)
Étage 10	640	1 887	703	2 074	577	1 701
Étage 9	828	4 314	928	4 795	729	3 833
Étage 8	713	6 255	846	7 126	581	5 384
Étage 7	623	7 314	784	8 660	462	5 968
Étage 6	730	7 683	916	9 576	545	5 790
Étage 5	834	7 692	1 040	10 193	628	5 191
Étage 4	950	7 561	1 173	10 720	727	4 403
Étage 3	1 232	7 935	1 467	11 787	996	4 082
Étage 2	1 572	9 939	1 816	14 512	1 328	5 366
RDC	1 770	14 354	2 019	19 785	1 521	8 923

Tableau I.12 : Résultats de l'analyse spectrale du bâtiment – murs de refend M2

M2	Cas de chargement					
	SPTY		Y+		Y-	
	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)
Étage 10	539	1 589	665	1 962	413	1 219
Étage 9	691	3 613	891	4 575	493	2 657
Étage 8	588	5 206	853	6 949	324	3 470
Étage 7	521	6 051	843	8 743	200	3 364
Étage 6	625	6 347	996	10 134	255	2 565
Étage 5	708	6 396	1 120	11 399	297	1 398
Étage 4	788	6 351	1 234	12 668	343	40
Étage 3	1 016	6 688	1 487	14 394	546	-1 013
Étage 2	1 304	8 333	1 792	17 479	818	-808
RDC	1 474	11 979	1 972	22 841	979	1 126

Tableau I.13 : Résultats de l'analyse spectrale du bâtiment – murs de refend M5

M5	Cas de chargement					
	SPTY		Y+		Y-	
	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)
Étage 10	539	1 589	413	1 219	665	1 962
Étage 9	691	3 613	493	2 657	891	4 575
Étage 8	588	5 206	324	3 470	853	6 949
Étage 7	521	6 051	200	3 364	843	8 743
Étage 6	625	6 347	255	2 565	996	10 134
Étage 5	708	6 396	297	1 398	1 120	11 399
Étage 4	788	6 351	343	40	1 234	12 668
Étage 3	1 016	6 688	546	-1 013	1 487	14 394
Étage 2	1 304	8 333	818	-808	1 792	17 479
RDC	1 474	11 979	979	1 126	1 972	22 841

Tableau I.14 : Résultats de l'analyse spectrale du bâtiment – murs de refend M3

M3	Cas de chargement					
	SPTY		Y+		Y-	
	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)	V_f (kN)	M_f (kNm)
Étage 10	539	1 590	539	1 590	539	1 590
Étage 9	692	3 616	692	3 616	692	3 616
Étage 8	589	5 209	589	5 209	589	5 209
Étage 7	522	6 054	522	6 054	522	6 054
Étage 6	625	6 349	625	6 349	625	6 349
Étage 5	709	6 399	709	6 399	709	6 399
Étage 4	788	6 354	788	6 354	788	6 354
Étage 3	1 016	6 691	1 016	6 691	1 016	6 691
Étage 2	1 305	8 335	1 305	8 335	1 305	8 335
RDC	1 475	11 983	1 475	11 983	1 475	11 983

ANNEXE II
CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES POUR L'ÎLE DE MONTREAL
(Hode-Keyser & Prest, 1977)

Le socle rocheux de l'Île de Montréal se compose de roches métamorphiques datant du Précambrien. Sur ce substrat reposent les dépôts de surface qui datent du Quaternaire, c'est-à-dire les 125 000 dernières années de l'histoire de la formation de la terre. Ces dépôts sont le résultat soit d'évènements de glaciation datant de la période glaciaire du Wisconsinien, soit d'évènements datant de la période post-glaciation. Les dépôts de surface pour l'Île de Montréal sont représentés à la figure II.1. Ceux qui vont présenter des propriétés semblables à celles qui nous intéressent sont ceux de la période du Wisconsinien qui se composent de sédiments provenant de l'érosion de substrats plus anciens des régions alentours (grès, schiste, calcaire, dolomite). Ils peuvent être classés en trois catégories selon leur ancienneté :

- Le till de Malone
- Les dépôts galciolacustres (Middle-Till Complex)
- Le till de Fort-Covington

Les travaux de Prest et Hode-Keyser ont permis de caractériser ces différents tills. Tout d'abord, le till de Malone est un till pierreux assez dense, ayant une matrice silteuse ou sableuse, qui repose directement sur le socle rocheux. Ses propriétés sont résumées dans le tableau II.1. Ensuite, les dépôts glaciolacustres, qui reposent sur le till de Malone, peuvent être également assimilés à des tills. Ils sont formés d'un mélange pierreux, sableux et silteux intercalé entre des couches de sédiments graveleux et silteux. Enfin, le till de Fort-Covington, qui repose sur les dépôts glaciolacustres, a un squelette granulaire fortement semblable à celui du till de Malone mis à part le fait que celui-ci comporte une plus grande proportion d'argile. Il Ses propriétés sont résumées dans le tableau II.2. À la

vue des propriétés des différents tills composant le sous-sol de l'Île de Montréal, nous avons décidé de baser nos choix de propriétés de sol sur celles du till de Malone.

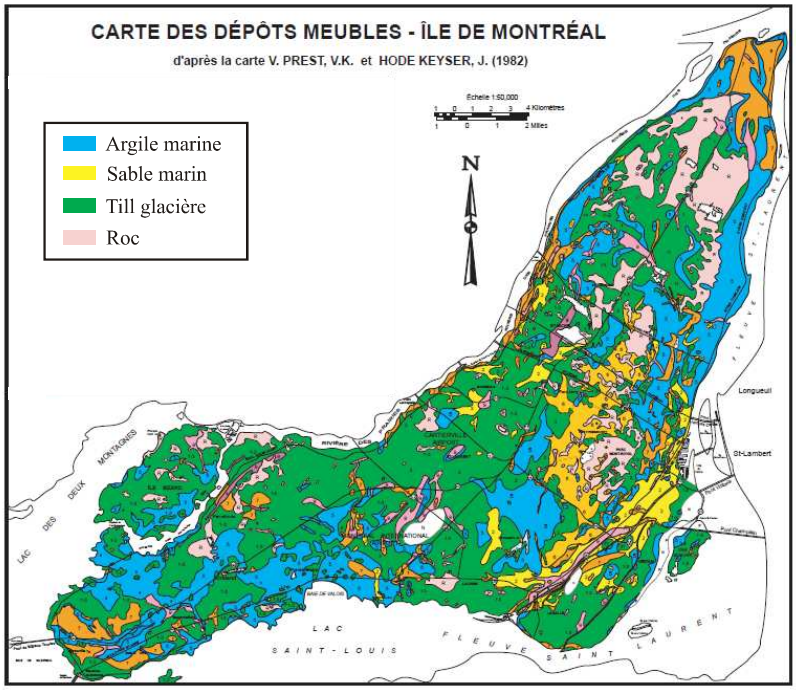


Figure II.1 : Carte des dépôts meubles de l'Île de Montréal [Adaptée de (Hode-Keyser & Prest, 1982)]

Tableau II.1 : Caractéristiques du Till de Malone

	Plage des valeurs mesurées	**Valeur Moyenne**
Limite de liquidité	13,2 à 22,4%	15,4%
Indice de plasticité	1,8 à 4,8%	3,2%
Masse volumique	2,16 à 2,48 g/cm^3	2,40 g/cm^3
Teneur en eau	6 à 14%	9,6%

Tableau II.2 : Caractéristiques du till de Fort Covington

	Plage des valeurs mesurées	**Valeur Moyenne**
Limite de liquidité	24 à 38%	32%
Indice de plasticité	6 à 18%	12%
Masse volumique	1,92 à 2,48 g/cm^3	2,26 g/cm^3
Teneur en eau	7 à 25%	14,4%

- **Profil de sol INF**

Les propriétés du profil de sol INF ont été choisies de façon à ce que ce profil corresponde à la limite inférieure des profils de sol de catégorie C. Dans ces conditions, nous avons fait l'hypothèse qu'il a un N_{60} de l'ordre de 50 et que la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement (v_s) dans ce profil est égale à 360 m/s. À partir des relations développées par Prest et Hode-Keyser reliant la masse volumique d'un sol et son indice de pénétration standard, nous avons supposé que la masse volumique totale (γ_t) d'un sol ayant un indice (N_{60}) légèrement supérieur à 50 est de l'ordre de 2,10 g/cm^3. L'évaluation de l'angle de frottement interne a été faite à l'aide de corrélations empiriques. Dans la publication du U.S. Corps of Engineers (1992), il est fait référence aux travaux de Meyerhof (1974) et aux travaux de Peck et al. (1974). Pour un (N_{60}) supérieur à 50, ces deux publications (tableau II.3) proposent un angle de frottement interne ϕ' supérieur à 41°. À la vue de ces recommandations, nous avons posé ϕ' égal à 41°. Le coefficient de Poisson (ν) a été pris égal à 0,3, valeur cohérente pour un sable dense d'après les travaux de Smoltczyk (2002). Le module de cisaillement dynamique aux petites déformations a été calculé à l'aide de l'équation [II.1]. Dans le cas présent, G_{max} est égal à 270 MPa. Le module d'Young dynamique a été déduit de la valeur de G_{max} à l'aide de l'équation [II.2]. Dans le cas présent, E' est égal à 700 MPa. Pour la vérification des fondations vis-à-vis du tassement, il faut connaitre le module élastique statique du sol. Cette valeur a été déduite de la valeur du module élastique dynamique à partir d'un tableau de correspondance donné par Smoltczyk (2002). Dans le cas présent, E a été posé égal à 160 MPa. Finalement, les caractéristiques du profil de sol INF sont récapitulées dans le tableau II.4.

$$G_{max} = \rho v_s^2 \qquad [II.1]$$

$$E' = 2(1+\nu)G_{max} \qquad [II.2]$$

Tableau II.3 : Propriétés des sols granulaires [(U. S. Army Corps of Engineers, 1992)]

Soil Type	Relative Density D_r, Percent	Standard Penetration Resistance N_{60} (Terzaghi and Peck 1967)	Cone Penetration Resistance q_c, ksf (Meyerhof 1974)	Friction Angle ϕ' Meyerhof (1974)	Friction Angle ϕ' Peck, Hanson and Thornburn (1974)
Very Loose	< 20	< 4	----	< 30	< 29
Loose	20 - 40	4 - 10	0 - 100	30 - 35	29 - 30
Medium	40 - 60	10 - 30	100 - 300	35 - 38	30 - 36
Dense	60 - 80	30 - 50	300 - 500	38 - 41	36 - 41
Very Dense	> 80	> 50	500 - 800	41 - 44	> 41

Tableau II.4 : Propriétés du profil de sol INF

Indice de pénétration standard	$(N_{60}) \approx 50$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Vitesse moyenne des ondes de cisaillement	$v_s = 360$ m/s
Masse volumique	$\gamma_t = 2100$ kg/m^3
Angle de frottement interne	$\phi' = 41°$
Module d'Young statique	E = 160 MPa
Module d'Young dynamique	E' = 700 MPa
Module de cisaillement dynamique	$G_{max} = 270$ MPa

- **Profil de sol SUP**

Les propriétés du profil de sol SUP ont été choisies afin que ce profil corresponde à la limite supérieure des profils de sol de catégorie C. Dans l'idéal, ses caractéristiques devraient être telles que la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement (v_s) est égale à 760 m/s. Cependant, comme nous avons cherché à prendre des caractéristiques de sol réalistes pour Montréal, nous avons décidé de prendre comme propriétés de cette limite supérieure celles du till le plus rencontré sur l'Île de Montréal lors des travaux de Prest et Hode-Keyser, à savoir un Till de Malone avec γ_t égal à 2,30 g/cm^3. À cette masse volumique, nous avons associé un angle de frottement interne (ϕ') égal à 43° et un coefficient de Poisson (ν) égal à 0,25 (arbitrairement et par rapport à la valeur $\nu = 0,30$ pris pour le profil de sol INF). Pour ce qui est du calcul du module de cisaillement (équation [II.1]), il est difficile de déterminer des valeurs précises puisque

la question qui se pose est la suivante : comment connaitre la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement dans ce sol ? Pour un sol aussi « raide », considérer l'indice de pénétration standard n'est pas réaliste. Cependant, les relations développées par Hode-Keyser et Prest donnent, pour une masse volumique totale de 2,30 g/cm^3, un indice de pénétration standard de l'ordre de 90. Grâce aux travaux de Lee (1990), qui permettent d'évaluer v_s à partir de l'indice de pénétration standard, nous avons pu associer à cette valeur de N_{60} une vitesse des ondes de cisaillement de l'ordre de 550 m/s. Dans ces conditions, nous avons pu calculer G_{max} et E'. Dans le cas présent, G_{max} vaut 710 MPa et E' vaut 1780 MPa. Les propriétés du profil de sol SUP sont résumées dans le tableau II.5.

Tableau II.5 : Propriétés du profil de sol SUP

Indice de pénétration standard	$(N_{60}) \approx 90$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,25$
Vitesse moyenne des ondes de cisaillement	$v_s = 550$ m/s
Masse volumique	$\gamma_t = 2300$ kg/m^3
Angle de frottement interne	$\phi' = 43°$
Module d'Young statique	E = 410 MPa
Module d'Young dynamique	E' = 1780 MPa
Module de cisaillement dynamique	$G_{max} = 710$ MPa

ANNEXE III
VALIDATION DU MODÈLE ISS

Étude de l'amortissement radial

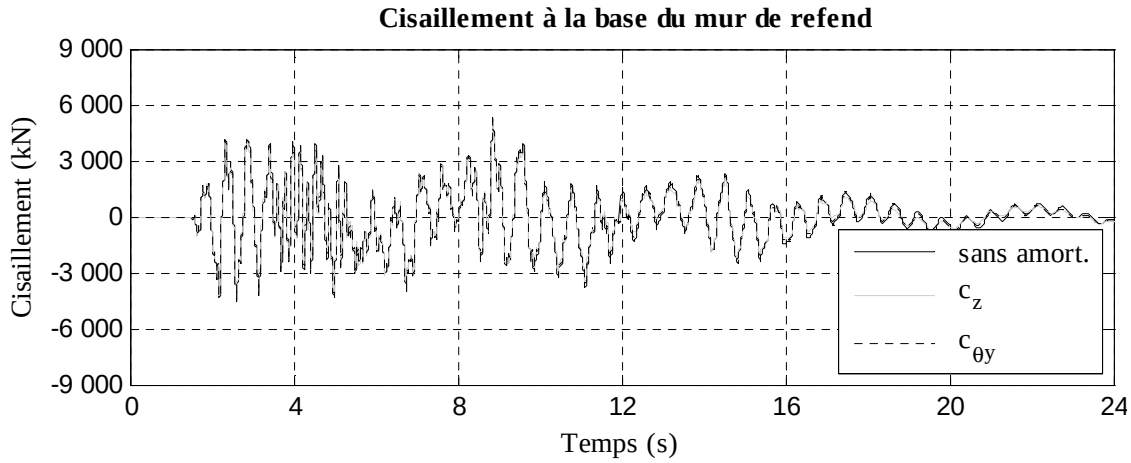


Figure III.1 : Cisaillement à la base du mur de refend en fonction du temps

Tableau III.1 : Cisaillement maximum à la base du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans amortissement radial

