POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Impact de l'interaction sol-structure sur la conception des fondations superficielles des cadres concentriques en acier
Auteur: Author:	Ushanthan Murugananthan
Date:	2018
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Murugananthan, U. (2018). Impact de l'interaction sol-structure sur la conception des fondations superficielles des cadres concentriques en acier [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/3298/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/3298/
Directeurs de recherche: Advisors:	Sanda Koboevic
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

IMPACT DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA CONCEPTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DES CADRES CONCENTRIQUES EN ACIER

USHANTHAN MURUGANANTHAN

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)

AOÛT 2018

© Ushanthan Murugananthan, 2018.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

IMPACT DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA CONCEPTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DES CADRES CONCENTRIQUES EN ACIER

présenté par : MURUGANANTHAN Ushanthan

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

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

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

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

M. YNIESTA Samuel, Ph. D., membre

DÉDICACE

“Par des chemins étroits, vers de grands sommets”

REMERCIEMENTS

J’aimerais attribuer un remerciement particulier à ma directrice de recherche pour sa confiance, son expertise et son soutien financier. Merci Professeure Sanda Koboevic pour votre précieuse collaboration.

J’exprime aussi ma gratitude à Professeur Najib Bouaanani et Professeur Samuel Yniesta de l’École Polytechnique Montréal (EPM) pour avoir accepté d’agir en tant que membres du jury. J’apprécie le précieux temps que vous consacrez à l’évaluation de ce mémoire.

Il est également nécessaire que je remercie Professeur Robert Tremblay de l’EPM et M. Andy Metten de Bush, Bohlman & Partners LLP à Vancouver pour avoir contribué à l’obtention des données techniques de ce mémoire ainsi que pour leurs conseils.

Je désire remercier profondément ma charmante Claudia pour avoir été à mes côtés, pour m’avoir apporté son soutien moral d’une valeur inestimable et pour m’avoir partagé sa bonne humeur durant mon parcours. Merci pour ton support.

Je remercie énormément mes parents pour leurs encouragements. Vous avez su instaurer en moi la curiosité intellectuelle et le désir d’accomplissement de soi. Merci à toute ma famille.

RÉSUMÉ

Les études antérieures ayant démontré qu'il est possible de tirer profit du bercement des fondations superficielles lors de secousses sismiques sans mettre à risque l'intégrité structurale, une approche de conception visant un tel comportement est proposée par la norme CSA A23.3-14. Étant donné que la procédure de conception des fondations est régie par la norme de béton CSA A23.3-14, celle-ci est davantage adaptée aux systèmes de reprises de charges sismiques en béton tel que les murs de refend. La validation du comportement des fondations dimensionnées selon cette norme qui supportent des systèmes en acier tel que des cadres à contreventements concentriques est à réaliser.

Les fondations superficielles dimensionnées pour adopter un comportement de bercement sont communément appelées « Not capacity-protected » dans l'édition courante de la norme. L'approche de dimensionnement de cette fondation a été modifiée dans la dernière édition de la norme CSA A23.3-14. De plus, les cadres concentriques en acier développent un moment de renversement sur la fondation à travers un effet de plastification cumulatif des diagonales sur la hauteur du bâtiment, ce qui est différent de la plastification localisée à la base pour les murs de refend en béton. À la suite de ces constats, l'objectif principal de l'étude est de valider les exigences de conception des fondations superficielles des cadres concentriques en acier dimensionnées selon les normes canadiennes actuelles.

Un édifice à bureaux existant de 3 étages a été considéré pour les localisations de Montréal et Vancouver afin d'étudier le comportement du système pour l'Est et l'Ouest canadien. Puisque les résultats peuvent être impactés par la qualité du sol, les catégories de sol C et E du CNBC 2015 sont choisies afin d'agir à titre de milieu ferme et flexible respectivement. Des cadres concentriques de type traction/compression modérément ductile avec un R_dR_o de 3,9 ont été conçus selon le principe de calcul par capacité de la norme CSA S16-14 pour ces localisations et catégories de sol. Afin de mieux comparer les comportements des fondations, trois types de configuration à la base ont été pris en compte pour chacune des localisations et catégories de sol : base fixe, fondations « Capacity-protected (CP) » et « Not capacity-protected (NCP) ». La configuration de la base fixe permet de déterminer la demande sur la fondation développée par le cadre concentrique sans l'impact de l'interaction sol-structure, lorsque soumis aux secousses sismiques. La demande sur la fondation étant généralement réduite par l'inclusion de l'interaction sol-structure, la configuration

de la base fixe peut permettre de déterminer une borne supérieure de la demande sur la fondation. Ensuite, les configurations d'une fondation CP dimensionnée pour un effort de renversement égal au moment probable du cadre et d'une fondation NCP dimensionnée pour un effort inférieur à la capacité du cadre sont comparées entres elles et avec la base fixe.

Un modèle numérique en 2D représentant le système superstructure-fondation-sol de l'étude a été développé dans le logiciel OpenSEES. Les diagonales du cadre ont été modélisées par des éléments non-linéaires avec une section en fibres pouvant développer de la plasticité. Les poteaux et poutres du cadre ont été modélisés par des éléments élastiques tandis que les goussets ont été représentés par des ressorts de longueur nulle. L'interaction sol-structure a été prise en compte à travers une sous-structure de type *Beam on Nonlinear Winkler Foundation* (BNWF). Dans cette méthode, la fondation est modélisée par des éléments élastiques qui sont supportés par une distribution de ressorts non-linéaires auxquels une loi de comportement représentant les propriétés du sol est attribuée. La méthode BNWF permet de représenter le bercement de la fondation en permettant le soulèvement de la semelle et les tassements dans le sol.

Un ensemble de 11 accélérogrammes simulés d'Atkinson (2009) a été utilisé pour l'Est canadien pour chacune des classes de sol. Pour l'Ouest canadien, un ensemble de 15 accélérogrammes historiques par classe de sol a été retenu dû aux différentes sources tectoniques de la région. Les signaux ont été sélectionnés et calibrés selon la procédure établie dans le Commentaire J du CNBC 2015 d'après la méthodologie proposée par Tremblay et al. (2015). Ainsi, les modèles représentant les systèmes superstructure-fondation-sol ont été soumis à des analyses temporelles non-linéaires et les réponses de ceux-ci ont été étudiées.

Les analyses ont permis d'étudier le moment de renversement développé sur la fondation, les déplacements verticaux de la fondation, l'effort axial dans les ressorts représentant le sol, le moment de renversement menant au soulèvement de la semelle, les déplacements inter-étages de la superstructure et l'effort axial dans les diagonales. Les analyses montrent que les fondations CP démontrent un comportement tel qu'attendu par le concept de calcul par capacité en maintenant la dissipation d'énergie dans la superstructure puisqu'elle ne présente pratiquement pas de variation sur la demande subite lorsque comparée à la configuration de la base fixe. Les fondations NCP étant dimensionnées pour un moment de renversement inférieur à la capacité du cadre, elles atteignent généralement ce moment de dimensionnement et démontrent un comportement de

bercement tel que prédit par la norme CSA A23.3-14. Bien que les fondations NCP ont démontré un comportement de bercement, le scénario dans lequel le soulèvement est maximal n'atteint que 18 mm, ce qui reste de faible envergure lorsque comparé aux dimensions de la semelle et ne met pas l'intégralité structurale à risque. De plus, le tassement maximal occasionné dans le sol par le bercement parmi les différents scénarios n'atteint que 19 mm, ce qui est acceptable selon les recommandations de la littérature qui juge qu'un déplacement inférieur à 1 pouce (25,4 mm) est raisonnable (Lindeburg, 2015). La force maximale atteinte dans les ressorts représentant le sol est de 50% de la capacité ultime, ce qui permet de maintenir le facteur de sécurité de 2,0 recommandé par le Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Canadian Geotechnical Society, 2013). Le moment de renversement requis pour soulever la semelle a été considérablement plus élevé pour la classe de sol C dû à sa rigidité élevée comparativement au sol E. L'augmentation des déplacements inter-étages dans la superstructure causée par les mouvements des fondations a été faible lorsque comparée au scénario de base fixe. Le déplacement inter-étages maximal atteint pour l'ensemble des scénarios de l'étude n'est que de 1% de la hauteur de l'étage, ce qui est largement inférieur à la limite de 2,5% imposée par le CNBC 2015.

ABSTRACT

Past studies have shown that it is possible to take advantage of the rocking of shallow foundations under earthquake events without hindering structural stability. Therefore, the CSA A23.3-14 standard proposes an approach that aims to design a foundation for a rocking behavior. Since the procedure for foundation design is governed by the concrete standard CSA A23.3-14, it is more adapted for concrete seismic force resisting systems such as shear walls. The validation of the behavior of shallow foundations designed with this standard which support steel seismic force resisting systems such as braced frames is to be made.

Shallow foundations designed for a rocking behavior are called “Not capacity-protected” in the current edition of the standard. The procedure for the design of this foundation has been reviewed in the last edition of the CSA A23.3-14 standard. Furthermore, steel braced frames develop an overturning moment on the foundation through a cumulative plasticity effect on the height of the building which is different of the localized plastic hinge at the base of concrete shear walls. Therefore, the primary objective of this study is to validate the current Canadian design guidelines for shallow foundations supporting steel braced frames.

An existing 3 story office building is considered for the locations of Montreal and Vancouver to study the behavior of the system for the East and West of Canada. Since the results may vary according to the quality of the soil, class C and E soil sites as defined in NBCC 2015 are chosen to act as rigid and flexible bases. Steel braced frames of type traction/compression of moderate ductility with an R_dR_o of 3,9 are designed according to the capacity design principle of CSA S16-14 standard for each of the locations and soil classes. To be able to better compare the foundation behaviors, three types of bases have been taken into account for each of the locations and sol classes: fixed base, “Capacity-protected (CP)” and “Not capacity-protected (NCP)” foundations. The fixed base scenario gives the overturning moment developed by the steel braced frame under ground motions without the soil-structure interaction. Since the soil-structure interaction usually decreases the demand on the foundation, the fixed base scenario can give an upper bound of the overturning moment on the foundation. Then, the CP foundation designed for an overturning moment equal to the probable moment of the frame and the NCP foundation designed for an overturning moment inferior to the capacity of the frame are compared between them and to the fixed base scenario.

A numerical 2D model representing the superstructure-foundation-soil system has been developed in the finite element software OpenSEES. The braces of the frame were modeled using non-linear elements with fiber sections which can develop plasticity. The columns and the beams of the frame were modeled using elastic elements while gusset plate connections were represented by zero length springs. The soil-structure interaction has been considered through the Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF) substructure method. In this method, the foundation is modeled using elastic elements that are supported by a distribution of non-linear springs to which a material model representing the soil's properties are attributed. The rocking of the foundation can be represented in the BNWF method by allowing the footing to uplift and the soil settlements.

For Eastern Canada, a set of 11 simulated ground motions from Atkinson (2009) has been used for each class of soil. For Western Canada, considering the different tectonic sources, a set of 15 historical ground motions for each soil site has been used. All ground motions were selected and calibrated according to the procedure established in the Commentary J of NBCC 2015 proposed by Tremblay et al. (2015). Therefore, the models representing the superstructure-foundation-soil systems have been subjected to non-linear time history analysis and the response of the systems has been studied.

The analysis allowed to study the overturning moment developed on the foundation, the vertical displacements of the foundation, the axial forces in the springs representing the soil, the moment leading to the uplift of the footing, the inter-story drifts and the axial force in the braces. The analysis show that CP foundations behave according to the capacity design principle by maintaining the energy dissipation in the superstructure since there is barely a variation in the demand on the foundation when compared to the fixed base scenario. Since the NCP foundations are designed for an overturning moment that is inferior to the capacity of the frame, they generally attain their design moment and show a rocking behavior. Although they show a rocking behavior, the maximum uplift considering all scenarios is of 18 mm which is small when compared to the footing's size. Also, the maximum settlement in the soil considering all scenarios is of 19 mm which is acceptable according to the 1 inch (25.4 mm) upper bound limit found in the literature. The maximum axial force reached in the springs representing the soil is 50% of its ultimate capacity. According to the Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2013), a safety factor of 2,0 is acceptable for soil stress. The overturning moment required to uplift the footing is much larger for foundations resting on a class C site because of the higher

stiffness when compared to a class E site. The increase of inter-story drifts in the superstructure caused by footing rotations was not significant when compared to the fixed base scenario. The maximum inter-story drift considering all scenarios was 1% of the story height which is largely inferior to the 2.5% limit prescribed by NBCC 2015.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES XI

LISTE DES TABLEAUX XIV

LISTE DES FIGURES XVII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXIV

LISTE DES ANNEXES XXVIII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Mise en contexte 1

1.2 Objectifs 4

1.3 Méthodologie 4

1.4 Organisation du mémoire 5

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 6

2.1 Conception parasismique 6

2.1.1 Superstructure 7

2.1.2 Fondation superficielle (CSA A23.3-14) 14

2.2 Interaction sol-structure 19

2.2.1 Méthode des sous-structures 20

2.2.2 Concept de poutre sur ressorts non-linéaires (BNWF) 28

2.3 Modélisation sur le logiciel OpenSEES 30

2.3.1 Modélisation de la superstructure et résultats expérimentaux 30

2.3.2 Modélisation de l'interaction sol-structure 43
CHAPITRE 3 CONCEPTION DU BÂTIMENT 56
3.1 Bâtiment à l'étude 56
3.1.1 Géométrie du bâtiment 56
3.1.2 Emplacement des cadres concentriques en acier 57
3.1.3 Charges d'utilisation 57
3.1.4 Charges sismiques 58
3.2 Conception des cadres concentriques 58
3.2.1 Exemple de conception d'un cadre – Conception préliminaire 59
3.2.2 Exemple de conception d'un cadre – Conception finale 71
3.3 Conception des goussets 78
3.4 Dimensionnement des fondations superficielles 80
3.4.1 Propriétés des sols 80
3.4.2 Dimensionnement de la fondation « Capacity-protected » 81
3.4.3 Dimensionnement de la fondation « Not capacity-protected » 83
3.5 Résumé des systèmes superstructure-fondation 85
CHAPITRE 4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE 87
4.1 Modélisation de la superstructure 87
4.1.1 Paramètres du modèle 87
4.1.2 Validation du modèle 89
4.2 Modélisation de l'interaction sol-structure 93
4.2.1 Description du modèle 93
4.2.2 Propriétés du sol 94
4.3 Modèle superstructure-fondation-sol 95

4.4 Accélérogrammes 96
CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET DISCUSSION 102
5.1 Description des analyses 102
5.1.1 Scénarios des analyses 102
5.1.2 Paramètres étudiés de la réponse 103
5.2 Analyses temporelles non-linéaires 103
5.2.1 Périodes de vibration 104
5.2.2 Charges d'utilisation 105
5.2.3 Réponse de la sous-structure 107
5.2.4 Réponse de la superstructure 121
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 127
6.1 Résumé 127
6.2 Conclusions 129
6.3 Recommandations 130
BIBLIOGRAPHIE 132
ANNEXES 136

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.3.1 - Paramètres de forme pour la loi *QzSimple2* 49

Tableau 3.2.1 – Poids sismique du bâtiment 59

Tableau 3.2.2 – Période de vibration fondamentale considérée pour débuter la conception 59

Tableau 3.2.3 – Informations du site 60

Tableau 3.2.4 – Facteurs de modification du site 60

Tableau 3.2.5 – Accélérations spectrales du site 60

Tableau 3.2.6 – Coefficients des modes supérieurs 61

Tableau 3.2.7 – Cisaillement à la base par la méthode de la force statique équivalente 62

Tableau 3.2.8 – Cisaillement à la base minimal 62

Tableau 3.2.9 - Cisaillement à la base maximal 62

Tableau 3.2.10 – Forces latéraux aux étages du bâtiment 63

Tableau 3.2.11 – Charges horizontales fictives aux étages du bâtiment 63

Tableau 3.2.12 – Facteurs $U2$ aux étages du bâtiment 64

Tableau 3.2.13 – Forces latérales aux étages par contreventement 65

Tableau 3.2.14 – Efforts de compression dans les diagonales dû à la force sismique 66

Tableau 3.2.15 – Sections préliminaires choisies pour les diagonales 66

Tableau 3.2.16 – Résistances probables des diagonales 67

Tableau 3.2.17 – Efforts dans les poteaux pour le cas Cu-Tu 68

Tableau 3.2.18 - Efforts dans les poteaux pour le cas Cu'-Tu 68

Tableau 3.2.19 – Efforts dans les poteaux incluant les charges d'utilisation 68

Tableau 3.2.20 – Section préliminaire choisie pour les poteaux du cadre concentrique 69

Tableau 3.2.21 - Efforts dans les poutres pour le cas Cu-Tu 69

Tableau 3.2.22 - Efforts dans les poutres pour le cas Cu'-Tu 69

Tableau 3.2.23 – Efforts dans les poutres pour la combinaison maximisant l'effort axial 70

Tableau 3.2.24 – Efforts dans les poutres pour la combinaison maximisant le moment 70

Tableau 3.2.25 - Sections préliminaires choisies pour les poutres du cadre concentrique 70

Tableau 3.2.26 – Premier choix de section pour les membrures du cadre concentrique 70

Tableau 3.2.27 – Facteur de calibration du cisaillement dynamique à la base du cadre 72

Tableau 3.2.28 – Efforts dans les diagonales par la méthode modale du spectre de réponse 72

Tableau 3.2.29 – Sections choisies pour les diagonales du cadre concentrique 73

Tableau 3.2.30 – Résistances probables des diagonales 73

Tableau 3.2.31 – Section choisie pour les poteaux du cadre concentrique 73

Tableau 3.2.32 – Sections choisies pour les poutres du cadre concentrique 73

Tableau 3.2.33 – Forces latérales du vent par cadre concentrique 75

Tableau 3.2.34 – Validation de la résistance des sections finales des diagonales 75

Tableau 3.2.35 - Validation de la résistance et stabilité des sections finales des poteaux 76

Tableau 3.2.36 - Validation de la résistance et stabilité des sections finales des poutres 76

Tableau 3.2.37 – Validation des facteurs $U2$ 76

Tableau 3.3.1 – Caractéristiques du gousset 79

Tableau 3.3.2 – Résistance en compression et traction du gousset 79

Tableau 3.4.1 – Propriétés des sols 81

Tableau 3.4.2 – Déplacements anticipés du cadre concentrique 82

Tableau 3.4.3 – Rotation de la fondation CP 82

Tableau 3.4.4 – Déplacements aux étages causés par la rotation de la fondation CP 82

Tableau 3.4.5 – Déplacements inter-étages totaux 83

Tableau 3.4.6 – Dimensions de la fondation CP 83

Tableau 3.4.7 – Ratio de déplacement inter-étages du cadre obtenu d'un modèle à base fixe 84

Tableau 3.4.8 – Ratio de déplacement inter-étages causé par la rotation de la fondation NCP.....84

Tableau 3.4.9 – Déplacements inter-étages totaux.....84

Tableau 3.4.10 - Dimensions de la fondation NCP.....85

Tableau 3.5.1 – Sections des membrures du cadre concentrique de Montréal et un sol C.....85

Tableau 3.5.2 - Sections des membrures du cadre concentrique de Montréal et un sol E.....85

Tableau 3.5.3 - Sections des membrures du cadre concentrique de Vancouver et un sol C.....85

Tableau 3.5.4 - Sections des membrures du cadre concentrique de Vancouver et un sol E.....86

Tableau 3.5.5 - Dimensions des fondations superficielles des cadres concentriques.....86

Tableau 4.1.1 – Paramètres définissant la courbe contrainte-déformation du matériau Steel02 ...88

Tableau 4.2.1 – Propriétés du sol pour les différents cas de l'étude.....95

Tableau 4.4.1 – Scénarios M-R provenant des accélérogrammes simulés d'Atkinson (2009) pour l'Est canadien et un sol de classe C.....98

Tableau 4.4.2 - Scénarios M-R provenant des accélérogrammes simulés d'Atkinson (2009) pour l'Est canadien et un sol de classe E.....99

Tableau 4.4.3 – Accélérogrammes historiques pour l'Ouest canadien et un sol de classe C. 100

Tableau 4.4.4 - Accélérogrammes historiques pour l'Ouest canadien et un sol de classe E. 101

Tableau 5.2.1 – Allongement des périodes de vibration pour chaque scénario.....104

Tableau 5.2.2 – Moment de dimensionnement pour les fondations NCP.....111

Tableau B 1 – Comparaison des déplacements inter-étages pour Montréal et un sol C.....144

Tableau B 2 - Comparaison des déplacements inter-étages pour Montréal et un sol E.....144

Tableau B 3 - Comparaison des déplacements inter-étages pour Vancouver et un sol C.....145

Tableau B 4 - Comparaison des déplacements inter-étages pour Vancouver et un sol E.....145

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1.1 – Exemple d'un spectre de calcul pour la région de Montréal 9

Figure 2.1.2 - Résistances probables des diagonales : a) en traction (Tu) et en compression (Cu) b) en traction (Tu) et en compression post-flambement (Cu'). Adapté de Tremblay (2017b). 12

Figure 2.1.3 – Goussets aux extrémités des diagonales. Adapté de Astaneh-Asl et al. (2006). 13

Figure 2.1.4 – Illustration de la fondation superficielle à l'étude et de ces notations. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008). 14

Figure 2.1.5 – Catégories de fondations : a) restreinte contre la rotation b) rotation libre. Adapté de Metten (2017). 15

Figure 2.1.6 – Développement du moment de renversement probable pour un cadre concentrique modérément ductile en acier. Adapté de Tremblay (2017b). 16

Figure 2.1.7 – Pression pondérée applicable sur le sol obtenue du géotechnicien. Adapté de Metten (2017). 17

Figure 2.2.1 – Point d'origine et propagation des ondes sismiques. Adapté de Pavlis (1986). 20

Figure 2.2.2 – Équation de Gazetas et Stokoe (1991) pour le calcul des rigidités du sol pour une fondation rectangulaire située à la surface. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008). 22

Figure 2.2.3 – Illustration de la déflexion causée à une structure à 1 DDL par une force appliquée à : (a) une structure à base fixe (b) une structure à base flexible reposant sur des ressorts. Adapté de NEHRP (2012). 23

Figure 2.2.4 – Impact du ratio adimensionnel (rigidité relative de la structure par rapport au sol) sur : (a) l'allongement de la période du système (b) l'amortissement de la fondation. Adapté de Kramer et Stewart (2004). 26

Figure 2.2.5 – Accélération spectrale de différentes structures impactées par l'interaction inertielle. Adapté de Kramer et Stewart (2004).....27

Figure 2.2.6 – Comportement d'un élément développé avec la formulation de Boulanger et al. (1999) : (a) aperçu de la composition de l'élément (b) comportement des différents sous-éléments.....29

Figure 2.3.1 – Illustration du : a) cadre concentrique en acier b) modèle numérique. Adapté de Aguero et al. (2006). 31

Figure 2.3.2 – Modélisation d'un élément poutre-colonne non-linéaire pouvant développer de la plasticité distribuée : a) subdivision de la diagonale en élément poutre-colonne b) définition des points d'intégration c) discrétisation de la section transversale en fibres d) loi de comportement des fibres. Adapté de Uriz et Mahin (2008). 32

Figure 2.3.3 – Courbe contrainte-déformation typique de l'acier. Adapté de Tremblay (2017a). 33

Figure 2.3.4 - Courbe contrainte-déformation typique d'un profilé HSS formé à froid. Adapté de Tremblay (2017a). 34

Figure 2.3.5 – Catégories de modélisation de plasticité : concentrée et distribuée. Adapté de Deierlein et al. (2010).....36

Figure 2.3.6 – Comparaison des courbatures d'éléments modélisés avec la : a) formulation DBE b) formulation FBE. Adapté de Terzic (2011). 36

Figure 2.3.7 – Comparaison de l'erreur globale et locale pour une poutre prismatique modélisée avec la formation DBE et FBE. Adapté de Terzic (2011). 38

Figure 2.3.8 – Comportement des diagonales en considérant différentes conditions aux frontières : a) effort axial en fonction de la déformation b) contrainte en fonction de la déformation. Adapté de Terzic (2013).....39

Figure 2.3.9 – Représentation d'une diagonale avec différentes conditions aux frontières : a) rotulé b) ressort c) fixe. Adapté de Tremblay (2011). 40

Figure 2.3.10 - Résistance de la diagonale à un effort de compression sous différentes conditions frontières : a) rotulé b) ressort c) fixe. Adapté de Tremblay (2011). 40

Figure 2.3.11 – Comparaison des résultats : a) test expérimental b) modèle numérique. Adapté de Aguero et al. (2006). 42

Figure 2.3.12 – Comparaison des résultats du modèle numérique et du test expérimental : a) effort-déplacement latéral du cadre b) déplacement hors-plan du point central de la demi-diagonale inférieure de la diagonale continue c) déplacement hors-plan au point de connexion central des diagonales. Adapté de Aguero et al. (2006).....42

Figure 2.3.13 - Représentation du système à l'étude dans OpenSEES : a) système superstructure-fondation-sol b) modélisation numérique du système. Adapté de Prishati Raychowdhury et Hutchinson (2008).....44

Figure 2.3.14 – Comportement de la loi *QzSimple1* sous un chargement cyclique. Adapté de Boulanger (2000).....45

Figure 2.3.15 – Composantes formant la loi *QzSimple1* : a) agencement des ressorts b) comportement des ressorts. Adapté de Boulanger (2000). 46

Figure 2.3.16 – Courbe force-déplacement du sol avec la loi *QzSimple1*. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....47

Figure 2.3.17 – Semelle rectangulaire reposant à la surface du sol. Adapté de NEHRP (2012). ..50

Figure 2.3.18 – Représentation de la distribution des ressorts en zones de rigidité différente. Adapté de Harden et al. (2005).....52

Figure 2.3.19 – Nombre de ressorts nécessaire pour atteindre une précision suffisante. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008). 53

Figure 3.1.1 – Dimensions en plan du bâtiment à l'étude : a) toit b) étages. Adapté de Tremblay (2017b). 56

Figure 3.1.2 - Emplacement des cadres concentriques : a) Montréal b) Vancouver. Adapté de Tremblay (2017b).....57

Figure 3.2.1 – Spectre de calcul pour la localisation de Montréal et un sol de classe E.....61

Figure 3.2.2 – Répartition des efforts entre les contreventements incluant l'effet de la torsion accidentelle. Adapté de Tremblay (2017b). 65

Figure 3.2.3 – Effort de compression dans la diagonale provenant de la force latérale de l'étage. Adapté de Tremblay (2017b). 66

Figure 3.2.4 – Cas considérés pour déterminer les efforts maximaux dans les poteaux et les poutres : a) Tu-Cu b) Tu-Cu'. Adapté de Tremblay (2017b).....67

Figure 3.2.5 - Modèle numérique du logiciel SAP2000 : a) Sections du cadre concentrique b) Période de vibration fondamentale 71

Figure 3.2.6 - Cisaillement dynamique à la base : a) avant calibration b) après calibration 72

Figure 3.2.7 - Modèle numérique du logiciel SAP2000 : a) Sections du cadre concentrique final b) Période de vibration fondamentale 74

Figure 3.2.8 – Modèle numérique 3D du bâtiment 77

Figure 3.2.9 - Illustration du cadre concentrique pour Montréal sur un sol de classe E 77

Figure 3.3.1 – Gousset d'extrémité permettant une rotation ductile. Adapté de Roeder et al. (2011). 78

Figure 3.3.2 – Colonne imaginaire de Thornton. Adapté de Roeder et al. (2011).....79

Figure 3.3.3 – Illustration de la géométrie du gousset 80

Figure 4.1.1 - Illustration du modèle de la superstructure. Adapté de Uriz et Mahin (2008).....88

Figure 4.1.2 – Installation du test expérimental du spécimen X6C : a) vue globale b) gousset d'extrémité c) connexion à l'intersection des diagonales. Adapté de Tremblay et al. (2003). 90

Figure 4.1.3 – Modèle OpenSEES du spécimen X6C. Adapté de Aguero et al. (2006).....91

Figure 4.1.4 – Déplacement appliqué au sommet du cadre. Adapté de Aguero et al. (2006).....91

Figure 4.1.5 – Comparaison des courbes effort-déplacement latéral 92

Figure 4.1.6 - Comparaison du déplacement hors-plan au centre de la demi-diagonale inférieure de la diagonale continue.....92

Figure 4.1.7 - Comparaison du déplacement hors-plan au point de connexion des diagonales.....93

Figure 4.2.1 – Illustration de la sous-structure : a) fondation et sol b) Poutre élastique reposant sur une distribution de ressorts (BNWF). Adapté de Prishati Raychowdhury et Hutchinson (2008). 94

Figure 4.3.1 - Modèle de l'étude : superstructure-fondation-sol et colonne P-Delta. Adapté de Aguero et al. (2006), ainsi que Prishati Raychowdhury et Hutchinson (2008). 96

Figure 4.4.1 – Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Est canadien et un sol de classe C.....98

Figure 4.4.2 - Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Est canadien et un sol de classe E.....99

Figure 4.4.3 - Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Ouest canadien et un sol de classe C.....100

Figure 4.4.4 - Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Ouest canadien et un sol de classe E. 101

Figure 5.1.1 – Scénarios considérés pour les analyses temporelles non-linéaires 102

Figure 5.1.2 - Paramètres étudiés dans la réponse du système pour les analyses temporelles 103

Figure 5.2.1 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol C.....106

Figure 5.2.2 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol E 106

Figure 5.2.3 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol C.....106

Figure 5.2.4 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol E 106

Figure 5.2.5 - Demande sur la fondation pour Montréal et un sol C 109

Figure 5.2.6 - Demande sur la fondation pour Montréal et un sol E.....109

Figure 5.2.7 - Demande sur la fondation pour Vancouver et un sol C.....109

Figure 5.2.8 - Demande sur la fondation pour Vancouver et un sol E.....109

Figure 5.2.9 – Cycle de bercement : soulèvement de la fondation et tassement dans le sol. Adapté de Lemieux (2014). 113

Figure 5.2.10 - Déplacement vertical de la fondation pour Montréal et un sol C.....114

Figure 5.2.11 - Déplacement vertical de la fondation pour Montréal et un sol E 114

Figure 5.2.12 - Déplacement vertical de la fondation pour Vancouver et un sol C.....114

Figure 5.2.13 - Déplacement vertical de la fondation pour Vancouver et un sol E 114

Figure 5.2.14 – Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol C.....118

Figure 5.2.15 - Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol E.....118

Figure 5.2.16 - Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol C.....118

Figure 5.2.17 - Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol E.....118

Figure 5.2.18 – Moment de renversement menant au soulèvement pour Montréal et un sol C...120

Figure 5.2.19 - Moment de renversement menant au soulèvement pour Montréal et un sol E ...120

Figure 5.2.20 - Moment de renversement menant au soulèvement pour Vancouver et un sol C 120

Figure 5.2.21 - Moment de renversement menant au soulèvement pour Vancouver et un sol E.120

Figure 5.2.22 – Déplacement inter-étages pour Montréal et un sol C 122

Figure 5.2.23 - Déplacement inter-étages pour Montréal et un sol E 122

Figure 5.2.24 - Déplacement inter-étages pour Vancouver et un sol C 122

Figure 5.2.25 - Déplacement inter-étages pour Vancouver et un sol E 122

Figure 5.2.26 – Efforts de traction dans les diagonales pour Montréal et un sol C 125

Figure 5.2.27 - Efforts de traction dans les diagonales pour Montréal et un sol E 125

Figure 5.2.28 - Efforts de traction dans les diagonales pour Vancouver et un sol C 125

Figure 5.2.29 - Efforts de traction dans les diagonales pour Vancouver et un sol E 125

Figure A 1 - Représentation du : a) test expérimental structure-fondation-sol b) modèle numérique sur BNWF. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....136

Figure A 2 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=5.2 et M/VL=0.41 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....137

Figure A 3 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=5.2 et M/VL=1.75 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....138

Figure A 4 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=2.6 et M/VL=1.72 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....139

Figure A 5 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=14.0 et M/VL=1.77 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....140

Figure A 6 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=2.3 et M/VL=1.20 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....141

Figure A 7 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=7.2 et M/VL=1.80 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....142

Figure A 8 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=4.0 et M/VL=1.80 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).....143

Figure B 1 - Positions déformées de la structure dans le plan et hors du plan (après application des charges d'utilisation et avant l'arrivée des secousses sismiques) 146

Figure B 2 - Positions déformées de la structure dans le plan et hors du plan (entre le début du bercement et le bercement maximal) 147

Figure B 3 - Positions déformées de la structure dans le plan et hors du plan (au bercement maximal).....147

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a_0, a_1	Coefficients de l'amortissement de Rayleigh
a_s	Longueur de la semelle sur laquelle la pression du sol s'applique
A_g	Aire brute de la section transversale
A_{TL}	Aire tributaire cumulée de plancher pour les charges vives
A_w	Aire de la surface de contact semelle-sol autour du périmètre de la semelle
b	Ratio de la pente d'écrouissage sur la pente élastique
B	Largeur de la semelle
BNWF	Concept de « Beam on Nonlinear Winkler Foundation »
CP	Fondation de type « Capacity-protected »
C^d	Ratio entre la résistance en traction et en compression ultime du sol
C_f	Effort de compression dans les diagonales
C_r	Résistance pondérée de la diagonale
C_u	Résistance probable en compression de la diagonale
C_u'	Résistance probable en compression post-flambement de la diagonale
Cr, c, n	Paramètre de forme de la loi *QzSimple2*
D	Profondeur d'encastrement de la semelle
DDL	Degré de liberté
FSE	Méthode de la force statique équivalente
F_t	Force additionnelle au toit tenant compte de l'effet des modes supérieurs
F_u	Limite ultime de l'acier
F_x	Force latérale sismique à l'étage du bâtiment
F_y	Limite élastique de l'acier
F(T)	Facteur de modification du spectre selon l'emplacement du site

G	Module de cisaillement du sol
H	Hauteur de la semelle
h_n	Hauteur du bâtiment
ISS	Interaction sol-structure
I_e	Coefficient d'importance du bâtiment
K	Facteur de longueur effective des diagonales
k	Rigidité latérale de la structure
$K_{yy,surface}$	Rigidité rotationnelle du sol pour une semelle située en surface
$K_{z,surface}$	Rigidité verticale du sol pour une semelle située en surface
k_x	Rigidité latérale du sol
k_{yy}	Rigidité en rotation du sol
L	Longueur de la semelle
L1, L2, L3	Longueur des colonnes imaginaires de Thornton
L_c	Longueur critique au flambement du gousset
L_{end}	Longueur de la zone extérieure de la semelle
L_{mid}	Longueur de la zone centrale de la semelle
l_w	Largeur effective de Whitmore
M_d	Moment de renversement utilisé pour le dimensionnement de la fondation
M_{d_CP}	Moment de renversement utilisé pour le dimensionnement de la fondation CP
M_{d_NCP}	Moment de renversement utilisé pour le dimensionnement de la fondation NCP
M_f	Moment de renversement sur la fondation obtenu des analyses temporelles
M_p	Moment de renversement probable du cadre concentrique
M_v	Coefficient tenant compte de l'effet des modes supérieurs
NCP	Fondation de type « Not capacity-protected »

Q_{ult}	Capacité portante ultime du sol (en force)
q^c	Ressort de fermeture
q^d	Ressort de résistance
q_{fact}	Capacité portante pondérée du sol (en contrainte)
q_s	Pression exercée sur le sol
q_{ult}	Capacité portante ultime du sol (en contrainte)
r	Rayon de giration de la diagonale
R_d, R_o	Facteurs représentatifs de la ductilité et de la sur-résistance du système
R_e	Ratio des longueurs des zones extérieures de la semelle
R_k	Rapport de rigidité entre les zones extérieures et centrale de la semelle
R_{TL}	Coefficient de réduction des charges vives
R_y	Coefficient d'amplification de la limite élastique du matériau
R0, cR1, cR2	Paramètres de forme de la loi *Steel02*
S_e	Ratio de l'espacement maximal entre les ressorts sous la fondation
S(T)	Accélération spectrale pour la période de vibration de calcul
T	Période de vibration de la structure
$\tilde{T}$	Période de vibration de la structure sur une base flexible
T_a	Période fondamentale de calcul
T_{emp}	Période de vibration calculée avec l'équation empirique du CNBC 2015
T_u	Résistance probable en traction de la diagonale
t_g	Épaisseur des goussets
U2	Facteur tenant compte de l'effet de second ordre
V_{dyn}	Cisaillement à la base dynamique par la méthode modale du spectre de réponse
V_{FSE}	Cisaillement à la base par la méthode de la force statique équivalente

V_{Hx}	Charges horizontales fictives
V_{min}, V_{max}	Cisaillement à la base minimal et maximal
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol
W	Poids sismique du bâtiment
z_0	Tassement vertical à la limite élastique du sol
z_{50}	Tassement vertical du sol lorsque 50% de la capacité portante ultime est mobilisée
$[C]$	Matrice d'amortissement
$[K]$	Matrice de rigidité
$[M]$	Matrice de masse
α_z	Facteur de modification de la rigidité verticale
β_z	Amortissement radial dans la direction verticale
Δ	Flèche latérale
$\tilde{\zeta}$	Amortissement du système
$\tilde{\zeta}_0$	Amortissement de la fondation
ζ	Amortissement de la structure
η_z	Coefficient pour l'effet d'encastrement selon la translation verticale
η_{yy}	Coefficient pour l'effet d'encastrement selon la rotation dans le plan
$Ø_c$	Coefficient de tenue du béton
$Ø_s$	Coefficient de tenue de l'acier
ψ	Facteur adimensionnel
Θ	Rotation de la fondation
υ	Coefficient de Poisson du sol
ω	Fréquence fondamentale de la structure

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Test en centrifugeuse 136

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Les bâtiments construits au Canada doivent être en mesure de résister aux charges sismiques. Pour ce faire, la conception parasismique implémente l'idée de conception par capacité. Selon cette méthode, certains éléments structuraux sont préalablement choisis pour dissiper l'énergie du séisme en plastifiant dans le but d'assurer l'intégralité du bâtiment et protéger la vie des occupants. Mis à part l'élément dissipateur, tous les éléments de la superstructure sur le chemin de l'effort sont conçus pour demeurer élastiques. L'ensemble de l'effort ainsi généré est ensuite transmis à la fondation qui, elle aussi, doit démontrer un comportement élastique sous les charges sismiques. L'analyse des superstructures et la conception des fondations sont généralement réalisées en considérant que le sol agit comme un encastrement, et donc que la fondation est fixe. Cette hypothèse est jugée conservatrice puisque la période de vibration d'un bâtiment avec une condition frontière d'encastrement est plus courte ce qui mène à des efforts de conception plus grands.