	Cisaillement max (kN)	**% d'écart**
Sans amortissement	5 305	
Amortissement $C_{\theta y}$	5 241	1,2%
Amortissement C_z	5 190	2,2%

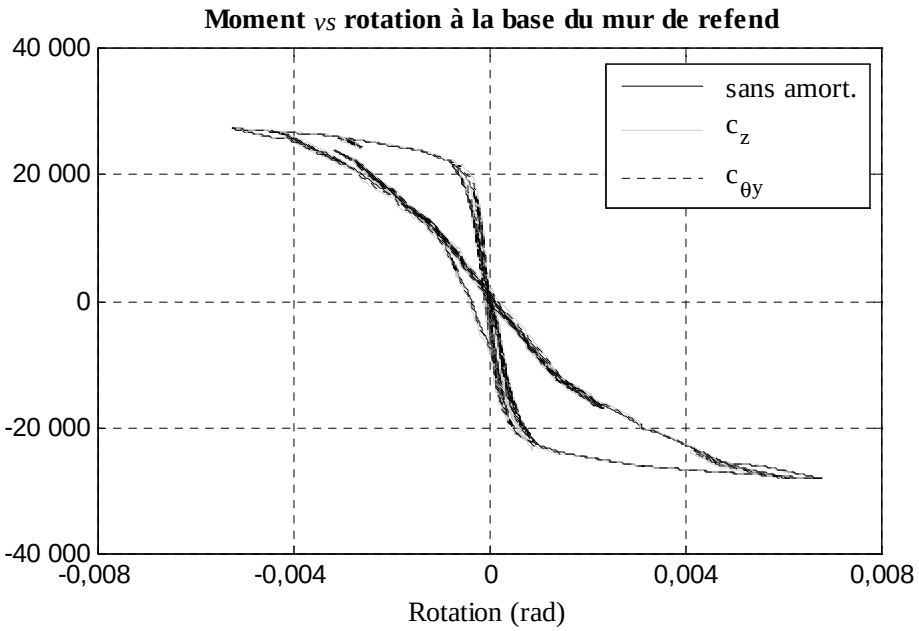


Figure III.2 : Moment à la base du mur de refend en fonction de sa rotation

Tableau III.2: Moment maximum à la base du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans amortissement radial

	Moment max (kNm)	**% d'écart**
Sans amortissement	28 205	
Amortissement $C_{\theta y}$	28 162	0,2%
Amortissement C_z	28 123	0,2%

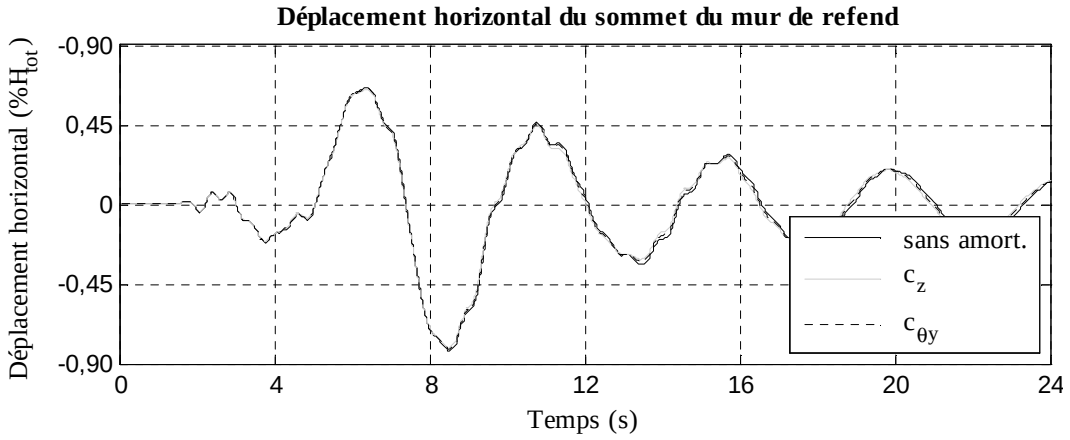


Figure III.3 : Déplacement horizontal du sommet du mur de refend en fonction du temps

Tableau III.3: Déplacement horizontal maximum au sommet du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans amortissement radial

	Déplacement max (% H_{tot})	**% d'écart**
Sans amortissement	0,83	
Amortissement $C_{\theta y}$	0,82	1,2%
Amortissement C_z	0,82	1,2%

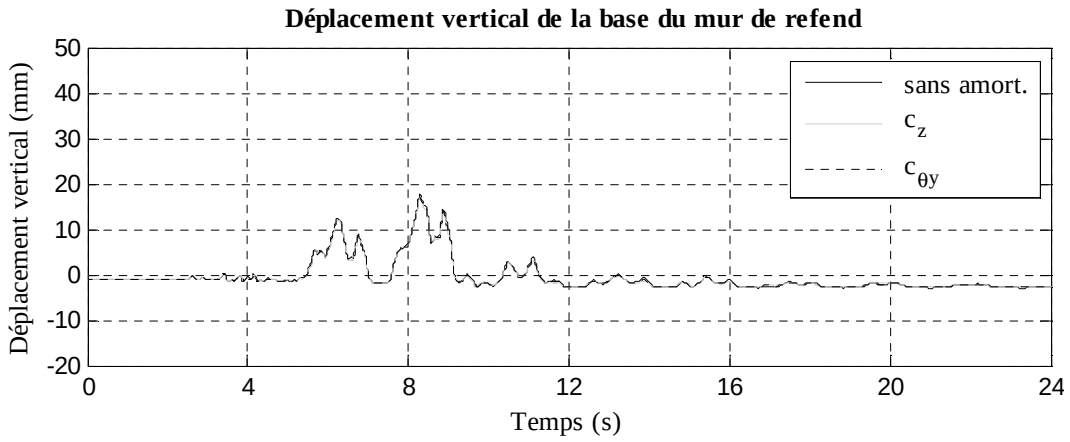


Figure III.4 : Déplacement vertical à la base du mur de refend en fonction du temps (centre de la fondation)

Tableau III.4: Soulèvement et tassement maximums de la base du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans amortissement radial

	Soulèvement max (mm)	**% d'écart**	**Tassement max (mm)**	**% d'écart**
Sans amortissement	17,61		2,94	
Amortissement $C_{\theta y}$	17,34	1,5%	2,89	1,7%
Amortissement C_z	17,08	3,0%	2,85	3,1%

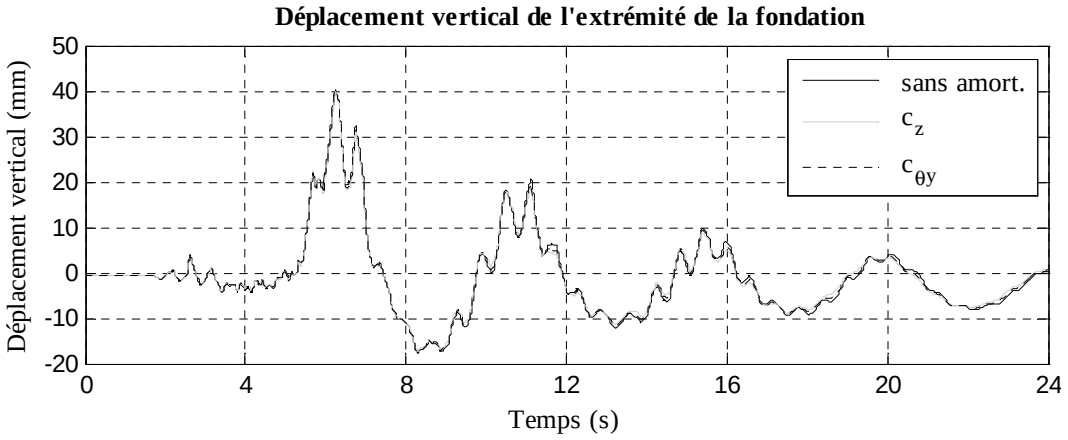


Figure III.5 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation en fonction du temps

Tableau III.5: Soulèvement et tassement maximums de l'extrémité gauche de la fondation pour la configuration 4 avec et sans amortissement radial

	Soulèvement max (mm)	**% d'écart**	**Tassement max (mm)**	**% d'écart**
Sans amortissement	40,15		17,57	
Amortissement $C_{\theta y}$	39,89	0,6%	17,38	1,1%
Amortissement C_z	39,59	1,4%	17,21	2,0%

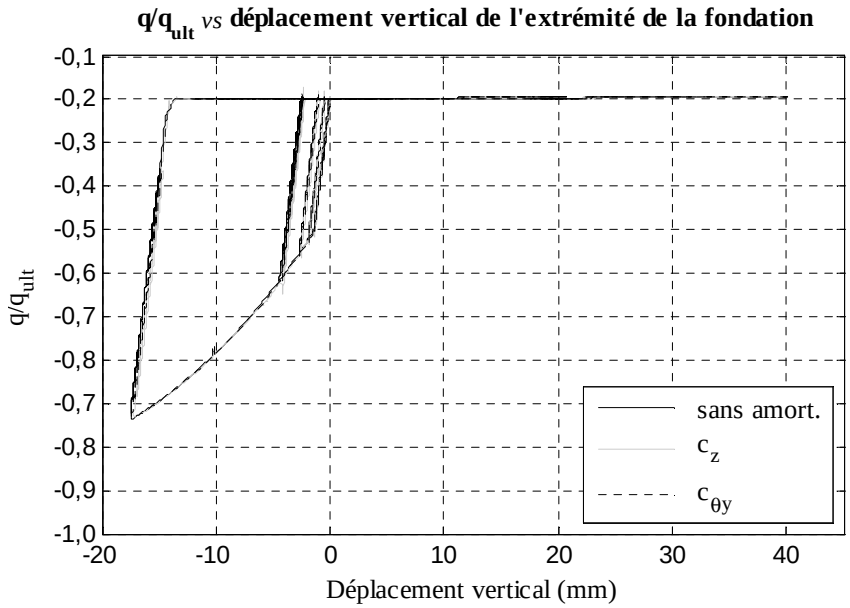


Figure III.6 : Ratio entre la charge q qui s'exerce dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation et sa capacité portante ultime (qult) en fonction du déplacement vertical du bord gauche de la fondation

Tableau III.6: Rapport q/q_{ult} maximum dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation pour la configuration 4 avec et sans amortissement radial

	q/q_{ult} max	**% d'écart**
Sans amortissement	0,737	
Amortissement $C_{\theta y}$	0,735	0,3%
Amortissement C_z	0,732	0,7%

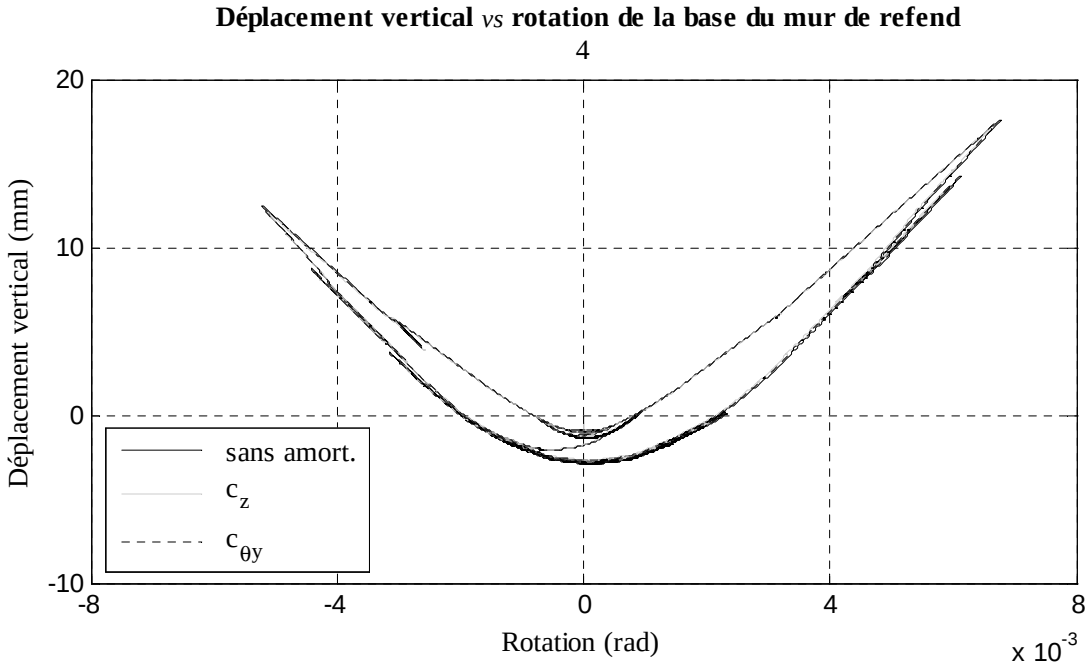


Figure III.7 : Déplacement vertical de la base du mur de refend en fonction de sa rotation

Résistance en traction du sol

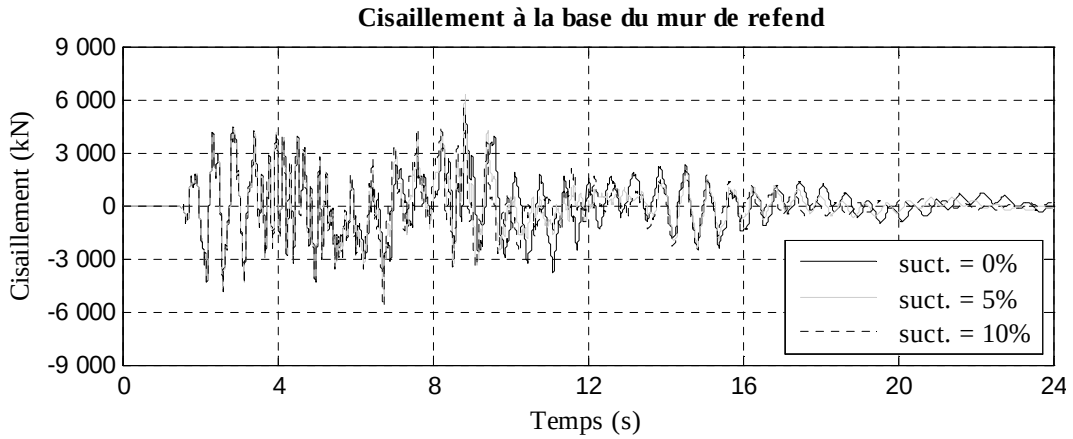


Figure III.8 : Cisaillement à la base du mur de refend en fonction du temps

Tableau III.7 : Cisaillement maximum à la base du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans succion du sol

	Cisaillement max (kN)	**% d'écart**
Sans succion	5 305	
TP = 5%	6 252	17,8%
TP = 10%	5 547	4,6%

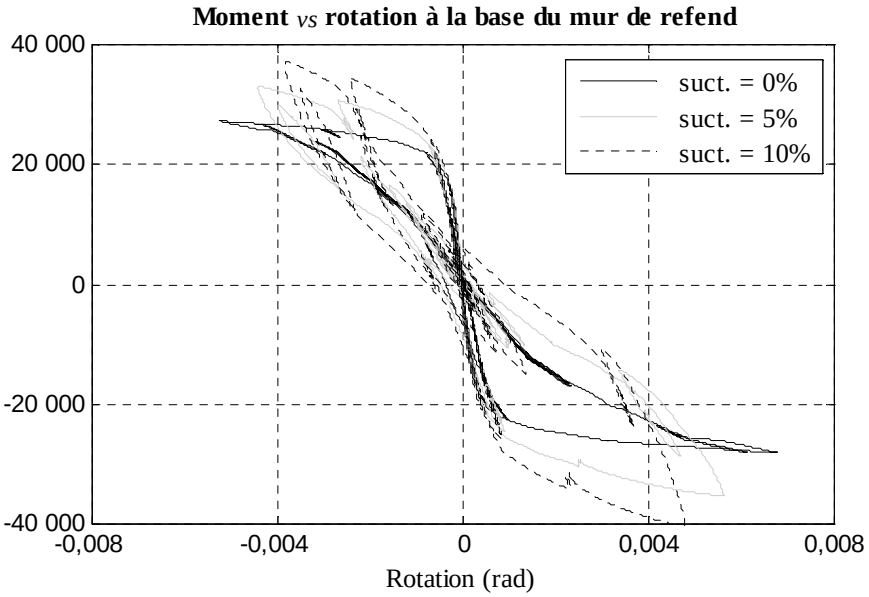


Figure III.9 : Moment à la base du mur de refend en fonction de sa rotation

Tableau III.8: Moment maximum à la base du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans succion du sol

	Moment max (kNm)	**% d'écart**
Sans succion	28 205	
TP = 5%	35 500	25,9%
TP = 10%	40 685	44,2%

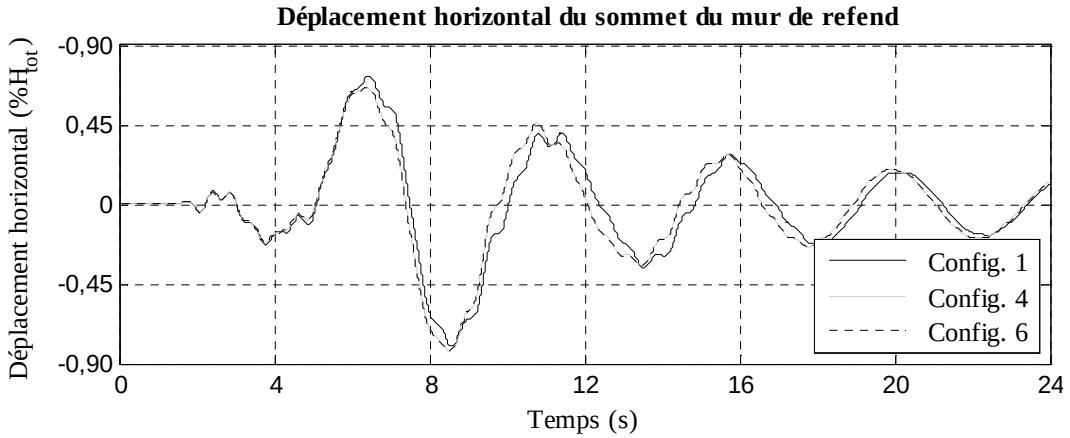


Figure III.10 : Déplacement horizontal du sommet du mur de refend en fonction du temps

Tableau III.9: Déplacement horizontal maximum au sommet du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans succion du sol

	Déplacement max (% H_{tot})	**% d'écart**
Sans succion	0,83	
TP = 5%	0,73	12,0%
TP = 10%	0,70	15,7%

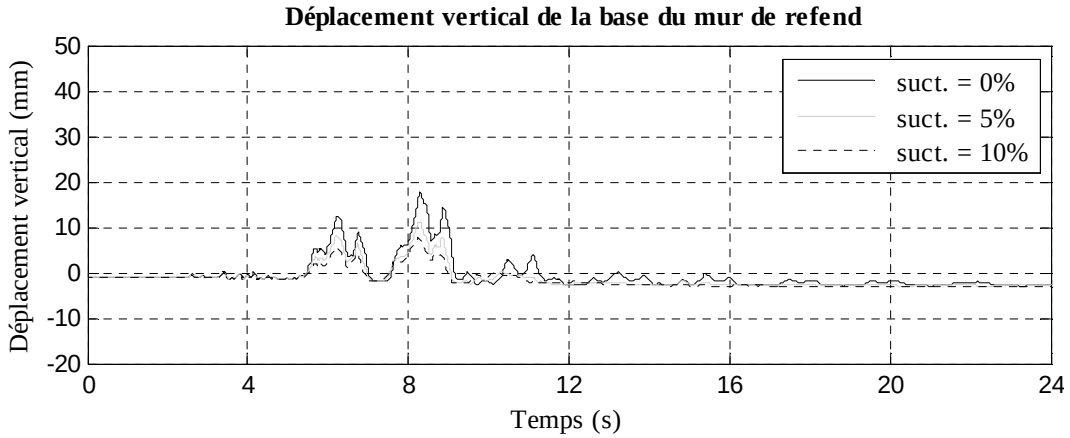


Figure III.11 : Déplacement vertical à la base du mur de refend en fonction du temps (centre de la fondation)

Tableau III.10: Soulèvement et tassement maximums de la base du mur de refend pour la configuration 4 avec et sans succion du sol

	Soulèvement max (mm)	**% d'écart**	**Tassement max (mm)**	**% d'écart**
Sans succion	17,61		2,94	
TP = 5%	11,28	35,9%	2,94	0,0%
TP = 10%	7,52	57,3%	3,05	3,7%

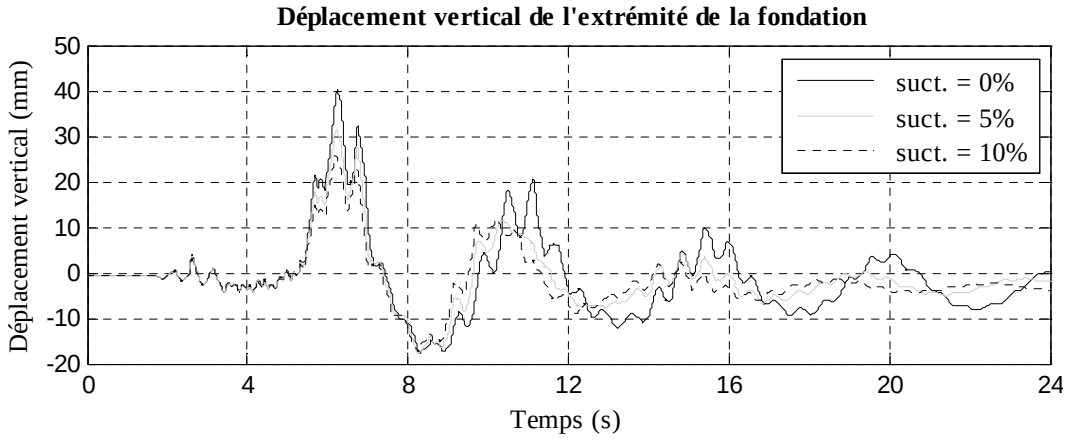


Figure III.12 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation en fonction du temps

Tableau III.11: Soulèvement et tassement maximums de l'extrémité gauche de la fondation pour la configuration 4 avec et sans succion du sol

	Soulèvement max (mm)	**% d'écart**	**Tassement max (mm)**	**% d'écart**
Sans succion	40,15		17,57	
TP = 5%	31,43	21,7%	17,86	1,6%
TP = 10%	25,81	35,7%	17,26	1,8%

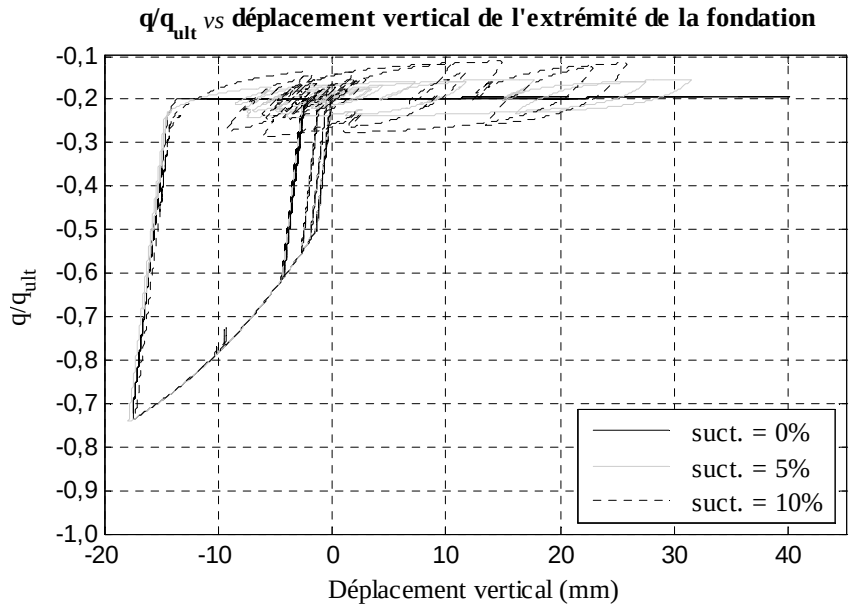


Figure III.13 : Ratio entre la charge q qui s'exerce dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation et sa capacité portante ultime (q_{ult}) en fonction du déplacement vertical du bord gauche de la fondation

Tableau III.12: Rapport q/q_{ult} maximum dans le ressort à l'extrémité gauche de la fondation pour la configuration 4 avec et sans succion du sol

	q/q_{ult} max	**% d'écart**
Sans succion	0,74	
TP = 5%	0,74	0,0%
TP = 10%	0,73	1,3%

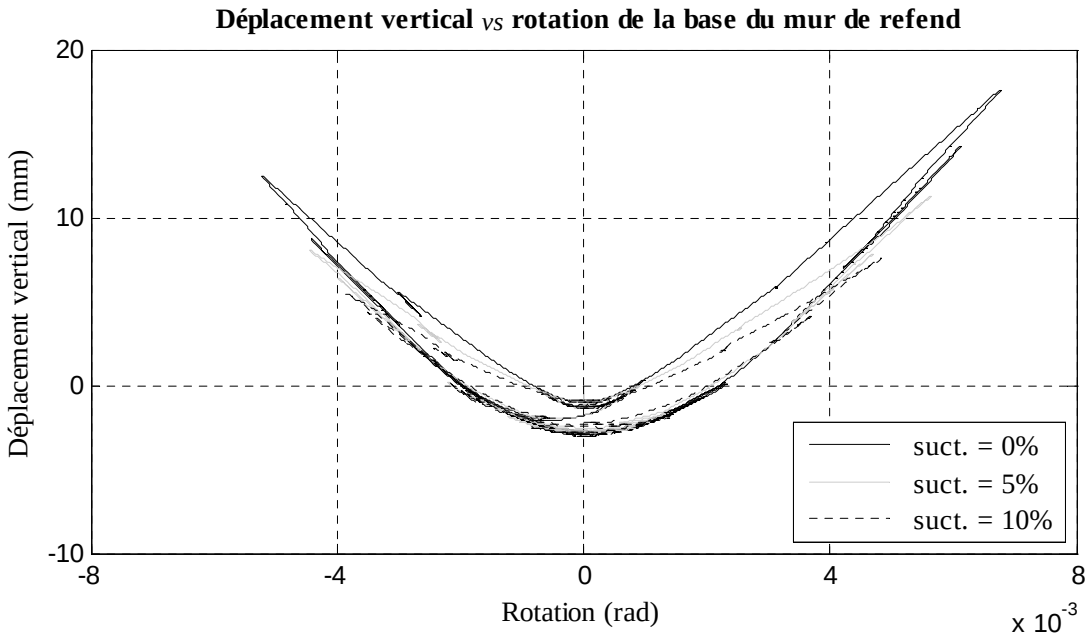
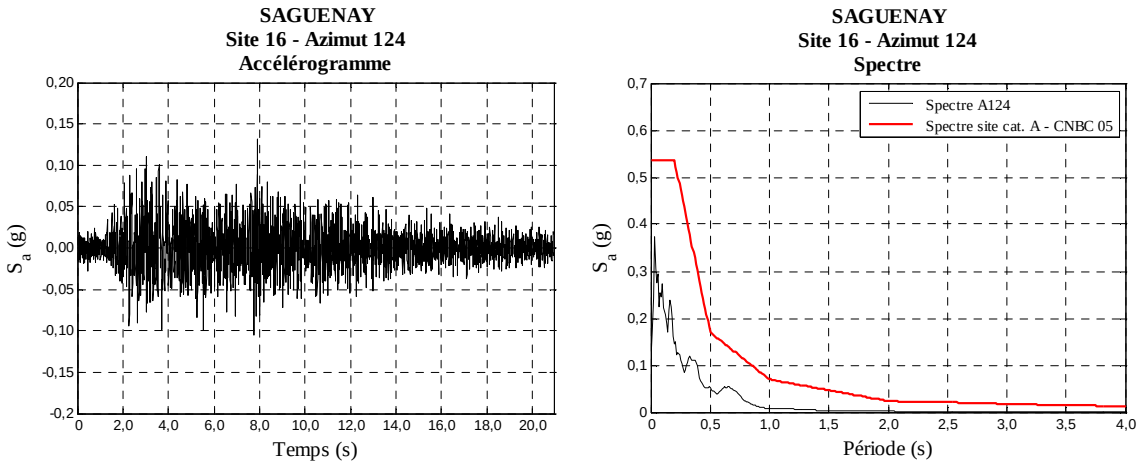


Figure III.14 : Déplacement vertical de la base du mur de refend en fonction de sa rotation