Des études montrent que la considération de la flexibilité du sol entraîne une réduction des efforts sismiques sur la superstructure pour les deux raisons suivantes. D'une part, la période de vibration est plus longue que celle initialement prédite avec l'hypothèse d'encastrement. D'autre part, le bercement de la fondation génère le soulèvement d'une zone de la semelle alors que la zone opposée comprime et plastifie le sol. Ce bercement peut s'avérer bénéfique dans la dissipation d'énergie, mais il peut également être défavorable pour la superstructure et la fondation si le phénomène prend trop d'ampleur. Le mécanisme de bercement étant lié aux propriétés intrinsèques du sol sous la semelle, le type de sol sur lequel la structure est construite influencera la réponse sismique et l'éloignera d'une hypothèse d'encastrement.

Parmi les systèmes de résistance aux charges latérales en acier, les cadres concentriques de type traction/compression sont très populaires. Dans ce système, l'énergie sismique est dissipée par plastification en traction et par flambement en compression des diagonales. Grâce à la ductilité de l'acier et aux détails apportés lors de la conception, les diagonales ont généralement la capacité de subir plusieurs cycles d'atteinte de leur capacité en traction et compression avant de subir une fracture. Puisque les règles de calcul des charpentes en acier au Canada, CSA S16-14, ne proposent pas explicitement une procédure pour cumuler les efforts développés par les diagonales sur la

hauteur du bâtiment, la procédure de conception par capacité utilisée pour ce système est d'admettre que l'ensemble des diagonales sur la hauteur du bâtiment atteignent leurs résistances probables et que les éléments se trouvant sur le chemin des forces ainsi générées demeurent dans un état élastique. La fondation est l'élément structural se trouvant à la fin du cheminement de l'effort développé par les diagonales. Ainsi, à travers les poteaux du cadre, en suivant cette approche à la conception, une force considérablement grande de traction et de compression est transmise à la fondation, ce qui résulte en un moment de renversement important sur celle-ci. En considérant l'hypothèse de fondation encastrée habituellement utilisée, afin de résister au moment de renversement, la fondation se retrouve à avoir des dimensions importantes. Ceci peut avoir un impact sur le choix du matériau et du système de résistance aux charges sismiques à utiliser pour la construction. En effet, les dimensions des fondations peuvent augmenter les coûts de construction et nuire au choix de ce système. Tout comme discuté précédemment, l'inclusion de l'interaction sol-structure pourrait permettre comme bénéfice d'utiliser le sol comme un milieu de dissipation d'énergie et ainsi résulter en une demande moins importante sur la fondation. Le concepteur pourrait ainsi dimensionner la fondation du cadre plus optimalement en considérant les caractéristiques du sol en dessous de celle-ci. Même si l'interaction sol-structure est un phénomène complexe à modéliser, grâce aux travaux récents de chercheurs tels que Pais et Kausel (1988), Gazetas et Stokoe (1991), Raychowdhury et Hutchinson (2008) et autres, des modèles relativement simples d'implémentation ont été proposés pour contourner des modèles plus complets tout en maintenant une précision suffisante.

La conception des fondations est actuellement gérée par l'édition de la norme de béton CSA A23.3-14 et celle-ci est surtout adaptée aux murs de refends en béton. Ceci cause des disparités pour les cadres concentriques en acier qui sont quant à eux gérés par la norme CSA S16-14. En effet, les murs de refends en béton dissipent l'énergie sismique en développant une rotule plastique à leur base. Puisque la plastification est localisée en une zone, il est possible de gérer plus facilement les dimensions de la fondation. Or, dans le cas des cadres concentriques en acier, le système développe de la plastification sur l'ensemble de la hauteur du bâtiment à travers ses diagonales. Cette différence est ce qui mène à un moment de dimensionnement important sur la fondation dans le cas des cadres concentriques en acier, puisque l'effort provient d'un cumul des résistances probables des diagonales sur la hauteur du bâtiment comparativement à une zone localisée pour un mur de refend. De plus, une autre disparité est causée par le fait que la norme CSA S16-14 ne

fournit pas de définition de la résistance nominale pour les cadres concentriques contrairement à la norme CSA A23.3-14 qui définit celle-ci pour les murs de refend.

La norme CSA A23.3-14 propose trois types de fondations superficielles : « Capacity-protected », « Not capacity-protected » et « Bailout ». La fondation conçue comme « Capacity-protected » a comme but de maintenir la dissipation d'énergie sismique dans la superstructure uniquement, ainsi le moment de renversement utilisé pour le dimensionnement est basé sur la résistance probable des éléments dissipateurs. Dans le cas des fondations de type « Not capacity-protected », le moment de renversement utilisé pour le dimensionnement est inférieur à la capacité du système de reprise de charges sismiques, puisque la norme permet le bercement de celles-ci. Les fondations « Not capacity-protected » ont comme avantage de se limiter à des dimensions plus petites, mais elles requièrent la satisfaction d'exigences supplémentaires. Finalement, les fondations « Bailout » sont quant à elles conçues pour un moment de renversement provenant des forces élastiques du séisme, soit avec $R_d R_o = 1{,}0$.

Comme mentionné précédemment, puisque les fondations sont gérées par la norme de béton CSA A23.3-14, des disparités se présente lors du dimensionnement des fondations des cadres concentriques en acier. Il est donc à se demander si une fondation d'un cadre concentrique en acier conçue comme « Not capacity-protected » peut effectivement bercer pour deux raisons. D'une part, même si ce type de fondation permet un effort de renversement de conception inférieur comparativement à une fondation de type « Capacity-protected », l'effort reste considérable et mène à des dimensions de semelle importantes, ce qui limite la possibilité de bercement. D'autre part, puisque le scénario considéré par la norme CSA S16-14 pour déterminer le moment de renversement probable suppose que l'ensemble des diagonales sur la hauteur du bâtiment atteignent leurs résistances probables en même temps, la surestimation de l'effort de conception sur la fondation peut également limiter la possibilité de bercement.

1.2 Objectifs

Ce projet a comme objectif principal de valider les exigences de conception des fondations superficielles des cadres concentriques en acier dimensionnées selon les normes canadiennes actuelles. De façon plus exhaustive, le projet cherche à :

- Développer un modèle numérique du système superstructure-fondation-sol pour les analyses temporelles non-linéaires (OpenSEES)
- Effectuer les analyses en considérant la base comme étant fixe et flexible afin de permettre le soulèvement de la semelle
- Comparer les résultats pour les classes de sol C et E
- Comparer les résultats des types de fondations superficielles

1.3 Méthodologie

Dans le but d'atteindre les objectifs spécifiés dans la section précédente, un bâtiment à bureaux existant de trois étages est considéré pour les dimensions et les charges d'utilisation. Ce choix est justifié à travers les discussions avec un ingénieur praticien et dû au fait que les bâtiments commerciaux sont souvent composés d'une charpente en acier. Pour ce bâtiment et selon la localisation, Est ou Ouest canadien, des cadres concentriques sont conçus sur des classes de sol différentes. Les fondations de chacun de ces cadres sont également dimensionnées selon la norme actuelle. Ainsi, plusieurs systèmes de superstructure-fondation-sol sont formés en regroupant chaque cadre avec sa fondation et en attribuant les propriétés du sol selon lesquelles il a été conçu à la sous-structure représentant l'interaction sol-structure. À travers un modèle numérique permettant de représenter la plasticité des diagonales et du sol, l'étude des systèmes est réalisée en les soumettant à des analyses temporelles non-linéaires afin de pouvoir comparer et étudier les résultats. Les principales étapes sont énoncées ci-dessous :

- Réalisation d'une revue de littérature sur la modélisation des éléments de la superstructure et de l'interaction sol-structure
- Conception des cadres concentriques pour l'Est et l'Ouest du Canada selon la norme CSA S16-14

- Dimensionnement des fondations superficielles de type « Capacity-protected » et « Not capacity-protected » pour les cadres selon la norme CSA A23.3-14
- Sélection et calibration de deux ensembles d'accélérogrammes pour l'Est et l'Ouest canadien
- Modélisation de la superstructure sur le logiciel OpenSEES
- Vérification et validation du modèle numérique de la superstructure par comparaison avec un test expérimental
- Modélisation de l'interaction sol-structure sur le logiciel OpenSEES et ajout de cette sous-structure à la superstructure
- Réalisation d'analyses temporelles non-linéaires en incluant et en excluant l'interaction sol-structure
- Comparaison et étude des résultats obtenus

1.4 Organisation du mémoire

Le mémoire est composé de six chapitres dans lesquels les objectifs du projet sont atteints en suivant la méthodologie énoncée dans la sous-section précédente. Le premier chapitre est une introduction au projet qui présente la problématique étudiée ainsi que les buts poursuivis. À travers une revue de littérature, le deuxième chapitre vise à familiariser le lecteur aux éléments techniques évoqués dans le projet tout en donnant un bref historique du sujet. Le troisième chapitre présente le bâtiment considéré pour l'étude, la disposition des contreventements pour l'Est et l'Ouest canadien ainsi que la conception des cadres et le dimensionnement des fondations. Le quatrième chapitre débute en abordant la modélisation dans OpenSEES du cadre et de la sous-structure représentant l'interaction sol-structure. Ce chapitre poursuit avec la sélection et la calibration de deux ensembles d'accélérogrammes pour les zones canadiennes considérées. Ensuite, le cinquième chapitre étudie et discute les résultats obtenus des analyses temporelles non-linéaires. Finalement, le sixième chapitre présente les conclusions du projet et les recommandations pour des travaux futurs. Des annexes sont également présentes pour fournir de l'information complémentaire au mémoire.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

La revue de littérature qui suit est subdivisée en trois sections. La première section aborde la conception parasismique de la superstructure et le dimensionnement de la fondation conformément au code et aux normes en vigueur actuellement, soit le CNBC 2015, la CSA S16-14 et la CSA A23.3-14. La deuxième section discute du phénomène d'interaction sol-structure. Quant à la troisième section, elle aborde la modélisation numérique dans le logiciel OpenSEES des éléments composants la superstructure et l'interaction sol-structure.

2.1 Conception parasismique

La conception parasismique a pour objectif d'assurer la pérennité des structures lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations extrêmes qui surviennent lors de séismes. Le CNBC 2015 et les normes canadiennes tel que la CSA S16-14 et CSA A23.3-14 travaillent en collaboration pour établir une démarche de conception parasismique adéquate. Le CNBC 2015 assure le rôle d'établir les charges et les méthodes d'analyses à utiliser lors de la conception parasismique. En ce qui a trait aux procédures de conception en soi, pour les structures composées d'acier, la norme CSA S16-14 guide la conception tandis que pour les structures en béton c'est la norme CSA A23.3-14 qui prend ce rôle.

Le mémoire présent se réfère à la dernière édition du CNBC qui est l'édition 2015. Le CNBC 2015 définit les objectifs de conception parasismique suivants :

- Préserver la vie et la sécurité des occupants du bâtiment et du public durant de fortes secousses
- Limiter les dommages au bâtiment pendant des secousses faibles à modérées
- Garantir que les bâtiments de protection civile sont fonctionnels après de fortes secousses, même si le bâtiment subit des dommages minimes

Puisque le mémoire présent comporte une superstructure en acier et une fondation en béton, les deux normes canadiennes sont abordées. Plus précisément, les sous-sections suivantes traitent des charges et méthodes d'analyses selon le CNBC 2015, du concept de calcul par capacité pour un cadre concentrique en acier selon la norme CSA S16-14 et de l'approche de dimensionnement des fondations superficielles de ces cadres selon la norme CSA A23.3-14.

2.1.1 Superstructure

2.1.1.1 Charges et méthodes d'analyses (CNBC 2015)

Charges

Les charges d'utilisation à considérer lors de la conception du bâtiment sont définies dans la section B du CNBC 2015 selon l'usage qui est fait de l'immeuble. Quant aux charges du séisme, elles proviennent de l'accélération spectrale fournie par le CNBC 2015 pour une période de vibration donnée. Le concept de l'aléa sismique uniforme adopté par le CNBC 2015 implique que la probabilité de dépassement de l'accélération spectrale est la même indépendamment de la période de la structure considérée. Cette probabilité de dépassement a été fixée à 2% en 50 ans, soit une période de retour de 2500 ans. Cette probabilité a été choisie pour assurer une conception sécuritaire tout en demeurant viable économiquement. Les charges d'utilisation et de séisme ainsi obtenues sont combinées entre elles à travers des combinaisons de charges fournies au Tableau 4.1.3.2.-A du CNBC 2015.

Méthodes d'analyses

Les deux méthodes d'analyses les plus utilisées pour la conception parasismique sont : la méthode de la force statique équivalente et la méthode modale du spectre de réponse. Ces méthodes sont discutées dans les paragraphes qui suivent à titre d'introduction au lecteur.

Méthode d'analyse de la force statique équivalente

La méthode de la force statique équivalente (FSE) consiste à calculer un cisaillement à la base et à distribuer celui-ci sur la hauteur du bâtiment en fonction du poids sismique de chaque étage. Le cisaillement à la base (V_{FSE}) est calculé comme le produit d'un facteur et du poids sismique du bâtiment :

$$V_{FSE} = \frac{S(T_a) M_v I_E}{R_d R_o} * W \qquad [2.1]$$

Où :

- $S(T_a)$: accélération spectrale pour la période fondamentale de calcul

- M_v : coefficient tenant compte de l'effet des modes supérieurs sur le cisaillement à la base
- I_E : coefficient d'importance de la structure
- R_d, R_o : facteurs représentatifs de la ductilité et de la sur-résistance du système
- W : poids sismique du bâtiment

Toutefois, dans le cas des cadres concentriques en acier, il est à noter que le cisaillement à la base V_{FSE} ne doit pas être inférieur à :

$$V_{min} = \frac{S(2.0)M_v I_E}{R_d R_o} * W \quad [2.2]$$

De plus, il n'est pas nécessaire que le cisaillement à la base V_{FSE} soit supérieure à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$V_{max} = \frac{2}{3} * \frac{S(0.2)I_E}{R_d R_o} * W \quad [2.3]$$

$$V_{max} = \frac{S(0.5)I_E}{R_d R_o} * W \quad [2.4]$$

Dans les équations précédentes, la période fondamentale de calcul (T_a) pour un cadre concentrique en acier peut être obtenue de l'équation empirique du CNBC 2015 suivante :

$$T_a = 0.025 * h_n \quad [2.5]$$

Où :

- h_n : hauteur totale du cadre concentrique en acier

Le CNBC 2015 permet toutefois d'utiliser une période allant jusqu'à $2T_a$ si une analyse avec un modèle numérique le justifie.

Une fois que la période fondamentale de vibration est déterminée, l'accélération spectrale pour le bâtiment peut être obtenue en utilisant le spectre de calcul bâti en considérant les données spectrales du site à l'étude et en modifiant celles-ci par les facteurs d'emplacement pour la catégorie de sol

sur laquelle le bâtiment est situé. La Figure 2.1.1 illustre le spectre de calcul pour Montréal et présente deux catégories de site différentes, notamment les sites de catégorie C et E. Dans le CNBC 2015, les facteurs d'emplacement, $F(T)$, sont fournis pour des valeurs de période données du Tableau 4.1.8.4.-B au Tableau 4.1.8.4.-I.

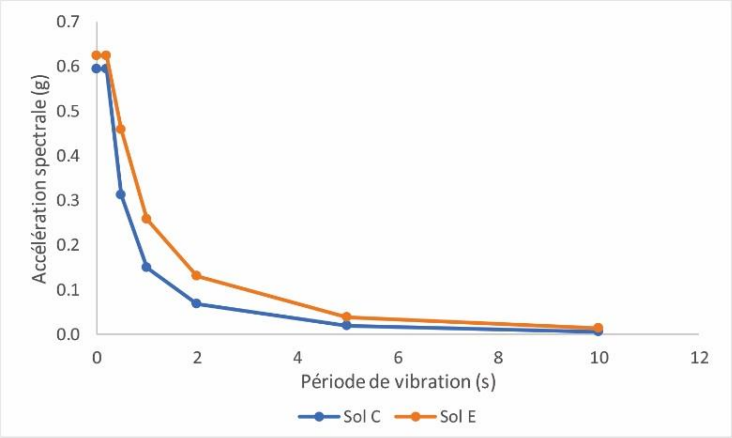


Figure 2.1.1 – Exemple d'un spectre de calcul pour la région de Montréal

Les autres facteurs influençant le calcul du cisaillement à la base avec la méthode de la force statique équivalente tels que M_v, I_E et $R_d R_o$ sont donnés aux tableaux 4.1.8.11, 4.1.8.5 et 4.1.8.9 de la division B du CNBC 2015 respectivement.

Le cisaillement à la base ainsi obtenu est distribué sur la hauteur du bâtiment pour être repris par le cadre concentrique en acier. L'effort latéral à chaque étage (F_x) est déterminé lors de la distribution du cisaillement à la base à travers l'équation suivante :

$$F_x = (V - F_t) * \frac{W_x H_x}{\sum_{i=1}^{n} (W_i H_i)} \qquad [2.6]$$

Où :

- F_x : effort latéral à l'étage
- V : cisaillement à la base
- F_t : effort latéral additionnel au toit
- W : poids sismique de l'étage
- H : hauteur de l'étage par rapport au sol

Méthode modale du spectre de réponse

La méthode modale du spectre de réponse est la méthode dynamique la plus fréquemment utilisée lors de l'analyse sismique des bâtiments en raison de sa simplicité. À noter que lorsque le bâtiment présente les irrégularités définies au Tableau 4.1.8.6 du CNBC 2015, une méthode d'analyse dynamique devient obligatoire.

La méthode modale du spectre de réponse fait l'hypothèse que la réponse linéaire élastique d'une structure est équivalente à la superposition des réponses distinctes de chacune des modes de vibration propre à la structure. Ainsi, pour chacun des modes de vibration, l'accélération spectrale est déterminée sur un spectre de calcul similaire à celui de la Figure 2.1.1. La réponse maximale totale est obtenue en combinant les maximums des réponses individuelles. Le CNBC 2015 exige qu'un nombre de modes de vibration engageant au moins 90% de la masse sismique soit utilisé.

Pour obtenir un cisaillement à la base par la méthode modale du spectre de réponse qui peut être comparé à celui obtenu par la méthode de la force statique équivalente, le spectre de calcul peut être normalisé avant d'effectuer les calculs. En effet, lors de l'analyse par la méthode modale du spectre de réponse, il est possible de multiplier le spectre de réponse par le facteur d'importance I_E et de le diviser par les facteurs de ductilité R_d et de sur-résistance R_o pour obtenir un cisaillement à la base dynamique (V_{dyn}). Puisque les calculs de la méthode modale du spectre de réponse sont souvent effectués par un modèle numérique, les périodes de vibrations de la structure peuvent être plus longues dues au fait que la rigidité des éléments non-structuraux n'est pas considérée. Pour maintenir un cisaillement à la base minimum, le CNBC 2015 exige que V_{dyn} soit au moins égal à V_{FSE} dans le cas des bâtiments irréguliers et au moins égal à 80% de V_{FSE} dans le cas des bâtiments réguliers. Dans le cadre de l'étude présente, c'est un bâtiment régulier qui est considéré.

2.1.1.2 Calcul par capacité de la superstructure (CSA S16-14)

Le principe de calcul par capacité implique de prédéterminer un élément du système de résistance aux charges sismiques dont le but est de dissiper l'énergie du séisme par plastification. Dans le cas des cadres concentriques en acier, les diagonales sont les éléments dissipateurs. Durant la plastification de ces diagonales, les autres éléments du cadre concentrique tel que les poteaux, poutres et assemblages doivent demeurer élastiques et résister aux efforts générés. Cette sous-

section vise à présenter la procédure de calcul par capacité selon la norme CSA S16-14 pour un cadre concentrique en acier travaillant en traction et compression de type modérément ductile.

Diagonales

Les diagonales du cadre concentrique doivent être choisies en respectant certains critères afin d'assurer le comportement ductile attendu par le principe de calcul par capacité qui repose sur la dissipation d'énergie à travers ces éléments. Dans le cadre de cette étude, les diagonales sont des profilés HSS carrés (CSA G40.20) et les exigences pour le choix de celles-ci sont abordées ici. Une résistance supérieure aux forces combinées du séisme et des charges d'utilisation n'est pas le seul critère à satisfaire lors du choix des diagonales. En effet, la plastification des diagonales étant envisagée, celles-ci doivent être de classe 1 afin d'éviter un voilement local prématuré. De plus, l'élancement des diagonales (KL/r) doit être inférieur à 200 pour assurer une résistance minimale en compression avant le flambement. Pour les zones à sismicité élevée ($I_e F(0.2) S(0.2) > 0.75\text{g}$ ou $I_e F(1.0) S(1.0) > 0.30\text{g}$) tel que Vancouver, les diagonales doivent également avoir un élancement supérieur à 70 afin d'éviter d'être trapue ce qui pourrait limiter la capacité de dissipation d'énergie. À la suite du choix des diagonales en respectant les exigences précédentes sur l'élancement, la classe de section et la résistance, il est nécessaire de déterminer les efforts qui seront générés lors de la plastification de celles-ci. Pour ce faire, la résistance probable des diagonales doit être calculée et la norme CSA S16-14 exige d'utiliser une valeur de limite élastique probable ($R_y F_y$) d'au moins 460 MPa pour les profilés HSS. La résistance probable des diagonales ainsi obtenue est l'effort auquel les poteaux, poutres et assemblages doivent résister. La Figure 2.1.2 illustre les résistances probables en traction (T_u), en compression (C_u) et en compression post-flambement (C_u') développées par les diagonales. Les équations permettant de calculer T_u, C_u et C_u' suivent la figure.

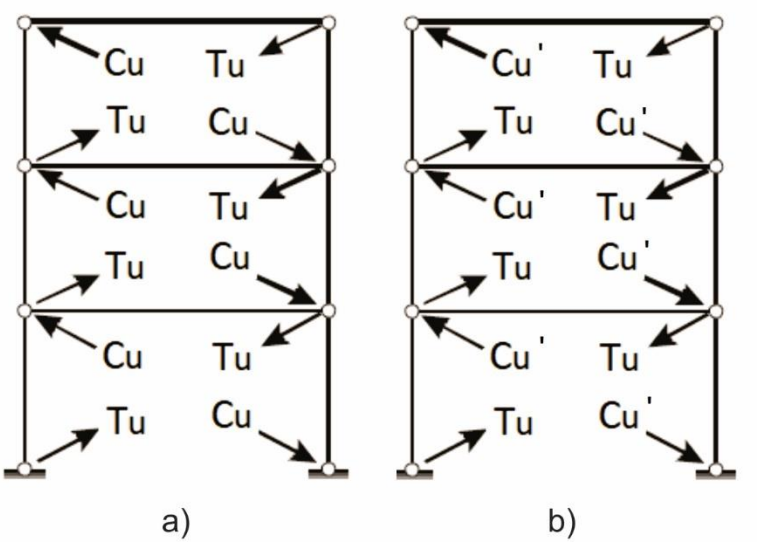


Figure 2.1.2 - Résistances probables des diagonales : a) en traction (T_u) et en compression (C_u) b) en traction (T_u) et en compression post-flambement ($C_u{}'$). Adapté de Tremblay (2017b).

$$T_u = A_g R_y F_y \qquad [2.7]$$

Où :

- A_g : aire brute de la section
- $R_y F_y$: limite élastique probable

$$C_u = \min\left(1{,}2C_r/\phi \; ; \; A_g R_y F_y\right) \qquad [2.8]$$

Où :

- C_r : résistance pondérée en compression
- ϕ : coefficient de tenue

$$C_u{}' = \min\left(C_r/\phi \; ; \; 0{,}2A_g R_y F_y\right) \qquad [2.9]$$

Poteaux et poutres

La résistance pondérée des poteaux et poutres doit être supérieure aux charges d'utilisation combinées aux efforts correspondant aux résistances probables des diagonales. La résistance des poteaux et poutres est calculée conformément à l'article 13.8 de la norme CSA S16-14. Les poteaux des cadres concentriques travaillant en traction et compression de type modérément ductile disposent de certaines exigences supplémentaires à satisfaire. En plus d'être de classe 1 ou 2, les poteaux doivent être de même section et continu sur au moins deux étages consécutifs. De plus, les poteaux sont conçus comme des poteaux-poutres en considérant un moment de flexion additionnel de $0{,}2ZF_y$ dans la direction de la baie contreventée. Dans le cadre de cette étude, les poteaux et les poutres sont des profilés W (ASTM A992).

Assemblages

Les assemblages permettant la jonction des diagonales aux poteaux et poutres doivent être en mesure de résister aux efforts correspondant aux résistances probables des diagonales. De plus, les goussets doivent être conçus de manière à accommoder une rotation ductile. Un comportement ductile en rotation peut être assuré en laissant un dégagement libre dans le gousset à l'extrémité de la diagonale. La Figure 2.1.3 présente un exemple des goussets d'extrémités utilisés dans le cadre de l'étude présente ainsi qu'un dégagement libre mesurant deux fois l'épaisseur du gousset pour permettre une rotation ductile.

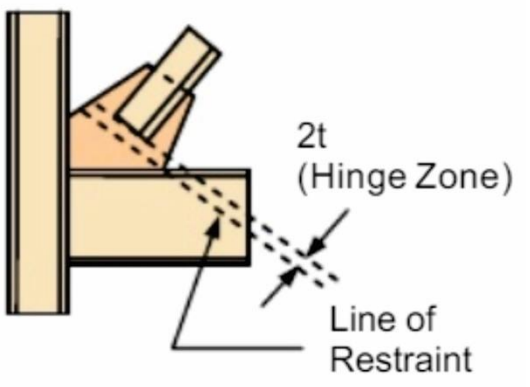


Figure 2.1.3 – Goussets aux extrémités des diagonales. Adapté de Astaneh-Asl et al. (2006).

2.1.2 Fondation superficielle (CSA A23.3-14)

Les fondations sont des éléments structuraux servant à transmettre les charges provenant de la superstructure au sol. Une grande variété de fondations est disponible et le concepteur peut tirer profit de celle qui est la plus adéquate dans une situation donnée. Les fondations superficielles sont fréquemment utilisées en pratique puisqu'elles sont relativement peu coûteuses par rapport aux fondations profondes. Selon Terzaghi (1951), une fondation est dite superficielle lorsque sa profondeur d'encastrement est inférieure à sa largeur. La profondeur d'encastrement (D) est prise comme la distance entre la surface du sol et le dessous de la semelle tandis que la largeur (B) est définie comme la dimension perpendiculaire à la longueur (L) de la semelle telle qu'illustrée à la Figure 2.1.4. Les fondations superficielles sont donc placées proches de la surface du sol et transmettent les charges provenant de la superstructure à la couche de sol située en superficie.

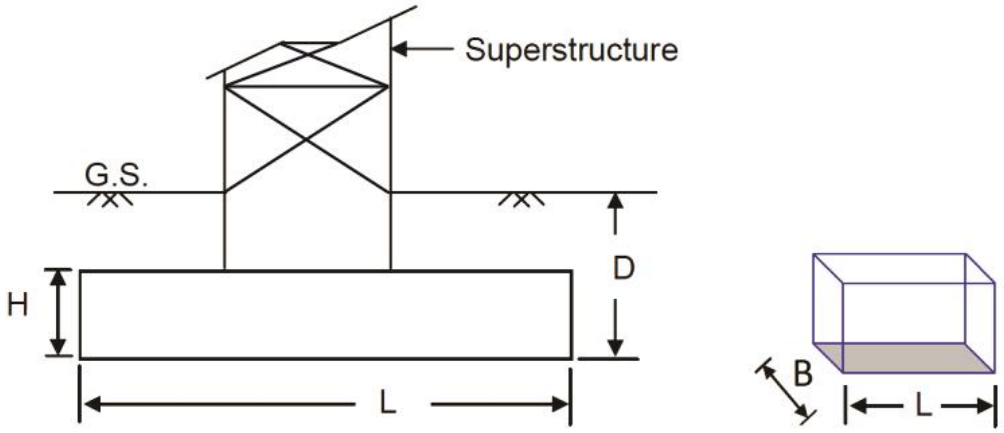


Figure 2.1.4 – Illustration de la fondation superficielle à l'étude et de ces notations. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

La norme CSA A23.3-14 distingue les fondations des systèmes de résistance aux charges sismiques en deux catégories : les fondations restreintes contre la rotation et les fondations dont la rotation libre est possible. Une fondation est dite restreinte contre la rotation lorsqu'un élément mécanique l'empêche de bercer librement tel qu'un ancrage, des pieux ou des fondations sur radier. La Figure 2.1.5 présente les deux catégories de fondations. Dans le cadre de ce mémoire, ce sont les fondations dont la rotation libre est possible qui sont étudiées puisqu'elles sont fréquemment utilisées en pratique et que l'approche de conception de celles-ci a changé dans la dernière édition de la norme.

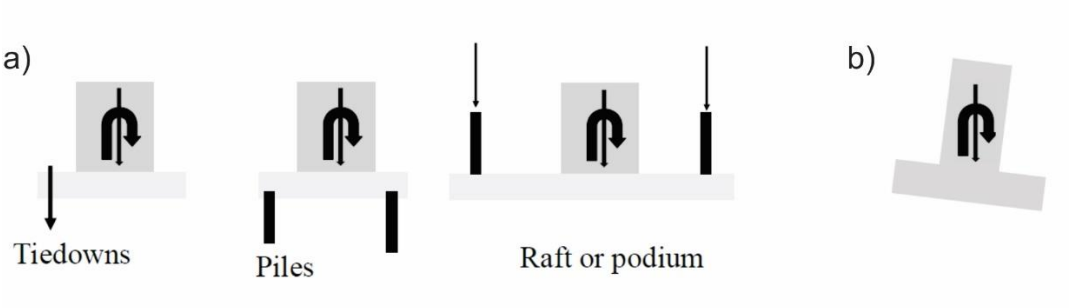


Figure 2.1.5 – Catégories de fondations : a) restreinte contre la rotation b) rotation libre. Adapté de Metten (2017).

Un concepteur désirant dimensionner une fondation superficielle dont la rotation est libre conformément à la norme CSA A23.3-14 doit d'abord choisir le type de fondation : « Capacity-protected », « Not capacity-protected » ou « Bailout ». Il y a trois critères à satisfaire pour dimensionner une fondation superficielle : résistance au renversement, pression applicable sur le sol et limite sur les déplacements inter-étages. Parmi les différents types de fondations (« Capacity-protected », « Not capacity-protected » et « Bailout »), ce sont les procédures pour déterminer le moment de renversement de dimensionnement et les déplacements inter-étages additionnels causés par la rotation de la fondation qui changent. Dans les sous-sections qui suivent, ces procédures sont abordées pour chaque type de fondation.

2.1.2.1 Fondation de type « Capacity-protected »

Le moment de dimensionnement (M_d) est l'effort de renversement pour lequel la fondation est dimensionnée. Le moment de dimensionnement de la fondation superficielle de type « Capacity-protected (CP) » correspond à la capacité de renversement du système de résistance aux charges sismiques qu'elle supporte. Pour les cadres concentriques en acier de type modérément ductile, la capacité de renversement correspond au moment de renversement probable du cadre. Le moment de renversement probable (M_p) se développe lorsque toutes les diagonales du cadre concentrique atteignent leur résistance probable en même temps tel que schématisé à la Figure 2.1.6. Ainsi, il est possible de voir qu'une fondation de type CP suit le concept de calcul par capacité. En effet, tandis que les diagonales plastifient et dissipent l'énergie du séisme, les éléments situés sur le chemin des efforts sont tenus d'y résister d'où l'appellation qui désigne ce type de fondation de capacité protégé. Donc, le moment de dimensionnement d'une fondation CP est égal au moment probable

du cadre. Le M_d ainsi déterminé est le premier critère pour le dimensionnement de la fondation puisque celle-ci doit avoir une résistance au renversement suffisante.

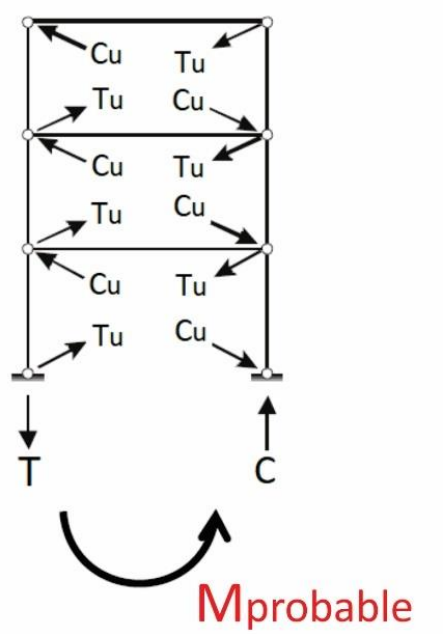


Figure 2.1.6 – Développement du moment de renversement probable pour un cadre concentrique modérément ductile en acier. Adapté de Tremblay (2017b).

Le second critère à satisfaire pour le dimensionnement est la pression applicable sur le sol. Dans certains cas, la pression pondérée à ne pas dépasser fournie par le géotechnicien peut devenir une contrainte gouvernant le dimensionnement de la fondation tel que schématisé à la Figure 2.1.7. Ce critère peut devenir important lorsque la fondation repose sur un sol ayant une capacité portante relativement faible comme un sol de classe E tel que défini dans le CNBC 2015. À noter que la Figure 2.1.7 présente une contrainte sur le sol rectangulaire et que cette hypothèse peut être justifiée lorsque la zone de contact est restreinte à une petite portion de la longueur de la semelle.

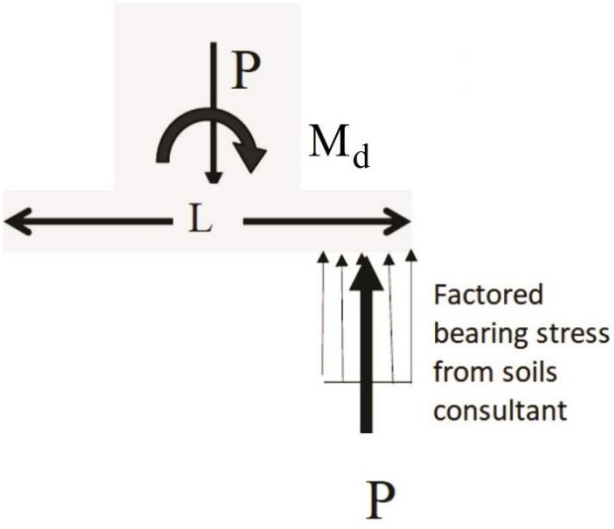


Figure 2.1.7 – Pression pondérée applicable sur le sol obtenue du géotechnicien. Adapté de Metten (2017).

Le troisième critère à satisfaire pour le dimensionnement de la fondation est la limite imposée sur les déplacements inter-étages. Dans le cas d'un bâtiment d'importance normale tel que dans l'étude présente, la limite du déplacement inter-étages est fixée à 2,5% de la hauteur de l'étage. L'article 4.1.8.16 du CNBC 2015 requiert d'inclure les déplacements additionnels causés par la rotation de la fondation aux déplacements du système de reprise des charges sismiques. Les déplacements ainsi combinés doivent demeurer en deçà de la limite établie. Les déplacements du cadre concentrique peuvent être obtenues d'une analyse linéaire élastique en multipliant par $R_d R_o / I_E$. En ce qui concerne les déplacements additionnels causés par la rotation de la fondation, pour une fondation de type CP, ceux-ci peuvent être estimés à partir de l'équation suivante provenant de la norme CSA A23.3-14 (équation 21.22 de la norme):

$$\Theta = 0.3\left(\frac{q_s}{G}\right)\left(\frac{L}{a_s}\right)\left\{1 + 2\left(\frac{a_s}{B}\right)^{1.5}\right\} \qquad [2.10]$$

Où :

- Θ : rotation de la fondation en radians
- q_s : pression exercée sur le sol
- G : module de cisaillement du sol

- L : longueur de la semelle
- a_s : longueur de la semelle sur laquelle la pression du sol s'applique
- B : largeur de la semelle

2.1.2.2 Fondation de type « Not capacity-protected »

La fondation superficielle de type « Not capacity-protected (NCP) » est dimensionnée pour résister à un moment de renversement inférieur à la capacité du système de résistance aux charges sismiques. Une fondation de type NCP est conçue en admettant un comportement de bercement, ce qui permet de réduire le moment de dimensionnement. Le moment de dimensionnement pour ce type de fondation est égal à la valeur maximale entre les deux efforts suivants : 75% du moment nominal du système et le moment de renversement correspondant aux charges sismiques normalisées par $R_d R_o = 2{,}0$. Pour un système en béton tel qu'un mur de refend, la norme CSA A23.3-14 définit le moment nominal comme l'effort obtenu lorsque les coefficients de tenue (ϕ_c, ϕ_s) sont pris égal à 1,0 et que l'écrouissage ($R_y F_y$) n'est pas considéré. Toutefois, pour les cadres concentriques en acier, la norme CSA S16-14 ne fournit pas de définition du moment nominal. Ainsi, c'est le moment probable du système qui est utilisé dans les calculs. Le moment de dimensionnement des fondations NCP étant inférieur à celui des fondations CP, il s'agit de la première distinction dans leur approche de dimensionnement respectif.