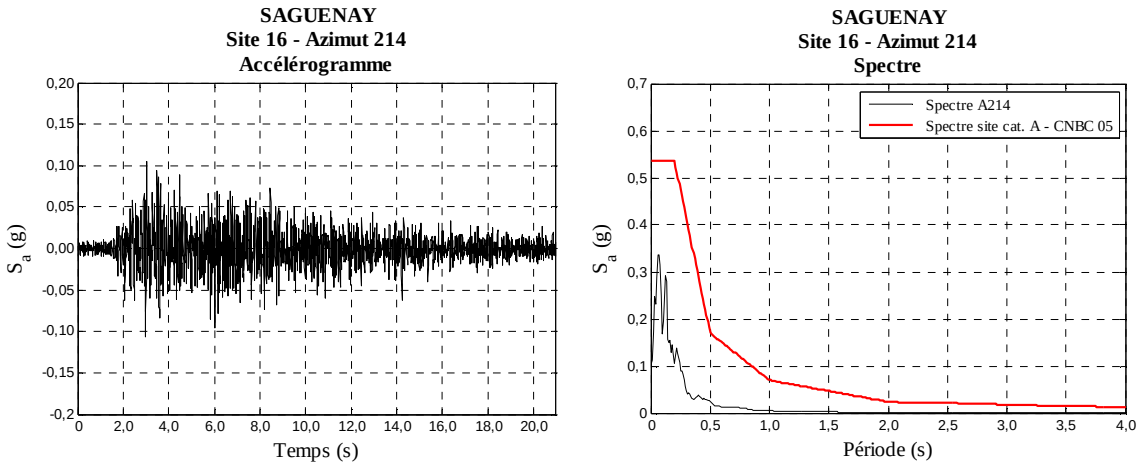
ANNEXE IV
SÉLECTION ET CALIBRATION DES ACCÉLÉROGRAMMES

Séisme du Saguenay – Accélérogrammes et spectres originaux



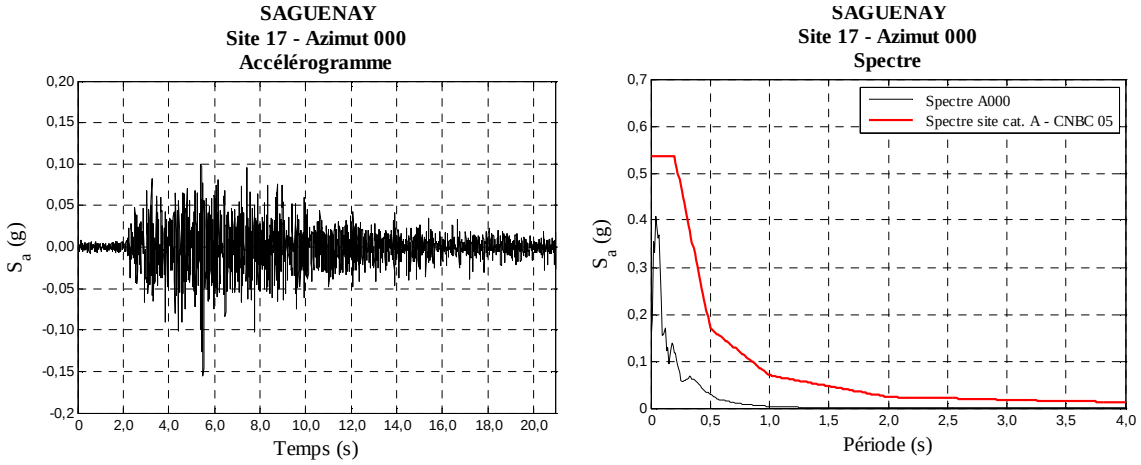
a) b)

Figure IV.1 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 124° - site 16 - Saguenay



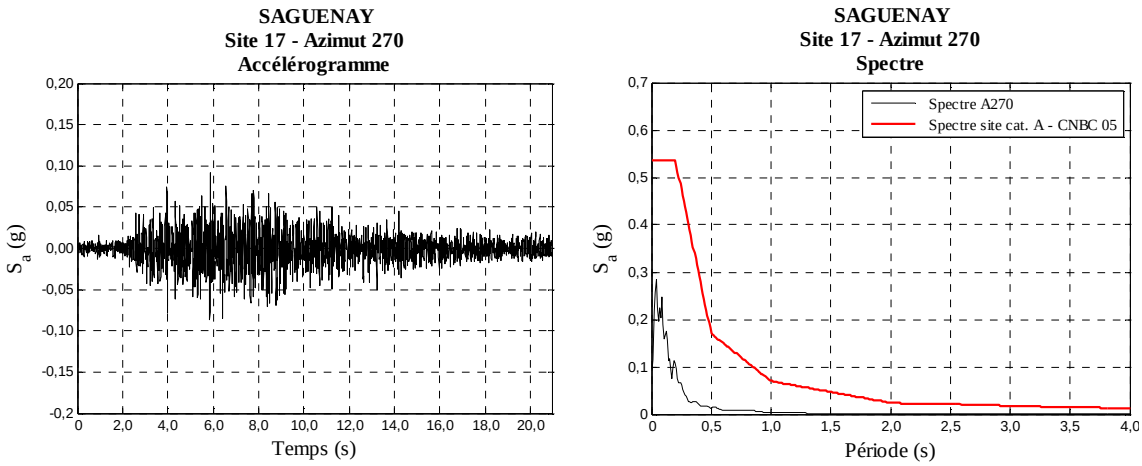
a) b)

Figure IV.2 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 214° - site 16 - Saguenay



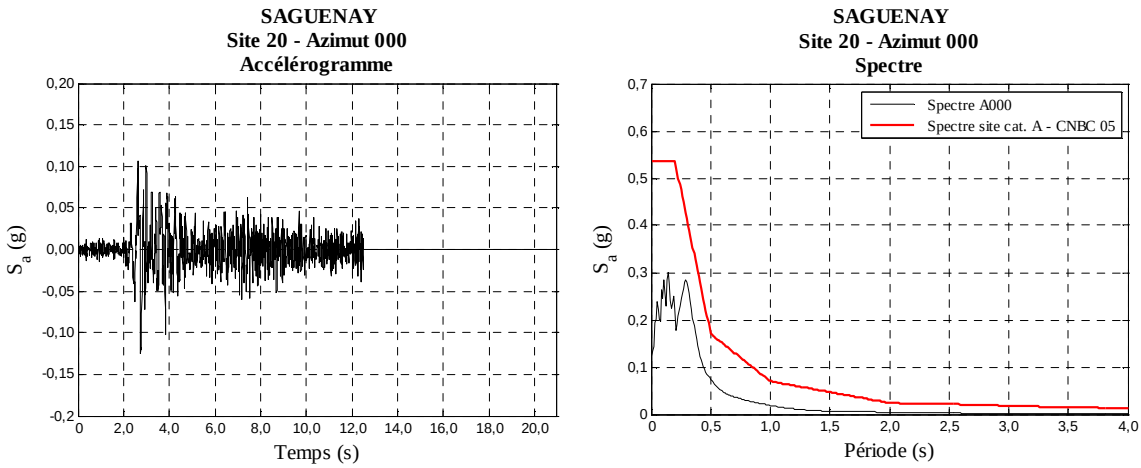
a) b)

Figure IV.3 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 000° - site 17 - Saguenay



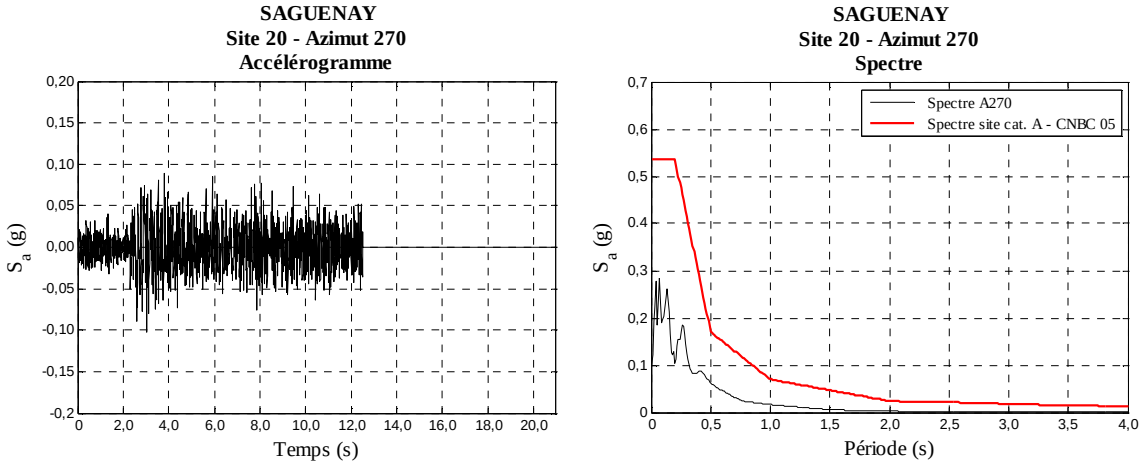
a) b)

Figure IV.4 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 270° - site 17 - Saguenay



a) b)

Figure IV.5 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 000° - site 20 - Saguenay



a) b)

Figure IV.6 : Accélérogramme et spectre correspondant à l'azimut 270° - site 20 - Saguenay

Séisme du Saguenay – Directions principales majeures et mineures

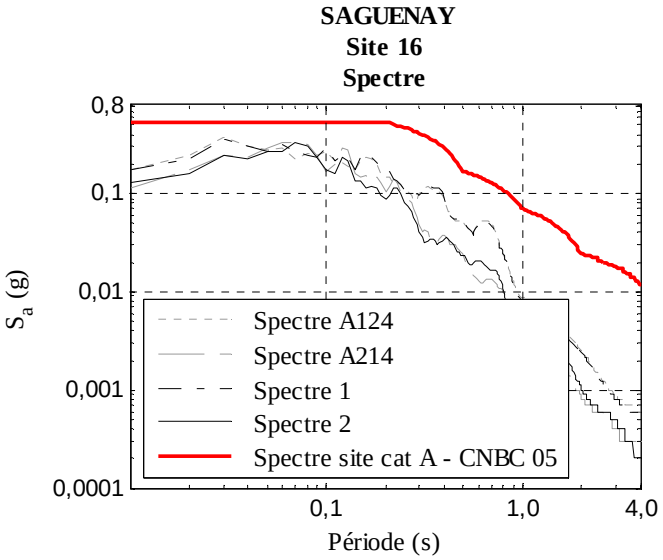


Figure IV.7 : Spectres correspondant aux accélérogrammes bruts et aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales – site 16 – Saguenay

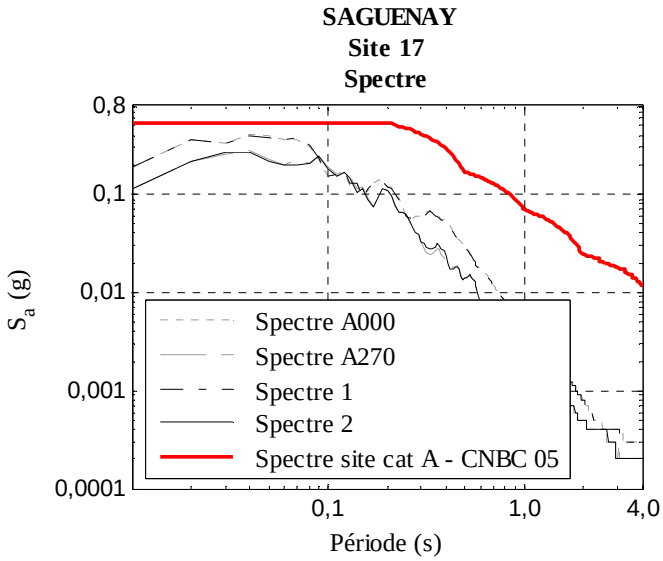


Figure IV.8 : Spectres correspondant aux accélérogrammes bruts et aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales – site 17 – Saguenay

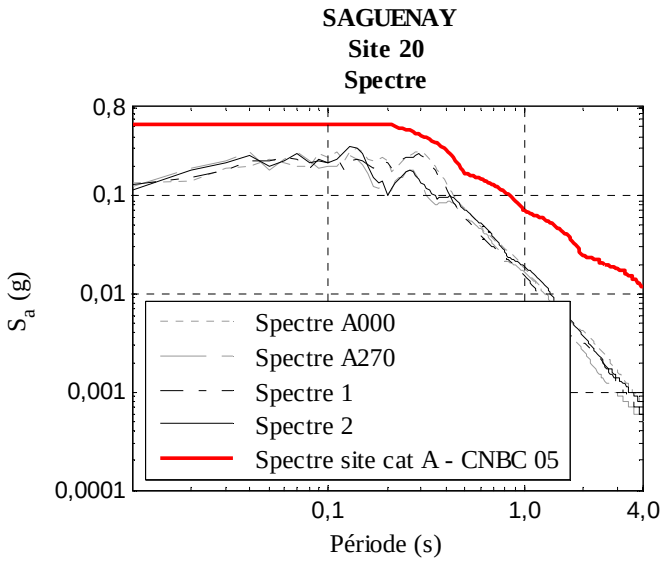
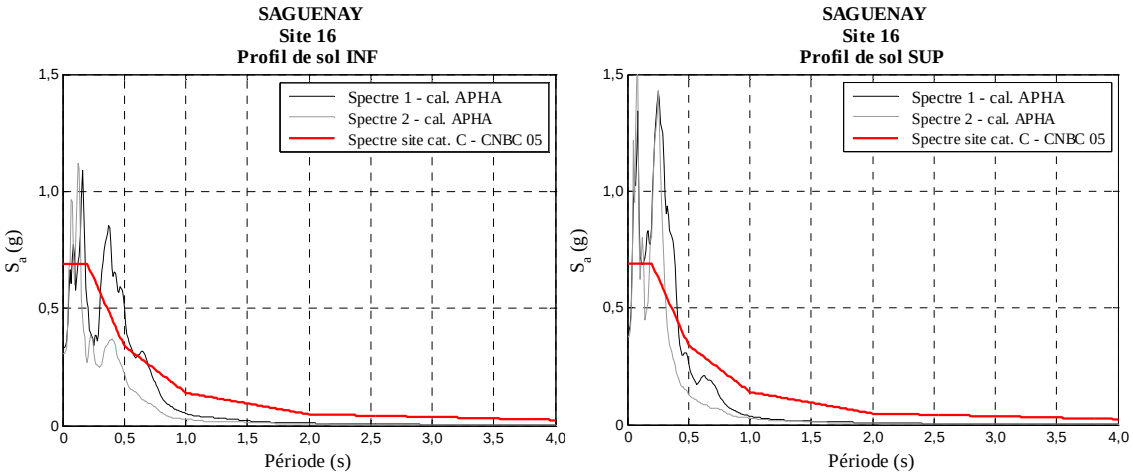


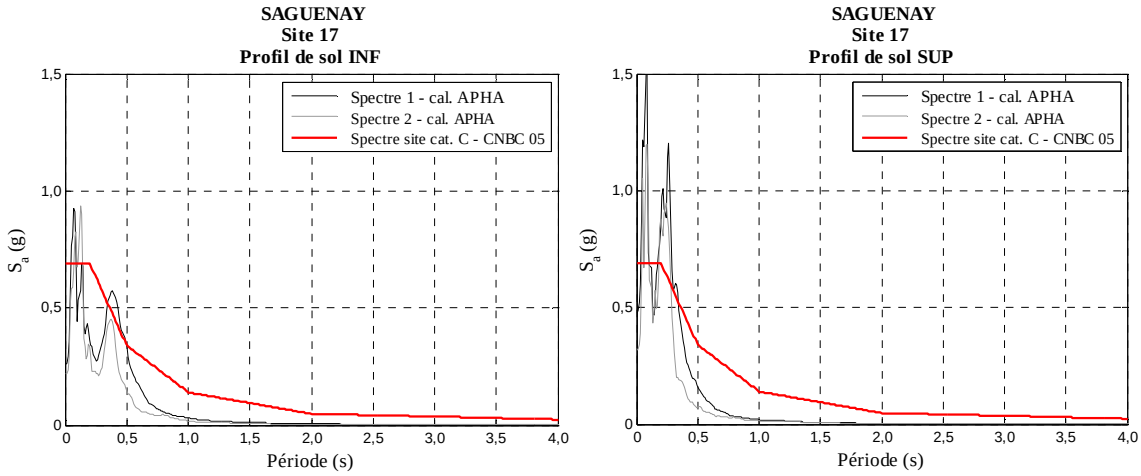
Figure IV.9 : Spectres correspondant aux accélérogrammes bruts et aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales – site 20 – Saguenay