Le second critère de dimensionnement qui est la pression applicable sur le sol est identique pour les différents types de fondations (« Capacity-protected », « Not capacity-protected » et « Bailout »).

Le troisième critère de dimensionnement qui est la limite sur les déplacements inter-étages est satisfait en suivant une approche propre aux fondations de type NCP. En effet, puisque le bercement est envisagé, les déplacements anticipés sont supérieurs à ceux d'une fondation CP. Les déplacements du cadre concentrique peuvent être obtenus d'une analyse linéaire élastique en utilisant un modèle à base fixe. Toutefois, l'approche proposée par la norme CSA A23.3-14 pour déterminer les déplacements additionnels causés par la rotation de la fondation NCP est plus complexe. Elle propose de prendre ce déplacement additionnel comme la valeur maximale entre :

- 50% du déplacement au sommet du système de reprise des charges sismiques obtenu d'un modèle à base fixe normalisé par la hauteur du bâtiment

- la rotation de la fondation obtenue de l'équation 21.22 de la norme (présenté précédemment) lorsqu'elle est soumise à un moment de renversement correspondant à la capacité nominale du système de reprise de charges sismiques
- un ratio de déplacement inter-étages de 0,005

2.1.2.3 Fondation de type « Bailout »

La fondation superficielle de type « Bailout » est dimensionnée pour résister à un moment de renversement correspondant aux charges sismiques élastiques ($R_d R_o = 1{,}0$). Ce moment de renversement est une borne supérieure à utiliser pour le dimensionnement puisqu'un effort sismique élastique est la plus grande valeur attendue par le CNBC 2015 dans le cadre d'une conception. Ce type de fondation est moins fréquemment utilisé en pratique puisqu'il implique un coût important à cause des dimensions qu'il peut prendre.

2.2 Interaction sol-structure

L'interaction sol-structure (ISS) est le phénomène étudié en génie parasismique qui fait référence à l'interaction qui survient entre la superstructure, sa fondation et le sol sur lequel il est localisé. Lors d'un tremblement de terre, les ondes engendrées à partir de l'hypocentre, point d'origine du séisme le long d'une faille, se propagent radialement dans le sol (Figure 2.2.1). Les ondes se propageant ainsi sont modifiées selon les caractéristiques propres au sol du site et sont réfléchies jusqu'à atteindre les fondations des structures. L'excitation de la fondation provoque à son tour l'excitation de la superstructure. La vibration de la superstructure produit également des ondes qui sont transmises au sol et ceci cause la modification des ondes provenant de l'hypocentre. Dans cette étude, cette interaction entre la superstructure, sa fondation et le sol est définie comme l'interaction sol-structure. À noter que certains auteurs font référence à cette interaction sous le nom d'interaction sol-fondation-structure (ISFS) afin de distinguer ce phénomène dans la littérature où l'ISS peut avoir plusieurs subdivisions.

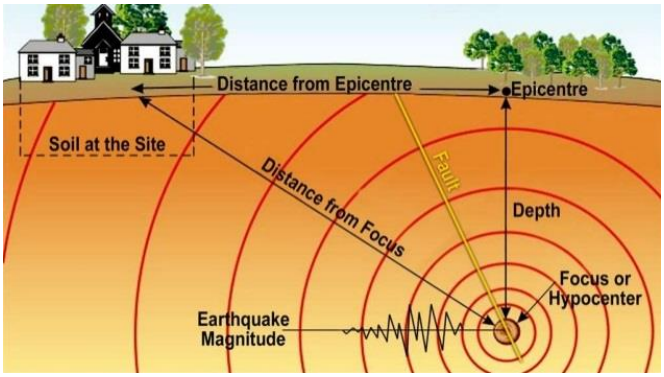


Figure 2.2.1 – Point d'origine et propagation des ondes sismiques. Adapté de Pavlis (1986).

Kramer et Stewart (2004) présente deux catégories de méthode afin d'inclure l'interaction sol-structure dans un modèle numérique. La première est la méthode directe dans laquelle le système est modélisé en entier. Dans cette méthode, le sol est souvent discrétisé par des éléments solides et la superstructure par des éléments poutres. Bien que cette méthode permette d'obtenir une réponse complète de l'interaction sol-structure, elle requiert néanmoins plusieurs données ardues à obtenir. Par exemple, cette méthode requiert la spécification d'un signal sismique sur la surface entre le roc et le sol, ce qui n'est présentement pas disponible puisque les enregistrements sont faits en un seul point. De plus, la méthode directe nécessite une modélisation du sol sur un espace suffisamment grand pour représenter adéquatement la modification des ondes sismiques ce qui implique un modèle numérique assez lourd. La deuxième méthode proposée par les auteurs est celle des sous-structures. Cette méthode est retenue dans cette étude due à sa simplicité et elle est présentée plus en profondeur dans les sous-sections suivantes.

2.2.1 Méthode des sous-structures

La méthode des sous-structures, introduite par Kausel et Roesset (1974), a pour but d'incorporer l'interaction sol-structure dans les analyses numériques en partitionnant le problème en des parties distinctes qui sont ensuite recombinées pour former la solution complète. Étant donné que la méthode requiert l'hypothèse de superposition, elle suppose une réponse linéaire du sol et de la superstructure. Par contre, cette hypothèse n'est généralement respectée que dans un sens linéaire-équivalent (NEHRP, 2012) et les éléments numériquement modélisés du sol et de la superstructure se déforment de manière non-linéaire. La méthode est expliquée en trois étapes ci-dessous.

2.2.1.1 Interaction cinématique

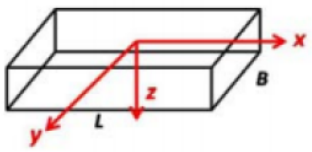
Le phénomène de l'interaction cinématique est engendré par le fait que les fondations sont beaucoup plus rigides que le sol dans lequel elles sont localisées. La rigidité relativement élevée des fondations par rapport au sol cause une déviation de la réponse enregistrée en champ libre à celle appliquée sur la fondation. Une des causes de cette déviation est que l'accélération du sol, variable spatialement dans l'enveloppe de la structure, se trouve à être moyennée sur l'empreinte de la fondation due à sa rigidité et résistance élevée (NEHRP, 2012). Pour comprendre ce phénomène, il est possible d'imaginer qu'en l'absence de la structure l'accélération du sol maximal dans l'enveloppe de la structure aurait été plus grande en champ libre. Dans ses études, Housner (1957) conclut qu'une autre cause de cette déviation est la filtration des longueurs d'onde inférieures à la dimension de la fondation. Dans la méthode des sous-structures, l'interaction cinématique est prise en compte en modifiant l'excitation sismique en champ libre par une fonction de transfert avant d'appliquer celle-ci à la fondation. Cependant, la demande sismique est toujours réduite lorsqu'on considère l'interaction cinématique selon Kramer et Stewart (2004). Ainsi, ceux-ci ne sont pas tenus en compte dans l'étude présente. Le lecteur intéressé à ces effets est dirigé vers les références citées dans cette sous-section.

2.2.1.2 Fonction d'impédance (Interface sol-structure)

Les fonctions d'impédance décrivent la rigidité et l'amortissement du sol dans l'interaction entre la fondation et le sol. Ces fonctions doivent tenir compte des dimensions et de la rigidité de la fondation, ainsi que des propriétés du sol tel que sa résistance au cisaillement. Les fonctions d'impédance ont la possibilité d'être représentées par un système de ressorts et d'amortisseurs lorsqu'ils sont calibrés pour le sol du site (Dobry, 2014). Dans la littérature, plusieurs auteurs proposent des solutions afin d'obtenir la rigidité et l'amortissement du sol en tenant compte des paramètres précédemment discutés. Parmi ces auteurs, les ouvrages de référence recommandent Gazetas et Stokoe (1991), Pais et Kausel (1988) ainsi que Mylonakis et al. (2006) puisqu'ils sont les plus utilisés en pratique (NEHRP, 2012).

Les équations de Gazetas et Stokoe (1991) ont été adoptées dans ATC-40 (1996) et il s'agit également de celles qui sont retenues dans l'étude présente. La Figure 2.2.2 présente un aperçu de ces équations. À noter que les équations de la figure sont formulées pour obtenir la rigidité du sol sous une fondation rectangulaire située à la surface du sol et que des facteurs multiplicateurs sont

utilisés pour tenir compte de la profondeur d'encastrement de la fondation. Plus récemment, le NEHRP (2012) a résumé les équations des auteurs les plus populaires dans des tableaux qu'il fournit dans son ouvrage.



Stiffness Parameter	Equation
	Surface Stiffnesses
Vertical Translation	$K_z' = \frac{GL}{1-\nu}\left[0.73 + 1.54\left(\frac{B}{L}\right)^{0.75}\right]$
Horizontal Translation (toward long side)	$K_y' = \frac{GL}{2-\nu}\left[2 + 2.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right]$
Horizontal Translation (toward short side)	$K_x' = \frac{GL}{2-\nu}\left[2 + 2.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right] + \frac{GL}{0.75-\nu}\left[0.1\left(1-\frac{B}{L}\right)\right]$
Rotation about x-axis	$K_{\theta x}' = \frac{G}{1-\nu} I_x^{0.75}\left(\frac{L}{B}\right)^{0.25}\left(2.4 + 0.5\frac{B}{L}\right)$
Rotation about y-axis	$K_{\theta y}' = \frac{G}{1-\nu} I_y^{0.75}\left[3\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right]$

Figure 2.2.2 – Équation de Gazetas et Stokoe (1991) pour le calcul des rigidités du sol pour une fondation rectangulaire située à la surface. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

2.2.1.3 Interaction inertielle

L'interaction inertielle réfère aux déplacements et rotations au niveau de la fondation qui résultent des forces d'inertie développées dans une structure lors d'une analyse dynamique telles que le cisaillement à la base et le moment de renversement. Les forces d'inertie obtenues d'une analyse avec fondation fixe diffèrent d'une analyse considérant une fondation flexible soutenue par un système de ressorts et d'amortisseurs. Ainsi, la fondation flexible modifie la réponse de la structure soumise à une excitation sismique de deux façons. D'une part, la période de vibration de la structure est allongée. D'autre part, l'amortissement est augmenté.

Comme présenté à la Figure 2.2.3 ci-dessous, ces deux effets ont comme résultat d'augmenter les déplacements dans la structure et d'amortir la réponse par plastification du sol sous la fondation.

Une limite étant imposée sur les déplacements d'une structure lors d'une analyse sismique, cette dernière peut être critique selon les caractéristiques du sol.

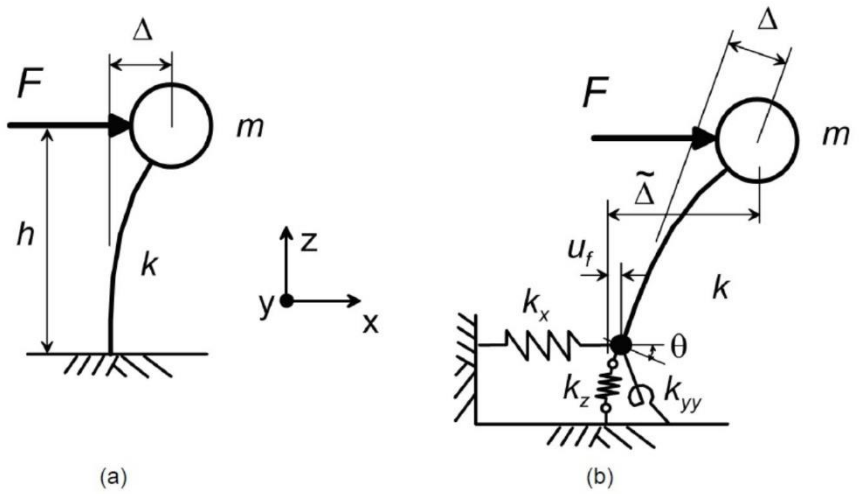


Figure 2.2.3 – Illustration de la déflexion causée à une structure à 1 DDL par une force appliquée à : (a) une structure à base fixe (b) une structure à base flexible reposant sur des ressorts. Adapté de NEHRP (2012).

Pour un système à un degré de liberté (DDL), le ratio de l'allongement de la période, défini comme étant la période d'un système sur une base flexible (Figure 2.2.3.b) sur la période du système sur une base fixe, peut être calculé à partir de l'expression classique développée par Veletsos et Meek (1974) :

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \qquad [2.11]$$

Où :

- T : période fondamentale de la structure sur base fixe
- $\tilde{T}$: période fondamentale de la structure sur base flexible
- k : rigidité latérale de la structure
- k_x : rigidité latérale du sol

- h : hauteur de la structure
- k_{yy} : rigidité en rotation du sol

Il est intéressant de voir de l'équation précédente que c'est le rapport de rigidité entre la structure et le sol qui contribue à l'allongement de la période. De plus, lorsque la rigidité du sol tend vers l'infini (base fixe), l'équation montre bien que le ratio d'allongement tendra vers 1. Ainsi, il est possible de tirer comme conclusion que l'impact de l'interaction sol-structure sera réduit pour un sol catégorisé comme étant rigide. Par ailleurs, l'équation peut être applicable pour les systèmes à plusieurs DDL dont le mode fondamental de vibration est dominant en prenant la hauteur, h, comme étant la hauteur du centre de masse du premier mode (NEHRP, 2012).

Pour prendre en compte l'augmentation de l'amortissement, Veletsos et Nair (1975) propose l'équation similaire suivante :

$$\tilde{\zeta} = \tilde{\zeta}_0 + \frac{\zeta}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^3} \qquad [2.12]$$

Où :

- $\tilde{\zeta}$: Amortissement du système
- $\tilde{\zeta}_0$: Amortissement de la fondation
- ζ : Amortissement de la structure

Dans l'équation ci-dessus, l'amortissement du système en entier est obtenu de la somme de l'amortissement de la fondation et d'une portion de celle de la structure. L'amortissement de la fondation est constitué de l'amortissement hystérétique du sol ainsi que de l'amortissement radial du sol. L'amortissement hystérétique survient lors de grande déformation plastique dans le sol. Quant à l'amortissement radial, ce dernier peut être expliqué par le fait que lorsque la fondation se met à bercer et imposer des impacts physiques au sol, une partie de l'énergie est perdue dans les ondes engendrées par les impacts. Selon Givens (2013), l'exposant trois dans l'équation est applicable pour une analyse dans laquelle la structure est linéaire élastique et dans les autres cas l'exposant à utiliser est de deux.

Dans le but d'apprécier l'impact de l'interaction inertielle, un ratio adimensionnel faisant le rapport entre les caractéristiques de la structure et celle du sol est proposé par l'auteur Bielak (1974) ainsi que Veletsos et Nair (1975) :

$$\frac{h}{V_s T} \qquad [2.13]$$

Où :

- h : hauteur de la structure
- V_s : vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans le sol
- T : période de vibration fondamentale de la structure

L'équation peut être interprétée comme mettant en relation la rigidité de la structure à celle du sol. En effet, la hauteur de la structure sur sa période de vibration fondamentale représente la rigidité de la structure en termes d'unité de vitesse et celle-ci est comparée à la rigidité du sol qui est caractérisée par la vitesse moyenne des ondes de cisaillement qui est un paramètre important pour décrire le sol (Dobry, 2014). Ce ratio adimensionnel donne une indication sur les caractéristiques du système lorsqu'une structure reposant sur une base flexible est considérée.

Afin d'apprécier l'impact de ce ratio adimensionnel sur les caractéristiques du système comme l'allongement de la période et l'amortissement de la fondation, Kramer et Stewart (2004) ont établi la Figure 2.2.4 présentée ci-dessous.

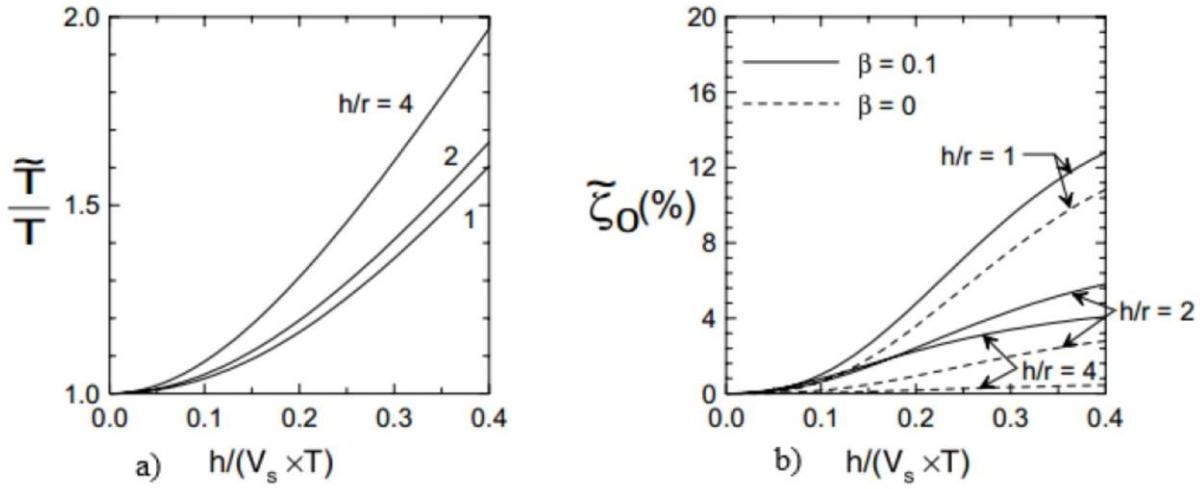


Figure 2.2.4 – Impact du ratio adimensionnel (rigidité relative de la structure par rapport au sol) sur : (a) l'allongement de la période du système (b) l'amortissement de la fondation. Adapté de Kramer et Stewart (2004).

La Figure 2.2.4.a permet de valider l'intuition que lorsque la rigidité du sol est réduite (vitesse moyenne des ondes de cisaillement, Vs, diminue dans le ratio adimensionnel) l'allongement de la période augmente, ce qui est cohérent puisque la flexibilité de la base est amplifiée. Les différentes courbes de cette figure présentent l'impact du ratio de la hauteur de la structure (h) sur le rayon d'une semelle circulaire (r). Il est possible de conclure qu'une structure élancée par rapport à sa fondation sera davantage impactée par la perte de rigidité du sol.

Dans le même sens, pour un système dont la rigidité du sol est réduite, la Figure 2.2.4.b indique qu'il y aura une augmentation de l'amortissement de la fondation, ce qui est cohérent puisque la composition du sol permet une meilleure absorption d'énergie. L'amortissement de la fondation est composé de l'amortissement hystérétique (grandes déformations dans le sol) et de l'amortissement radial (dissipation à travers les ondes transmises au sol). Le paramètre β de la figure fait référence à l'amortissement hystérétique du sol. Les lignes pleines représentent la somme de l'amortissement hystérétique et radial tandis que les lignes tiretées représentent uniquement l'amortissement radial (β=0). La figure montre qu'une augmentation de l'élancement de la structure par rapport à sa fondation (augmentation du ratio h/r) entraîne une diminution de l'amortissement de la fondation. Ceci peut être expliqué par le fait que, pour une hauteur de structure fixée, l'augmentation du ratio h/r implique une diminution du rayon de la fondation (r),

ce qui diminue la superficie de contact avec le sol et résulte en une diminution de l'amortissement de la fondation.

Dans le but d'étudier l'impact de la variation de la période et de l'amortissement sur la réponse sismique à l'aide d'exemples, Kramer et Stewart (2004) présentent aussi la Figure 2.2.5. Cette figure illustre l'accélération spectrale de deux systèmes : un bâtiment typique (période autour de 1 s) et une structure très rigide (période autour de 0,1 s).

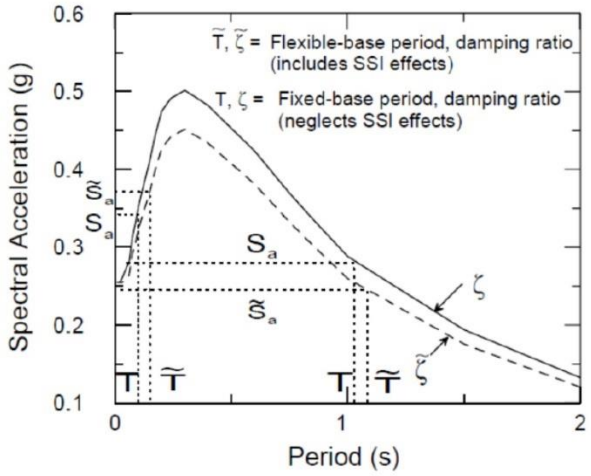


Figure 2.2.5 – Accélération spectrale de différentes structures impactées par l'interaction inertielle. Adapté de Kramer et Stewart (2004).

La figure précédente permet de constater que le type de structure considéré changera l'impact de l'interaction inertielle. En effet, en présence d'une structure comme un bâtiment typique ayant une période fondamentale autour de 1 s, la considération de l'interaction inertielle se trouve à être bénéfique puisque la période fondamentale augmente, ce qui réduit l'accélération spectrale et donc le cisaillement à la base. Dans le cas d'une structure très rigide ayant une période autour de 0,1 s, l'impact de l'interaction inertielle est défavorable. Ceci est dû au fait qu'à partir de l'accélération de pointe au sol les valeurs d'accélération spectrale augmentent vers un pic avant de redescendre. Toutefois, il est à noter que ces exemples sont valides pour le spectre considéré ci-dessus. Pour un spectre spécifique à un site, les résultats peuvent différer (Mylonakis & Gazetas, 2000).

2.2.2 Concept de poutre sur ressorts non-linéaires (BNWF)

Le concept de poutre sur ressorts non-linéaires, connu sous le nom de « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » en anglais, est une méthode relativement facile à implémenter dans les logiciels d'éléments finis, d'où l'intérêt des nombreuses études sur ce concept. La méthode est de type sous-structures et elle incorpore une interface flexible pour la fondation. Dans le cas où la fondation serait totalement rigide, les déplacements de celle-ci pourraient être représentés à l'aide de trois degrés de liberté en deux dimensions. Une interface flexible permet de modéliser la fondation par une série d'éléments connectés par des ressorts et ainsi de représenter l'ensemble des degrés de liberté du système. Depuis son apparition, créée par Winkler (1867), plusieurs auteurs ont apporté leur contribution au concept en proposant des variantes à celle-ci. En effet, puisque le concept de BNWF représente la fondation par une poutre et le sol par une série de ressorts et d'amortisseurs sur sa longueur, différents auteurs proposent différents agencements de la distribution de ceux-ci. Les éléments jugés les plus importants sont présentés dans cette sous-section.

Après avoir étudié une distribution de ressorts et d'amortisseurs qui considère un sol ne travaillant qu'en compression et qui permet le décrochement, Nakaki et Hart (1987) conclut la demande en ductilité sur la structure est généralement réduite lorsque le bercement est permis. Toutefois, ils constatent également que le contenu fréquentiel du signal sismique joue un rôle important et que la demande en ductilité sur la structure est plus élevée lorsque le bercement est permis dans certains cas. De leur côté, Harden et al. (2005) étudient différentes distributions de ressorts dans le but de représenter les profils des contraintes théoriques dans le sol sous la fondation. La disposition des ressorts proposée par les auteurs est de subdiviser la longueur de la semelle en trois parties. La section centrale de la subdivision permet de représenter la rigidité verticale du sol par des ressorts uniformément distribués avec une rigidité uniforme. Les sections aux extrémités de la semelle représentent la rigidité en rotation du sol et les ressorts y sont plus rapprochés avec une rigidité proportionnellement plus grande que ceux de la section centrale.

Le concept de BNWF ayant initialement pris de l'ampleur pour l'analyse de pieux, une formulation populaire de Matlock (1970) développée pour l'analyse statique de ceux-ci fut modifiée par Boulanger et al. (1999) dans le but de l'utiliser pour des analyses dynamiques. Dans le cadre de leurs études, Harden et al. (2005) examinent la formulation modifiée par Boulanger et al. (1999)

pour modéliser des semelles de fondation avec le concept de BNWF et conclut d'une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux d'essais en centrifugeuse. Finalement, cette formulation initialement calibrée pour représenter les déformations latérales des pieux est recalibrée par Raychowdhury et Hutchinson (2008) dans le but de décrire les déformations verticales des semelles de fondation. La calibration a été effectuée à partir des résultats obtenus en centrifugeuse par des essais sur des structures à échelle réduite (Kutter, 1992).

La formulation développée par Boulanger et al. (1999) est présentée à la Figure 2.2.6 ci-dessous.

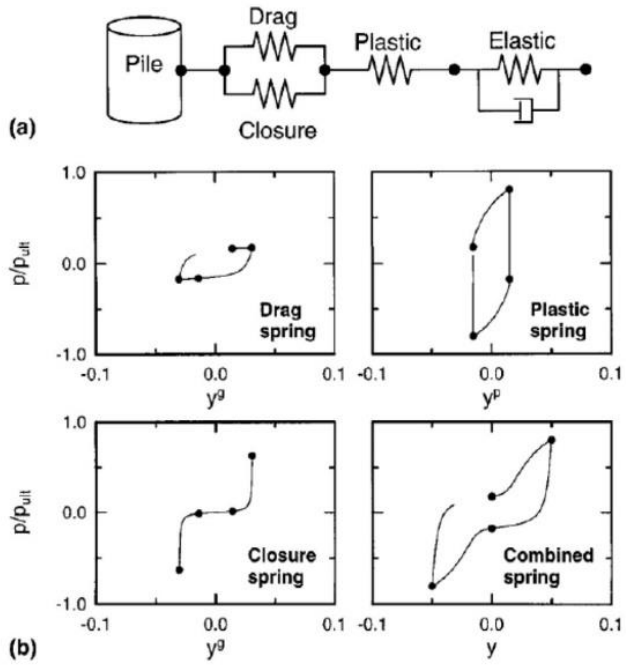


Figure 2.2.6 – Comportement d'un élément développé avec la formulation de Boulanger et al. (1999) : (a) aperçu de la composition de l'élément (b) comportement des différents sous-éléments

À partir de la Figure 2.2.6.a, il est possible de voir que des sous-éléments mis en série et en parallèle forment l'élément. La partie gauche des sous-éléments (*drag* et *closure*) est formée de ressorts permettant le décollement entre la semelle et le sol. Le sous-élément du centre (*plastic*) est un ressort qui a pour but d'illustrer le comportement en plastification du sol. Quant à la partie droite des sous-éléments (*elastic*), elle a pour but de représenter le fait que le sol situé en profondeur plus loin de la semelle aura un comportement élastique. À noter que l'amortisseur est placé en série avec le ressort élastique dans la partie de droite plutôt qu'avec le ressort plastique dans le but d'éviter une surestimation de l'amortissement.

2.3 Modélisation sur le logiciel OpenSEES

OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulations) est un logiciel de type code source ouvert développé par Frank McKenna depuis 1997 (Mazzoni et al., 2006). Ce logiciel d'éléments finis gratuit est particulièrement adapté pour l'analyse sismique et offre une grande liberté de modélisation ce qui convient bien au milieu de la recherche. En effet, en plus d'offrir une bibliothèque de matériaux, éléments et types d'analyses considérablement variée, il permet également à l'utilisateur de modifier ou ajouter ses propres codes afin de modéliser le problème désiré. La crédibilité du logiciel pour modéliser les différentes parties de la problématique de ce présent mémoire ayant déjà été démontrée dans le passé par les auteurs Uriz et Mahin (2008) ainsi que Raychowdhury et Hutchinson (2008) par comparaison avec des résultats expérimentaux, OpenSEES a été choisi pour répondre aux objectifs de la modélisation numérique de la présente étude. Dans les sous-sections suivantes, la modélisation de la superstructure ainsi que de l'interaction sol-structure dans OpenSEES sera abordée en parallèle avec des résultats expérimentaux.

2.3.1 Modélisation de la superstructure et résultats expérimentaux

Le logiciel OpenSEES permet de travailler dans un environnement en deux ou trois dimensions. Dans le présent cas, un modèle en deux dimensions étant choisi pour simplifier la modélisation et limiter le temps de calcul, un environnement 2D serait suffisant. Or, étant donné que la superstructure est composée de diagonales pouvant flamber hors-plan, un environnement en 3D est requis même si le modèle est en deux dimensions.

OpenSEES comporte plusieurs types d'éléments permettant de modéliser les différentes composantes d'une superstructure. Dans le cas d'une superstructure étant un cadre concentrique en acier tel que dans cette étude, les principales composantes à modéliser sont les colonnes, les poutres, les diagonales et les goussets. Les colonnes, poutres et diagonales sont représentées dans le modèle numérique par des éléments poutre-colonne tandis que les goussets sont représentés par des ressorts de longueur nulle.

La Figure 2.3.1 illustre les éléments numériques du logiciel qui sont utilisés pour représenter les différentes composantes du cadre concentrique en acier. Dans le cadre de cette étude, la plastification étant envisagée dans les diagonales (calcul par capacité) ceux-ci sont modélisées par

des éléments poutre-colonne non-linéaires pouvant développer de la plasticité. Ces éléments non-linéaires pouvant développer de la plasticité, nommé *nonlinearBeamColumn element*, sont composés de sections en fibres auxquelles sont attribuées des lois de comportement non-linéaires. Quant aux colonnes et aux poutres, celles-ci sont modélisées par des éléments élastiques ce qui permet de réduire le temps de calcul. Les éléments poutres-colonnes élastiques sont nommés *elasticBeamColumn element* dans le logiciel. Les goussets sont représentés par des ressorts de longueur nulle, nommés *zeroLength element*, pouvant simuler leurs comportements selon les différents degrés de liberté.

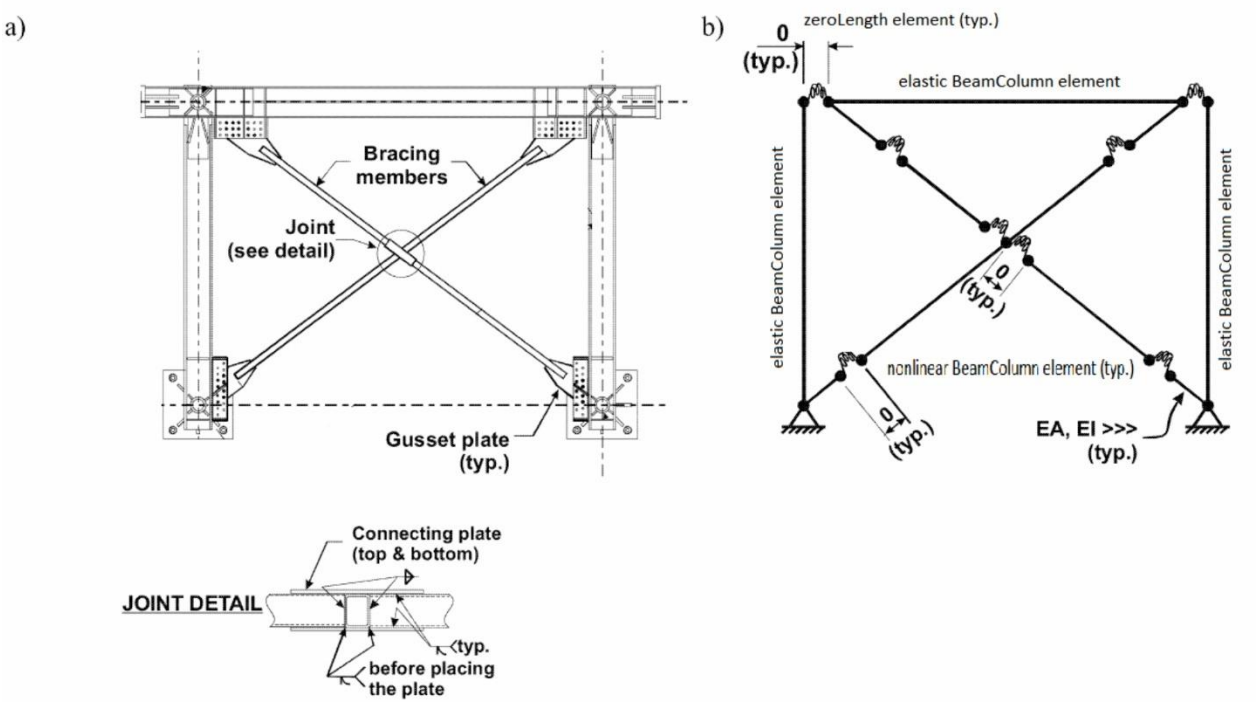


Figure 2.3.1 – Illustration du : a) cadre concentrique en acier b) modèle numérique. Adapté de Aguero et al. (2006).

Les éléments numériques non-linéaires représentant les diagonales étant plus complexes à modéliser que les autres composantes du cadre concentrique, de l'information plus détaillée sera fournie pour ceux-ci. Les éléments numériques élastiques représentant les poutres et les colonnes ainsi que les ressorts de longueur nulle représentant les goussets seront brièvement abordés.

En premier lieu, la modélisation dans OpenSEES des diagonales d'un cadre concentrique en acier sera présentée en abordant les points suivants :

- la loi de comportement de l'acier attribuée aux fibres (Figure 2.3.2.d)
- les sections formées de fibres représentant une coupe transversale des diagonales (Figure 2.3.2.c)
- les éléments poutre-colonne formés de sections en fibre (Figure 2.3.2.a et Figure 2.3.2.b)

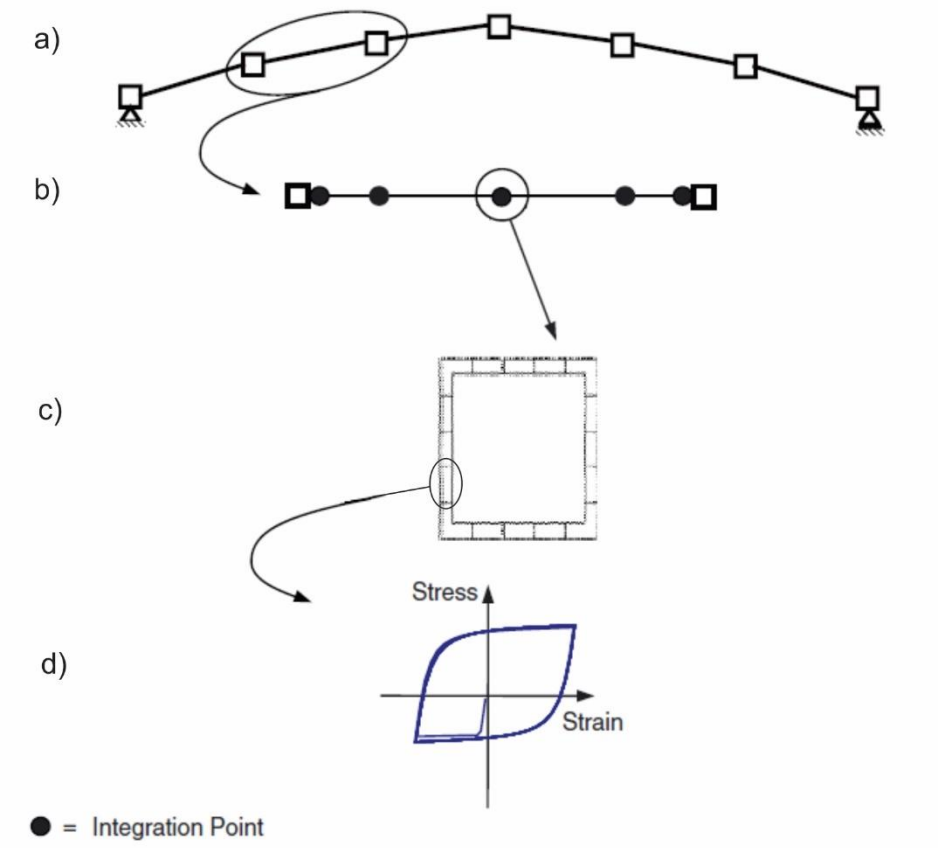


Figure 2.3.2 – Modélisation d'un élément poutre-colonne non-linéaire pouvant développer de la plasticité distribuée : a) subdivision de la diagonale en élément poutre-colonne b) définition des points d'intégration c) discrétisation de la section transversale en fibres d) loi de comportement des fibres. Adapté de Uriz et Mahin (2008).

En deuxième lieu, l'impact des goussets sur le comportement des diagonales ainsi que la modélisation de ceux-ci dans le logiciel seront présentés. En troisième lieu, la comparaison entre des résultats expérimentaux et un modèle numérique OpenSEES sera faite. Finalement, les limitations du modèle de la superstructure seront abordées.

2.3.1.1 Loi de comportement de l'acier

La notation utilisée par OpenSEES pour faire référence à une loi de comportement est à travers la définition d'un matériau. Le logiciel fournit une bibliothèque assez variée de matériaux, mais cette section présentera l'acier utilisé pour représenter la superstructure de l'étude connu sous le nom de *Steel02 (Giuffre-Menegotto-Pinto model)*. Cette loi de comportement, initialement appuyée sur les travaux de Menegotto et Pinto (1973), a été ensuite modifiée par Filippou et al. (1983) pour prendre en compte l'écrouissage isotrope du matériau.

La courbe contrainte-déformation de l'acier est habituellement définie par les quatre zones distinctes suivantes : zone élastique, plateau plastique, écrouissage et striction. La Figure 2.3.3 illustre ces différentes zones pour un acier typique.

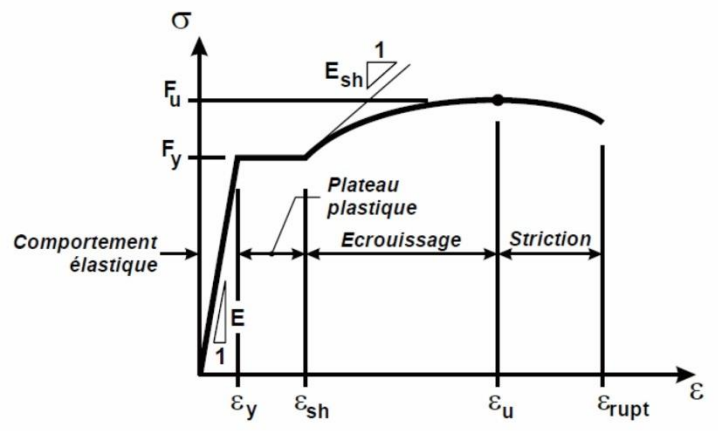


Figure 2.3.3 – Courbe contrainte-déformation typique de l'acier. Adapté de Tremblay (2017a).

Les diagonales des contreventements concentriques de cette étude sont des profilés HSS formés à froid et ceux-ci ont une courbe contrainte-déformation qui diffère de l'acier typique. En effet, le processus de formation des profilés HSS à froid implique de faire passer les profilés dans des rouleaux qui modifient leur géométrie causant ainsi une augmentation de la contrainte de plastification (Fy) tel qu'illustré à la Figure 2.3.4. Le processus de fabrication cause également la perte du plateau plastique et une transition graduelle vers la contrainte ultime (Fu). Pour tenir compte de cette augmentation de la contrainte de plastification, la norme CSA S16-14 requiert d'utiliser une contrainte probable de 460 MPa pour les profilés HSS lors de la conception et cette valeur est un des paramètres à définir dans OpenSEES lorsque le matériau *Steel02* est choisi.

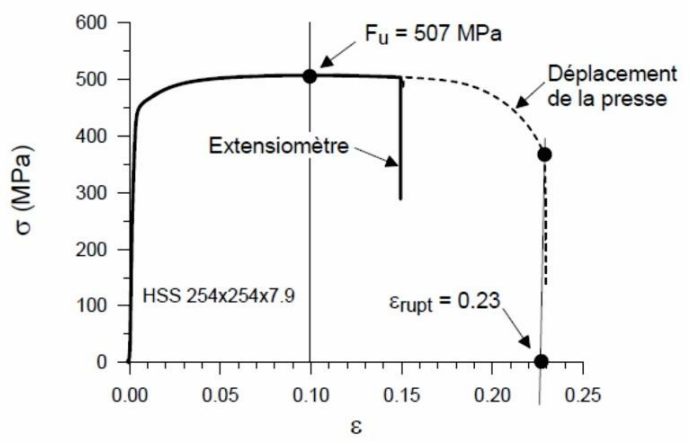


Figure 2.3.4 - Courbe contrainte-déformation typique d'un profilé HSS formé à froid. Adapté de Tremblay (2017a).

Mise à part la contrainte de plastification, les autres paramètres à définir pour le matériau *Steel02* sont le module de Young, le ratio d'écrouissage (pente de la branche d'écrouissage sur la pente élastique), les facteurs de transitions de la zone élastique à plastique ainsi que les paramètres définissant l'enveloppe d'écrouissage. Le module de Young pour l'acier est pris égal à 200 GPa. Différents auteurs proposent des valeurs pour les paramètres d'écrouissage tel que Aguero et al. (2006) et Imanpour et al. (2016). Dans cette étude, ses paramètres sont choisis en comparant les résultats du modèle OpenSEES avec des résultats expérimentaux au chapitre 4 du présent rapport. La loi de comportement de l'acier *Steel02* permet uniquement de tenir compte du comportement axial du matériau et pas des déformations en cisaillement. Puisque le matériau est attribué aux diagonales et que ceux-ci comportent des déformations en cisaillement mineures par rapport aux déformations axiales et flexionnelles, le choix du matériau est jugé adéquat.

2.3.1.2 Section en fibre

La loi de comportement *Steel02* présentée dans la section 2.3.1.1 précédente est attribuée individuellement à chaque fibre. En formant la géométrie de la coupe transversale désirée par l'assemblage de plusieurs fibres, tel qu'illustré à la Figure 2.3.2.c pour une section HSS, il est possible d'obtenir une section en fibre. Une fois la section modélisée, le logiciel calcule lui-même l'interaction entre l'effort axial et le moment durant l'analyse (Mazzoni et al., 2006). Étant donné que la section en fibre ne possède pas de rigidité en torsion initialement, celle-ci est ajoutée au modèle avec la commande *section Aggregator* à travers un matériau (loi de comportement)

élastique dont la tangente est le produit du module de cisaillement (G) et de l'inertie en torsion (J). La section en fibre prend l'hypothèse de Bernoulli et repose donc sur le fait que les sections droites et planes avant déformation restent ainsi après déformation.

La solution de la contrainte et de la déformation est obtenue pour chaque fibre individuellement et la réponse de la section est la somme des efforts des fibres qui s'y trouvent (Spacone et al., 1996). Pour obtenir la solution sur l'ensemble d'un élément poutre-colonne (une subdivision de la diagonale), le calcul sur la section est répété à chaque point d'intégration (Figure 2.3.2.b).

2.3.1.3 Élément poutre-colonne

Dans OpenSEES, les éléments poutre-colonne les plus simples sont ceux qui se comportent de manière élastique et ceux-ci nécessitent comme paramètres d'entrée les propriétés de la section à modéliser (aire, module de Young, module de cisaillement, inertie en torsion et inerties en flexion). Étant donné que les cadres concentriques de la présente étude sont conçues avec un calcul par capacité, les poutres et les colonnes sont choisies pour demeurer élastiques lorsque les diagonales atteignent leur résistance probable. Ainsi, ce sont les éléments poutre-colonne élastique de OpenSEES qui sont utilisés pour représenter les poutres et les colonnes des cadres.

Le logiciel propose également des éléments poutre-colonne plus complexes permettant de tenir compte de la plasticité. En théorie, il existe deux catégories de plasticité pouvant être modélisée : plasticité concentrée ou distribuée. La Figure 2.3.5 illustre ces deux catégories de modélisation ainsi que les différentes approches à l'intérieur de ces catégories. Une solution en plasticité concentrée implique un choix préalable de l'emplacement de la zone plastique tandis qu'une solution en plasticité distribuée a la possibilité de développer celle-ci sur la longueur de l'élément. Dans le cadre de cette étude, c'est la plasticité distribuée sur la longueur de l'élément qui est considérée afin de représenter un comportement plus réaliste de la propagation des déformations plastiques tel que constaté par un document technique du NEHRP (Deierlein et al., 2010).

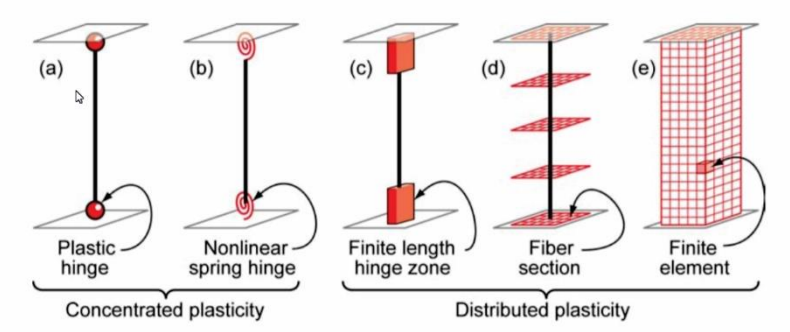


Figure 2.3.5 – Catégories de modélisation de plasticité : concentrée et distribuée. Adapté de Deierlein et al. (2010).

Le logiciel propose deux formulations d'éléments poutre-colonne qui ont la possibilité de développer de la plasticité distribuée, soit la formulation basée sur les déplacements (DBE) ou celle basée sur les forces (FBE). La formulation FBE est généralement choisie par les utilisateurs. En effet, comme illustré à la Figure 2.3.6.a, la formulation DBE fait l'hypothèse de déformation axiale constante et d'une courbature linéaire sur l'élément ce qui s'éloigne de la réalité (Terzic, 2011). La subdivision des membrures est donc nécessaire afin d'obtenir une précision adéquate. Dans la formulation FBE, la continuité des forces est assurée par l'équilibre statique ce qui permet de converger plus rapidement vers la solution comme il est possible de le voir à la Figure 2.3.6.b.

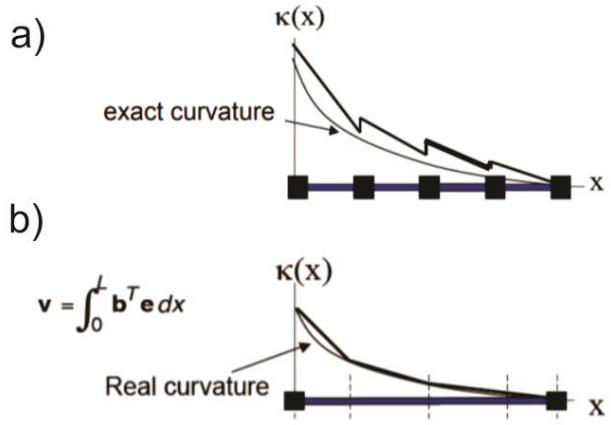


Figure 2.3.6 – Comparaison des courbatures d'éléments modélisés avec la : a) formulation DBE b) formulation FBE. Adapté de Terzic (2011).

À travers un exemple, Neuenhofer et Filippou (1997) illustrent les erreurs obtenues avec les deux formulations et présentent les paramètres de modélisation sur lesquelles il faut agir pour atteindre une précision suffisante. L'exemple est fait sur une poutre prismatique avec des conditions aux

frontières hyperstatiques (Figure 2.3.7.a) pour laquelle la réponse globale et locale est comparée pour les formulations DBE et FBE (Figure 2.3.7.b). Les auteurs montrent qu'il est possible d'atteindre une précision adéquate en augmentant le nombre de points d'intégration ou en augmentant le nombre d'éléments subdivisant la membrure pour des éléments avec une formulation FBE. Cependant, dans le cas de la formulation DBE, la précision peut être augmentée qu'en augmentant le nombre d'éléments. De plus, la convergence est plus rapide pour la formulation FBE ce qui suscite l'intérêt pour son utilisation. Toutefois, il est à noter que la formulation FBE n'est disponible que pour les éléments unidimensionnels et donc la formulation est appropriée pour la modélisation de cadres dans OpenSEES (De Souza, 2000). D'autres auteurs tels qu'Aguero et al. (2006) ainsi que Uriz et Mahin (2008), ayant étudié particulièrement le flambement des diagonales de contreventements concentriques dans OpenSEES, suggèrent l'utilisation de la modélisation avec les éléments FBE. Puisque le flambement des diagonales de contreventements concentriques est un paramètre jouant un rôle crucial sur les objectifs de cette étude, c'est la modélisation avec les éléments FBE qui est utilisée dans ce mémoire basée sur les travaux des auteurs précédents. De plus, l'assignation d'une transformation géométrique de type corotationnelle aux éléments permet de tenir compte des effets de second ordre qui augmentent les efforts dans les membrures.

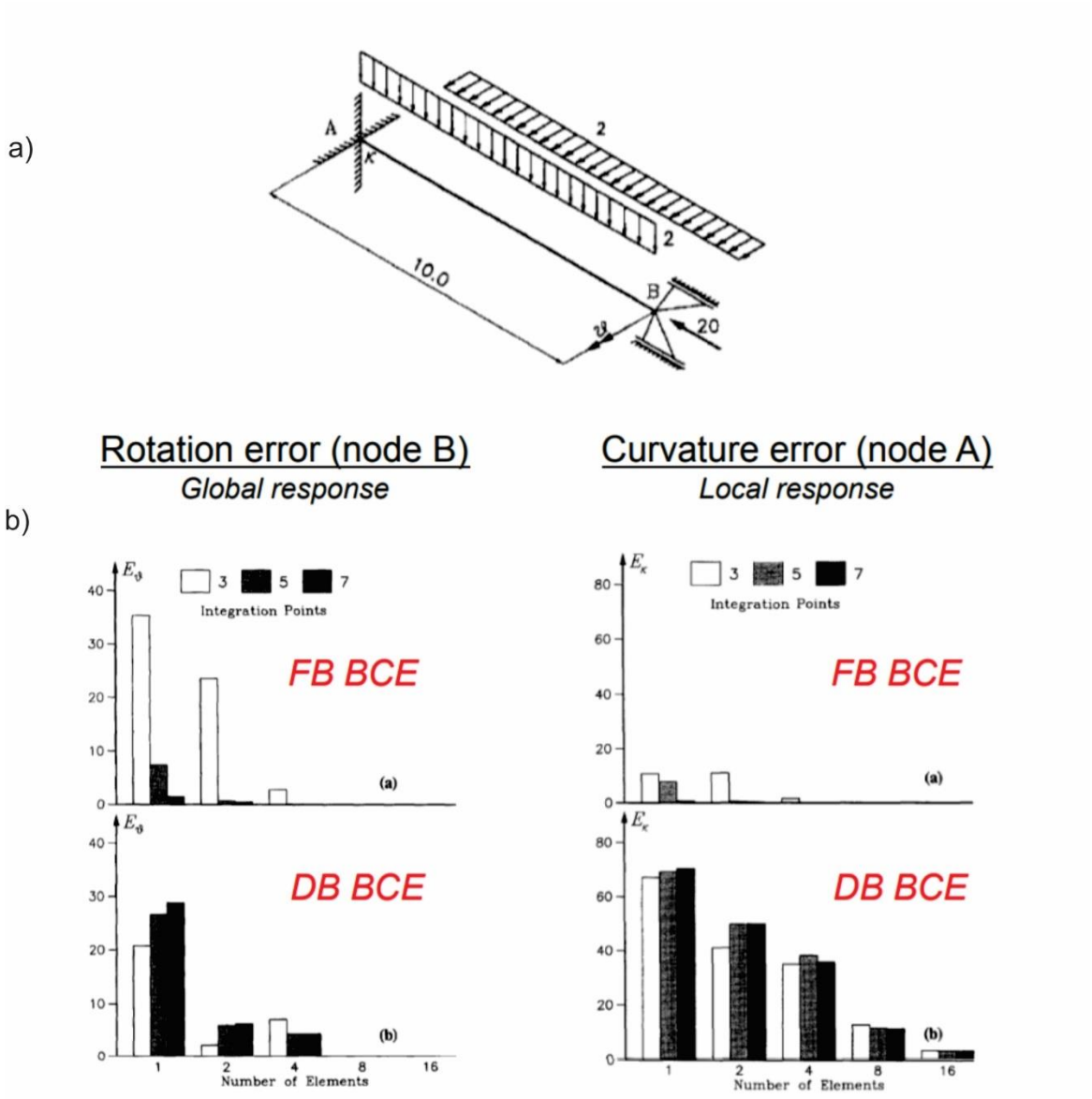


Figure 2.3.7 – Comparaison de l'erreur globale et locale pour une poutre prismatique modélisée avec la formation DBE et FBE. Adapté de Terzic (2011).

2.3.1.4 Goussets des diagonales

Le comportement attendu d'un cadre concentrique en acier lors d'un séisme est la dissipation d'énergie à travers le flambement en compression et la plastification en traction des diagonales. L'aire sous la courbe d'hystérésis d'une diagonale témoigne de sa capacité à dissiper de l'énergie. De ce fait, les études antérieures par Sabelli et Hohbach (1999), Tremblay et al. (2003) et Palmer et al. (2012) démontrent que le paramètre le plus important qui influence l'allure d'une courbe

d'hystérésis de diagonale est sa longueur effective souvent dénotée KL. Puisque les goussets modifient la condition aux frontières d'une diagonale, ils modifient également sa longueur effective, et donc son comportement. Pour illustrer ce propos, la Figure 2.3.8 provenant d'une étude comparative faite sur OpenSEES par Terzic (2013) pour déterminer l'impact des goussets sur la réponse des diagonales est présentée ci-dessous. Il est possible de voir que la réponse obtenue en supposant une condition frontière rotulé-rotulé s'éloigne du comportement obtenu en considérant l'impact des goussets (FBE ou ressort). De plus, à travers ces études, l'auteure montre également que les goussets peuvent être représentés par des éléments basés sur la force ou des ressorts et qu'ils fournissent des résultats similaires. Dans le cadre de cette étude, ce sont les ressorts qui sont choisis pour représenter les goussets.

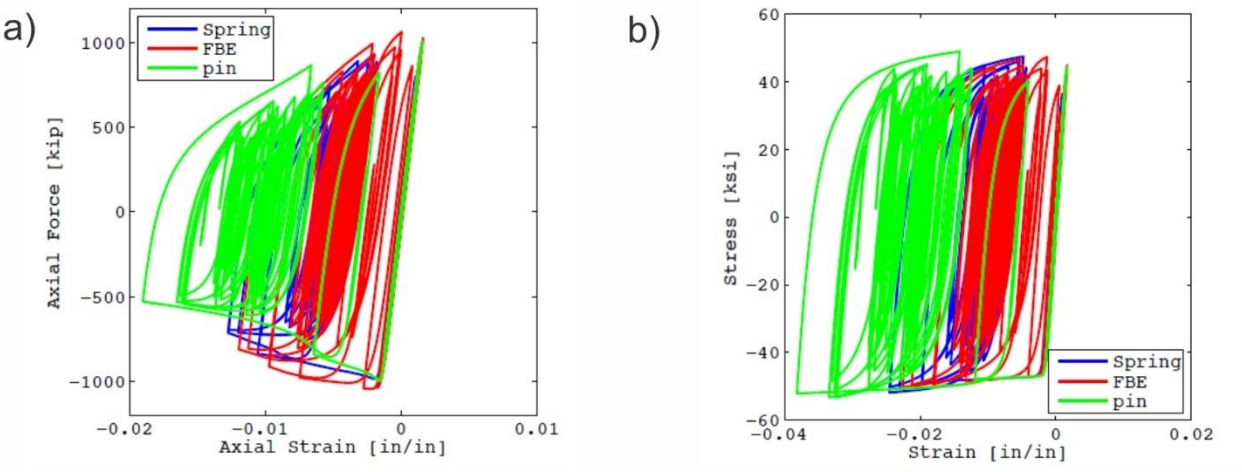


Figure 2.3.8 – Comportement des diagonales en considérant différentes conditions aux frontières : a) effort axial en fonction de la déformation b) contrainte en fonction de la déformation. Adapté de Terzic (2013).

Afin de quantifier l'impact significatif des goussets sur la courbe d'hystérésis d'une diagonale, le paramètre à examiner est la variation dans sa résistance à la compression. En effet, l'inclusion des goussets mène à un apport de rigidité additionnelle à la diagonale ce qui se traduit par une diminution de sa longueur effective. Ainsi, la résistance en compression d'une diagonale augmente lorsque les goussets sont inclus dans le modèle puisque sa longueur effective est réduite. Pour illustrer ce propos, la Figure 2.3.9 présente étude comparative faite sur OpenSEES par Tremblay (2011) en faisant varier la condition frontière. La Figure 2.3.10 fournit les résultats de la résistance à la compression (Cu) issus de cette étude comparative. Il est intéressant de noter que cette étude a

été menée sur OpenSEES et que les goussets ont été modélisés à l'aide de ressorts tels que dans cette étude. Dans ce qui suit, la modélisation de ces ressorts sera présentée.

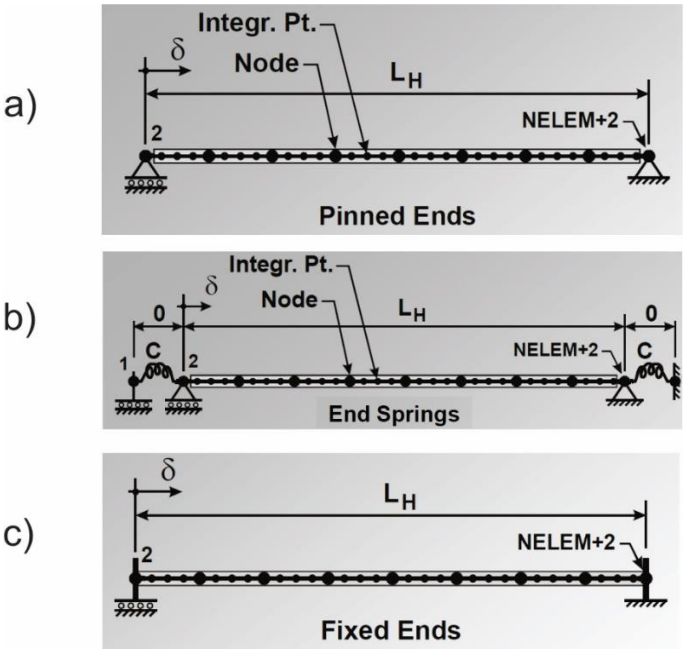


Figure 2.3.9 – Représentation d'une diagonale avec différentes conditions aux frontières : a) rotulé b) ressort c) fixe. Adapté de Tremblay (2011).

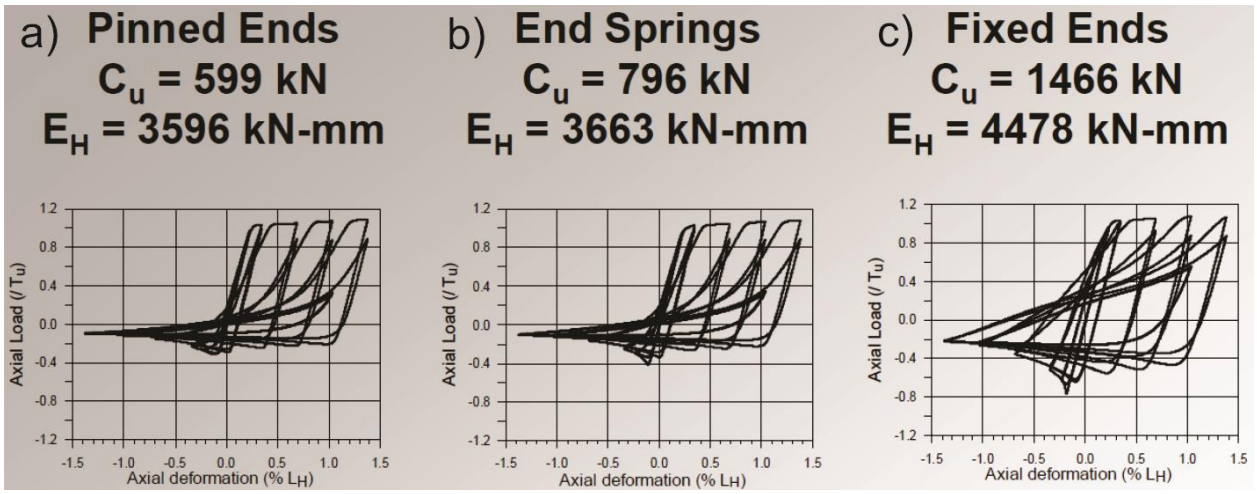


Figure 2.3.10 - Résistance de la diagonale à un effort de compression sous différentes conditions frontières : a) rotulé b) ressort c) fixe. Adapté de Tremblay (2011).

Dans OpenSEES, les goussets ont la possibilité d'être représentés par des ressorts nommés *zeroLength element* (Figure 2.3.11.b). Tel que son nom l'indique, il s'agit d'un élément de longueur nulle qui fait la jonction entre deux nœuds superposés ayant les mêmes coordonnées spatiales. Cet élément est versatile puisqu'il est possible de lui attribuer une loi de comportement différente selon chacun de ses degrés de liberté dans un système d'axe local ou global.

Dans un environnement 3D, un nœud a six degrés de liberté, soit trois en translation et trois en rotation. Afin de modéliser adéquatement l'impact des goussets, il est nécessaire de calculer leurs caractéristiques (résistance et rigidité) selon les différents degrés de liberté et ensuite d'attribuer ceux-ci à différentes lois de comportement. Ces lois de comportement sont finalement assignées à l'élément de longueur nulle dans les degrés de liberté respectifs ce qui permet de simuler les conditions aux frontières du gousset.

2.3.1.5 Résultats expérimentaux

Cette sous-section présente une étude paramétrique réalisée dans le but d'évaluer le nombre de fibres, de points d'intégration et de subdivisions en poutre-colonne nécessaire pour atteindre la convergence des résultats.

Après une étude paramétrique assez rigoureuse, Aguero et al. (2006) proposent d'utiliser : une discrétisation de la section en 16 fibres, 4 points d'intégration par poutre-colonne et une subdivision de chaque demi-diagonale en 8 éléments poutre-colonne. En utilisant ces paramètres, les auteurs montrent qu'une précision adéquate peut être obtenue en comparant leur modèle numérique aux résultats expérimentaux du test effectué par Tremblay et al. (2003). L'illustration du test expérimental et du modèle numérique est présentée à la Figure 2.3.11 et les zones mises en évidence en rouge sur la figure représentent les points où les résultats sont comparés. La Figure 2.3.12 comparent les résultats enregistrés et les courbes suivantes y sont illustrées : effort-déplacement latéral du cadre, déplacement hors-plan au point de connexion central des diagonales et déplacement hors-plan du point central de la demi-diagonale inférieure de la diagonale continue. Il est possible de constater qu'il y a une bonne concordance par rapport aux résultats expérimentaux, et donc que les paramètres recommandés sont adéquats. À noter que les auteurs ont également validé ces paramètres avec d'autres tests expérimentaux tels que ceux de Shaback et Brown (2003) ainsi que Haddad (2004).

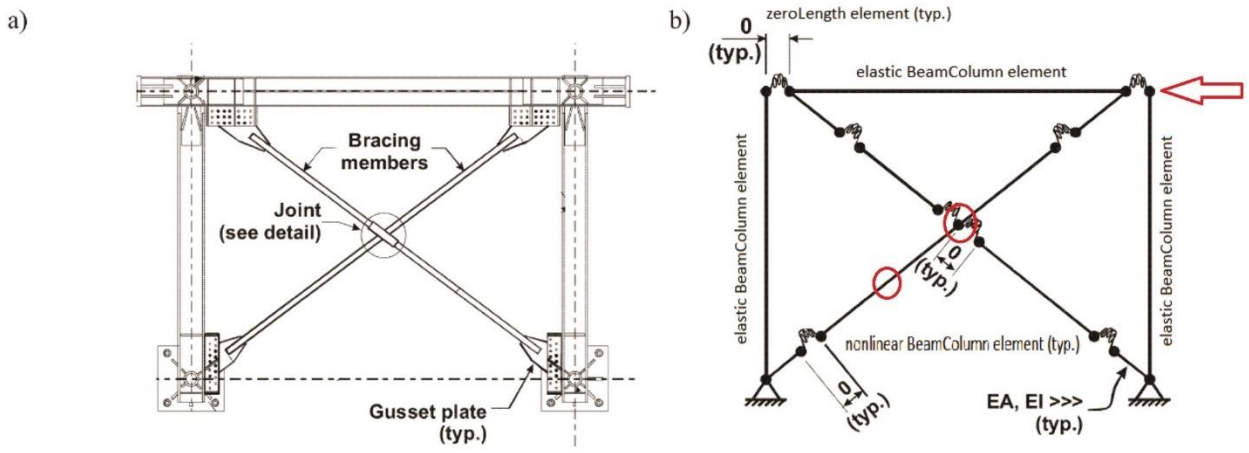


Figure 2.3.11 – Comparaison des résultats : a) test expérimental b) modèle numérique. Adapté de Aguero et al. (2006).

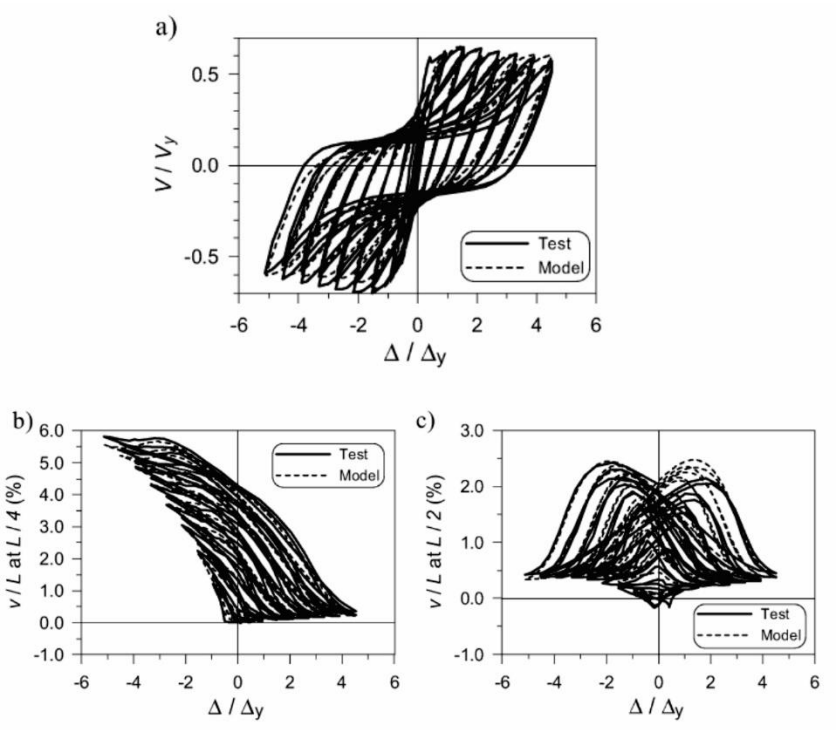


Figure 2.3.12 – Comparaison des résultats du modèle numérique et du test expérimental : a) effort-déplacement latéral du cadre b) déplacement hors-plan du point central de la demi-diagonale inférieure de la diagonale continue c) déplacement hors-plan au point de connexion central des diagonales. Adapté de Aguero et al. (2006).

2.3.1.6 Limitations de la modélisation de la superstructure

Cette section vise à aborder certaines des limitations du modèle numérique de la superstructure utilisé dans le cadre de cette étude. La modélisation en utilisant les éléments discutés dans les sous-sections précédentes dispose des limitations suivantes :

- Les éléments poutre-colonne avec section en fibres utilisés pour modéliser les diagonales ne permettent pas d'identifier les phénomènes locaux (exemple : voilement local)
- Les éléments poutre-colonne avec section en fibres peuvent causer des problèmes de localisation de contrainte (Uriz et Mahin 2008)
- Les sections en fibre ne sont pas initialement formulées pour reprendre des déformations en cisaillement bien qu'il est possible d'en tenir compte
- Les poutres et les colonnes ne sont pas modélisées avec possibilité de plastification puisqu'elle n'est théoriquement pas envisagée

2.3.2 Modélisation de l'interaction sol-structure

La modélisation de l'interaction sol-structure peut être réalisée à travers le concept de *Beam on Nonlinear Winkler Foundation* (BNWF) qui est une méthode de type sous-structure brièvement présentée à la section 2.2.2. Cette méthode est incorporée dans OpenSEES et la modélisation de celle-ci sera présentée dans les sous-sections suivantes. Pour ce faire, les points suivants seront abordés :

- modèle numérique d'un système superstructure-fondation-sol
- loi de comportement attribuée aux éléments de longueur nulle (ressort)
- rigidité du sol
- espacement des ressorts
- amortissement du sol
- capacité de traction du sol
- limitations du modèle numérique BNWF implémenté

2.3.2.1 Modèle numérique d'un système superstructure-fondation-sol

Afin de former un système superstructure-fondation-sol, il est nécessaire de lier la superstructure à la sous-structure. Dans le contexte de modélisation numérique, il s'agit de lier le modèle du cadre concentrique au modèle BNWF qui représente la fondation et le sol. La Figure 2.3.13 présente la modélisation numérique proposée dans OpenSEES pour représenter le système à l'étude. Afin de lier le cadre concentrique à la sous-structure, il est nécessaire de joindre les nœuds à la base des poteaux du cadre aux nœuds de la fondation. Il est ainsi possible de connecter le cadre à une poutre élastique reposant sur une distribution de ressorts verticaux de longueur nulle. Les ressorts permettent de représenter la rigidité verticale du sol, mais ils permettent également de tenir compte de la rigidité en rotation à travers leur distribution sur la longueur de la semelle. À noter que le logiciel permet à l'utilisateur d'ajouter des ressorts pour considérer la rigidité horizontale du sol, mais que l'étude présente s'intéresse au bercement des fondations de cadre concentrique d'où la composante horizontale du sol est ignorée. Le fait de négliger la composante horizontale du sol est jugé conservateur puisque la dissipation de l'énergie sismique est restreinte au cadre et aux ressorts verticaux.

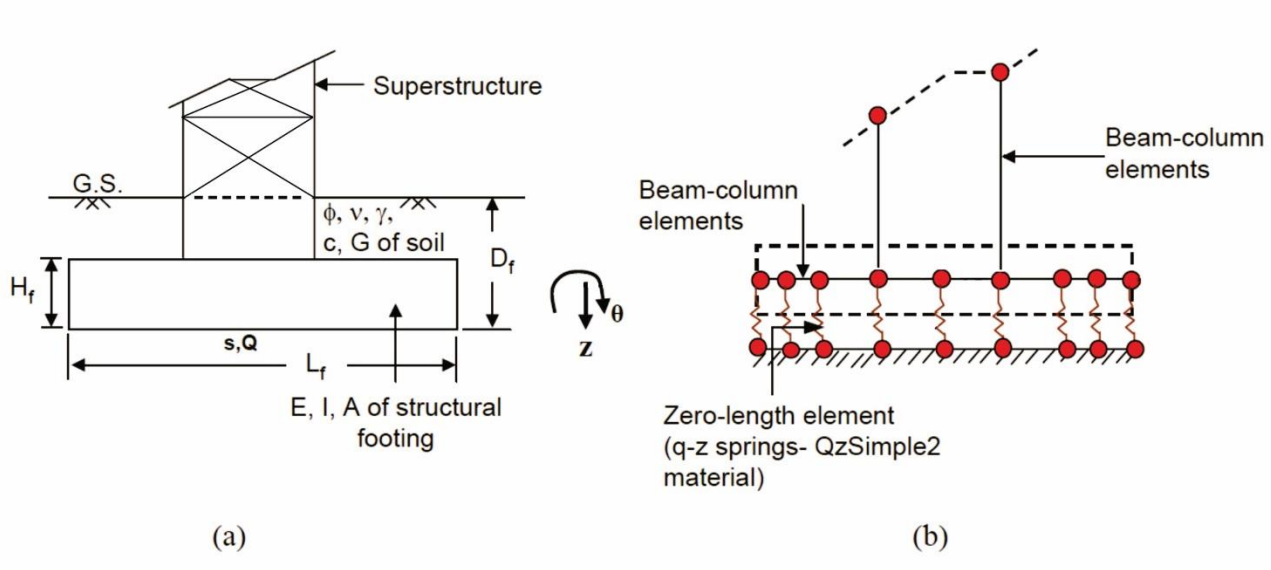


Figure 2.3.13 - Représentation du système à l'étude dans OpenSEES : a) système superstructure-fondation-sol b) modélisation numérique du système. Adapté de Prishati Raychowdhury et Hutchinson (2008).

2.3.2.2 Loi de comportement

Le logiciel propose la loi de comportement *QzSimple2* pour définir la réponse des ressorts verticaux tel qu'illustré à la Figure 2.3.13.b. Cette loi est basée sur les études menées par Raychowdhury et Hutchinson (2008) qui ont calibré une formulation existante pour correspondre aux déformations verticales des fondations superficielles.

Initialement, la loi de comportement nommée *QzSimple1* était formulée pour les déformations latérales des pieux par Boulanger et al. (1999). Bien qu'un aperçu de cette loi ait été présenté dans la section 2.2.2, des informations complémentaires sur celle-ci seront fournies ici. La Figure 2.3.14 décrit le comportement hystérétique non symétrique de la loi *QzSimple1* avec une limite ultime en compression et une capacité réduite en traction afin de tenir compte de la faible résistance des sols en tension.

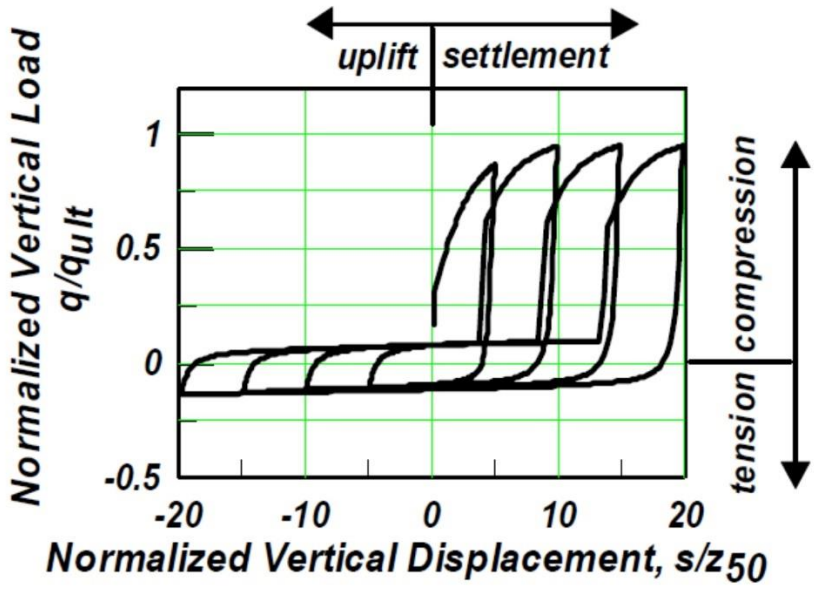


Figure 2.3.14 – Comportement de la loi *QzSimple1* sous un chargement cyclique. Adapté de Boulanger (2000).