Séisme du Saguenay – Calibration APHA



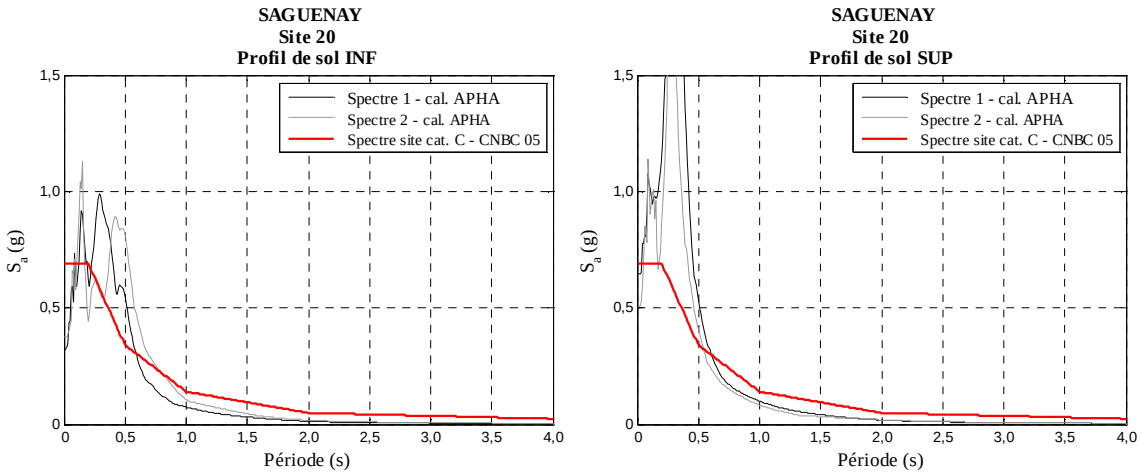
a) b)

Figure IV.10 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode APHA – site 16 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP



a) b)

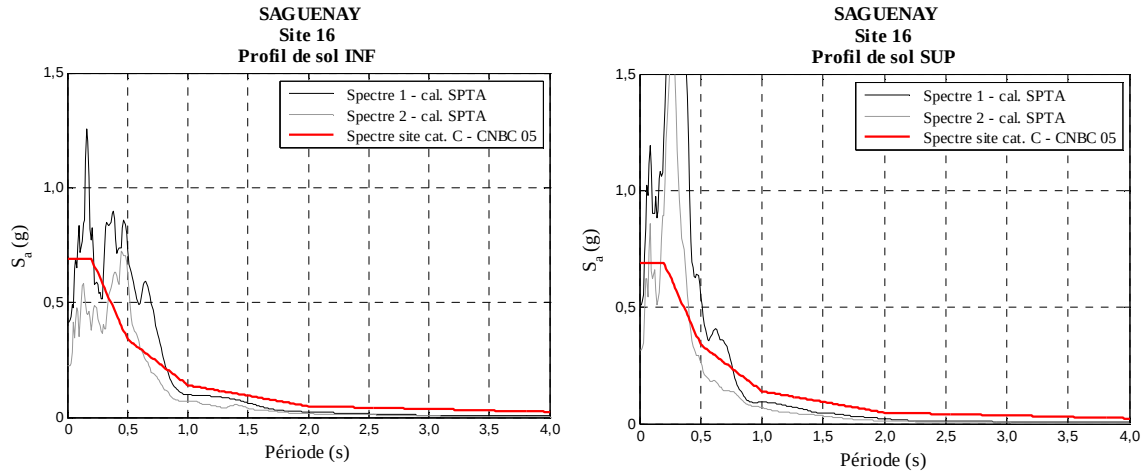
Figure IV.11 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode APHA – site 17 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP



a) b)

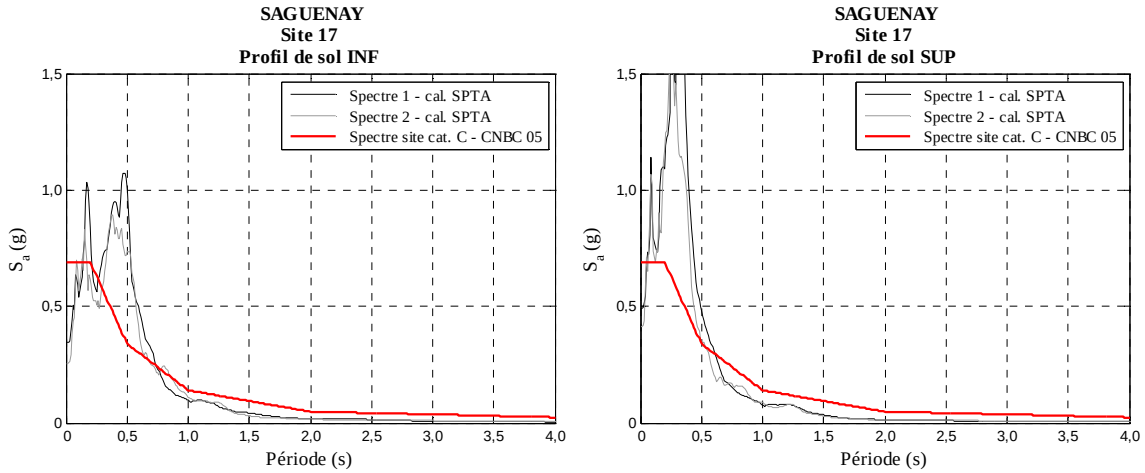
Figure IV.12 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode APHA – site 20 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP

Séisme du Saguenay – Calibration SPTMA



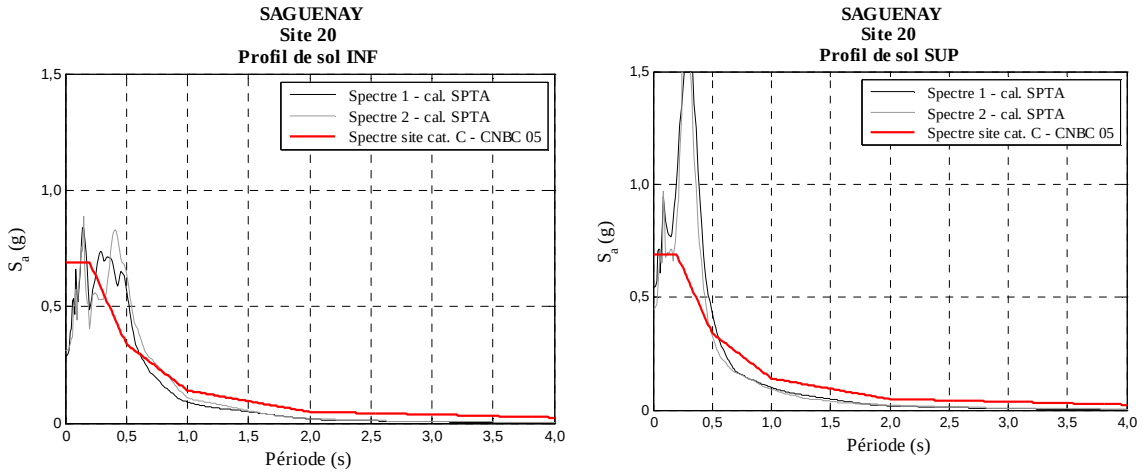
a) b)

Figure IV.13 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMA – site 16 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP



a) b)

Figure IV.14 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMA – site 17 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP



a) b)

Figure IV.15 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMA – site 20 – Saguenay : a) profil de sol INF b) profil de sol SUP

Séisme Saguenay – Calibration SPTMC

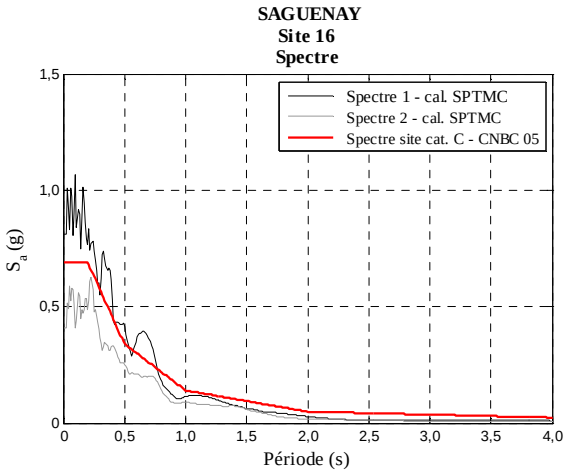


Figure IV.16 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMC – site 16 – Saguenay

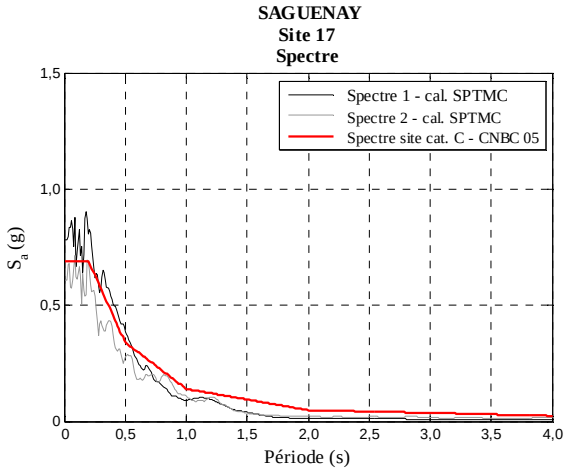


Figure IV.17 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMC – site 17 – Saguenay

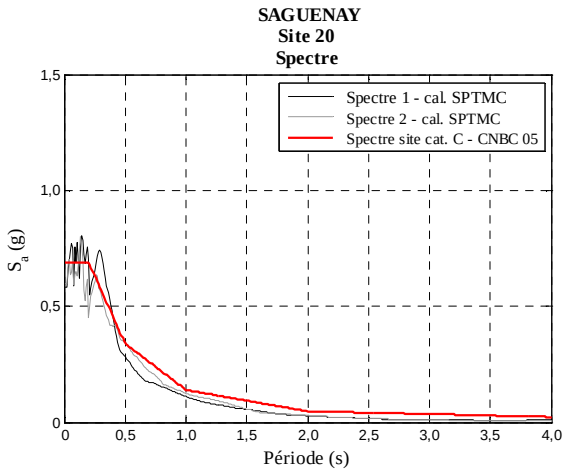


Figure IV.18 : Spectres correspondant aux accélérogrammes dans les deux directions principales horizontales, calibrés par la méthode SPTMC – site 20 – Saguenay

ANNEXE V ANALYSES ET RESULTATS

Description du comportement du mur M2 et du bâtiment – Séisme 02

- *Base fixe*

Tableau V.1 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 encastré à sa base, pour l'analyse 2D

Mur	$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})	t (s)	$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})	$V_{f\ max}$ (kN)	t (s)	M_n (kNm)	t (s)	$M_{f\ max}$ (kNm)	t (s)
M2	0,29	2,24	0,00	5 897	2,30	28 220	2,70	28 656	2,71

Tableau V.2 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 encastré à sa base, pour l'analyse 2D amplifiée

Mur	$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})	t (s)	$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})	$V_{f\ max}$ (kN)	t (s)	M_n (kNm)	t (s)	$M_{f\ max}$ (kNm)	t (s)
M2	0,77	13,66	0,43	9 957	2,30	28 220	2,35	30 029	2,70

Tableau V.3 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, supposés encastrés à leur base, pour l'analyse 3D unidirectionnelle

Mur	$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})	t (s)	$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})	$V_{f\ max}$ (kN)	t (s)	M_n (kNm)	t (s)	$M_{f\ max}$ (kNm)	t (s)
M1	0,02	7,07	0,00	877	2,72	23 000		6 216	2,73
M2	0,31	13,76	0,01	5 923	2,69	28 220	2,67	31 608	2,70
M3	0,29	2,24	0,01	5 811	3,03	23 000	2,65	29 643	2,70
M4	0,11	10,81	0,00	2 891	3,49	26 500		18 126	3,48
M5	0,29	2,25	0,01	7 069	3,04	28 220	2,65	40 185	2,70
M6	0,02	7,07	0,00	857	2,72	23 000		6 232	4,46

Tableau V.4 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, supposés encastrés à leur base, pour l'analyse 3D bidirectionnelle

Mur	$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})	t (s)	$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})	$V_{f\ max}$ (kN)	t (s)	M_n (kNm)	t (s)	$M_{f\ max}$ (kNm)	t (s)
M1	0,17	11,88	0,00	3 481	2,81	23 000		18 215	2,84
M2	0,29	2,24	0,00	6 410	3,03	28 220	2,66	33 548	2,70
M3	0,29	2,24	0,00	6 013	3,03	23 000	2,65	23 964	2,70
M4	0,17	11,90	0,00	3 505	3,34	26 500		21 601	11,71
M5	0,29	2,24	0,00	6 889	2,70	28 220	2,65	38 470	2,70
M6	0,17	11,88	0,00	3 672	2,82	23 000		20 105	11,71

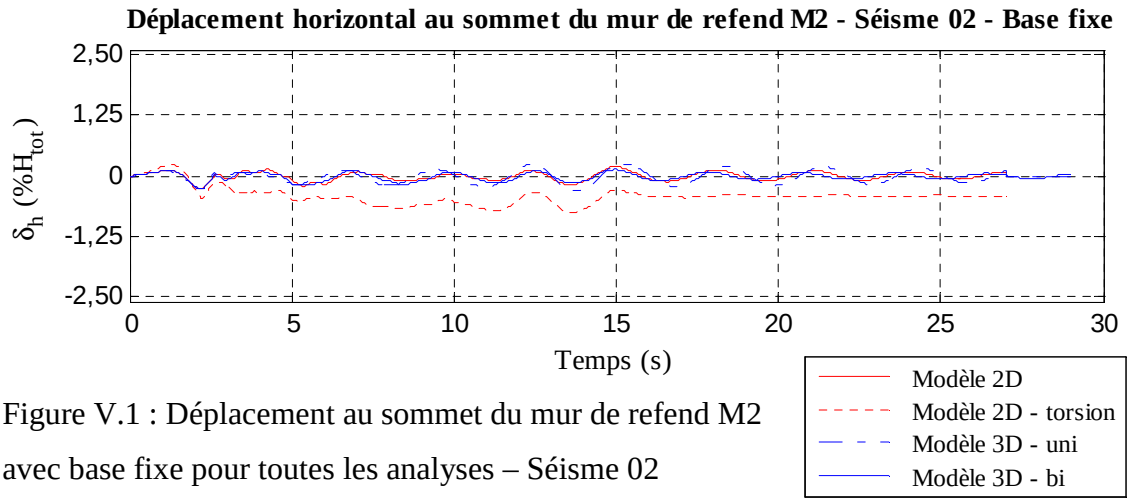


Figure V.1 : Déplacement au sommet du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 02