La loi *QzSimple1*, composée d'un agencement de ressorts, est reprise à la Figure 2.3.15. L'élément peut être décrit par trois zones distinctes, soit une zone élastique, une zone plastique et une zone de décollement. La zone élastique comporte un ressort et un amortisseur radial placé en parallèle. Le ressort étant élastique, la rigidité initiale du sol lui est attribuée. De plus, l'amortisseur est placé en parallèle du ressort élastique plutôt que du ressort plastique dans le but d'éviter une

surestimation de l'amortissement. Cette zone a pour but de capturer le comportement du sol situé loin de la fondation. La zone plastique comporte un ressort non-linéaire ayant pour but de capturer les déplacements permanents du sol situé proche de la fondation. Finalement, la zone de décollement est formée de deux ressorts en parallèle ayant pour rôle de décrire le soulèvement de la fondation à travers la spécification d'une résistance en traction du sol.

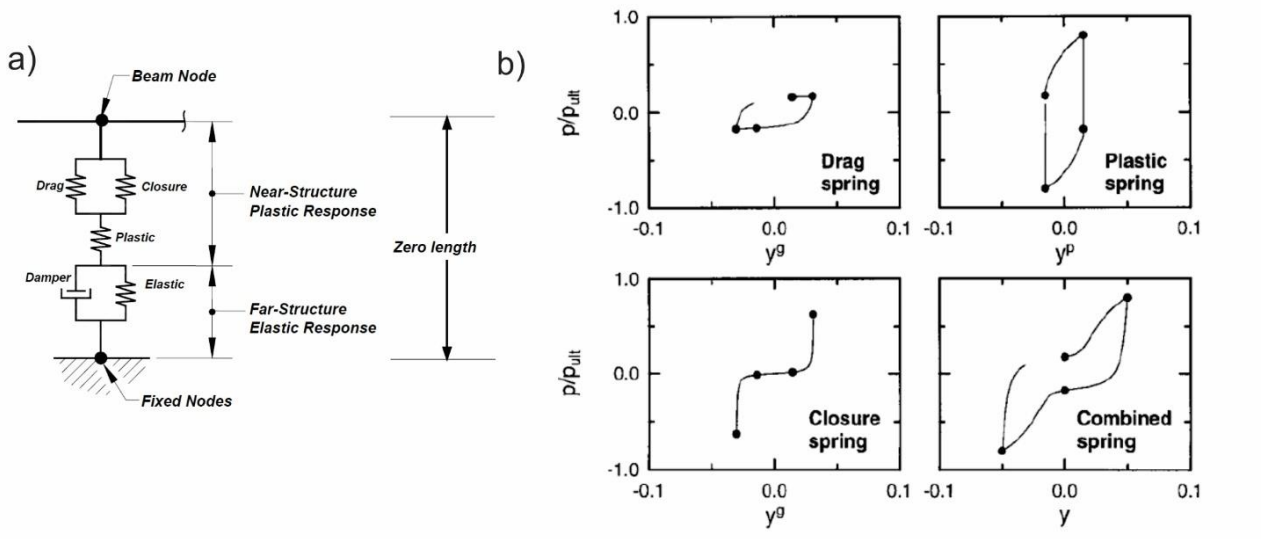


Figure 2.3.15 – Composantes formant la loi *QzSimple1* : a) agencement des ressorts b) comportement des ressorts. Adapté de Boulanger (2000).

La Figure 2.3.16 présente la courbe force-déplacement du sol et illustre graphiquement certains des paramètres nécessaires pour décrire le comportement de la loi *QzSimple1*. Les équations caractérisant la loi de comportement et des explications par rapport à celles-ci suivent la figure.

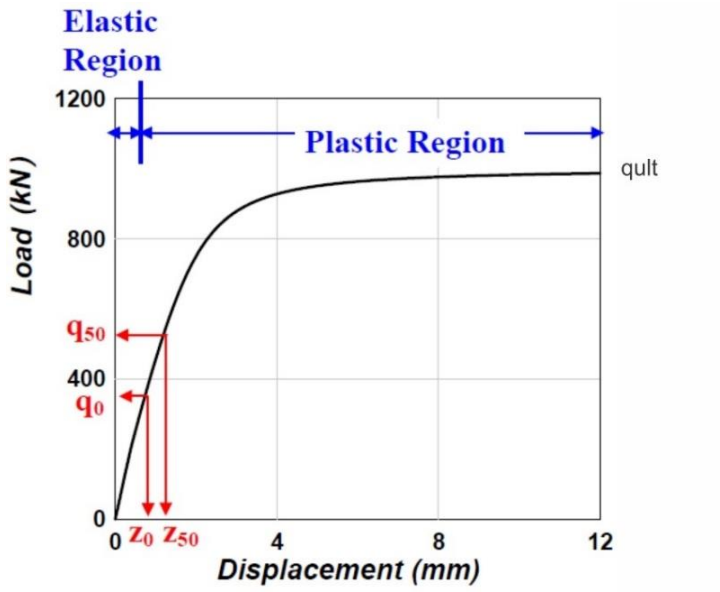


Figure 2.3.16 – Courbe force-déplacement du sol avec la loi *QzSimple1*. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

Dans la région élastique de la Figure 2.3.16, la courbe force-déplacement est dictée par :

$$q = k_{in} z \qquad [2.14]$$

Où :

- q : charge instantanée
- k_{in} : rigidité initiale
- z : déplacement instantané

À noter que la rigidité initiale est calculée par les équations de Gazetas et Stokoe (1991).

La charge définissant le passage de la zone élastique à plastique est définie par :

$$q_0 = Cr * q_{ult} \qquad [2.15]$$

Où :

- q_0 : charge à la plastification
- Cr : paramètre définissant la limite élastique
- q_{ult} : charge ultime

Dans la région non-linéaire de la Figure 2.3.16, la courbe force-déplacement est dictée par :

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) * \left[\frac{c * z_{50}}{c * z_{50} + |z^p - z_0^p|}\right]^n \quad [2.16]$$

Où :

- c : paramètre de forme de la loi de comportement
- n : paramètre de forme de la loi de comportement
- z_0 : déplacement à la limite élastique
- z_{50}: déplacement lorsque 50% de q_{ult} est mobilisé

La composante de décollement dispose d'un ressort de fermeture en parallèle avec un ressort de résistance. Le ressort de résistance (q^d) agit de manière non-linéaire pour représenter la résistance en traction du sol. Le ressort de fermeture (q^c) est caractérisé par un comportement bilinéaire qui est très rigide en compression et très flexible en traction.

$$q^d = C_d * q_{ult} - \left(C_d * q_{ult} - q_0^d\right) * \left[\frac{z_{50}}{z_{50} + 2 * |z^g - z_0^g|}\right] \quad [2.17]$$

$$q^c = 1.8 * q_{ult} \left[\frac{z_{50}}{z_{50} + 50 * |z_0^+ - z^g|} - \frac{z_{50}}{z_{50} + 50 * |z_0^- - z^g|}\right] \quad [2.18]$$

Où :

- q^d : charge instantanée correspondant au ressort de fermeture
- C_d : ratio entre la résistance en traction et la résistance en compression ultime
- q^c: charge instantanée correspondant au ressort de résistance

Les équations précédentes sont celles définissant la loi de comportement *QzSimple1* par Boulanger et al. (1999). Toutefois, ces équations sont les mêmes pour la loi de comportement *QzSimple2* à l'exception des trois paramètres de forme : Cr, c et n. À travers les travaux de Raychowdhury et Hutchinson (2008), ces paramètres ont été évalués à partir de calibration sur des essais en

laboratoire. Ainsi, les lois initialement calibrées pour les déformations latérales des pieux ont été recalibrées pour représenter les déformations verticales des fondations superficielles. La calibration a été faite pour des sables et des argiles. Dans le cadre de cette étude, ce sont les sols granuleux comme le sable qui sont évalués. Le Tableau 2.3.1 présente les paramètres de forme obtenus de la calibration qui sont implantés dans OpenSEES.

Tableau 2.3.1 - Paramètres de forme pour la loi *QzSimple2*

Type de sol	Paramètres	QzSimple2
Sand	**c**	9.29
	n	5.5
	Cr	0.36

Pour la loi *QzSimple2*, la valeur de z_{50} est déterminée en l'isolant dans l'équation ci-dessous. Tous les paramètres de l'équation ont été définis précédemment sauf le facteur de calibration (k_{fact}). Ce dernier résulte d'études statistiques sur des essais en laboratoire à travers lesquelles la valeur de 1,21 a été fixée.

$$k_{in} = k_{fact} * \frac{Q_{ult}}{z_{50}} \qquad [2.19]$$

2.3.2.3 Rigidité verticale du sol

Comme mentionné précédemment, la rigidité verticale des ressorts à attribuer au modèle OpenSEES est calculée à travers les équations de Gazetas et Stokoe (1991). Ces équations sont recommandées puisqu'elles sont les plus utilisées en pratique selon l'ouvrage de référence du NEHRP (2012). Les équations sont formulées pour une semelle rectangulaire reposant sur la surface du sol telle qu'illustrée à la Figure 2.3.17. À noter que les auteurs définissent B et L comme des demi-dimensions de la largeur et de la longueur de la semelle respectivement. Les équations suivant la figure permettent de calculer la rigidité verticale du sol pour une semelle située en surface ($K_{z\,,surface}$) et le facteur de correction à appliquer pour tenir compte de l'effet d'encastrement du sol (η_z).

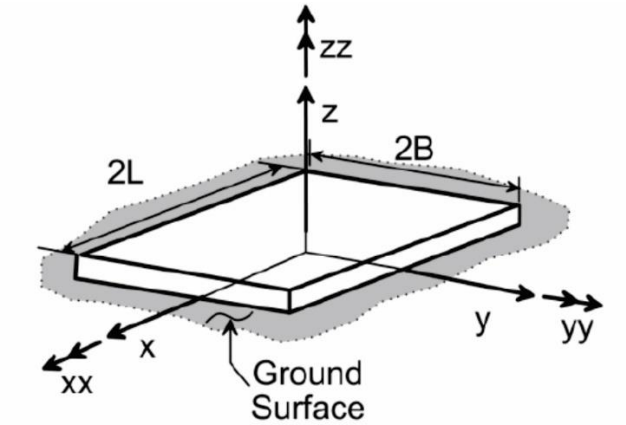


Figure 2.3.17 – Semelle rectangulaire reposant à la surface du sol. Adapté de NEHRP (2012).

$$K_{z\,,surface} = \frac{2GL}{1-\upsilon} * \left[0.73 + 1.54\left(\frac{B}{L}\right)^{0.75}\right] \quad [2.20]$$

$$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21 * B}\left(1 + 1.3 * \frac{B}{L}\right)\right] * \left[1 + 0.2 * \left(\frac{A_w}{4BL}\right)^{2/3}\right] \quad [2.21]$$

Où :

- $K_{z\,,surface}$: rigidité verticale du sol pour une semelle située en surface
- G : module de cisaillement du sol
- υ : coefficient de Poisson du sol
- B : demi-largeur de la semelle
- L : demi-longueur de la semelle
- η_z : coefficient pour l'effet d'encastrement
- D : profondeur d'encastrement
- A_w : aire de la surface de contact semelle-sol autour du périmètre de la semelle

2.3.2.4 Rigidité rotationnelle du sol

Gazetas et Stokoe (1991) proposent également les équations suivantes pour calculer la rigidité rotationnelle :

$$K_{yy\,,surface} = \frac{G}{1-\upsilon} * \left(I_y\right)^{0.75} * \left[3\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right] \quad [2.22]$$

$$\eta_{yy} = 1 + 0.92\left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.6} * \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D}\right)^{1.9} * \left(\frac{B}{L}\right)^{-0.6}\right] \quad [2.23]$$

Où :

- $K_{yy\,,surface}$: rigidité rotationnelle du sol pour une semelle située en surface
- I_y : inertie de la surface de contact semelle-sol autour de l'axe y
- d_w : hauteur de la semelle

Toutefois, le modèle BNWF d'OpenSEES permet de tenir compte de la rigidité rotationnelle implicitement à travers la distribution des ressorts verticaux permettant un mouvement différentiel (Raychowdhury et Hutchinson 2008). Ainsi, il est plutôt question de distribuer les ressorts verticaux afin d'obtenir une rigidité rotationnelle équivalente à celle de l'équation précédente. Pour ce faire, deux paramètres doivent être spécifiés au logiciel : le ratio de longueur des zones extérieures (R_e) et le ratio de rigidité des zones extérieures (R_k). La Figure 2.3.18 et les équations qui suivent celle-ci présentent le calcul de ces ratios. La semelle est divisée en trois zones, soit une zone centrale et deux zones extérieures. Le ratio des zones extérieures (R_e) permet de subdiviser la semelle puisque la longueur des zones extérieures est connue. Le ratio de rigidité des zones extérieures (R_k) définit le rapport de rigidité entre les zones extérieures et centrale. L'augmentation de la rigidité pour les zones aux extrémités permet de tenir compte de la réaction plus élevée qui peut s'y développer. À noter que l'augmentation de la longueur des zones extérieures ou du ratio de rigidité des zones extérieures entraîne une augmentation de la rigidité rotationnelle.

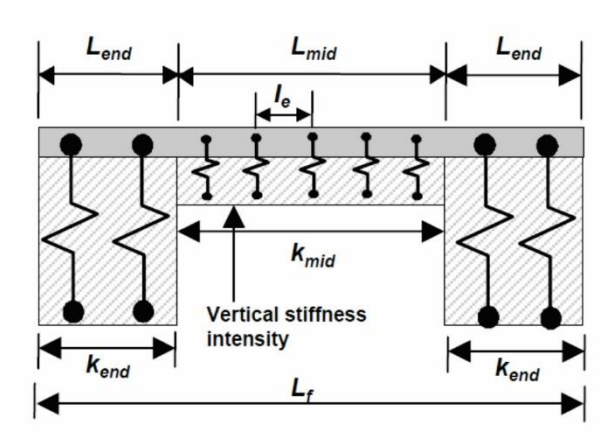


Figure 2.3.18 – Représentation de la distribution des ressorts en zones de rigidité différente. Adapté de Harden et al. (2005).

$$R_e = \frac{L_{end}}{L_f} \quad [2.24]$$

$$R_k = \frac{k_{end}}{k_{mid}} \quad [2.25]$$

Plusieurs auteurs proposent des ratios de longueur et de rigidité pour la méthode BNWF. Après considération de ceux-ci, l'ouvrage de référence, NEHRP (2012), recommande l'utilisation d'un ratio de longueur des zones extérieures entre 0,15 et 0,25. Une fois ce ratio fixé, la référence propose de calculer le ratio de rigidité nécessaire pour obtenir une rigidité rotationnelle équivalente à celle de Gazetas et Stokoe (1991) avec l'équation suivante :

$$R_{k,yy} = \frac{\left(\frac{3k_{yy}}{2k_z^i BL^3}\right) - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3} \quad [2.26]$$

$$k_z^i = \frac{k_z}{4 * B * L} \quad [2.27]$$

Les paramètres utilisés dans ces équations sont définis précédemment.

2.3.2.5 Nombre de ressorts

Le nombre minimal de ressorts sur la longueur de la semelle est une variable jouant un rôle sur la précision des résultats tels que montre la Figure 2.3.19. Dans le logiciel, le nombre minimal de ressorts est fourni en spécifiant l'espacement maximal entre les ressorts ce qui est équivalent. Plus précisément, cette variable est fournie au logiciel à travers le ratio (S_e) de l'espacement maximal entre les ressorts (I_e) par rapport à la longueur de la semelle (L) telle que présentée par l'équation ci-dessous. À travers leurs études, Raychowdhury et Hutchinson (2008) ainsi que Gajan et al. (2010) déterminent qu'un nombre minimal de 25 ressorts (espacement maximal de 4%) permet d'atteindre une précision suffisante.

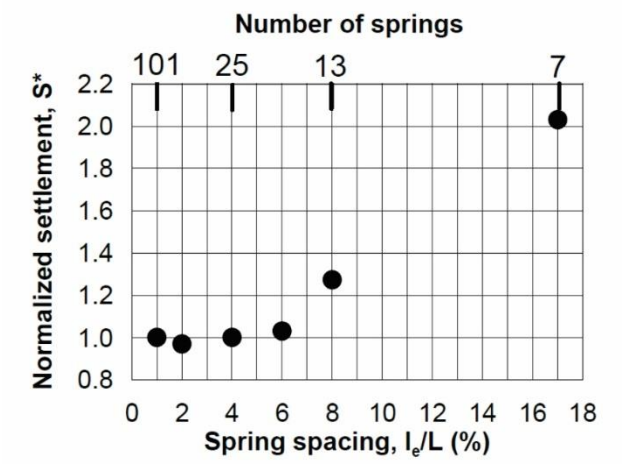


Figure 2.3.19 – Nombre de ressorts nécessaire pour atteindre une précision suffisante. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

$$S_e = \frac{I_e}{L} \qquad [2.28]$$

2.3.2.6 Amortissement

La méthode BNWF proposée par OpenSEES tient compte d'un amortissement hystérétique et d'un amortissement radial. L'amortissement hystérétique est dû à la déformation plastique du sol tandis que l'amortissement radial est dû à l'énergie emportée par la dispersion des ondes dans le sol. Dans la méthode BNWF, l'amortissement hystérétique est réalisé par la plastification des ressorts non-linéaires composant la loi de comportement *QzSimple2* vu précédemment. L'amortissement radial est réalisé à travers l'amortisseur placé en parallèle avec le ressort élastique de la loi de

comportement *QzSimple2* et la force visqueuse dans l'amortisseur est proportionnelle à la vitesse qui se développe dans la composante élastique de l'élément. Les deux types d'amortissement sont donc indépendants.

Pour calculer l'amortissement radial selon le degré de liberté vertical (β_z), le NEHRP (2012) propose l'équation suivante :

$$\beta_z = \left[\frac{4\left[\psi\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right]}{\left(\frac{K_z}{GB}\right)}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_z}\right] \quad [2.29]$$

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad [2.30]$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\upsilon)}{(1-2\upsilon)}} \leq 2.5 \quad [2.31]$$

$$\alpha_z = 1 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right){a_0}^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)}\right) + {a_0}^2}\right] \quad [2.32]$$

Où :

- β_z : amortissement radial dans la direction verticale
- a_0 : facteur adimensionnel
- ω : fréquence fondamentale de la structure
- ψ : facteur adimensionnel
- α_z : facteur de modification de la rigidité

À noter que le NEHRP (2012) fournit également des équations pour calculer l'amortissement radial dans la direction de rotation, mais que le modèle BNWF du logiciel ne dispose pas d'amortisseurs dans cette direction.

2.3.2.7 Capacité en traction du sol

La loi de comportement *QzSimple2* a la capacité de tenir compte d'une résistance en traction pour le sol. Une résistance en traction allant de 0 à 10% de la résistance ultime en compression peut être définie permettant ainsi de retenir légèrement le décollement de la semelle. Toutefois, puisque l'étude présente considère des sols granuleux comme le sable, la résistance en traction est négligée.

2.3.2.8 Limitations du modèle numérique BNWF

Cette section a pour but de discuter des limitations du modèle numérique BNWF implémenté dans OpenSEES. Tout d'abord, il est essentiel de savoir que dû à la difficulté d'évaluer expérimentalement l'interaction sol-structure dans un test à échelle réelle ce sont des tests jugés équivalents qui sont utilisés pour valider le modèle numérique BNWF. Les tests sont effectués en centrifugeuse sur des structures à échelle réduite. Le lecteur intéressé par les détails de ces tests est invité à se référer aux ouvrages de Gajan et al. (2003) et Thomas et al. (2005). Les comparaisons entre les tests expérimentaux et les modèles numériques BNWF sont réalisées par Raychowdhury et Hutchinson (2008) lors du processus d'implémentation de l'outil BNWF dans OpenSEES. Un aperçu des comparaisons entre les modèles numériques et les tests expérimentaux est présenté en Annexe.

Le modèle numérique d'OpenSEES utilisant le concept de BNWF pour représenter l'interaction sol-structure dispose des limitations suivantes :

- La représentation de l'interaction sol-structure (phénomène variable spatialement) est réalisée à travers des ressorts unidimensionnels
- Le modèle numérique proposé par OpenSEES est calibré pour du sable ou de l'argile homogène
- Les ressorts le long de la semelle sont indépendants un de l'autre
- Le concept BNWF repose sur l'hypothèse de la superposition
- Le modèle numérique est implémenté en 2D uniquement

CHAPITRE 3 CONCEPTION DU BÂTIMENT

Ce chapitre a pour but de présenter la conception des cadres concentriques en acier ainsi que des fondations superficielles. La géométrie du bâtiment à l'étude ainsi que les charges qu'il porte sont également présentées. La conception des éléments du cadre concentrique est faite conformément au concept de calcul par capacité de la norme CSA S16-14 abordé à la section 2.1.1.2. Le dimensionnement des fondations superficielles est fait conformément à la norme CSA A23.3-14 abordée à la section 2.1.2.

3.1 Bâtiment à l'étude

3.1.1 Géométrie du bâtiment

Le bâtiment à l'étude pour le présent mémoire est un édifice à bureaux de 32.5 m de largeur par 54.5 m de longueur (Tremblay, 2017b). La largeur du bâtiment est orientée parallèlement à la direction Nord-Sud tandis que la longueur est positionnée parallèlement à la direction Est-Ouest. Les vues en plan du toit et des étages sont présentées à la Figure 3.1.1. Cet édifice est choisi pour l'étude des localisations de Montréal et Vancouver. Le rez-de-chaussée et les étages ont une hauteur de 4,5 m et 4,0 m respectivement. La superficie des planchers est de 1771 m^2 et le périmètre mesure 174 m.

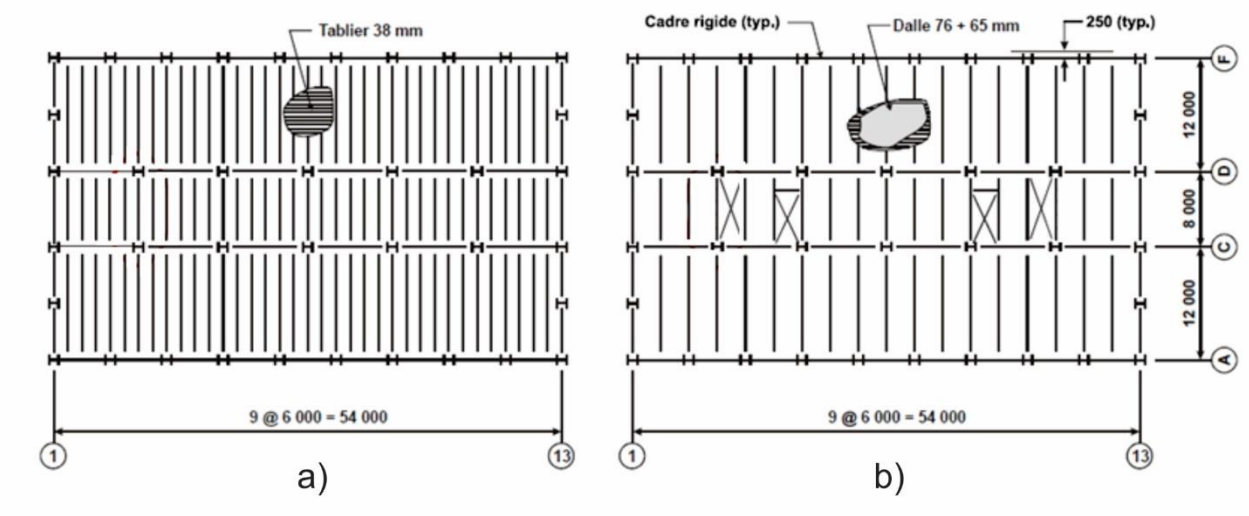


Figure 3.1.1 – Dimensions en plan du bâtiment à l'étude : a) toit b) étages. Adapté de Tremblay (2017b).

3.1.2 Emplacement des cadres concentriques en acier

La direction d'analyse considérée dans le cadre de l'étude est l'axe Nord-Sud du bâtiment. Étant donné que Vancouver est une zone de sismicité élevé, le nombre de cadre concentrique dans la direction d'analyse est différent par rapport à Montréal. Vancouver dispose de 4 cadres dans la direction d'analyse tandis que 2 cadres suffisent pour la localisation de Montréal. La Figure 3.1.2 schématise l'emplacement des cadres sur une vue d'un étage type pour les deux localisations. La longueur centre à centre des poteaux des cadres concentriques est de 8 m.

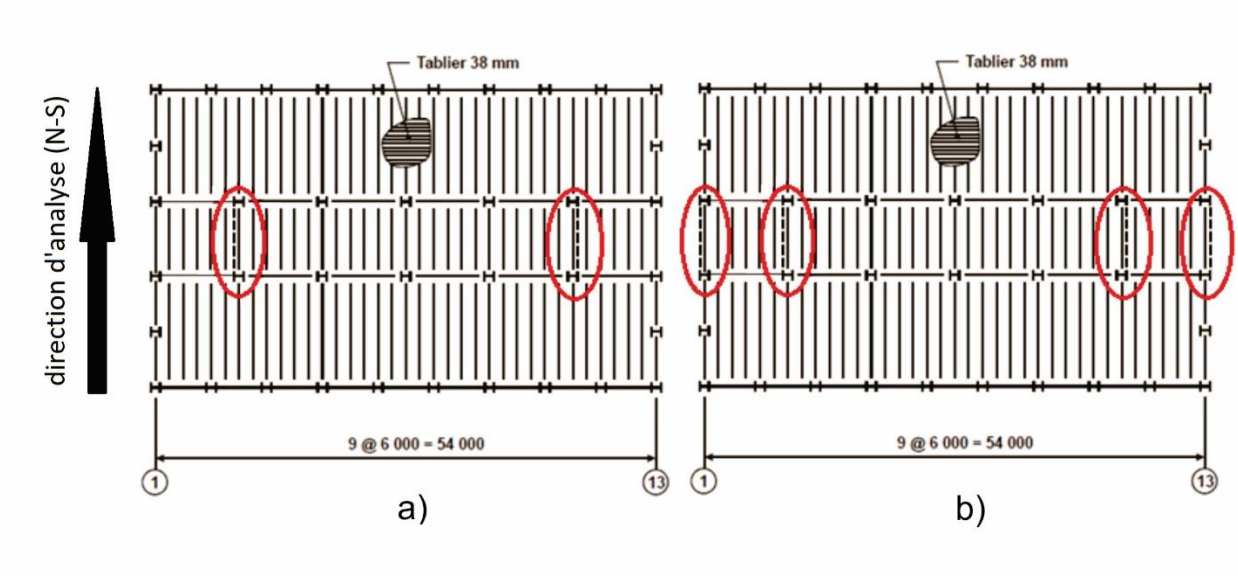


Figure 3.1.2 - Emplacement des cadres concentriques : a) Montréal b) Vancouver. Adapté de Tremblay (2017b).

3.1.3 Charges d'utilisation

Les deux combinaisons de charges provenant du Tableau 4.1.3.2.-A du CNBC 2015 considérées pour la conception des cadres concentriques et des fondations superficielles sont :

- D + E
- D + E + 0,5 L + 0,25 S

La charge permanente prend une valeur de 4,6 kPa et 1,35 kPa sur les planchers et le toit respectivement. Le poids des cloisons est inclus dans la charge permanente des planchers et la réduction permise de 0,5 kPa selon le CNBC 2015 est appliquée lors des calculs. Le poids des murs

de façade est de 1,5 kPa. La charge due à la neige est de 2,48 kPa et 1,64 kPa pour Montréal et Vancouver respectivement. La charge vive considérée est de 2,4 kPa et le facteur de réduction applicable sur celle-ci a également été tenu en compte. Ce facteur, provenant de l'article 4.1.5.8 du CNBC 2015, peut être calculé par :

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

Où :

- F_r : facteur de réduction
- A : aire tributaire de l'élément à l'étude

3.1.4 Charges sismiques

La méthode de la force statique équivalente, présentée à la section 2.1.1.1, permet d'obtenir le cisaillement à la base des cadres concentriques. Cette valeur de cisaillement est ensuite distribuée sur la hauteur du bâtiment à chaque étage pour être reprise par les diagonales. Une fois que les diagonales sont choisies, les efforts pour les poteaux et poutres sont déterminés selon le concept de calcul par capacité. Le cadre concentrique préliminaire ainsi obtenu est modélisé dans le logiciel commercial SAP2000 pour être en mesure d'effectuer l'analyse dynamique par la méthode modale du spectre de réponse. La calibration du cisaillement à la base V_{dyn} est effectuée et les nouveaux efforts dans les diagonales sont utilisés pour refaire le processus de conception. Cette procédure permet de converger vers une conception de cadre finale.

3.2 Conception des cadres concentriques

Dans le but d'évaluer un comportement plus général du système, l'étude présente considère 4 cadres concentriques en faisant varier les paramètres de localisation (Montréal et Vancouver) et de catégorie de sol (C et E). À titre d'exemple, dans les sous-sections qui suivent, la procédure de conception du cadre concentrique est expliquée pour le cadre de 3 étages localisé à Montréal sur un sol de classe E. Pour les autres cadres, les résultats des conceptions sont fournis.

3.2.1 Exemple de conception d'un cadre – Conception préliminaire

La procédure de conception est présentée en prenant le cadre concentrique de 3 étages situé à Montréal sur un sol de classe E comme exemple. Cette procédure de conception suit les étapes de la section 2.1.1 de la revue de littérature. La conception étant un processus itératif, des outils tels que des chiffriers Excel et des codes MATLAB sont développés. Cette sous-section mène à un premier choix de section pour les membrures du cadre concentrique en utilisant la méthode de la force statique équivalente et en posant des hypothèses plausibles qui sont vérifiées dans la conception finale du cadre.

Pour débuter le processus, il est nécessaire de déterminer les charges sismiques par la méthode de la force statique équivalente. Pour ce faire, le poids sismique est d'abord calculé pour l'ensemble du bâtiment. Ce dernier est obtenu comme la somme de la charge permanente et de 25% de la charge de neige. Le poids sismique du bâtiment, calculé en considérant les charges énoncées à la section 3.1.3, est fourni au Tableau 3.2.1.

Tableau 3.2.1 – Poids sismique du bâtiment

Étage	$h_{étage}$ (m)	W_i (kN)	h_i (m)
3	4.0	4011	12.5
2	4.0	8306	8.5
1	4.5	8371	4.5
Total		20689	

Ensuite, la période de vibration fondamentale est calculée en utilisant l'équation empirique du CNBC 2015 présentée à la section 2.1.1.1. Sachant que les équations empiriques du CNBC 2015 sont conservatrices, la limite de la période empirique (T_{emp}) est choisie pour débuter le processus de conception. Cette hypothèse sera vérifiée par la suite.

Tableau 3.2.2 – Période de vibration fondamentale considérée pour débuter la conception

H_n	12.50	m
T_{emp}	0.31	s
T_a limite (2 x T_{emp})	0.63	s
T choisi	**0.63**	**s**

Le spectre de calcul est ensuite défini conformément aux exigences du CNBC 2015. Pour ce faire, les accélérations spectrales de la classe de sol de référence, sol de classe C, sont multipliées par les facteurs de modification du site F(T). Les tableaux qui suivent présentent les informations du site, les facteurs de modification interpolés et les accélérations spectrales interpolées.

Tableau 3.2.3 – Informations du site

Site	**Montréal (Hôtel de Ville)**
PGA	**0.379**
PGV	**0.255**
Sol	**Classe E**

Tableau 3.2.4 – Facteurs de modification du site

	PGA_{ref}		
	0.3	0.4	0.303
F(0.2)	1.05	0.93	**1.05**
F(0.5)	1.48	1.30	**1.47**
F(1.0)	1.74	1.53	**1.73**
F(2.0)	1.92	1.72	**1.91**
F(5.0)	2.14	1.96	**2.13**
F(10.0)	2.00	1.88	**2.00**

Tableau 3.2.5 – Accélérations spectrales du site

T	$S_a(T)$	**S(T) du site**
0.2	0.595	**0.622**
0.5	0.311	**0.458**
1.0	0.148	**0.257**
2.0	0.068	**0.130**
5.0	0.018	**0.038**
10.0	0.0062	**0.0124**

La Figure 3.2.1 illustre le spectre de calcul du site ainsi construit pour la localisation de Montréal et un sol de classe E.

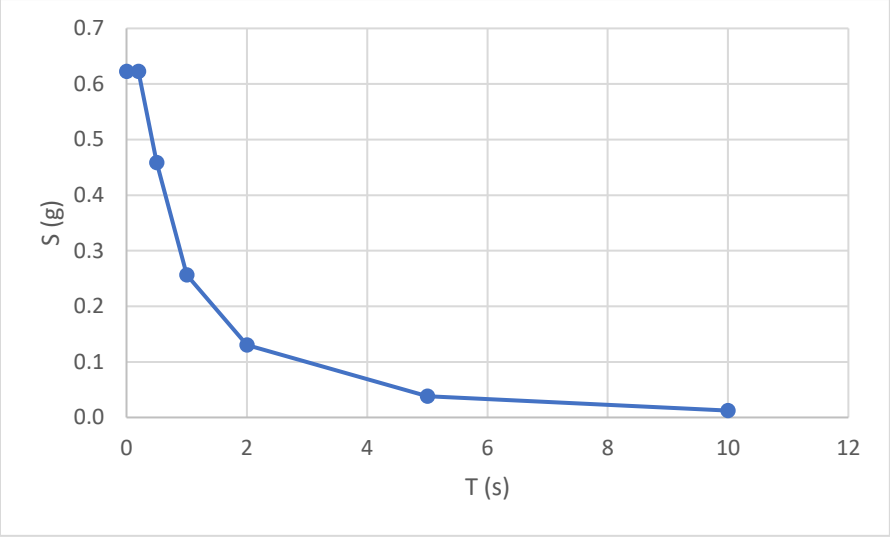


Figure 3.2.1 – Spectre de calcul pour la localisation de Montréal et un sol de classe E

Le dernier paramètre à déterminer pour calculer les charges selon la méthode de la force statique équivalente est le coefficient des modes supérieurs M_v. Ce dernier peut être obtenu par interpolation dans le tableau 4.1.8.11 du CNBC 2015 pour un système de résistance aux charges sismiques donné. Les valeurs ainsi obtenues sont présentées au Tableau 3.2.6. Il est possible de voir que les coefficients des modes supérieurs prennent la valeur unitaire puisque les cadres rigides sont des systèmes relativement rigides.

Tableau 3.2.6 – Coefficients des modes supérieurs

	S(0.2)/S(5.0)		
	5	20	16.2
M_v si T< 0.5s	1.00	1.00	**1.00**
M_v si T=1.0s	1.00	1.00	**1.00**
M_v si T=2.0s	1.00	1.00	**1.00**
M_v si T> 5.0s	1.00	1.00	**1.00**

Le cisaillement à la base par la méthode de la force statique équivalente, V_{FSE}, peut être calculé en utilisant l'équation présentée à la section 2.1.1.1. Le Tableau 3.2.7 fournit le cisaillement à la base du bâtiment pour l'ensemble des deux cadres de la direction d'analyse (Nord-Sud). Le Tableau 3.2.8 et le Tableau 3.2.9 présentent les valeurs de V_{min} et V_{max} respectivement. Il est possible de voir que le cisaillement à la base est compris dans l'intervalle de ces valeurs extrêmes.

Tableau 3.2.7 – Cisaillement à la base par la méthode de la force statique équivalente

I_e	1	
Type de ductilité	Modérément ductile	
R_d	3.0	
R_o	1.3	
M_v interpolé	1.00	
S(T) interpolé	0.408	g
W	20689	kN
V_{FSE} =(0.10*W)	**2164**	**kN**

Tableau 3.2.8 – Cisaillement à la base minimal

S(2.0)	0.130	g
M_v (T=2.0 s)	1.00	
I_e	1	
R_d	3.0	
R_o	1.3	
W	20689	kN
V_{min}	**690**	**kN**

Tableau 3.2.9 - Cisaillement à la base maximal

S(0.2)	0.62	g
S(0.5)	0.46	g
I_e	1	
R_d	3.0	
R_o	1.3	
W	20689	kN
V_{max}	**2432**	**kN**

Le cisaillement à la base (V_{FSE}) peut être réparti en force latérale (F_x) à chaque étage selon la pondération de poids sismique de ce dernier. La méthode de la force statique équivalente considère une force latérale supplémentaire au toit lorsque la période de vibration fondamentale est supérieure à 0,70 s. Cependant, la période de vibration fondamentale considérée de 0,63 s est inférieure à cette valeur d'où la prise en compte de cette force additionnelle n'est pas nécessaire. Le Tableau 3.2.10 fourni les forces latérales F_x aux étages pour l'ensemble du bâtiment.

Tableau 3.2.10 – Forces latéraux aux étages du bâtiment

Étage	W_x (kN)	H_x (m)	$W_x * H_x$	F_x (kN)
3	4011	12.5	50142	**685**
2	8306	8.5	70602	**965**
1	8371	4.5	37671	**515**
Total	20689		158415	2164

Les charges sismiques étant déterminées, il est nécessaire de définir les charges d'utilisation à considérer pour la conception du cadre concentrique. Parmi les deux combinaisons de charges présentées à la section 3.1.3, la combinaison générant les efforts maximaux dans les membrures du cadre concentrique est celle maximisant les charges d'utilisation. Ainsi, la combinaison considérée pour le choix des membrures de la superstructure est :

- D + E + 0.5 L + 0.25 S

L'article 8.4.1 de la norme CSA S16-14 exige de tenir compte des effets des charges horizontales fictives à chaque étage en prenant celles-ci comme égales à 0,005 fois les charges d'utilisation. Pour les charges d'utilisation provenant de la combinaison de charges ci-dessus, le Tableau 3.2.11 présente les charges horizontales fictives V_{Hx} aux étages du bâtiment.