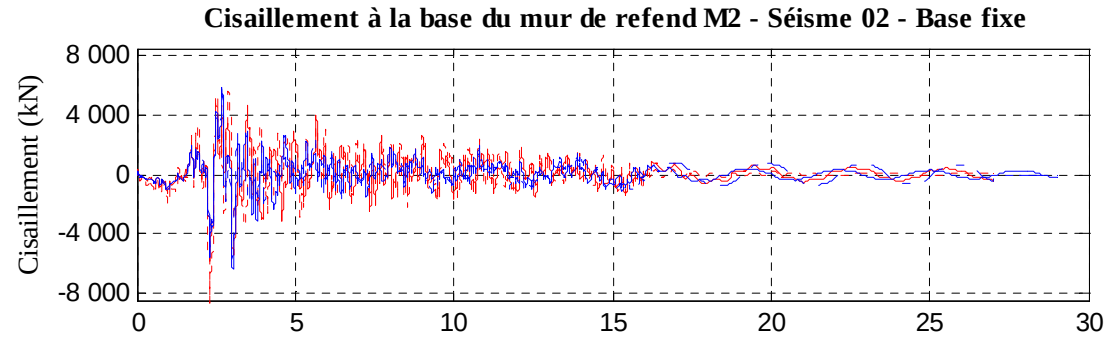


Figure V.2 : Cisaillement à la base du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 02

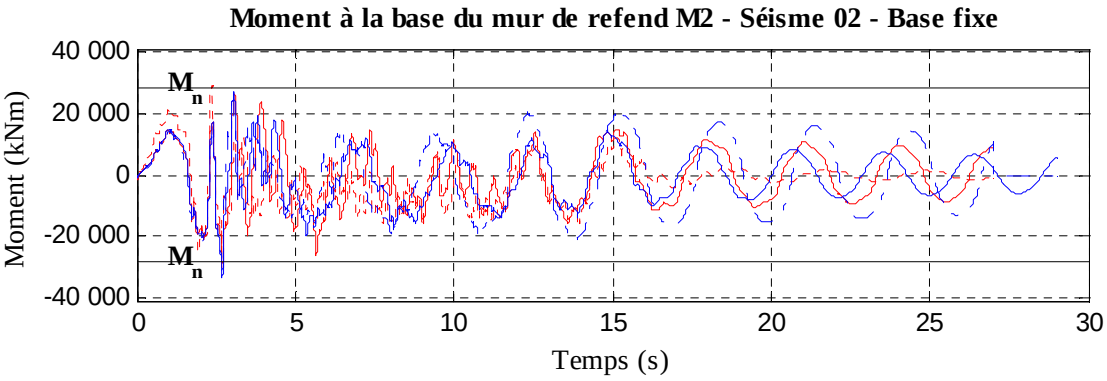


Figure V.3 : Moment à la base du mur de refend M2 avec base fixe pour toutes les analyses – Séisme 02

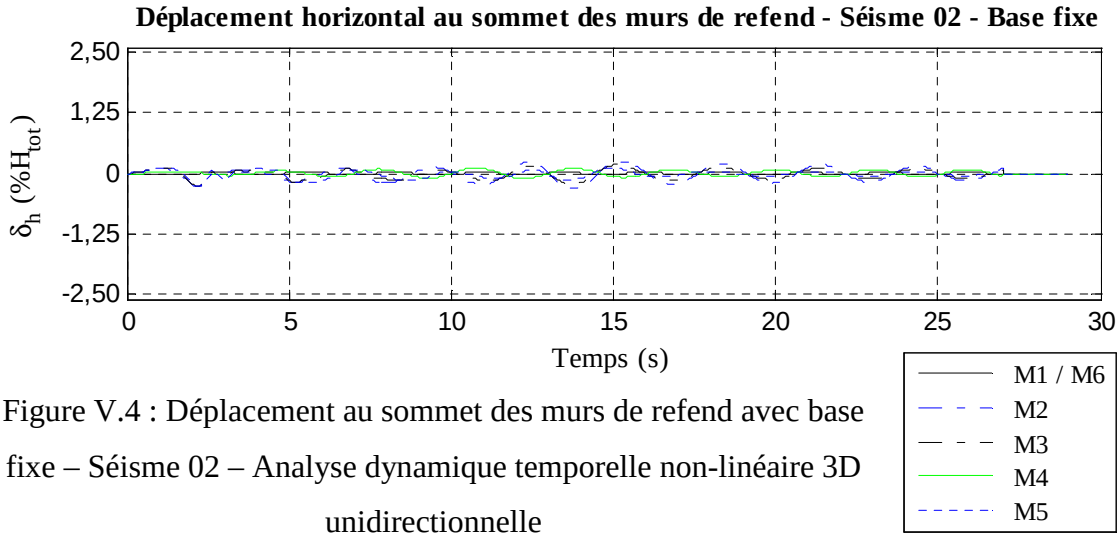


Figure V.4 : Déplacement au sommet des murs de refend avec base fixe – Séisme 02 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle

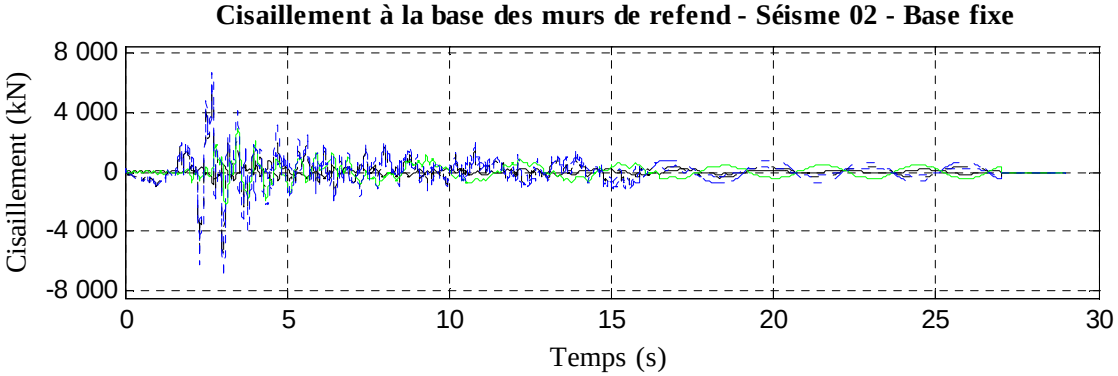


Figure V.5 : Cisaillement à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 02 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle

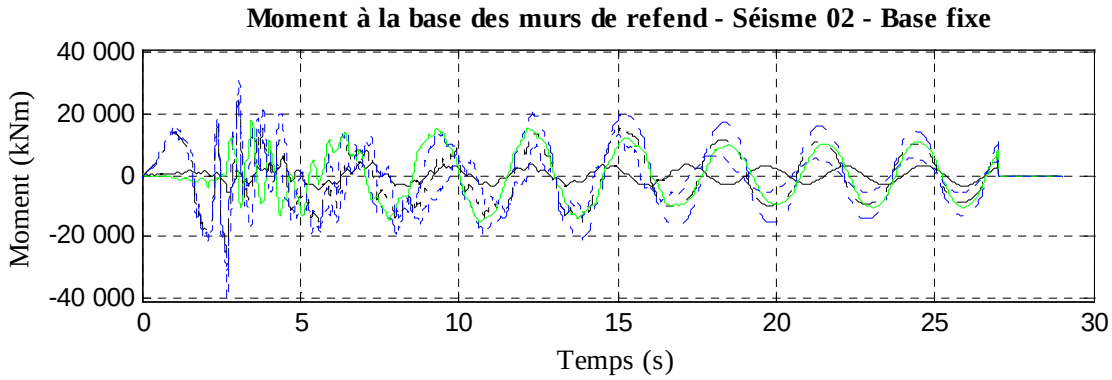


Figure V.6 : Moment à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 02 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle

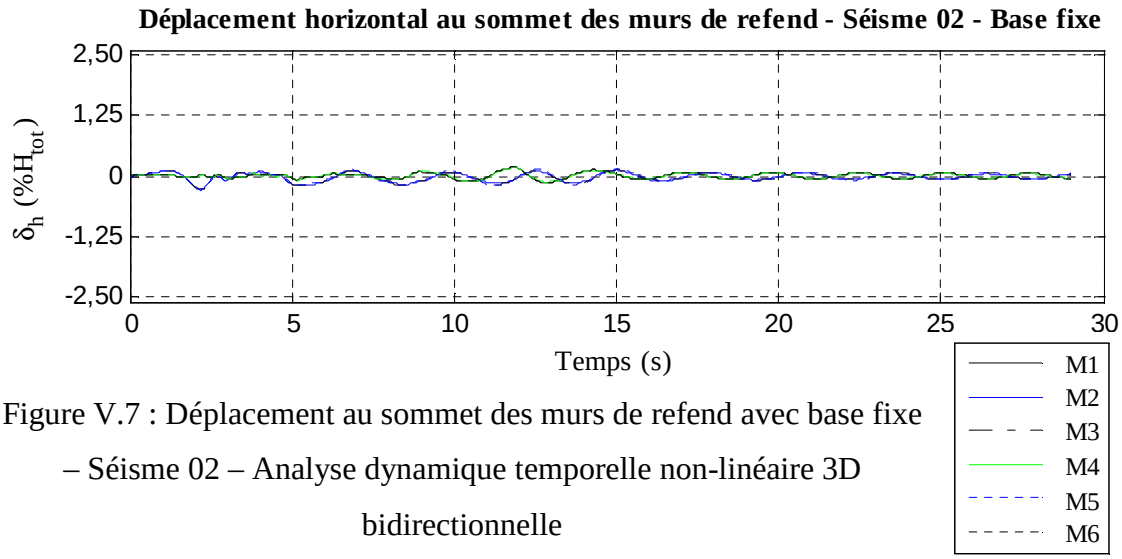


Figure V.7 : Déplacement au sommet des murs de refend avec base fixe – Séisme 02 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle

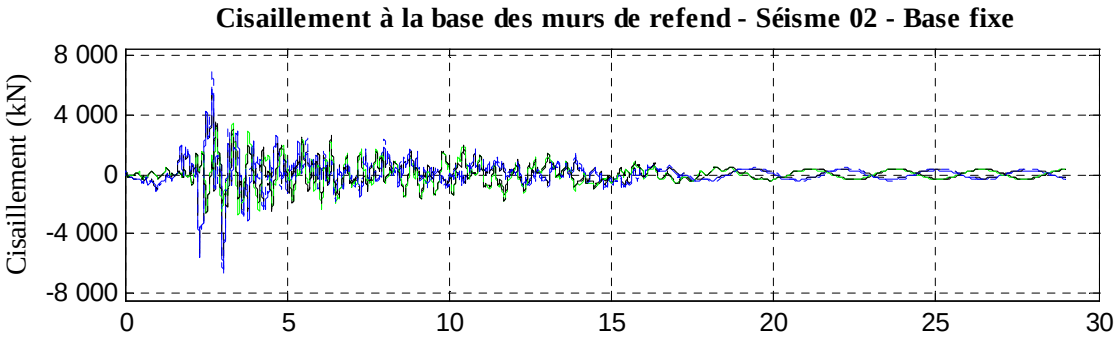


Figure V.8 : Cisaillement à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 02 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle

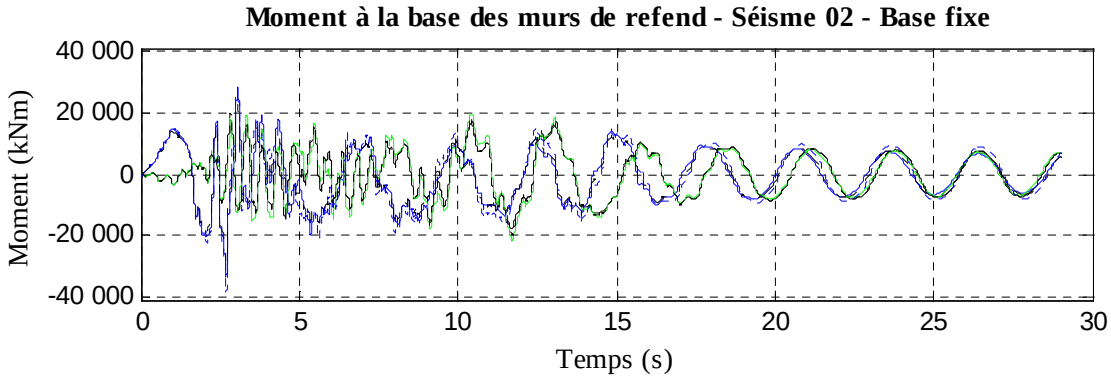


Figure V.9 : Moment à la base des murs de refend avec base fixe – Séisme 02 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle

▪ M_n

Tableau V.5 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour l'analyse 2D – Profil de sol INF

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
2D	0,28	2,25	0,01	5 300	2,31	28 220		22 876	2,72

Tableau V.6 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 2D – Profil de sol INF

	Mur	**M2**
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	2,22
	t (s)	3,09
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,43
	t (s)	2,72
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	4,85
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	0,65
	t (s)	2,72
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,15
	t (s)	4,89
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,32
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	6,60
	t (s)	2,72
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,36
	t (s)	3,09
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	2,95

Tableau V.7 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour le mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour l'analyse 2D amplifiée – Profil de sol INF

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M2	0,50	8,41	0,20	8 939	2,30	28 220		25 269	2,95

Tableau V.8 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 2D amplifiée – Profil de sol INF

	Mur	**M2**
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	11,77
	t (s)	2,42
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,55
	t (s)	2,96
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	8,75
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	4,47
	t (s)	2,96
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,21
	t (s)	5,16
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,78
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	18,26
	t (s)	2,96
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,49
	t (s)	2,42
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	6,68

Tableau V.9 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n, pour l'analyse 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M1	0,08	18,72	0,00	964	2,74	23 000		9 639	20,13
M2	0,29	2,24	0,02	5 139	2,70	28 220		23 304	2,70
M3	0,28	2,25	0,02	4 672	3,03	23 000		19 708	2,71
M4	0,10	24,38	0,00	2 955	3,51	26 500		12 182	3,52
M5	0,27	2,25	0,02	5 637	2,30	28 220		24 305	2,71
M6	0,08	18,72	0,00	941	2,74	23 000		9 666	20,13

Tableau V.10 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

	Mur	**M1**	**M2**	**M3**	**M4**	**M5**	**M6**
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	0,00	1,05	1,86	0,00	2,62	0,00
	t (s)		3,06	3,07		1,37	
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,31	0,45	0,54	0,36	0,50	0,31
	t (s)	18,69	2,71	2,71	3,51	2,72	18,70
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,36	5,32	6,72	2,34	6,94	1,37
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	0,00	1,01	1,00	0,00	2,56	0,00
	t (s)		2,71	2,71		2,72	
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,14	0,16	0,26	0,19	0,17	0,14
	t (s)	20,13	2,80	6,43	8,73	3,19	20,17
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,01	1,35	1,78	1,36	1,46	1,01
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	0,00	7,81	9,43	0,36	12,58	0,00
	t (s)		2,71	2,71	3,52	2,72	
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,31	0,34	0,39	0,34	0,37	0,31
	t (s)	20,13	3,05	3,07	8,57	3,08	20,13
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,37	2,32	2,95	1,87	3,13	1,37

Tableau V.11 : Valeurs maximales de δ_h, V_f et M_f et valeur de $\delta_{h\ résiduel}$ pour tous les murs de refend du bâtiment, reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n, pour l'analyse 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