Tableau 3.2.11 – Charges horizontales fictives aux étages du bâtiment

Étage	$h_{étage}$ (m)	A_{TL} (m^2)	R_{TL} (m^2)	$Cf_{gravité}$ (kN)	V_{Hx} (kN)
3	4.0	0	1.0	4011	**20**
2	4.0	1771	0.374	13999	**70**
1	4.5	3543	0.353	23959	**120**

L'article 27.1.8.2 de la norme CSA S16-14 propose de tenir compte des effets de second ordre en multipliant les efforts latéraux par le facteur U_2 présenté ci-dessous. Toutefois, à cette étape de la conception où les membrures du cadre concentrique ne sont pas encore choisies, il n'est pas encore possible de calculer les flèches (Δ). Cependant, la conception étant un processus itératif, il est utile de poser une hypothèse réaliste sur les flèches pour diminuer le nombre d'itérations et arriver rapidement à la conception finale. L'hypothèse considérée à cette étape de la conception est que la flèche de l'étage $R_d\Delta_f$ est égale à 0,005 fois la hauteur de l'étage h. Les facteurs U_2 sont ainsi

calculés et présentés au Tableau 3.2.12 pour chaque étage du bâtiment. Étant donné que ces facteurs U_2 proviennent d'une hypothèse, ils devront être vérifiés lors de la conception finale.

$$U_2 = 1 + \left(\frac{\Sigma C_f R_d \Delta_f}{\Sigma V_f h}\right) \quad [3.2]$$

Où :

- C_f : charge d'utilisation cumulée de l'étage
- Δ_f : déplacement relatif de l'étage
- V_f : charge latérale de l'étage
- h : hauteur de l'étage

Tableau 3.2.12 – Facteurs U_2 aux étages du bâtiment

Étage	Cf (kN)	V_{Hx} (kN)	Vx (kN)	V = Vx+V_{Hx} (kN)	**U_{2x}**
3	4011	20	685	705	**1.03**
2	13999	70	1650	1720	**1.04**
1	23959	120	2164	2284	**1.05**

Dans le but de tenir compte de la distribution inégale des efforts sur les cadres due à l'effet de la torsion accidentelle, il est également nécessaire de déterminer un facteur de répartition des efforts. L'article 4.1.8.11 du CNBC 2015 exige de tenir compte d'un bras de levier entre le centre de masse et le centre de rigidité égal à 10% de la dimension perpendiculaire à la direction d'analyse. La Figure 3.2.2 illustre la répartition des efforts entre les cadres en utilisant un ratio tenant compte de l'effet de torsion. Les deux cadres de la direction d'analyse reprendraient 50% de l'effort s'il n'y avait pas de torsion. Toutefois, compte tenu de la torsion, un des deux cadres est davantage sollicité. Cette sollicitation additionnelle est déterminée comme un rapport de l'excentricité sur la distance entre les cadres. Ainsi, la conception est faite en attribuant 65% de l'effort sismique de la direction d'analyse à chaque cadre.

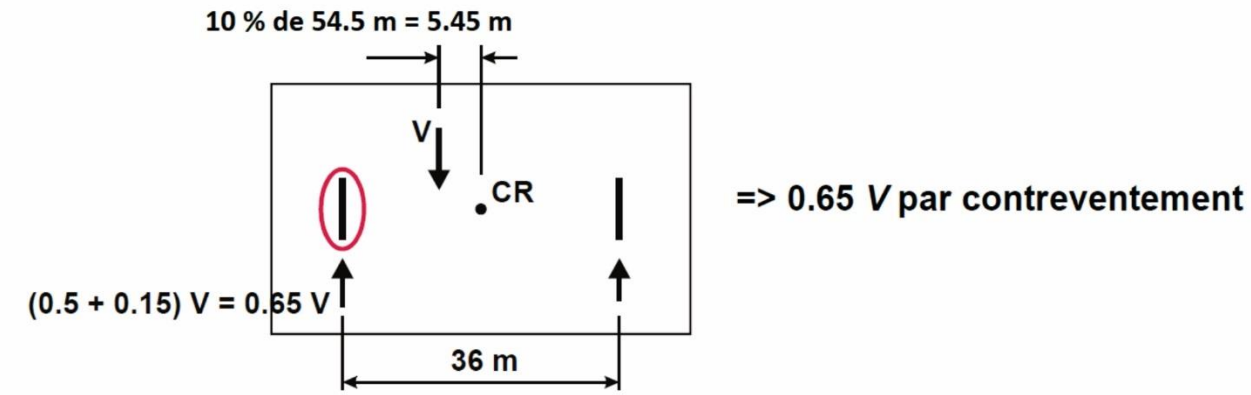


Figure 3.2.2 – Répartition des efforts entre les contreventements incluant l'effet de la torsion accidentelle. Adapté de Tremblay (2017b).

Les forces latérales aux étages par contreventement tenant compte des charges horizontales fictives, de l'effet de second ordre et de la torsion accidentelle sont fournies au Tableau 3.2.13. Ayant ainsi déterminé les efforts sismiques par contreventement, il est possible de choisir les diagonales du cadre concentrique.

Tableau 3.2.13 – Forces latérales aux étages par contreventement

Étage	V_{Hx} (kN)	Vx (kN)	U_{2x}	**V_{fx}/contr. (kN)**	**Fx/contr. (kN)**
3	20	685	1.028	**468**	**468**
2	70	1650	1.041	**1152**	**684**
1	120	2164	1.052	**1544**	**391**

Les diagonales du cadre concentrique peuvent être choisies pour l'effort de compression auquel elles doivent résister. L'effort de compression dans la diagonale est la somme de la composante de la force sismique et des charges d'utilisation. La composante provenant de la force sismique est obtenue en projetant l'effort latéral de l'étage dans la diagonale tel qu'illustré à la Figure 3.2.3. La composante provenant des charges d'utilisation n'est pas déterminable à cette étape de la conception puisque la rigidité relative des éléments du cadre n'est pas connue. Toutefois, la composante de l'effort de compression provenant des charges d'utilisation étant petite, il est possible de choisir les diagonales pour l'effort sismique en laissant une réserve de capacité d'environ 10% (C_f / $C_r \approx 90\%$). Lors de la conception finale, à l'aide d'un modèle numérique de SAP2000, les efforts dans les diagonales devront être recalculés en incluant la composante due aux charges d'utilisation.

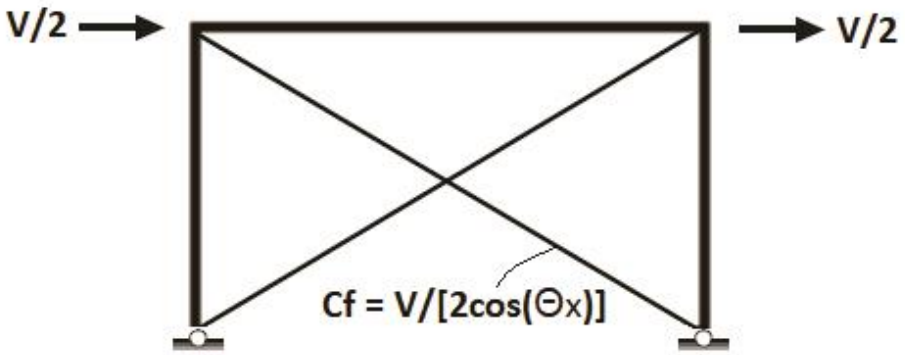


Figure 3.2.3 – Effort de compression dans la diagonale provenant de la force latérale de l'étage. Adapté de Tremblay (2017b).

Le Tableau 3.2.14 présente les efforts de compression dans les diagonales obtenus par la projection des efforts latéraux aux étages. Le Tableau 3.2.15 présente les sections HSS carrées choisies pour résister à ces efforts de compression en considérant les critères sur l'élancement, la classe de section et la résistance tel que détaillé à la section 2.1.1.2 de la revue de littérature. À noter que la longueur effective (KL) des diagonales est prise égale à 0,45 fois la longueur centre à centre des diagonales ($L_{c/c}$). Ce facteur implique que la diagonale en tension apporte un support latéral à la diagonale en compression à sa demi-longueur tel que constaté par Sabelli et Hohbach (1999), Tremblay et al. (2003) et Palmer et al. (2012).

Tableau 3.2.14 – Efforts de compression dans les diagonales dû à la force sismique

Étage	$h_{étage}$ (m)	θ (degrés)	V_{fx}/contr. (kN)	**Cf (kN)**
3	4.0	26.6	468	**262**
2	4.0	26.6	1152	**644**
1	4.5	29.4	1544	**886**

Tableau 3.2.15 – Sections préliminaires choisies pour les diagonales

Étage	$L_{c/c}$ (mm)	KL (mm)	**Section**	A (mm^2)	KL/r	b_0/t	Cr (kN)	Cf/Cr
3	8944	4025	**HS102x102x6.4**	2320	104.8	12.0	290	0.90
2	8944	4025	**HS127x127x9.5**	4240	85.1	9.3	695	0.93
1	9179	4130	**HS152x152x9.5**	5210	71.7	12.0	1023	0.87

Ayant choisi les sections des diagonales, il est possible de déterminer les résistances probables en traction (T_u), en compression (C_u) et en compression post-flambement (C_u'). Les équations utilisées pour déterminer les résistances probables proviennent de la section 2.1.1.2 de la revue de littérature. Le Tableau 3.2.16 fourni les résistances probables des diagonales auxquelles les poteaux, les poutres et les goussets doivent résister.

Tableau 3.2.16 – Résistances probables des diagonales

Étage	Section	λ (RyFy)	Cr (RyFy)	T_u (kN)	C_u (kN)	C_u' (kN)
3	HS102x102x6.4	1.60	311	**1067**	**415**	**213**
2	HS127x127x9.5	1.30	770	**1950**	**1027**	**390**
1	HS152x152x9.5	1.09	1168	**2397**	**1558**	**479**

En considérant les résistances probables des diagonales ci-dessus, il est nécessaire de déterminer les efforts générés dans les poteaux et les poutres afin de pouvoir choisir les sections W adéquates. Pour déterminer les efforts maximaux dans les éléments dus à la plastification des diagonales, les deux cas illustrés à la Figure 3.2.4 doivent être considérés. Toutefois, tel que stipulé par l'article 27.1.2 de la norme CSA S16-14, les efforts développés par la plastification des diagonales peuvent être limités aux forces du séisme normalisées par un facteur $R_d R_o = 1{,}3$. Cette vérification est faite dans le paragraphe qui suit.

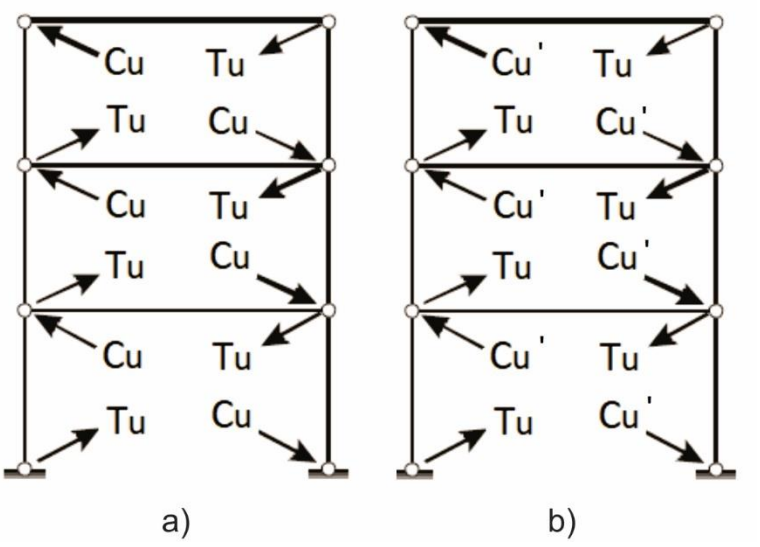


Figure 3.2.4 – Cas considérés pour déterminer les efforts maximaux dans les poteaux et les poutres : a) Tu-Cu b) Tu-Cu'. Adapté de Tremblay (2017b).

Dans l'exemple présent, les forces latérales aux étages générées par les résistances probables des diagonales ($Vx_{Cu\text{-}Tu}$ et $Vx_{Cu'\text{-}Tu}$) ne dépassent pas la limite supérieure des forces sismiques déterminée avec $R_d R_o = 1{,}3$ ($Vx_{RdRo=1.3}$) tel qu'il est possible de constater au Tableau 3.2.17 et au Tableau 3.2.18. Ces tableaux fournissent également les efforts dans les poteaux ainsi générés ($Cf_{poteau\ (E)}$). Les efforts dans les poteaux prenant en compte les charges d'utilisation récoltées à travers l'aire tributaire de 90 m^2 sont ensuite présentés au Tableau 3.2.19.

Tableau 3.2.17 – Efforts dans les poteaux pour le cas Cu-Tu

Étage	$Vx_{Cu\text{-}Tu}$	$Vx_{RdRo=1.3}$	Vx choisi (kN)	Fx choisi (kN)	Cu (kN)	Tu (kN)	**$Cf_{poteau\ (E)}$ (kN)**
3	1326	1336	1326	1326	415	1067	**477**
2	2663	3217	2663	1337	1027	1950	**1535**
1	3446	4221	3446	783	1558	2397	**3169**

Tableau 3.2.18 - Efforts dans les poteaux pour le cas Cu'-Tu

Étage	$Vx_{Cu'\text{-}Tu}$	$Vx_{RdRo=1.3}$	Vx choisi (kN)	Fx choisi (kN)	Cu' (kN)	Tu (kN)	**$Cf_{poteau\ (E)}$ (kN)**
3	1145	1336	1145	1145	213	1067	**477**
2	2093	3217	2093	948	390	1950	**1445**
1	2507	4221	2507	413	479	2397	**2794**

Tableau 3.2.19 – Efforts dans les poteaux incluant les charges d'utilisation

Étage	C_D (kN)	C_S (kN)	A_{TL} (m^2)	R_{TL}	C_L (kN)	$Cf_{poteau\ (E)}$ (kN)	**Cf_{poteau} (kN)**
3	122	223	0	1	0	477	**655**
2	536	223	90	0.630	136	1535	**2195**
1	950	223	180	0.533	230	3169	**4290**

Pour les efforts de compression dans les poteaux (Cf_{poteau}) du Tableau 3.2.19 et en considérant un moment égal à $0{,}2ZF_y$ de la section tel qu'exigé par la norme, une section peut être choisie conformément aux équations d'interaction de l'article 13.8.2 de la norme CSA S16-14. À noter que le déversement est empêché puisque les poteaux du cadre sont positionnés sur leur axe faible. Le chiffrier Excel et le code MATLAB développés permettent de choisir une section satisfaisant les critères de résistance et stabilité. Pour les cadres concentriques de type modérément ductile, l'article 27.5.5.2 de la norme CSA S16-14 requiert d'avoir des poteaux de section constante sur au

moins deux étages consécutifs. Pour satisfaire cette exigence dans l'exemple présent qui considère un bâtiment de trois étages, la même section est choisie sur la hauteur du bâtiment. Le Tableau 3.2.20 fourni la section ainsi déterminée.

Tableau 3.2.20 – Section préliminaire choisie pour les poteaux du cadre concentrique

Étage	**Section**	Classe	Interaction a)	Interaction b)	Mf_y/Mr_y
3, 2 et 1	**W310x179**	1	0.74	0.97	0.22

D'une manière similaire à celle des poteaux, les efforts de compression dans les poutres sont déterminés pour les deux cas : Cu-Tu et Cu'-Tu. Le Tableau 3.2.21 et le Tableau 3.2.22 fournissent les efforts de compression dans les poutres ($Cf_{poutre\ (E)}$) ainsi générés. Pour tenir compte des efforts dans les poutres provenant des charges d'utilisation, deux combinaisons sont considérées et un premier choix de section est fait pour respecter ces cas de charges. Le Tableau 3.2.23 présente les efforts pour la première combinaison qui maximise l'effort axial tandis que le Tableau 3.2.24 présente la deuxième combinaison qui maxime le moment dans les poutres.

Tableau 3.2.21 - Efforts dans les poutres pour le cas Cu-Tu

Étage	Fx choisi (kN)	Cu (kN)	Tu (kN)	θ (degrés)	**$Cf_{poutre\ (E)}$ (kN)**
3	1326	415	1067	26.6	**292**
2	1337	1027	1950	26.6	**705**
1	783	1558	2397	29.4	**779**

Tableau 3.2.22 - Efforts dans les poutres pour le cas Cu'-Tu

Étage	Fx choisi (kN)	Cu' (kN)	Tu (kN)	θ (degrés)	**$Cf_{poutre\ (E)}$ (kN)**
3	1145	213	1067	26.6	**382**
2	948	390	1950	26.6	**1080**
1	413	479	2397	29.4	**1533**

Tableau 3.2.23 – Efforts dans les poutres pour la combinaison maximisant l'effort axial

Étage	Largeur tributaire (m)	$w_{D+0.5L+0.25S}$ (kN/m)	**$Cf_{poutre\ (E)}$ (kN)**	**$Mf_{poutre\ D+0.5L+0.25S}$ (kNm)**
3	1.5	3.0	**382**	**24**
2	3.0	17.4	**1080**	**139**
1	3.0	17.4	**1533**	**139**

Tableau 3.2.24 – Efforts dans les poutres pour la combinaison maximisant le moment

Étage	Largeur tributaire (m)	$w_{1.25D+1.5L}$ (kN/m)	**$Mf_{poutre\ 1.25D+1.5L}$ (kNm)**
3	1.5	2.5	**20**
2	3.0	28.1	**224**
1	3.0	28.1	**224**

Pour les efforts dans les poutres déterminés ci-haut, il est possible de choisir des sections adéquates qui satisfont les équations d'interaction de l'article 13.8.2 de la norme CSA S16-14. À noter que le déversement des poutres est empêché par le support latéral apporté par la dalle. Le Tableau 3.2.25 fourni les sections choisies qui respectent les critères de résistance et stabilité.

Tableau 3.2.25 - Sections préliminaires choisies pour les poutres du cadre concentrique

Étage	**Section**	Classe	Interaction a)	Interaction b)	Mf_x/Mr_x
3	**W200x36**	2	0.5	0.83	0.20
2	**W200x100**	1	0.8	0.99	0.63
1	**W250x101**	1	0.8	0.99	0.52

Le Tableau 3.2.26 résume le premier choix de section pour les membrures du cadre concentrique. La sous-section suivante vise à vérifier les hypothèses posées jusqu'à présent et à raffiner la conception à travers la méthode modale du spectre de réponse.

Tableau 3.2.26 – Premier choix de section pour les membrures du cadre concentrique

Étage	Diagonales	Poteaux	Poutres
3	HS102x102x6.4	W310x179	W200x31
2	HS127x127x9.5	W310x179	W200x100
1	HS152x152x9.5	W310x179	W250x101

3.2.2 Exemple de conception d'un cadre – Conception finale

La première hypothèse à vérifier est celle de la période de vibration fondamentale. En effet, étant donné que la période de vibration retenue pour la conception préliminaire est la période empirique limite autorisée par le CNBC 2015, ceci implique que la période de vibration obtenue par un modèle numérique est supérieure à la borne imposée. La Figure 3.2.5 présente la période obtenue par un modèle numérique du logiciel SAP2000. L'hypothèse de départ est ainsi validée puisque la période obtenue de 0,67 s est supérieure à la période supposée de 0,63 s.

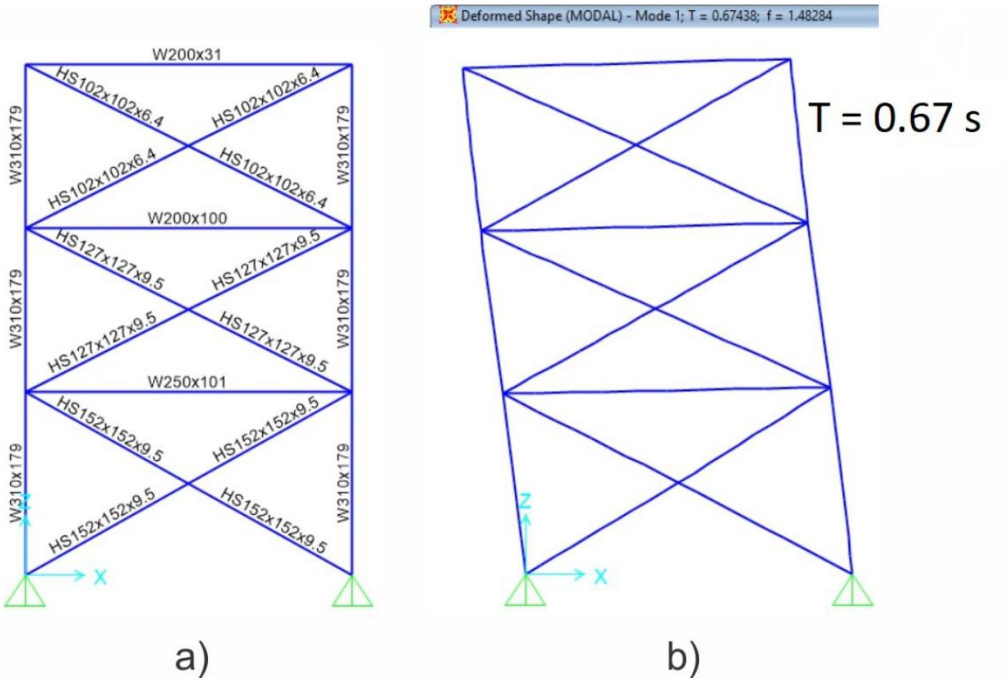


Figure 3.2.5 - Modèle numérique du logiciel SAP2000 : a) Sections du cadre concentrique b) Période de vibration fondamentale

Dans le but de raffiner la conception préliminaire, la méthode modale du spectre de réponse est utilisée. Pour ce faire, le spectre de calcul de Montréal sur un sol de classe E de la Figure 3.2.1 est normalisé par les facteurs de ductilité et de sur résistance du cadre concentrique à ductilité modérée ($R_d R_o = 3{,}9$) avant d'être importé dans le logiciel SAP2000 pour effectuer l'analyse. Tel que discuté à la section 2.1.1.1 de la revue de littérature, le cisaillement dynamique à la base (V_{dyn}) d'un bâtiment régulier doit être au moins égal à 80% du cisaillement obtenu par la méthode de la force statique équivalente (V_{FSE}). Le bâtiment peut être considéré comme régulier lorsque le facteur B de l'article 4.1.8.11 du CNBC 2015 est inférieur à 1,7 et cette validation est présentée

plus loin. Le Tableau 3.2.27 fourni le facteur de calibration à appliquer au cisaillement dynamique du modèle. La Figure 3.2.6 illustre le cisaillement à la base du cadre avant et après la calibration.

Tableau 3.2.27 – Facteur de calibration du cisaillement dynamique à la base du cadre

V_{FSE}	1544	kN
0.8 * V_{FSE}	1235	kN
V_{dyn}	913	kN
Calibration	**1.35**	

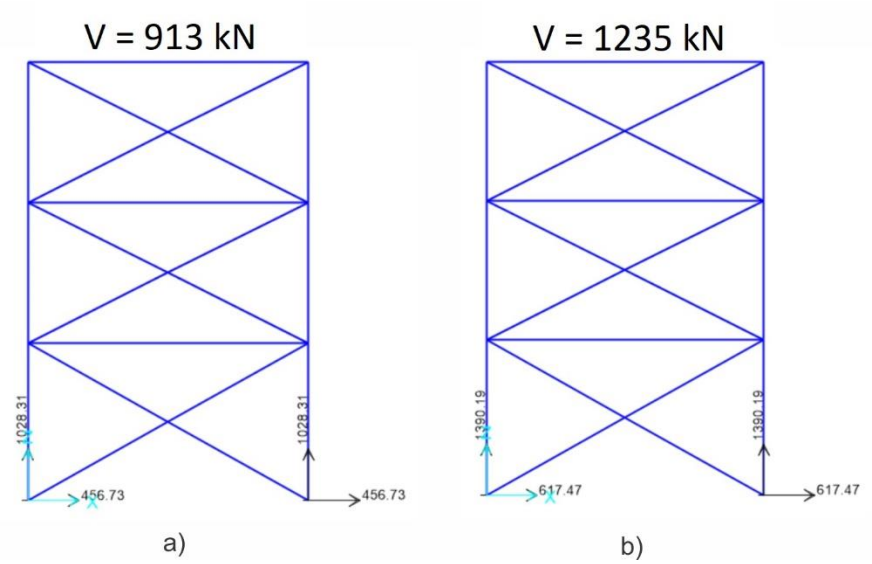


Figure 3.2.6 - Cisaillement dynamique à la base : a) avant calibration b) après calibration

La calibration étant réalisée, les efforts dans les diagonales du cadre concentrique sont extraits et présentés au Tableau 3.2.28. Pour les efforts dans les diagonales ainsi déterminés, il est possible de faire le processus de conception à nouveau : choix des sections des diagonales, calcul des résistances probables des diagonales, choix des sections pour les poteaux et poutres.

Tableau 3.2.28 – Efforts dans les diagonales par la méthode modale du spectre de réponse

Étage	**Cf (kN)**
3	**238**
2	**520**
1	**709**

Dans le but d'éviter d'alourdir le texte, seul les résultats importants menant au choix de sections final des membrures du cadre concentrique sont présentés ci-dessous. Le Tableau 3.2.29 fourni les sections HSS choisies pour les diagonales. Le choix de section des diagonales ayant été gouverné par les exigences sur la classe de section et l'élancement, il est possible de constater que les diagonales ont une résistance en compression (Cr) supérieure à ce qui est requise. Ainsi, la réserve de capacité des diagonales disponible d'environ 15 à 20% devrait être largement suffisante lors de l'inclusion de l'effet des charges d'utilisation sur celles-ci.

Tableau 3.2.29 – Sections choisies pour les diagonales du cadre concentrique

Étage	$L_{c/c}$ (mm)	KL (mm)	**Section**	A (mm^2)	KL/r	b_0/t	Cr (kN)	Cf/Cr
3	8944	4025	**HS102x102x6.4**	2320	104.8	12.0	290	0.82
2	8944	4025	**HS127x127x8.0**	3620	83.9	12.0	604	0.86
1	9179	4130	**HS152x152x8.0**	4430	70.7	15.2	881	0.80

Pour les sections des diagonales choisies ci-haut, le Tableau 3.2.30 fourni les résistances probables utilisées pour déterminer les efforts dans les poteaux et poutres. Le Tableau 3.2.31 et le Tableau 3.2.32 présentent les sections choisies pour les poteaux et poutres du cadre concentrique respectivement.

Tableau 3.2.30 – Résistances probables des diagonales

Étage	Section	λ (RyFy)	Cr (RyFy)	T_u **(kN)**	C_u **(kN)**	C_u' **(kN)**
3	HS102x102x6.4	1.60	311	**1067**	**415**	**213**
2	HS127x127x8.0	1.28	671	**1665**	**894**	**333**
1	HS152x152x8.0	1.08	1009	**2038**	**1345**	**408**

Tableau 3.2.31 – Section choisie pour les poteaux du cadre concentrique

Étage	**Section**	Classe	Interaction a)	Interaction b)	Mf_y/Mr_y
3, 2 et 1	**W310x179**	1	0.69	0.89	0.22

Tableau 3.2.32 – Sections choisies pour les poutres du cadre concentrique

Étage	**Section**	Classe	Interaction a)	Interaction b)	Mf_x/Mr_x
3	**W200x36**	2	0.5	0.83	0.20
2	**W200x100**	1	0.7	0.93	0.63
1	**W250x101**	1	0.7	0.88	0.52

Ayant déterminé les sections pour les membrures du cadre concentrique par la méthode modale du spectre de réponse, il est possible de vérifier la conception finale. Pour ce faire, les éléments suivants doivent être validés :

- Période de vibration fondamentale du cadre avec les sections finales
- Résistance et stabilité des membrures pour toutes les combinaisons de charges du CNBC 2015 (utilisation, vent et séisme)
- Vérification des facteurs U_2 supposés
- Vérification de la sensibilité à la torsion

La Figure 3.2.7 présente la période de vibration fondamentale du cadre recalculée par le modèle numérique en considérant les sections finales. Il est possible de constater que la période obtenue de 0,71 s est supérieure à la période empirique limite du CNBC 2015 considérée durant la conception de 0,63 s. L'hypothèse sur la période de vibration fondamentale du cadre concentrique final est donc validée.

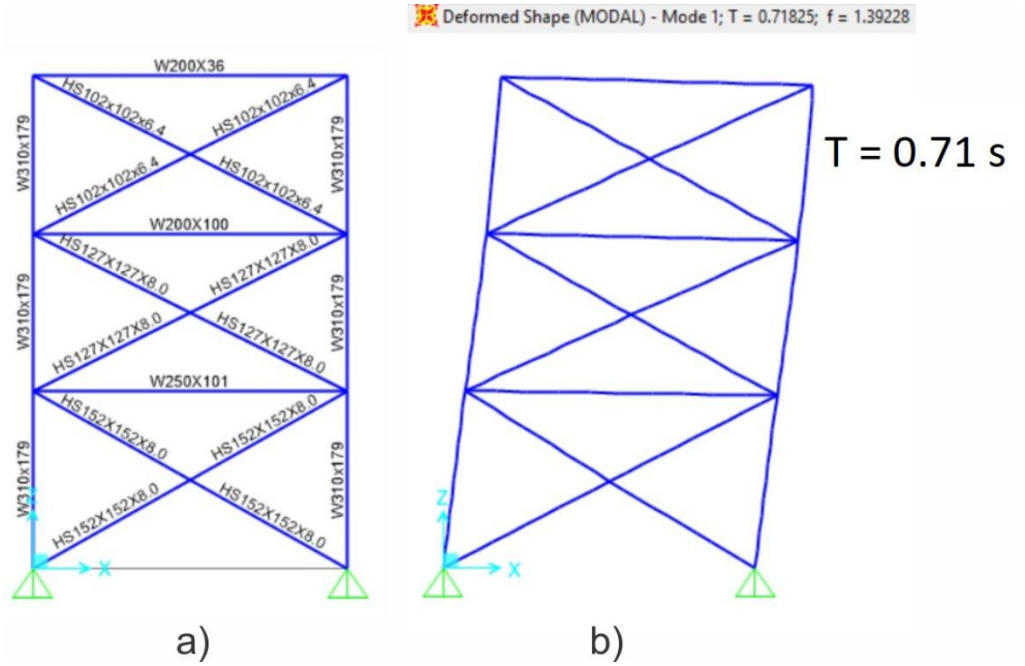


Figure 3.2.7 - Modèle numérique du logiciel SAP2000 : a) Sections du cadre concentrique final b) Période de vibration fondamentale

Dans le but de vérifier que la résistance des membrures est suffisante pour toutes les combinaisons de charges du Tableau 4.1.3.2.-A du CNBC 2015, il est nécessaire de déterminer la charge de vent. L'article 4.1.7.2 du CNBC 2015 permet de classer le bâtiment comme n'étant pas dynamiquement sensible au vent et d'utiliser la méthode statique lorsque certaines conditions sont respectées. Dans le cadre du bâtiment à l'étude, étant donné que la période de vibration fondamentale est inférieure à 1 s, que la hauteur est inférieure à 60 m et à 4 fois la largeur effective minimale (32.5 m), le bâtiment peut être considéré comme n'étant pas dynamiquement sensible. Ainsi, la méthode statique peut être utilisée pour calculer les efforts du vent. En suivant les exigences de l'article 4.1.7.3 du CNBC 2015 et en considérant une pression de vent horaire de 0,42 kPa ayant une probabilité annuelle de dépassement de 1:50, les forces latérales dues au vent sont calculées et fournies au Tableau 3.2.33. Dans le cas présent, le cisaillement à la base du cadre concentrique causé par le vent est environ égal à 20% de celui causé par le séisme.

Tableau 3.2.33 – Forces latérales du vent par cadre concentrique

Étage	F_{vent} (kN)
3	70
2	70
1	79
Total	219

En considérant les charges d'utilisation, de vent et du séisme, la résistance des sections est vérifiée pour toutes les combinaisons de charges du CNBC 2015. Le Tableau 3.2.34 fournit le ratio de l'effort de compression sur la résistance des diagonales qui inclut l'effet des charges d'utilisation. Il est ainsi possible de valider l'hypothèse posée lors de la conception que la réserve de capacité des diagonales est suffisante pour reprendre l'effet des charges d'utilisation. Les sections finales des diagonales choisies possèdent donc une résistance suffisante.

Tableau 3.2.34 – Validation de la résistance des sections finales des diagonales

Étage	Section	**Cf/Cr max**
3	HS102x102x6.4	**0.83**
2	HS127x127x8.0	**0.88**
1	HS152x152x8.0	**0.86**

En considérant l'ensemble des combinaisons de charges du CNBC 2015, le Tableau 3.2.35 et le Tableau 3.2.36 présentent les valeurs maximales des équations d'interaction de l'article 13.8 de la norme CSA S16-14 pour les poteaux et poutres respectivement. Il est possible de constater que la résistance et la stabilité des sections finales choisies pour les poteaux et poutres sont suffisantes.

Tableau 3.2.35 - Validation de la résistance et stabilité des sections finales des poteaux

Étage	Section	**Interaction max**	**Mf/Mr max**
3	W310x179	**0.31**	**0.22**
2	W310x179	**0.58**	**0.22**
1	W310x179	**0.90**	**0.22**

Tableau 3.2.36 - Validation de la résistance et stabilité des sections finales des poutres

Étage	Section	**Interaction max**	**Mf/Mr max**
3	W200x36	**0.95**	**0.96**
2	W200x100	**0.97**	**0.66**
1	W250x101	**0.93**	**0.54**

Avec les sections finales du cadre concentrique, il est possible de calculer les flèches et de valider les facteurs U_2 supposés. Le Tableau 3.2.37 présente les facteurs U_2 calculés par les flèches obtenues de SAP2000 et il est possible de conclure que l'hypothèse posée sur ceux-ci est validée.

Tableau 3.2.37 – Validation des facteurs U_2

Étage	Δ (mm)	$U_{2x\ calculée}$	$U_{2x\ supposée}$
3	16.5	1.02	1.03
2	12.3	1.04	1.04
1	6.4	1.05	1.05

À l'aide d'un modèle numérique 3D du logiciel SAP2000 tel que présenté à la Figure 3.2.8, il est possible de vérifier la sensibilité à la torsion. En appliquant les efforts sismiques avec une excentricité de 10% de la dimension perpendiculaire à la direction d'analyse, le rapport B qui est défini comme le déplacement maximal de l'étage sur le déplacement moyen de celui-ci peut être calculé. Étant donné que le rapport maximal de B obtenu est de 1,41 et que celui-ci est inférieur à la limite de 1,7 établie par le CNBC 2015, le bâtiment peut être considéré comme régulier.

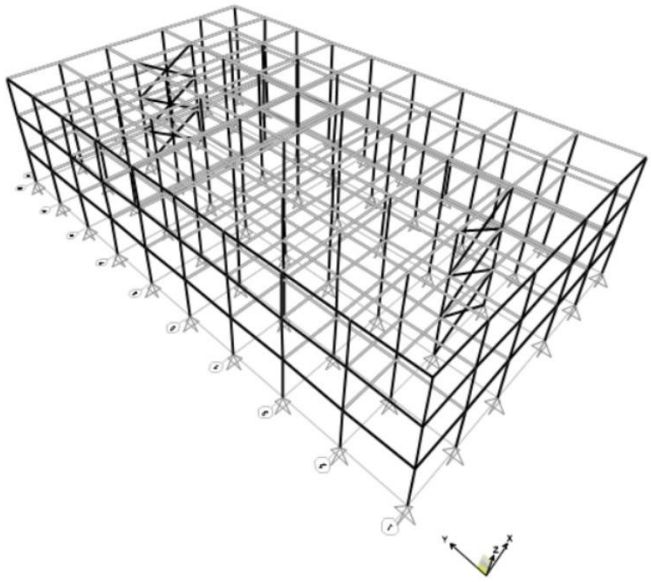


Figure 3.2.8 – Modèle numérique 3D du bâtiment

En résumé, la Figure 3.2.9 illustre la conception finale du cadre concentrique ainsi obtenue.

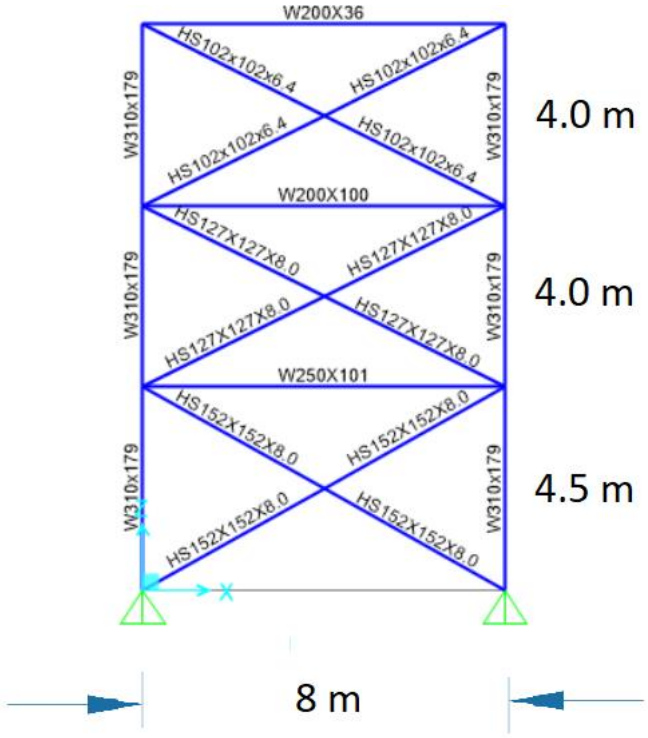


Figure 3.2.9 - Illustration du cadre concentrique pour Montréal sur un sol de classe E

3.3 Conception des goussets

La conception des goussets est réalisée en satisfaisant deux critères principaux. D'une part, les résistances des goussets doivent être supérieures aux résistances probables en traction (T_u) et en compression (C_u) des diagonales. D'autre part, la rotation ductile aux extrémités des diagonales doit être possible tel que l'article 27.5.4.3 de la norme CSA S16-14 requiert. Pour permettre une rotation ductile, comme présentée à la Figure 3.3.1, il est possible d'accommoder un dégagement libre à l'extrémité de la diagonale mesurant deux fois l'épaisseur du gousset.

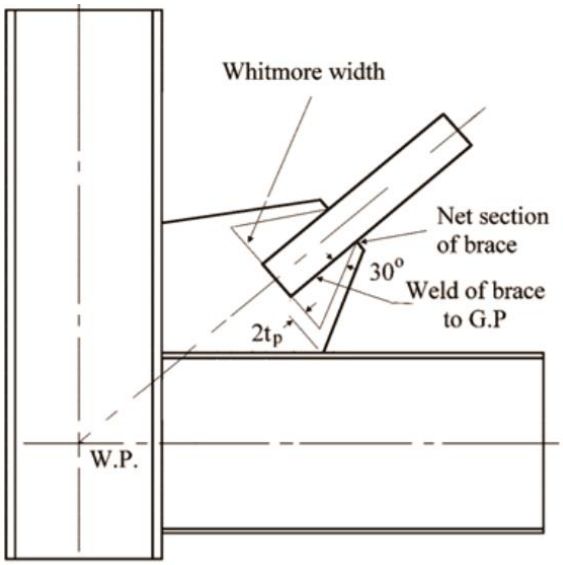


Figure 3.3.1 – Gousset d'extrémité permettant une rotation ductile. Adapté de Roeder et al. (2011).

Pour permettre de calculer les résistances en traction et compression du gousset, Whitmore (1952) définit la largeur effective du gousset tel que schématisé à la Figure 3.3.1. À partir de cette largeur effective et de l'épaisseur du gousset, l'aire effective peut être déterminée. Cette aire effective permet ainsi de calculer la résistance en traction du gousset. En ce qui concerne la résistance en compression, il est aussi nécessaire de définir une longueur critique au flambement (L_c) du gousset. Pour ce faire, Thornton (1984) propose de considérer trois colonnes imaginaires (L1, L2 et L3) de largeur unitaire en dessous de la largeur effective de Whitmore tel qu'illustré à la Figure 3.3.2. La longueur critique au flambement du gousset est prise égale à la moyenne des longueurs des trois colonnes telle que suggérée par les lignes directrices de Cochran et Honeck (2004) ainsi que Roeder

et al. (2011). Le facteur de longueur effective (K) du gousset est pris égal à 1,2 tel que recommandé dans l'étude de Bara (2007).

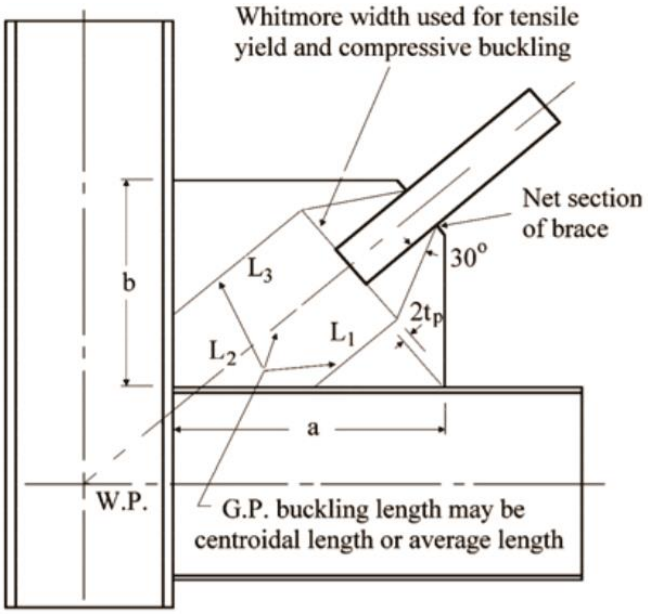


Figure 3.3.2 – Colonne imaginaire de Thornton. Adapté de Roeder et al. (2011).

Pour la diagonale du 3e étage du cadre concentrique dont la conception a été présentée précédemment, le résultat de dimensionnement du gousset est fourni ici à titre d'exemple. Le Tableau 3.3.1 présente l'épaisseur du gousset (t_g), la largeur effective de Whitmore (l_w) et la longueur critique de flambement (L_c) du gousset. Le Tableau 3.3.2 fournit les résistances en compression et traction du gousset calculées à partir de ces caractéristiques. La Figure 3.3.3 illustre la géométrie du gousset ainsi obtenue.

Tableau 3.3.1 – Caractéristiques du gousset

t_g (mm) [pouce]	l_w (mm)	L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	L_c (mm)
15.88 [3/8]	251	101	352	546	333

Tableau 3.3.2 – Résistance en compression et traction du gousset

KL (mm)	λ	A (mm^2)	$Cr_{gousset}$ (kN)	$Cu_{diagonale}$ (kN)	$Tr_{gousset}$ (kN)	$Tu_{diagonale}$ (kN)
400	1.1	3988	595	415	1077	1067

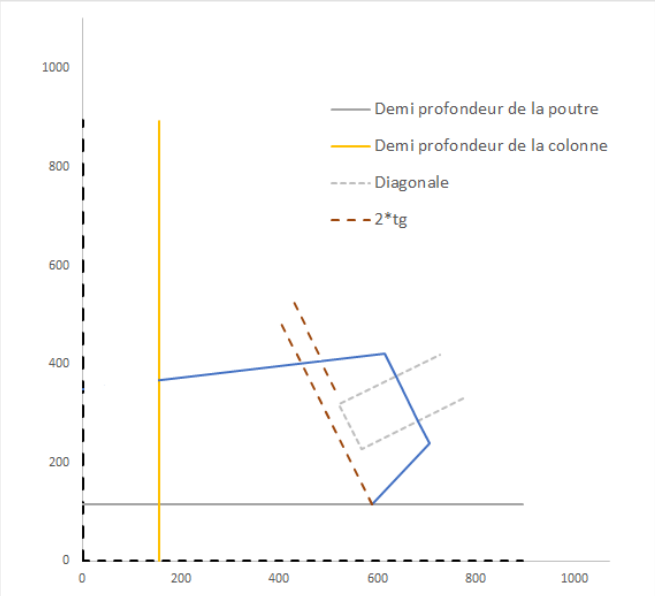


Figure 3.3.3 – Illustration de la géométrie du gousset

3.4 Dimensionnement des fondations superficielles

Parmi les trois types de fondations superficielles abordés à la section 2.1.2 de la revue de littérature, les fondations « Capacity-protected » et « Not capacity-protected » sont celles retenues pour les analyses puisqu'elles sont fréquemment utilisées en pratique. Pour les différents cadres concentriques considérés dans le mémoire présent, le dimensionnement des fondations superficielles est réalisé dans le but d'étudier le système superstructure-fondation-sol. Dans les sous-sections qui suivent, les propriétés des sols considérées dans l'étude sont fournies. Ensuite, le résultat de dimensionnement des fondations superficielles pour le cadre concentrique conçu à titre d'exemple précédemment est présenté.

3.4.1 Propriétés des sols

Dans le but de comparer l'impact de la compétence du sol sur les résultats, deux classes de sol sont examinées. La classe de sol C représente un milieu de référence ayant une bonne capacité portante et une rigidité relativement ferme. La classe de sol E étant le dernier sol compétent du CNBC 2015, il dispose d'une faible capacité portante et d'une rigidité relativement flexible. Le Tableau 3.4.1 fournit les capacités portantes ultimes (q_{ult}), les capacités portantes pondérées (q_{fact}) et les modules

de cisaillement effectifs (G) des sols. Les propriétés des sols proviennent de l'ingénieur géotechnique consulté pour l'étude et un facteur de sécurité de 2,0 est utilisé pour obtenir la capacité portante pondérée tel que recommandé par le Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Canadian Geotechnical Society, 2013). Il est à noter que la capacité portante du sol varie légèrement en fonction de la taille de la fondation. Toutefois, il a été vérifié que pour un angle de friction du sol donné pour chaque classe de sol, la variabilité de la capacité portante est faible lorsque la dimension de la semelle change. Ainsi, une seule valeur de capacité portante par classe de sol est utilisée.

Tableau 3.4.1 – Propriétés des sols

Classe de sol	q_{ult} (kPa)	q_{fact} (kPa)	G (MPa)
C	3000	1500	100
E	400	200	20

3.4.2 Dimensionnement de la fondation « Capacity-protected »

Pour le cadre concentrique conçu à titre d'exemple à la section 3.2.2, le résultat de dimensionnement de la fondation superficielle de type « Capacity-protected (CP) » est présenté ci-dessous. La procédure utilisée pour dimensionner la fondation CP est celle abordée à la section 2.1.2.1 de la revue de littérature. Le dimensionnement des fondations est réalisé avec la combinaison de charge : D + E. Cette combinaison minimise les charges d'utilisation menant ainsi à une combinaison critique puisque seul le poids mort agit à titre de force stabilisatrice. La charge déstabilisatrice est le moment de renversement probable de 27 727 kNm pour le cadre de Montréal sur un sol de classe E.

Le critère gouvernant la dimension des fondations superficielles reposant sur un sol de classe E est la limite imposée sur les déplacements inter-étages. L'article 4.1.8.16 du CNBC 2015 requiert d'inclure les déplacements additionnels causés par la rotation de la fondation aux déplacements du cadre concentrique. Toutefois, la rigidité relativement faible de la classe de sol E accentue la rotation de la fondation menant ainsi à des déplacements inter-étages importants. Ainsi, les dimensions des fondations reposant sur un sol de classe E sont choisies pour que les déplacements inter-étages respectent la limite de 2,5%. Le Tableau 3.4.2 présente les déplacements du cadre concentrique obtenus par une analyse linéaire élastique de SAP2000.

Tableau 3.4.2 – Déplacements anticipés du cadre concentrique

	$R_d R_o = 3{,}9$	$\boldsymbol{R_d R_o = 1{,}0}$
Étage	Δ (mm)	**Δ (mm)**
3	16.5	**64.4**
2	12.3	**48.0**
1	6.4	**25.0**

L'équation 2.1.10 présentée dans la revue de littérature est proposée par la norme CSA A23.3-14 pour estimer les déplacements additionnels causés par la rotation de la fondation. Le Tableau 3.4.3 présente la rotation de la fondation (θ) calculée à l'aide de l'équation de la norme. Le Tableau 3.4.4 fournit les déplacements aux étages engendrés par cette rotation.

Tableau 3.4.3 – Rotation de la fondation CP

q_s	128	kPa
a_s	8.59	m
l_f	17	m
b_f	6	m
G	20000	kPa
θ	**0.0168**	**rad**

Tableau 3.4.4 – Déplacements aux étages causés par la rotation de la fondation CP

Étage	h_i (m)	**Δ causé par θ (mm)**
3	12.5	**210.1**
2	8.5	**142.9**
1	4.5	**75.6**

Les déplacements inter-étages sont fournis au Tableau 3.4.5. Étant donné que les cadres sont situés dans le bâtiment et non à la périphérie de celui-ci, l'ajustement est fait pour déterminer les déplacements aux extrémités du bâtiment ($\Delta_{extrémité}$). Il est possible de constater que les déplacements inter-étages ont gouverné le dimensionnement.

Tableau 3.4.5 – Déplacements inter-étages totaux

Étage	$h_{étage}$ (mm)	Δ_{totaux} (mm)	$\Delta_{extrémité}$ (mm)	**Déplacement inter-étages (%)**
3	4000	274.5	306.1	**2.3**
2	4000	190.8	212.9	**2.5**
1	4500	100.6	112.2	**2.5**

Le Tableau 3.4.6 résume les dimensions de la fondation CP obtenues pour le cadre de 3 étages localisé à Montréal sur un sol de classe E.

Tableau 3.4.6 – Dimensions de la fondation CP

Longueur	17	m
Largeur	6	m
Hauteur	1.5	m

3.4.3 Dimensionnement de la fondation « Not capacity-protected »

Pour le cadre concentrique conçu à titre d'exemple à la section 3.2.2, le résultat de dimensionnement de la fondation superficielle de type « Not capacity-protected (NCP) » est présenté ci-dessous. La procédure utilisée pour dimensionner la fondation NCP est celle abordée à la section 2.1.2.2 de la revue de littérature. Le moment de renversement de conception à considérer pour la fondation NCP est la valeur maximale entre 20 795 kNm qui est 75% du moment probable du cadre concentrique et 21 296 kNm qui le moment de renversement correspondant aux charges sismiques normalisées par $R_d R_o = 2{,}0$. Ainsi, pour la fondation présente, le moment de renversement de conception est de 21 296 kNm.

Le dimensionnement étant gouverné par la limite sur les déplacements inter-étages dus à la rigidité relativement faible du sol, la procédure ayant permis d'obtenir ces résultats est abordée ci-dessous. Le Tableau 3.4.7 fournit les déplacements du cadre concentrique obtenu de SAP2000 pour un modèle à base fixe tel que requis par la norme CSA A23.3-14.

Tableau 3.4.7 – Ratio de déplacement inter-étages du cadre obtenu d'un modèle à base fixe

		$R_d R_o = 3{,}9$	$R_d R_o = 1{,}0$	
Étage	$h_{étage}$ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	**Ratio de déplacement inter-étages**
3	4000	16.5	64.2	**0.004**
2	4000	12.2	47.6	**0.006**
1	4500	6.3	24.6	**0.005**

La norme CSA A23.3-14 propose une approche propre aux fondations NCP pour tenir compte du déplacement additionnel causé par la rotation de la fondation. En suivant cette approche, présentée à la section 2.1.2.2 de la revue de littérature, l'augmentation du ratio de déplacement inter-étages à utiliser est la valeur maximale parmi les trois valeurs fournies au Tableau 3.4.8.

Tableau 3.4.8 – Ratio de déplacement inter-étages causé par la rotation de la fondation NCP

a)	0.002
b)	0.016
c)	0.005
Valeur maximale	**0.016**

Le Tableau 3.4.9 fournit les déplacements inter-étages totaux. Étant donné que les cadres sont situés dans le bâtiment et non à la périphérie de celui-ci, l'ajustement est fait pour déterminer les déplacements aux extrémités du bâtiment. Il est possible de constater que les déplacements inter-étages ont gouverné le dimensionnement.

Tableau 3.4.9 – Déplacements inter-étages totaux

Étage	$h_{étage}$ (mm)	Δ (mm)	Déplacement inter-étages du cadre	Déplacement incluant rotation de la fondation	Déplacement aux extrémités du bâtiment	**Déplacement inter-étages totaux (%)**
3	4000	64.2	0.004	0.020	0.022	**2.2**
2	4000	47.6	0.006	0.021	0.024	**2.4**
1	4500	24.6	0.005	0.022	0.024	**2.4**

Le Tableau 3.4.10 résume les dimensions de la fondation NCP obtenues pour le cadre de 3 étages localisé à Montréal sur un sol de classe E.

Tableau 3.4.10 - Dimensions de la fondation NCP

Longueur	13.5	m
Largeur	6	m
Hauteur	1.5	m

3.5 Résumé des systèmes superstructure-fondation

Cette section fournit les résultats de conception des cadres concentriques et de dimensionnement des fondations superficielles. Les tableaux ci-dessous présentent les sections choisies pour les cadres concentriques des deux localisations et des deux classes de sol. Ensuite, les dimensions pour les deux types de fondations superficielles des cadres sont fournies. Une notation est employée pour désigner chacun des scénarios du Tableau 3.5.5 pour alléger la lecture. Ainsi, à titre d'exemple, la notation « Mtl_C_CP » fait appel au scénario d'un cadre concentrique localisé à Montréal sur un sol de classe C supporté par une fondation de type *Capacity-protected*.

Tableau 3.5.1 – Sections des membrures du cadre concentrique de Montréal et un sol C

Étage	Diagonales	Poteaux	Poutres
3	HS102x102x4.8	W250x149	W200x36
2	HS114x114x6.4	W250x149	W200x86
1	HS127x127x8.0	W250x149	W250x89

Tableau 3.5.2 - Sections des membrures du cadre concentrique de Montréal et un sol E

Étage	Diagonales	Poteaux	Poutres
3	HS102x102x6.4	W310x179	W200x36
2	HS127x127x8.0	W310x179	W200x100
1	HS152x152x8.0	W310x179	W250x101

Tableau 3.5.3 - Sections des membrures du cadre concentrique de Vancouver et un sol C

Étage	Diagonales	Poteaux	Poutres
3	HS102x102x4.8	W310x158	W150x37
2	HS127x127x8.0	W310x158	W200x100
1	HS152x152x8.0	W310x158	W250x101

Tableau 3.5.4 - Sections des membrures du cadre concentrique de Vancouver et un sol E

Étage	Diagonales	Poteaux	Poutres
3	HS102x102x6.4	W310x179	W200x31
2	HS127x127x9.5	W310x179	W200x100
1	HS152x152x9.5	W310x179	W250x101

Tableau 3.5.5 - Dimensions des fondations superficielles des cadres concentriques

Localisation, sol, fondation	L (m)	B (m)	H (m)
Mtl_C_CP	13.5	4	1
Mtl_C_NCP	12	4	1
Mtl_E_CP	17	6	1.5
Mtl_E_NCP	13.5	6	1.5
Vanc_C_CP	15	4	1.3
Vanc_C_NCP	14	4	1.3
Vanc_E_CP	17.5	6	1.5
Vanc_E_NCP	15	6	1.5

CHAPITRE 4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Ce chapitre vise à discuter des éléments présents dans le modèle numérique qui mènent aux résultats obtenus dans le cadre de ce mémoire. Pour ce faire, le chapitre est subdivisé en quatre sous-sections, soit la modélisation de la superstructure, la modélisation de la sous-structure, la présentation du système superstructure-fondation-sol et des accélérogrammes.

4.1 Modélisation de la superstructure

Bien que la section 2.3.1 de la revue de littérature comporte plus de détails sur la modélisation de la superstructure dans le logiciel OpenSEES, cette section résume les points importants du modèle. La validation du comportement du modèle numérique de la superstructure dans le domaine non-linéaire est ensuite réalisée à travers la comparaison avec un test expérimental.

4.1.1 Paramètres du modèle

La demande sur les fondations superficielles étant le cœur du mémoire présent, la modélisation adéquate du comportement des diagonales est cruciale puisque ce sont ces éléments qui génèrent la demande étudiée. Lorsque les diagonales sont représentées par des sections en fibres dans OpenSEES, les paramètres à spécifier entres autres sont le nombre de fibres sur une coupe transversale, le nombre de sous-éléments sur la longueur des diagonales et le nombre de points d'intégration par sous-élément. L'étude paramétrique réalisée par Aguero et al. (2006) montre que la discrétisation de la coupe transversale en 16 fibres, la subdivision de chaque demi-diagonale en 8 sous-éléments et l'utilisation de 4 points d'intégrations par sous-élément permettent d'atteindre la convergence des résultats. Les recommandations des auteurs précédents sont utilisées pour la discrétisation des diagonales du modèle tel qu'illustré à la Figure 4.1.1. Un défaut de rectitude de la forme d'un demi-sinus et ayant une amplitude égale à 1/1000 de la longueur nette des diagonales est choisie (dans le plan et hors du plan) pour permettre le flambement. Étant donné que le principe de calcul par capacité implique que les poutres et les poteaux demeurent élastiques, ceux-ci sont modélisés par des éléments élastiques ce qui permet de réduire le temps de calcul.

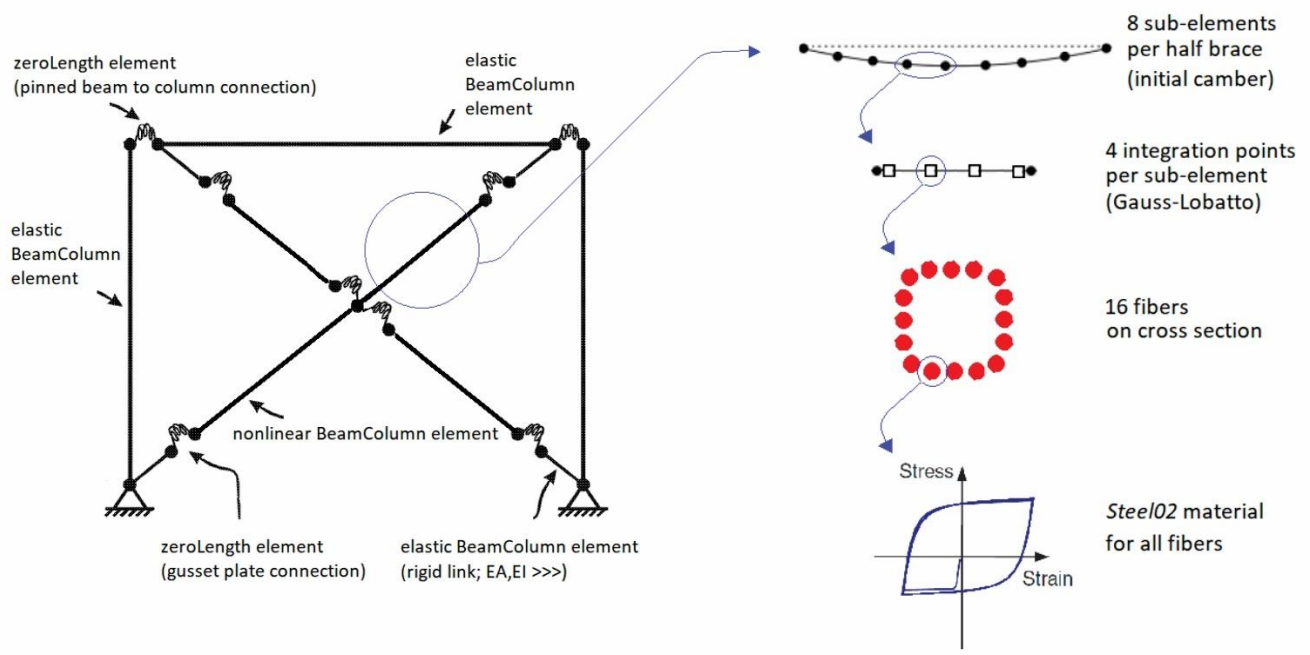


Figure 4.1.1 - Illustration du modèle de la superstructure. Adapté de Uriz et Mahin (2008).

La loi de comportement attribuée aux fibres est *Steel02* (modèle de Giuffré–Menegotto–Pinto). Cette loi permet de capturer l'écrouissage et de tenir compte de l'effet de Bauschinger d'où sa popularité dans la littérature. Les paramètres à spécifier pour décrire l'allure de la loi de comportement sont le ratio d'écrouissage (*b)*, les facteurs de transitions de la zone élastique à plastique (*R0*, *cR1*, *cR2*) ainsi que les paramètres définissant l'enveloppe d'écrouissage (a_1 à a_4). Le Tableau 4.1.1 fournit les paramètres de la loi qui ont été choisis selon les recommandations des auteurs tels que Tremblay (2011) ainsi que Imanpour et al. (2016). Le module de Young de l'acier est pris égal à 200 GPa et la résistance probable (R_yF_y) des diagonales est de 460 MPa tel que requis par la norme CSA S16-14 pour les sections HSS carrées.

Tableau 4.1.1 – Paramètres définissant la courbe contrainte-déformation du matériau Steel02

Paramètre	Valeur
b	0.4%
R0	30
cR1	0.925
cR2	0.15
a1	0.4
a2	15
a3	0.4
a4	15

L'amortissement de Rayleigh est utilisé dans le modèle de la superstructure conformément aux recommandations du guide du NEHRP sur la modélisation non-linéaire de structure (Deierlein et al., 2010). Cette méthode propose de former la matrice d'amortissement $[C]$ par la somme d'une portion de la matrice de masse $[M]$ et d'une portion de la matrice de rigidité $[K]$. Les portions des matrices de masse et de rigidité sont déterminées par les facteurs a_0 et a_1 respectivement. Afin de permettre au logiciel de calculer la matrice d'amortissement, il est nécessaire de préalablement définir deux fréquences naturelles de vibration et une fraction de l'amortissement critique. Les fréquences naturelles choisies correspondent au premier et deuxième mode de vibration. Le guide du NEHRP propose d'utiliser un amortissement entre 1% et 5%. Toutefois, dans le but d'éviter de surestimer l'amortissement, la fraction d'amortissement critique choisie est de 3% ce qui est jugée réaliste pour une superstructure en acier (Léger, 2009). Les équations qui suivent permettent de calculer les facteurs a_0 et a_1 ainsi que la matrice d'amortissement :

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad [4.1]$$

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad [4.2]$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad [4.3]$$

4.1.2 Validation du modèle

Cette sous-section vise à comparer les résultats du modèle numérique avec ceux d'un test expérimental dans le but de valider que le modèle est en mesure de reproduire le comportement global des diagonales. Le test expérimental choisi a été réalisé dans le laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal par Tremblay et al. (2003). Ce test est choisi dû au fait que la section des diagonales (HSS carrés), le type de connexion des goussets d'extrémités (goussets simples) et le type de connexion à l'intersection des diagonales sont similaires à ceux considérés dans le mémoire. Ce test expérimental a préalablement été présenté dans la revue de littérature à la section 2.3.1.5 lors de la discussion sur l'analyse paramétrique réalisée par Aguero et al. (2006). Tout comme les auteurs de l'article précédemment mentionné, cette sous-section cherche à reproduire les résultats du spécimen X6C.

La Figure 4.1.2 présente les détails du test expérimental réalisé sur le spécimen X6C. Dans ce test, des rotules ont été construites à la base des colonnes et aux joints poutre-poteau afin que la charge latérale soit reprise uniquement par les diagonales. La section des diagonales de ce dernier est composée de HSS 64x64x4.8. Au point de connexion des diagonales, une diagonale est continue tandis que l'autre est interrompue. Toutefois, la continuité est assurée par l'entremise de soudures et de plaques. Pour ce cadre concentrique, le cisaillement à l'étage (V_y) et le déplacement inter-étage (Δ_y) de plastification sont respectivement de 674 kN et 12,1 mm.

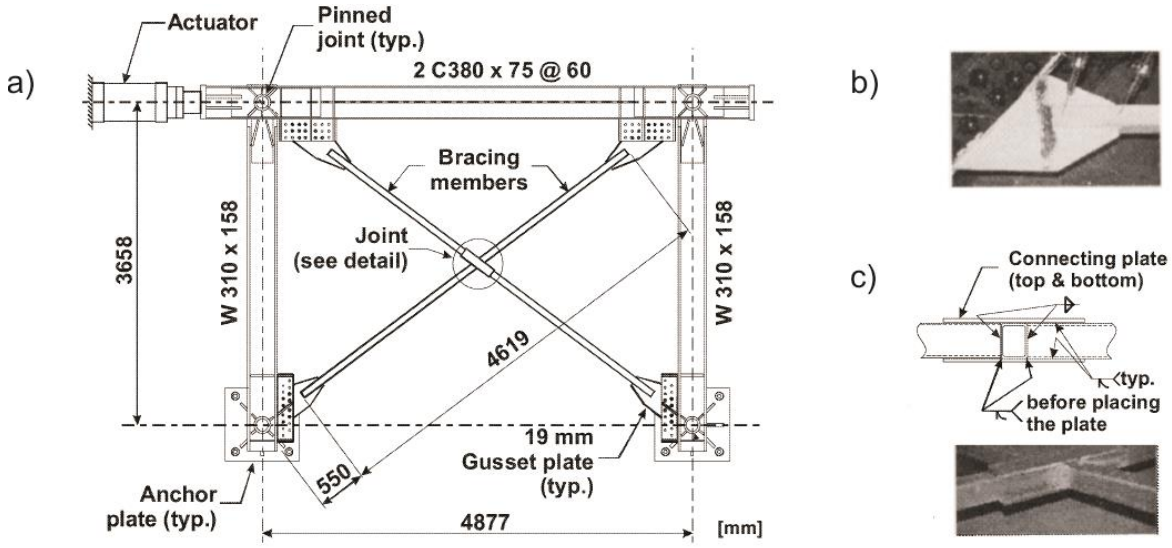


Figure 4.1.2 – Installation du test expérimental du spécimen X6C : a) vue globale b) gousset d'extrémité c) connexion à l'intersection des diagonales. Adapté de Tremblay et al. (2003).

Étant donné que les poteaux et poutres sont modélisés par des éléments élastiques, les propriétés indiquées à la Figure 4.1.3 sont directement attribuées aux éléments du modèle OpenSEES développé dans le cadre de ce mémoire. Les diagonales étant modélisées par des éléments non-linéaires, seules les dimensions de la coupe transversale des sections HSS 64x64x4.8 sont fournies au logiciel afin que ce dernier calcule les propriétés. Les rigidités des goussets (C1 à C4) en flexion hors-plan et en torsion sont tirées de la thèse d'Archambault et al. (1995). Les joints poutre-poteau étant rotulés, C1 est égal à zéro. Les soudures et les plaques centrales permettant à la diagonale interrompue de retrouver sa continuité, une rigidité infinie est attribuée aux ressorts C4. Les valeurs de rigidité des goussets aux extrémités des diagonales sont : C2 = 29 kNm/rad (flexion) et 45 kNm/rad (torsion), C3 = 37 kNm/rad (flexion) et 45 kNm/rad (torsion). La résistance en flexion des goussets d'extrémités est de 2,045 kNm.

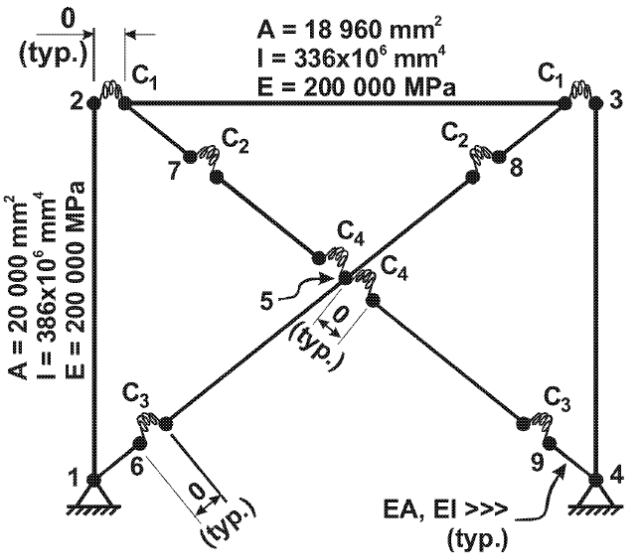


Figure 4.1.3 – Modèle OpenSEES du spécimen X6C. Adapté de Aguero et al. (2006).

La Figure 4.1.4 présente le déplacement cyclique incrémental auquel le cadre est soumis à son sommet. Le déplacement hors-plan est mesuré au centre de la demi-diagonale inférieure de la diagonale continue ainsi qu'au point de connexion des diagonales (mis en évidence en rouge). De plus, la force latérale générée sur le cadre par l'application des déplacements est également mesurée.

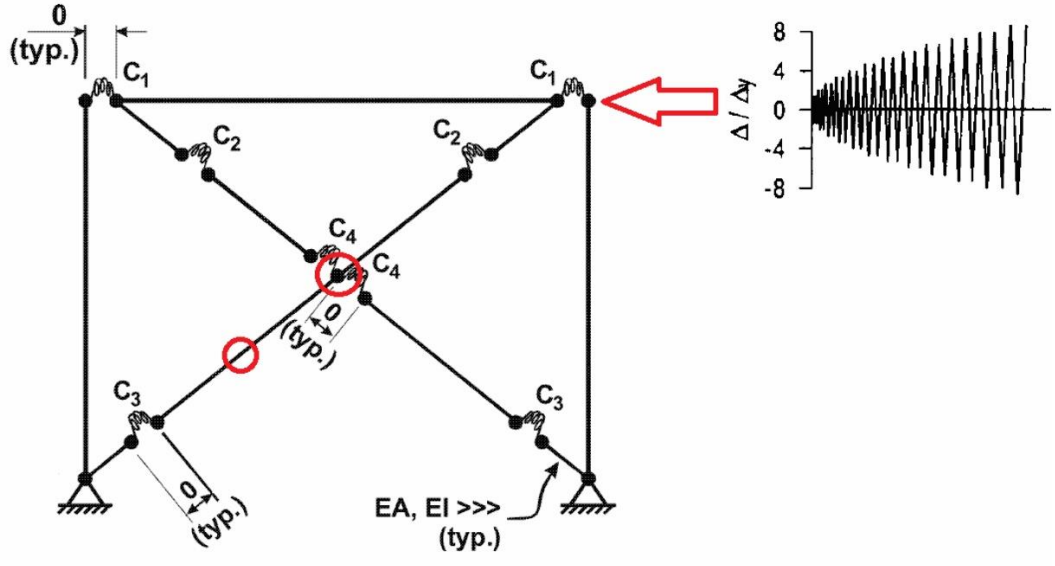


Figure 4.1.4 – Déplacement appliqué au sommet du cadre. Adapté de Aguero et al. (2006).

Les résultats du modèle numérique et du test expérimental sont comparés de la Figure 4.1.5 à la Figure 4.1.7. Il est possible de constater que le modèle numérique OpenSEES reproduit le comportement global des diagonales avec un degré de précision suffisant. Ainsi, les paramètres choisis pour la discrétisation des diagonales et la loi de comportement de l'acier *Steel02* sont jugés adéquats.

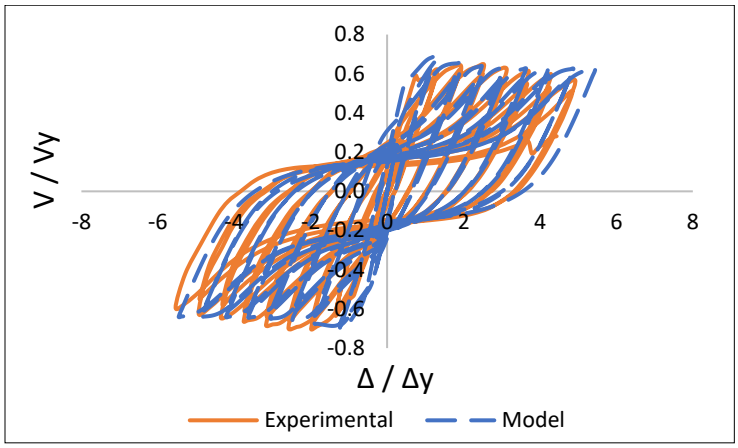


Figure 4.1.5 – Comparaison des courbes effort-déplacement latéral

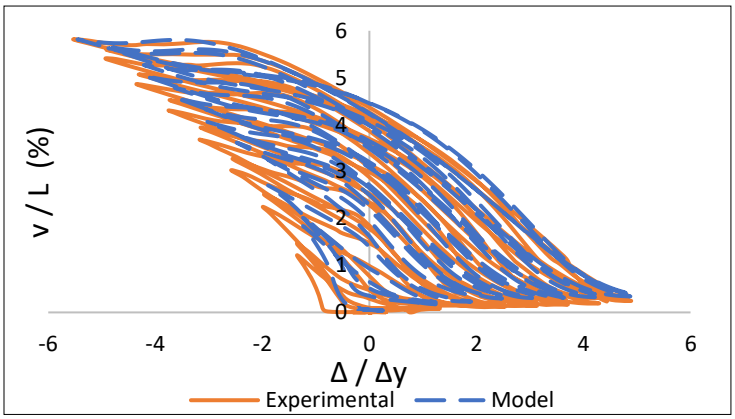


Figure 4.1.6 - Comparaison du déplacement hors-plan au centre de la demi-diagonale inférieure de la diagonale continue

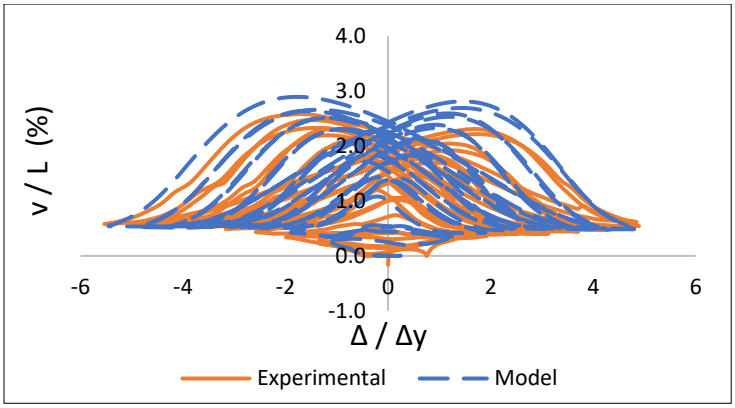


Figure 4.1.7 - Comparaison du déplacement hors-plan au point de connexion des diagonales

4.2 Modélisation de l'interaction sol-structure

Bien que la section 2.3.2 de la revue de littérature comporte les détails sur la modélisation de l'interaction sol-structure dans le logiciel OpenSEES, cette section résume les points importants du modèle.

4.2.1 Description du modèle

L'interaction sol-structure est représentée à travers la méthode des sous-structures qui consiste à lier la superstructure avec sa fondation qui repose sur une distribution de ressorts. Dans le cas du présent mémoire, un sol pulvérulent est considéré en dessous de la fondation superficielle. Ainsi, ce type de sol n'a aucune capacité en traction ce qui permet le soulèvement libre de la fondation. En effet, les seules forces agissant contre le soulèvement sont les charges d'utilisation provenant de la superstructure, le poids mort de la semelle et le poids du sol au-dessus de la semelle. Le modèle est en mesure de capturer deux phénomènes non-linéaires. Le premier est le soulèvement de la semelle qui est une non-linéarité géométrique. Le deuxième est la plastification du sol en dessous de la semelle qui est une non-linéarité du matériau.