Mur	**$\delta_{h\ max}$ (%H_{tot})**	**t (s)**	**$\delta_{h\ résiduel}$ (%H_{tot})**	**$V_{f\ max}$ (kN)**	**t (s)**	**M_n (kNm)**	**t (s)**	**$M_{f\ max}$ (kNm)**	**t (s)**
M1	0,12	11,92	0,00	3 029	2,84	23 000		15 387	2,86
M2	0,28	2,25	0,02	5 109	3,04	28 220		23 871	2,71
M3	0,28	2,25	0,02	4 788	3,03	23 000		19 841	2,71
M4	0,11	11,92	0,00	3 019	2,84	26 500		15 591	2,86
M5	0,28	2,25	0,02	5 373	3,03	28 220		24 118	2,71
M6	0,12	11,92	0,00	3 039	2,84	23 000		15 525	2,86

Tableau V.12 : Valeurs maximales de δ_{vg}, δ_{vc}, δ_{vd}, $Q/Q_{ult\ g}$, $Q/Q_{ult\ c}$ et $Q/Q_{ult\ d}$ et valeurs de $\delta_{vg\ résiduel}$, $\delta_{vc\ résiduel}$, $\delta_{vd\ résiduel}$ pour la fondation du mur de refend M2, pour l'analyse 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

	Mur	**M1**	**M2**	**M3**	**M4**	**M5**	**M6**
Extrémité gauche de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	0,70	2,01	2,21	0,21	1,93	0,73
	t (s)	11,72	3,08	3,08	11,73	3,07	11,72
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,37	0,47	0,55	0,36	0,48	0,37
	t (s)	2,86	2,72	2,71	2,86	2,71	2,86
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	2,56	6,18	6,92	2,51	6,44	2,61
Centre de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	0,00	1,75	1,13	0,00	2,04	0,00
	t (s)		2,72	2,72		2,72	
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,18	0,16	0,26	0,20	0,17	0,18
	t (s)	13,28	2,86	3,19	13,23	3,51	13,28
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	1,24	1,41	1,84	1,43	1,43	1,24
Extrémité droite de la fondation	**$\delta_{v\ max}$ (mm)**	1,29	10,18	9,89	0,54	11,01	1,36
	t (s)	2,86	2,71	2,71	2,86	2,71	2,86
	$Q/Q_{ult\ max}$	0,35	0,36	0,40	0,35	0,36	0,35
	t (s)	11,72	3,08	3,07	11,73	3,07	11,72
	$\delta_{v\ résiduel}$ (mm)	2,14	2,84	3,19	2,23	2,80	2,16

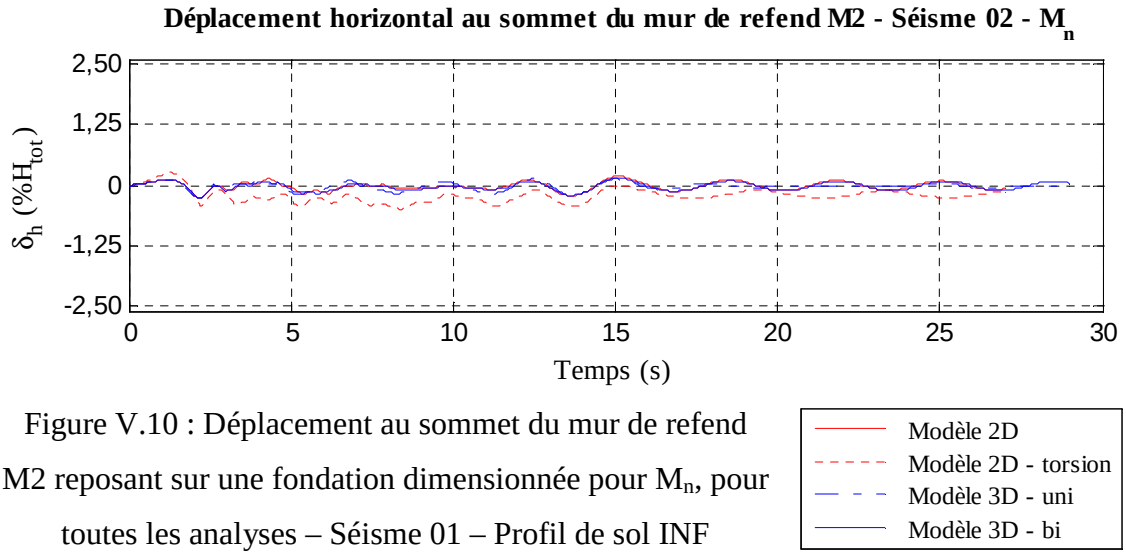


Figure V.10 : Déplacement au sommet du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

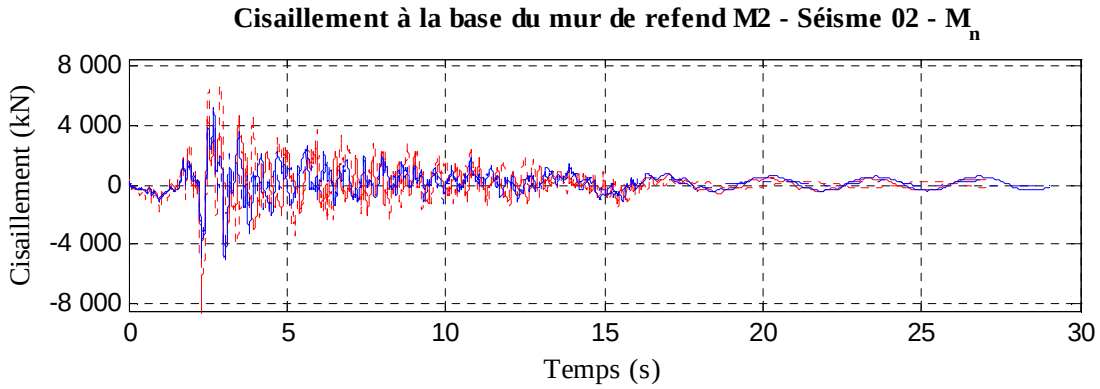


Figure V.11 : Cisaillement à la base du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

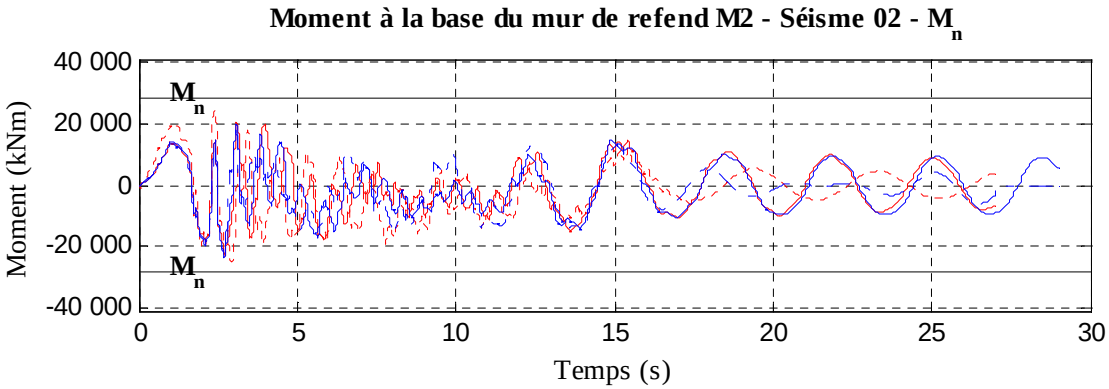


Figure V.12 : Moment à la base du mur de refend M2 reposant sur une fondation dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

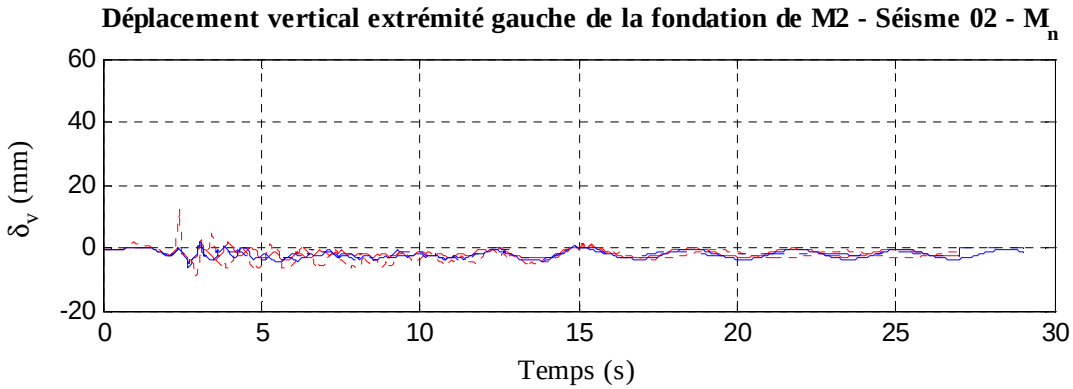


Figure V.13 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

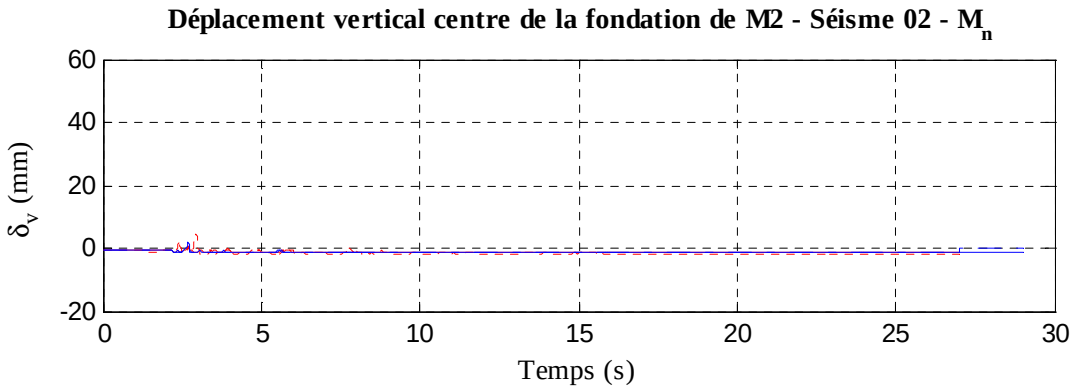


Figure V.14 : Déplacement vertical du centre de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

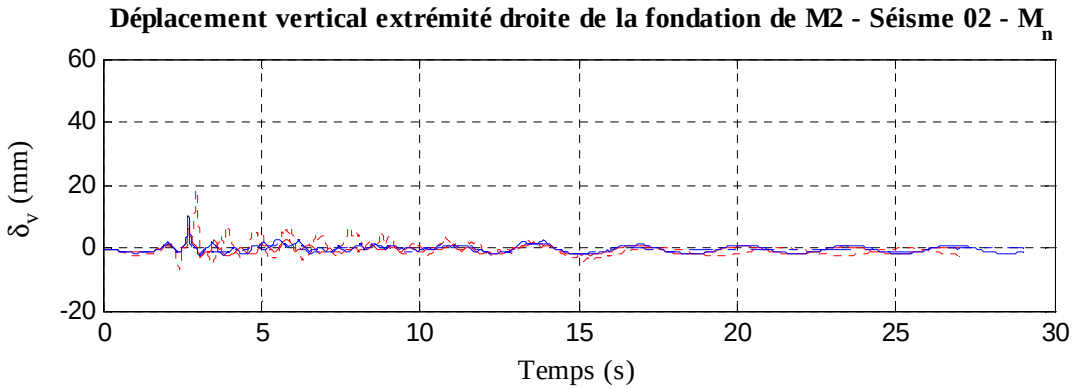


Figure V.15 : Déplacement vertical de l'extrémité droite de la fondation de M2 dimensionnée pour M_n, pour toutes les analyses – Séisme 01 – Profil de sol INF

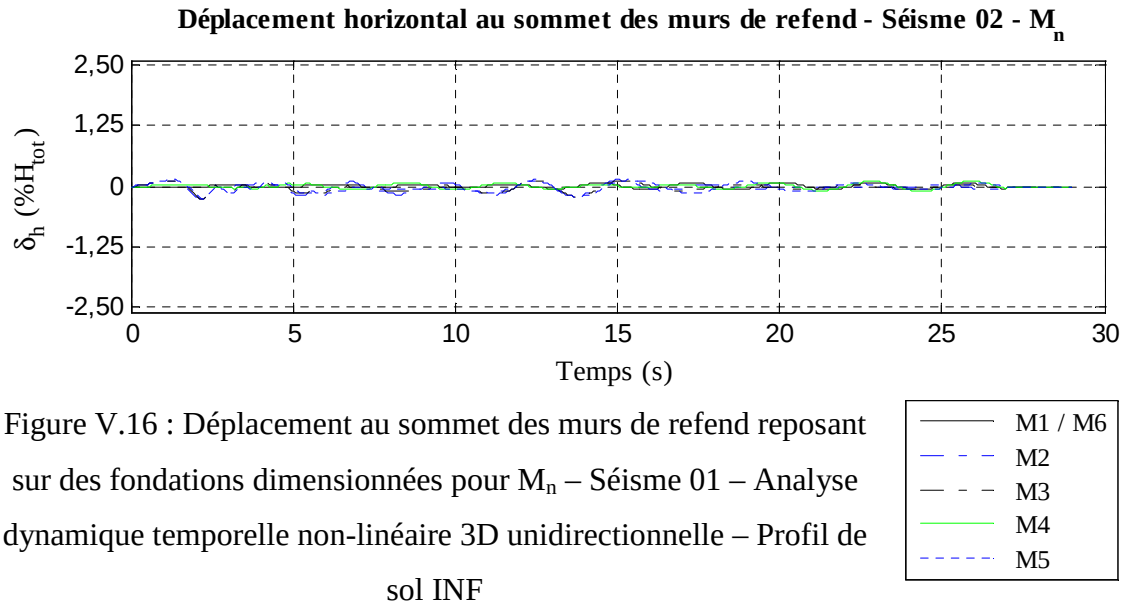


Figure V.16 : Déplacement au sommet des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

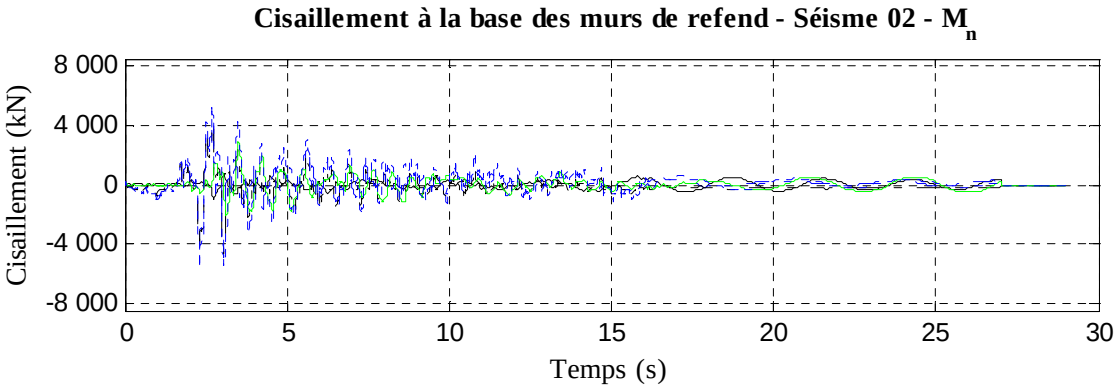


Figure V.17 : Cisaillement à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

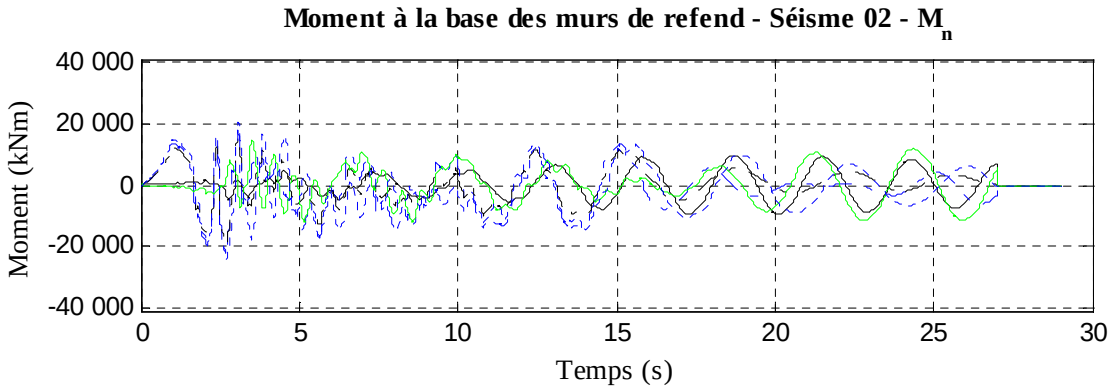


Figure V.18 : Moment à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

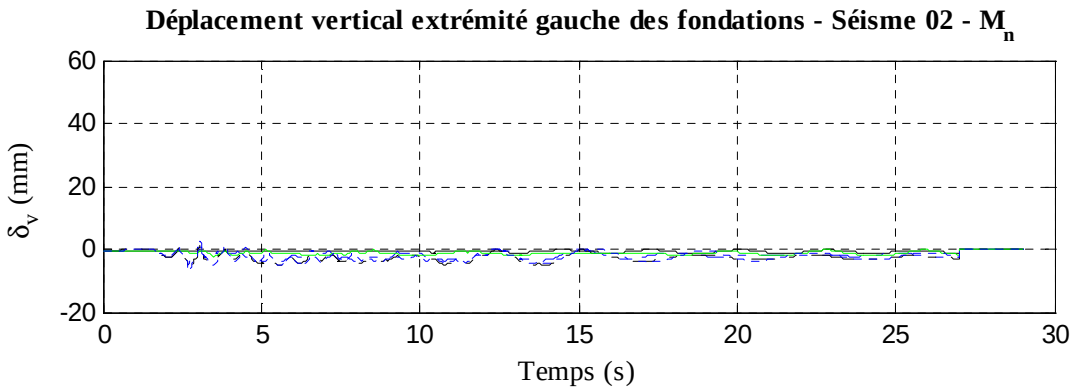


Figure V.19 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

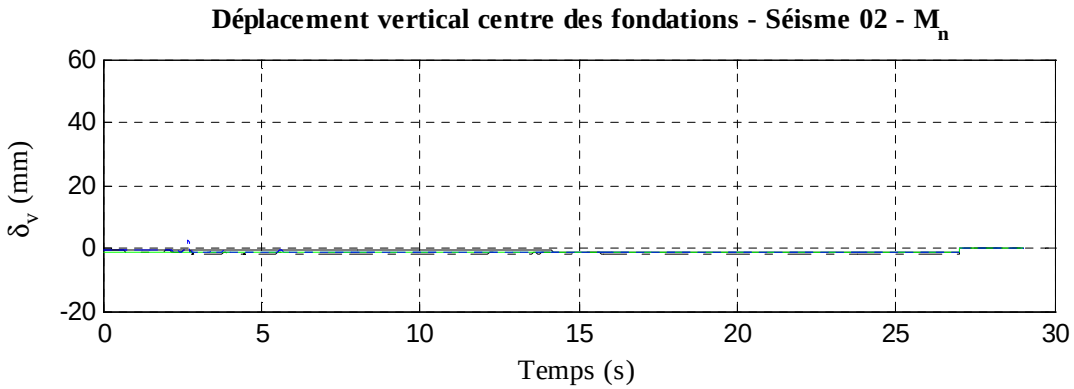


Figure V.20 : Déplacement vertical du centre des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

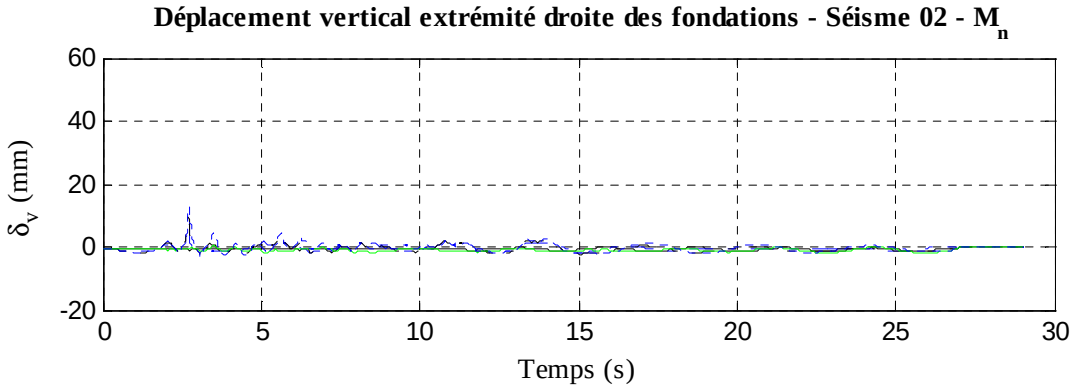


Figure V.21 : Déplacement vertical de l'extrémité droite des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D unidirectionnelle – Profil de sol INF

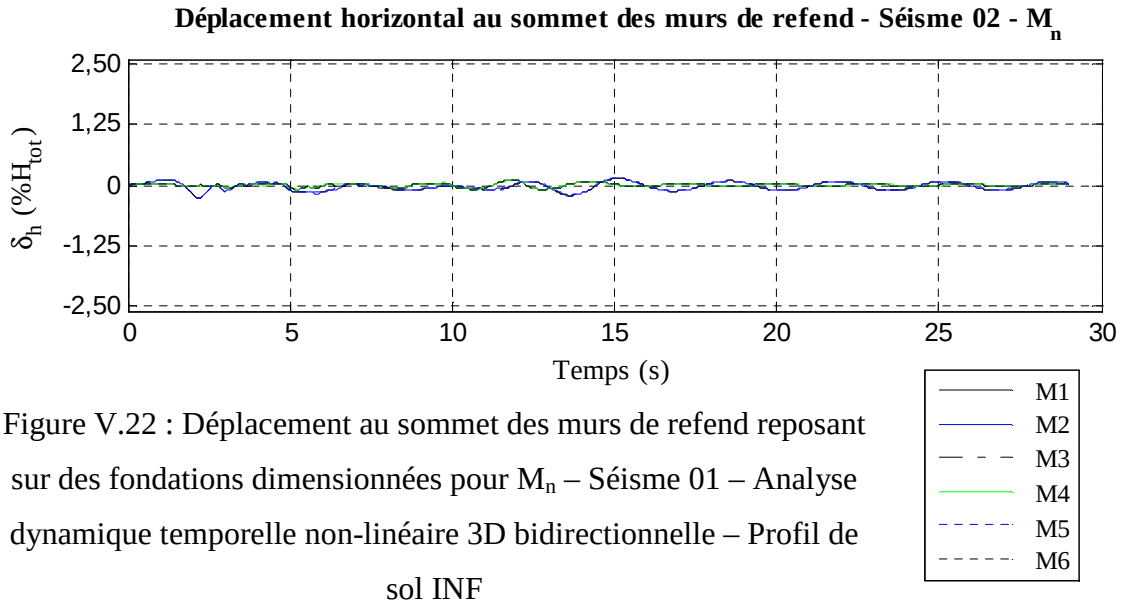


Figure V.22 : Déplacement au sommet des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

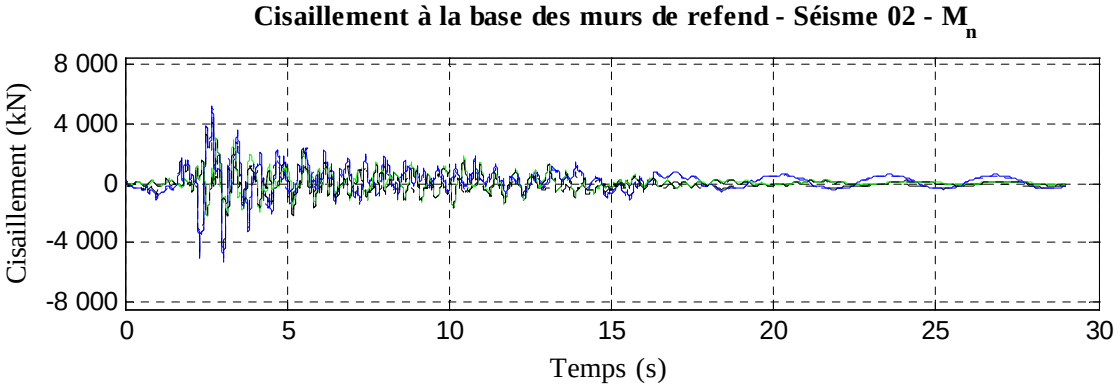


Figure V.23 : Cisaillement à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

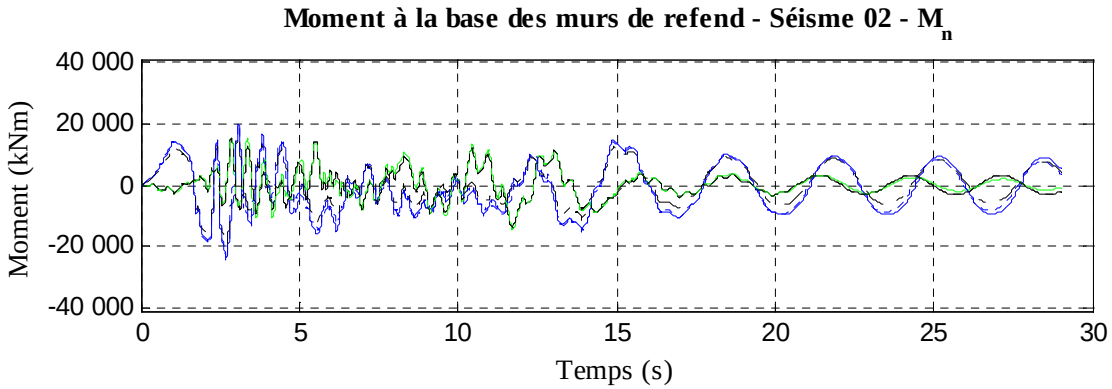


Figure V.24 : Moment à la base des murs de refend reposant sur des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

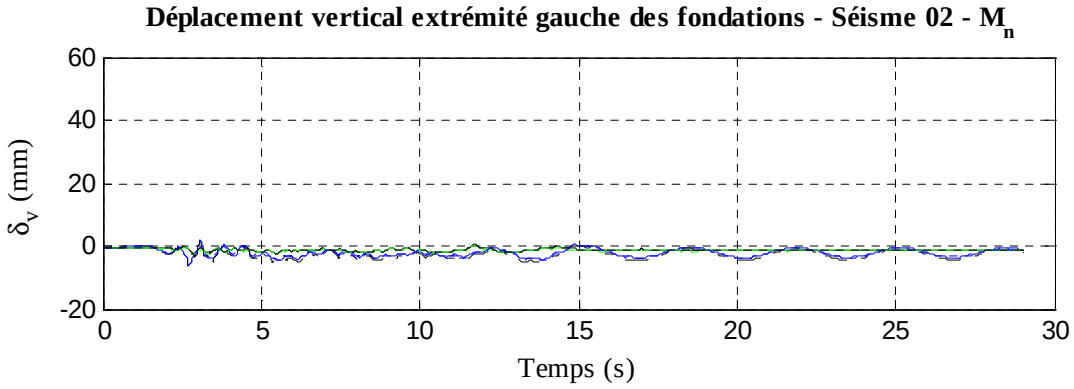


Figure V.25 : Déplacement vertical de l'extrémité gauche des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

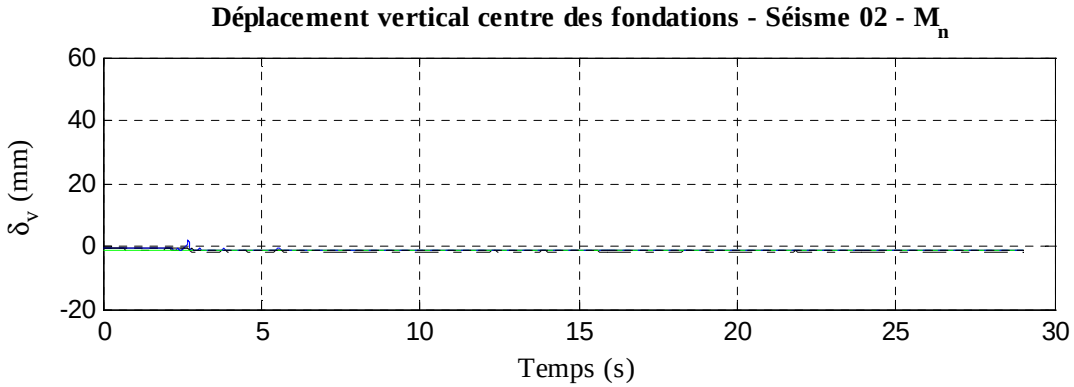


Figure V.26 : Déplacement vertical du centre des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF

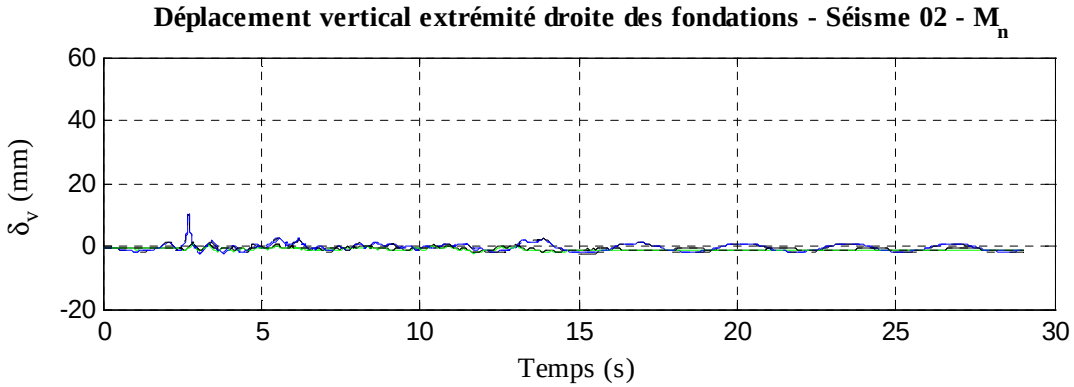


Figure V.27 : Déplacement vertical de l'extrémité droite des fondations dimensionnées pour M_n – Séisme 01 – Analyse dynamique temporelle non-linéaire 3D bidirectionnelle – Profil de sol INF