Le concept de *Beam on Nonlinear Winkler Foundation* (BNWF) qui est une méthode de type sous-structure proposée dans OpenSEES est utilisé pour représenter la fondation et le sol. La fondation est représentée numériquement par des éléments poutres-colonnes élastiques et le sol par des ressorts unidirectionnels verticaux non-linéaires tel qu'illustré à la Figure 4.2.1. Ainsi, le modèle BNWF du logiciel se trouve dans un environnement bidimensionnel. Les degrés de liberté de la

fondation sont le déplacement vertical et la rotation dans le plan. La loi de comportement *QzSimple2*, présentée en revue de littérature à la section 2.3.2.2, est assignée aux ressorts. Les paramètres à déterminer pour le modèle sont : la rigidité verticale et rotationnelle du sol, l'amortissement du sol, la disposition et le nombre de ressorts. Les rigidités et amortissements du sol sont calculés à partir des équations de Gazetas et Stokoe (1991) abordées dans la revue de littérature aux sections 2.3.2.3, 2.3.2.4 et 2.3.2.6. La disposition des ressorts est faite en divisant la semelle en trois zones : deux zones d'extrémités et une zone centrale. La longueur des zones d'extrémités est de 20% de la longueur de la semelle selon les recommandations du NEHRP (2012) présentées à la section 2.3.2.4. L'espacement maximal des ressorts est choisi tel qu'il soit au plus 4% de la longueur de la semelle selon les recommandations de Raychowdhury et Hutchinson (2008) ainsi que Gajan et al. (2010) présentées à la section 2.3.2.5.

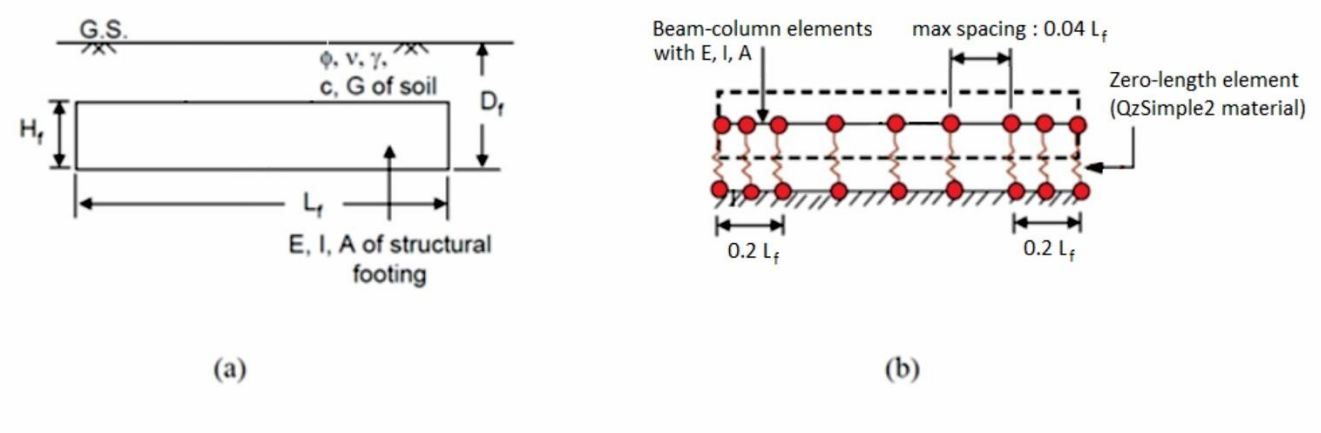


Figure 4.2.1 – Illustration de la sous-structure : a) fondation et sol b) Poutre élastique reposant sur une distribution de ressorts (BNWF). Adapté de Prishati Raychowdhury et Hutchinson (2008).

4.2.2 Propriétés du sol

Les rigidités et amortissements sont fournis au Tableau 4.2.1 pour les différents types de fondations, de localisations et de sols de l'étude présente. De plus, la capacité portante ultime fournie par l'ingénieur géotechnique et considérée pour le modèle est également fournie. Il est intéressant de constater que les propriétés calculées sont cohérentes avec les travaux antérieurs ayant porté sur l'interaction sol-structure avec le concept de BNWF. Par exemple, le paramètre le plus important caractérisant la rigidité d'un sol et impactant les valeurs utilisées dans le modèle

étant le module de cisaillement du sol, il est possible de comparer ce paramètre entre des études ayant utilisé les équations de Gazetas et Stokoe (1991) pour déterminer de la cohérence des résultats calculés. Apari Lauzier (2016) ayant utilisé les mêmes équations et considéré un sol de catégorie D dans son étude, a trouvé que le module de cisaillement de ce dernier était de 80 MPa. L'étude présente considérant des catégories de sol C et E qui enveloppent la catégorie de l'étude précédente, il est possible de constater que les modules de cisaillement de 100 MPa et 20 MPa utilisés enveloppent effectivement le module également. De plus, Apari Lauzier (2016) a déterminé que l'amortissement radial du sol de son étude était de 6%, ce qui est également englobé par les valeurs de 4% et 9% pour les sols C et E respectivement. L'étude paramétrique menée par Le Bec (2009) sur l'effet de l'amortissement radial du sol a toutefois démontré que la réponse du système de reprise de charges sismiques n'était pas affectée par ce paramètre et ainsi que la demande sur la fondation était similaire.

Tableau 4.2.1 – Propriétés du sol pour les différents cas de l'étude

Localisation, sol, fondation	q_{ult} (kPa)	K_z (kN/mm)	K_{yy} (MNm/rad)	β_z (fraction)
Mtl_C_CP	3000	3187	177194	0.033
Mtl_C_NCP	3000	2967	132194	0.032
Mtl_E_CP	400	842	89750	0.081
Mtl_E_NCP	400	737	49908	0.073
Vanc_C_CP	3000	3489	279984	0.043
Vanc_C_NCP	3000	3192	194496	0.040
Vanc_E_CP	400	856	96648	0.091
Vanc_E_NCP	400	783	65233	0.084

4.3 Modèle superstructure-fondation-sol

Le modèle principal de cette étude, superstructure-fondation-sol, est obtenu en reliant les modèles de la superstructure et de la sous-structure précédemment présentés. La Figure 4.3.1 illustre le modèle ainsi obtenu pour le bâtiment de trois étages. La colonne P-Delta qui a pour but de représenter les charges d'utilisation tributaires du bâtiment à stabiliser est également illustrée sur la figure. À noter que les ressorts (*zeroLength element*) de la colonne P-Delta sont uniquement présents pour simuler des éléments rotulé-rotulé, donc une rigidité rotationnelle nulle leur est

attribuée. Les éléments treillis permettent de lier la superstructure à la colonne P-Delta et ils sont rigides.

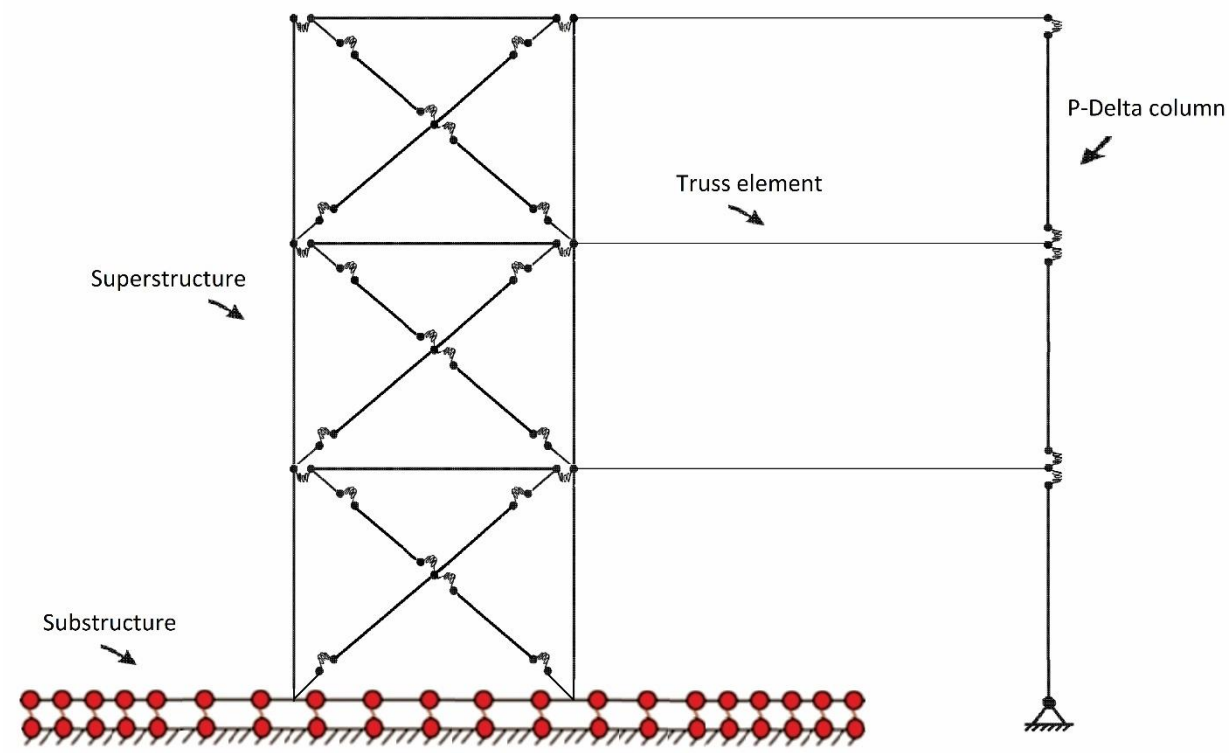


Figure 4.3.1 - Modèle de l'étude : superstructure-fondation-sol et colonne P-Delta. Adapté de Aguero et al. (2006), ainsi que Prishati Raychowdhury et Hutchinson (2008).

4.4 Accélérogrammes

Cette section vise à fournir des renseignements sur les accélérogrammes utilisés pour les analyses dynamiques temporelles non-linéaires. Les caractéristiques des séismes étant différentes pour les deux localisations considérées de l'étude, un ensemble d'accélérogrammes est choisi pour chaque emplacement, soit l'Est et l'Ouest canadien. Les accélérogrammes historiques sont préférés comparativement aux accélérogrammes simulés dus à leur capacité à mieux représenter les secousses sismiques de l'emplacement. Toutefois, l'Est canadien ne disposant pas d'une banque d'accélérogrammes historiques de forte intensité et de bonne qualité, les accélérogrammes simulés d'Atkinson (2009) sont utilisés. Pour l'Ouest canadien, des accélérogrammes historiques sont retenus pour les analyses dues à la disponibilité d'une banque de signaux suffisamment grande.

Selon la procédure établie dans le Commentaire J du CNBC 2015 d'après la méthodologie proposée par Tremblay et al. (2015), un minimum de 11 accélérogrammes doit être utilisé pour les analyses temporelles. Lorsque différentes sources générant les secousses sismiques sont présentes pour un emplacement donné, un minimum de 5 accélérogrammes par source doit être utilisé dans l'ensemble d'accélérogrammes retenu. La sélection et la calibration des accélérogrammes sont faites en vérifiant la compatibilité entre le spectre de calcul du CNBC 2015 (spectre cible) et les spectres de réponse des signaux. Pour ce faire, les rapports des accélérations spectrales cibles sur les accélérations spectrales de réponse des signaux sont calculés à des intervalles de période suffisamment petits dans la plage de période d'intérêt de la structure défini dans le Commentaire J du CNBC 2015. Lorsque la moyenne des rapports d'accélérations spectrales pour un signal donné est inférieure à 0,5 ou supérieure à 2,0, ce dernier est exclu. Les signaux dont les écarts-types des rapports d'accélérations spectrales sont les plus petits sont retenus puisqu'ils épousent mieux le spectre cible. Ces accélérogrammes sont ensuite soumis à deux facteurs de calibration. Le premier facteur est propre à chaque signal tandis que le deuxième est un facteur de groupe. Le facteur de calibration individuel sert à s'assurer que le spectre de réponse du signal égal ou dépasse le spectre cible en général sur la plage de période d'intérêt. Le facteur de groupe assure que le spectre de réponse moyen de l'ensemble d'accélérogrammes ne tombe pas en dessous du spectre cible de plus de 10% à chaque pas de période. Pour le présent mémoire, les accélérogrammes calibrés proviennent de la contribution et collaboration du professeur Robert Tremblay du Groupe de Recherche en génie des Structures de l'école Polytechnique de Montréal. La méthodologie précédemment abordée du Commentaire J du CNBC 2015 a été appliquée et les signaux ont été ajustés pour des structures dont la période fondamentale est égale ou inférieure à 1,5 s.

Pour l'Est canadien, un total de 11 accélérogrammes par type de sol est suffisant pour satisfaire les exigences précédemment mentionnées sur le nombre d'accélérogrammes requis par ensemble puisque des signaux simulés sont utilisés (i.e. : pas de sources tectoniques distinctes). Les signaux retenus et calibrés parmi les ensembles d'accélérogrammes proposés d'Atkinson (2009) sont composés de 5 mouvements sismiques de magnitude 6 à faibles distances et de 6 mouvements sismiques induits par des séismes de magnitude 7 à plus grandes distances. Pour le sol de classe C, le Tableau 4.4.1 présente les scénarios magnitude-distance (M-R) des accélérogrammes tandis que la Figure 4.4.1 illustre les spectres de réponse calibrés sur le spectre cible. De même, le Tableau 4.4.2 et la Figure 4.4.2 fournissent ces renseignements pour le sol de classe E.

Tableau 4.4.1 – Scénarios M-R provenant des accélérogrammes simulés d'Atkinson (2009) pour l'Est canadien et un sol de classe C.

Accélérogramme #	M	R (km)	Sol C	
			SF1	SF2
1	6.0	12.8	0.55	1.03
2	6.0	16.9	0.90	1.03
3	6.0	17.0	0.74	1.03
4	6.0	17.0	0.90	1.03
5	6.0	24.4	1.60	1.03
6	7.0	14.9	0.52	1.00
7	7.0	20.1	0.59	1.00
8	7.0	25.6	0.69	1.00
9	7.0	41.6	1.31	1.00
10	7.0	45.2	1.61	1.00
11	7.0	98.6	1.98	1.00

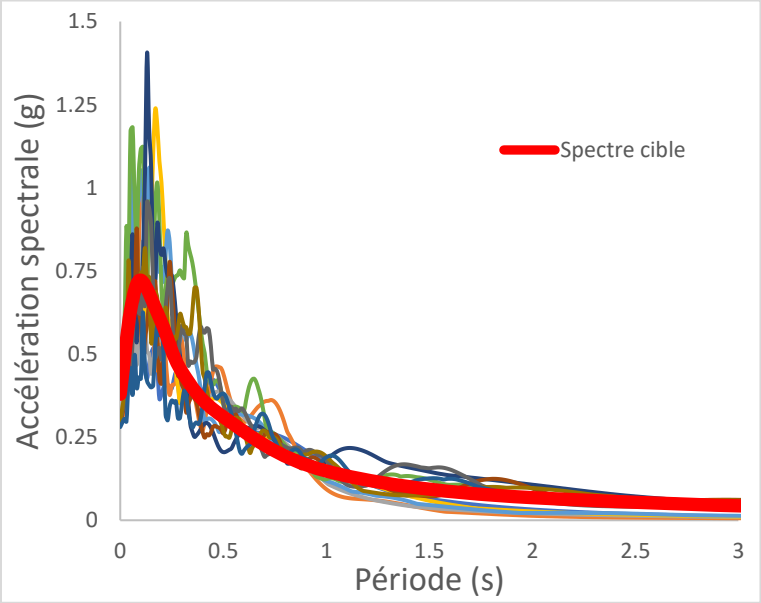


Figure 4.4.1 – Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Est canadien et un sol de classe C.

Tableau 4.4.2 - Scénarios M-R provenant des accélérogrammes simulés d'Atkinson (2009) pour l'Est canadien et un sol de classe E.

Accélérogramme #	M	R (km)	Sol E	
			SF1	SF2
1	6.0	12.8	0.52	1.09
2	6.0	12.8	0.60	1.09
3	6.0	16.9	0.59	1.09
4	6.0	17.0	0.99	1.09
5	6.0	21.1	0.80	1.09
6	7.0	17.0	0.52	1.00
7	7.0	20.1	0.63	1.00
8	7.0	25.6	0.75	1.00
9	7.0	41.6	0.90	1.00
10	7.0	45.2	1.11	1.00
11	7.0	98.6	1.36	1.00

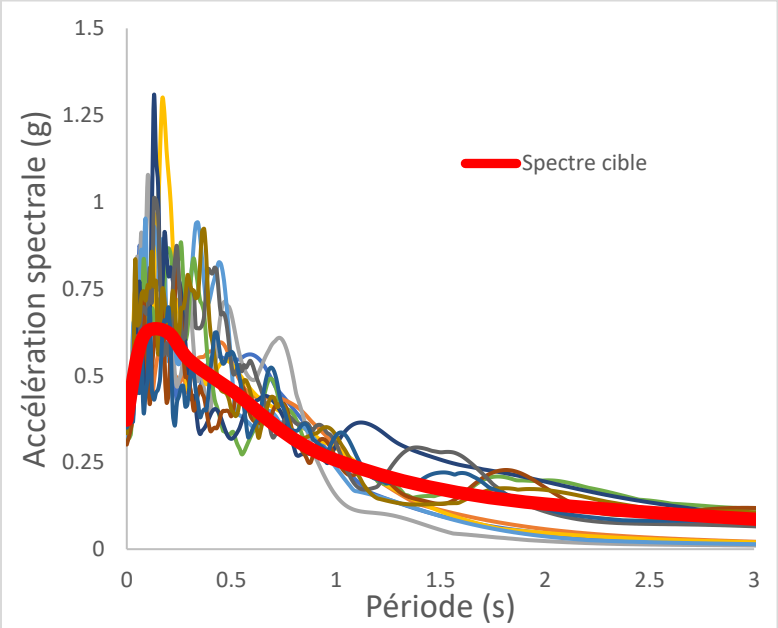


Figure 4.4.2 - Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Est canadien et un sol de classe E.

Pour l'Ouest canadien, 3 sources tectoniques générant des secousses sont présentes *: crustal, inslab, interface*. Ainsi, un total de 15 accélérogrammes historiques par type de sol est requis pour cet emplacement dû à l'exigence du CNBC 2015 qui requiert un minimum de 5 accélérogrammes par source tectonique. Les accélérogrammes proviennent de la base de données du *Pacific*

Earthquake Engineering Research Center (PEER). Pour le sol de classe C, le Tableau 4.4.3 présente les accélérogrammes historiques provenant de cette base de données tandis que la Figure 4.4.3 illustre les spectres de réponse calibrés sur le spectre cible. Similairement, le Tableau 4.4.4 et la Figure 4.4.4 fournissent ces renseignements pour le sol de classe E.

Tableau 4.4.3 – Accélérogrammes historiques pour l'Ouest canadien et un sol de classe C.

#Acc	Source	Nom
1	*Crustal*	RSN741_LOMAP_BRN000
2	*Crustal*	RSN960_NORTHR_LOS270
3	*Crustal*	RSN1003_NORTHR_STN110
4	*Crustal*	RSN1080_NORTHR_KAT000
5	*Crustal*	RSN1082_NORTHR_RO3000
6	*Inslab*	103l56ol_y0a
7	*Inslab*	103l56ol_y0b
8	*Inslab*	0725a_a
9	*Inslab*	SMN0120103241528_NS
10	*Inslab*	TE01001u.smc.F1.a
11	*Interface*	AOM0281103111446_NS
12	*Interface*	FKS0211103111446_NS
13	*Interface*	HDKH010309260450_NS2
14	*Interface*	TCG0071103111446_EW
15	*Interface*	TCGH091103111446_NS2

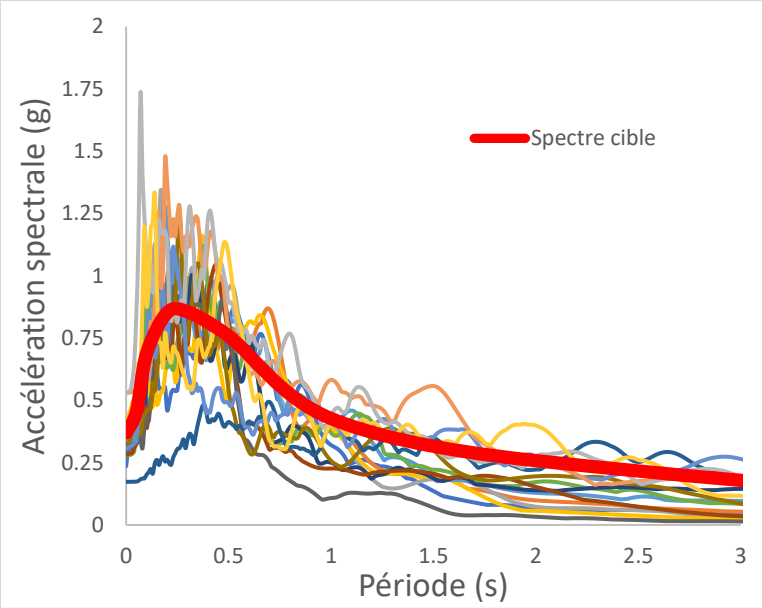


Figure 4.4.3 - Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Ouest canadien et un sol de classe C.

Tableau 4.4.4 - Accélérogrammes historiques pour l'Ouest canadien et un sol de classe E.

#Acc	Source	Nom
1	*Crustal*	RSN729_SUPER.B_B-IVW360
2	*Crustal*	RSN3934_TOTTORI_SMN002NS
3	*Crustal*	RSN4204_NIIGATA_NIG014NS
4	*Crustal*	RSN5260_CHUETSU_NIG014EW
5	*Crustal*	RSN6889_DARFIELD_CHHCS89W
6	*Inslab*	1412c_a
7	*Inslab*	2147b_a
8	*Inslab*	AR01001u.smc.F1.a
9	*Inslab*	BA01003u.smc.F1.a
10	*Inslab*	YMG0170103241528_NS
11	*Interface*	CHB0161103111446_NS
12	*Interface*	FKS0201103111446_NS
13	*Interface*	HKD0820309260450_NS
14	*Interface*	HKD1260309260450_NS
15	*Interface*	SIT0031103111446_EW

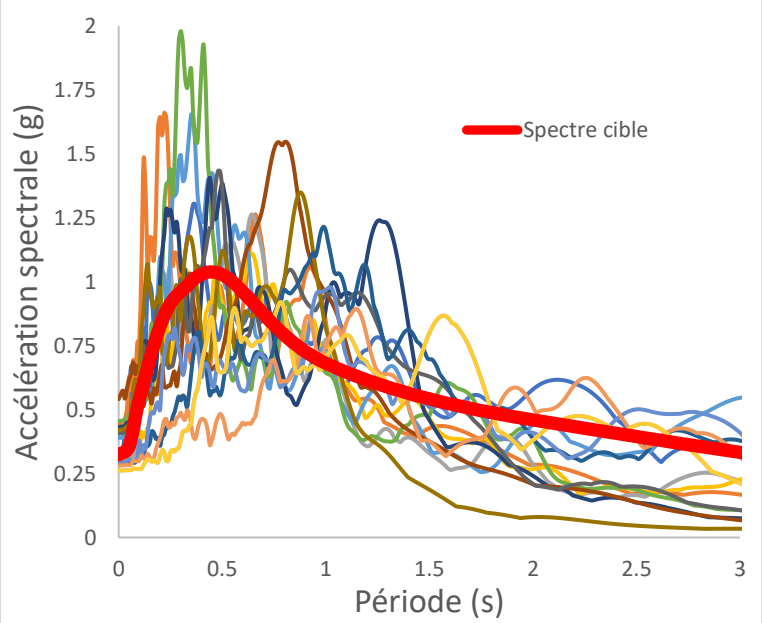


Figure 4.4.4 - Spectres de réponse des accélérogrammes calibrés pour l'Ouest canadien et un sol de classe E.

CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET DISCUSSION

Ce chapitre présente et discute les résultats obtenus en soumettant le modèle numérique du chapitre 4 à des analyses temporelles non-linéaires. Pour ce faire, le chapitre est subdivisé en deux sections. La première section introduit le lecteur aux scénarios considérés pour les analyses temporelles ainsi que les paramètres étudiés dans la réponse de la structure. La seconde section est composée des résultats des analyses et d'une discussion sur ces derniers.

5.1 Description des analyses

5.1.1 Scénarios des analyses

Les scénarios considérés pour les analyses temporelles font varier la localisation, le type de sol et le type de base. L'organigramme de la Figure 5.1.1 présente visuellement l'ensemble de ces scénarios. Pour la localisation de Montréal, les analyses ont été effectuées avec 11 accélérogrammes pour chacun des 6 scénarios obtenus en combinant les trois types de bases reposant sur les deux classes de sol. Ainsi, 66 analyses temporelles sont effectuées. De même, le comportement des systèmes a été analysé en utilisant 15 accélérogrammes pour chacun des 6 scénarios de Vancouver pour un total de 90 analyses.

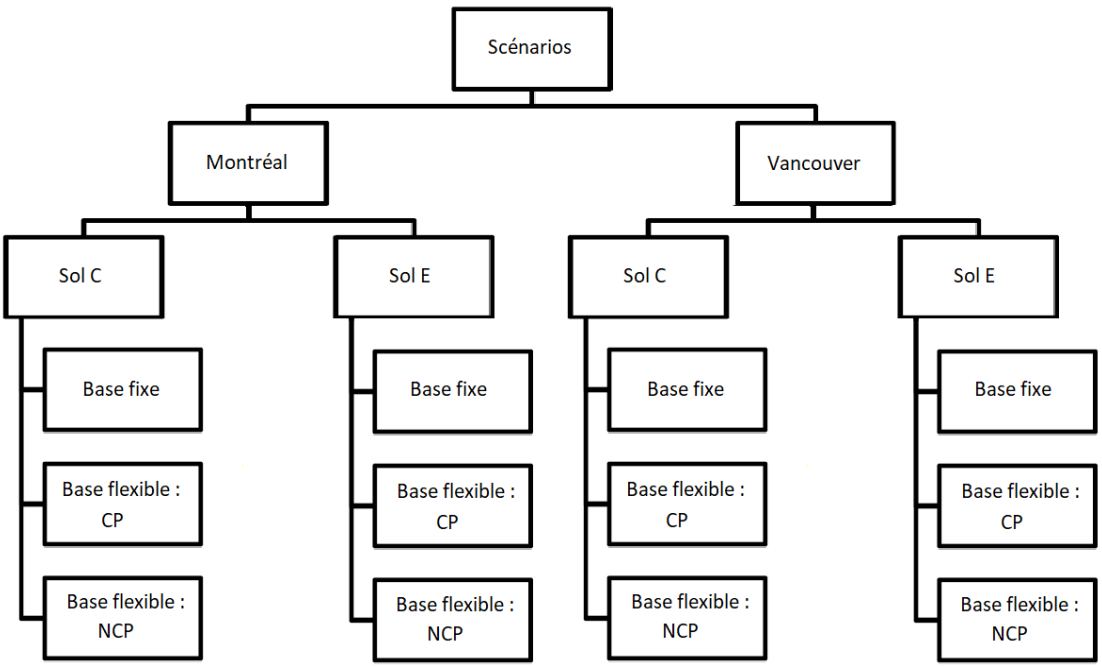


Figure 5.1.1 – Scénarios considérés pour les analyses temporelles non-linéaires

5.1.2 Paramètres étudiés de la réponse

L'organigramme de la Figure 5.1.2 présente les paramètres qui sont étudiés dans la réponse du système pour chaque scénario des analyses temporelles non-linéaires.

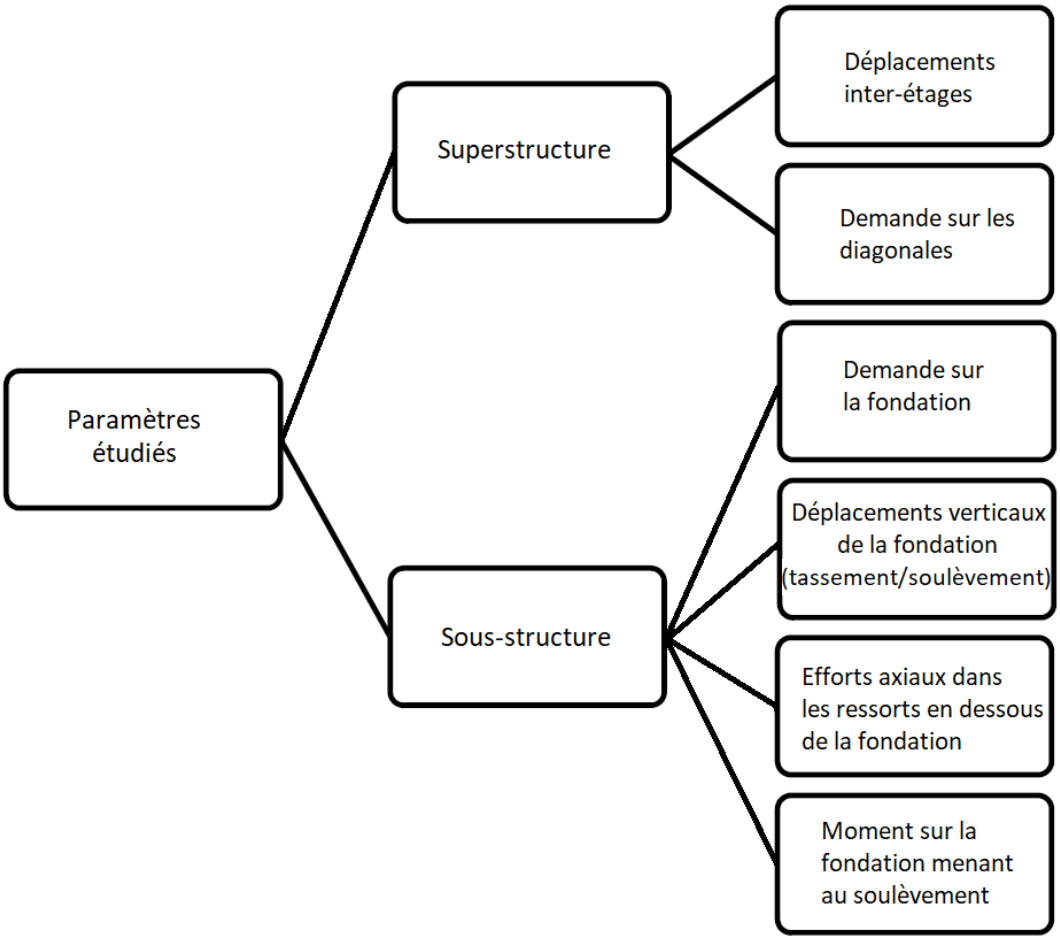


Figure 5.1.2 - Paramètres étudiés dans la réponse du système pour les analyses temporelles

5.2 Analyses temporelles non-linéaires

Cette section aborde les résultats de l'étude et discute de ceux-ci. La discussion sur les résultats est faite au fur et à mesure qu'ils sont présentés. Une notation est employée pour désigner chacun des scénarios de la Figure 5.1.1 pour alléger la lecture. Ainsi, à titre d'exemple, la notation « Mtl_C_CP » fait appel au scénario d'un cadre concentrique localisé à Montréal sur un sol de classe C supporté par une fondation de type *Capacity-protected*.

5.2.1 Périodes de vibration

Étant donné que l'inclusion de la flexibilité du sol mène à une augmentation des périodes de vibration, il est intéressant de quantifier cet allongement par rapport à une base fixe. Pour ce faire, une analyse modale est effectuée pour chaque scénario.

5.2.1.1 Résultats

Le Tableau 5.2.1 fournit les résultats des périodes de vibration obtenus en considérant le modèle numérique du chapitre 4 et les différents scénarios étudiés. Les trois périodes de vibration sont présentées et l'allongement ($T_{flexible} / T_{fixe}$) est calculé.

Tableau 5.2.1 – Allongement des périodes de vibration pour chaque scénario

	$T1_{fixe}$ (s)	$T1_{flexible}$ (s)	$T1_{flexible} / T1_{fixe}$	$T2_{fixe}$ (s)	$T2_{flexible}$ (s)	$T2_{flexible} / T2_{fixe}$	$T3_{fixe}$ (s)	$T3_{flexible}$ (s)	$T3_{flexible} / T3_{fixe}$
Mtl_C_CP	0.79	0.82	1.05	0.31	0.31	1.00	0.23	0.23	1.00
Mtl_C_NCP		0.83	1.05		0.31	1.00		0.23	1.00
Mtl_E_CP	0.70	0.77	1.10	0.28	0.28	1.00	0.19	0.19	1.00
Mtl_E_NCP		0.81	1.16		0.28	1.00		0.20	1.00
Vanc_C_CP	0.49	0.51	1.04	0.21	0.21	1.00	0.14	0.14	1.00
Vanc_C_NCP		0.51	1.04		0.21	1.00		0.14	1.00
Vanc_E_CP	0.45	0.50	1.11	0.19	0.19	1.00	0.13	0.13	1.00
Vanc_E_NCP		0.52	1.14		0.19	1.00		0.13	1.00

5.2.1.2 Discussion

La période de vibration étant uniquement dépendante des propriétés intrinsèques du système (masse et rigidité), il est compréhensible que l'allongement de celle-ci soit similaire pour les deux localisations puisque les caractéristiques sismiques comme le contenu fréquentiel des zones n'ont pas d'influence sur l'analyse modale. De plus, les fondations de type NCP étant plus compactent que le type CP, un cadre concentrique reposant sur une fondation de type NCP est plus apte au bercement. Ainsi, l'allongement de la période de vibration d'un cadre concentrique supporté par une fondation NCP devrait être supérieur.

Tout comme attendu intuitivement, il est possible de constater que l'allongement de la période fondamentale ($T1_{flexible}$ / $T1_{fixe}$) est relativement plus significatif pour les systèmes reposant sur un sol de classe E dû à la plus grande flexibilité du milieu, lorsque comparé à un sol de classe C.

Les systèmes reposant sur un sol C ont un allongement de la période fondamentale d'environ 5%, et ce, pour les deux localisations (Montréal et Vancouver) et les deux types de fondations (CP et NCP). L'allongement de la période est peu impacté par le type de fondation puisque le sol C est assez rigide, donc la déformabilité de ce dernier est moindre. Pour les systèmes reposant sur un sol E, l'allongement de la période fondamentale atteint environ 10% pour la fondation de type CP et 15% pour la fondation NCP pour les deux localisations. Ainsi, l'impact du type de fondation est plus visible sur ce sol.

Il est intéressant de noter que la flexibilité de la base n'a pas d'impact sur l'allongement des périodes des modes supérieures ($T2_{flexible}$/$T2_{fixe}$ et $T3_{flexible}$ /$T3_{fixe}$) étant donné la faible hauteur des cadres.

5.2.2 Charges d'utilisation

La combinaison de charges du CNBC 2015 considérée pour les analyses temporelles non-linéaires est la suivante : D+E+0.5L+0,25S. Les charges d'utilisation de cette combinaison proviennent du poids porté par la superstructure, du poids mort de la fondation et du poids mort de la couche de sol au-dessus de la fondation. Étant donné que ces charges d'utilisation exercent une pression sur le sol avant même le début des secousses sismiques, il est intéressant de déterminer le profil des forces dans les ressorts sous la fondation et de les quantifier.

5.2.2.1 Résultats

Les figures ci-dessous illustrent le profil des forces dans les ressorts sous la fondation pour les différents scénarios considérés. Sur les figures, l'axe des abscisses représente les positions des ressorts par rapport au centre de la semelle. Quant à lui, l'axe des ordonnées correspond aux forces dans les ressorts normalisées par les capacités ultimes de ceux-ci. À noter que l'échelle de l'axe des ordonnées est ajustée pour clairement illustrer le profil des différents scénarios et qu'il faut apporter une attention lors de la lecture. La ligne pointillée noire marque la position centrale de la semelle. Le scénario constitué d'une base fixe n'est pas illustré puisqu'il n'y a pas de présence de ressorts pour ce cas.

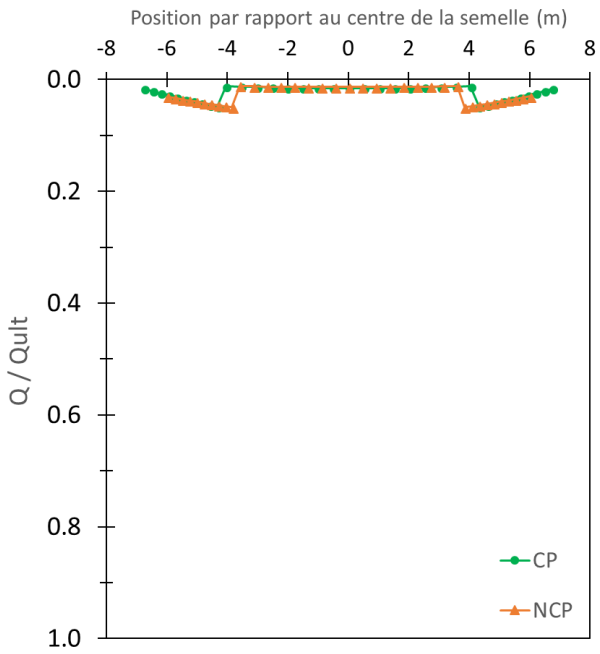


Figure 5.2.1 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol C

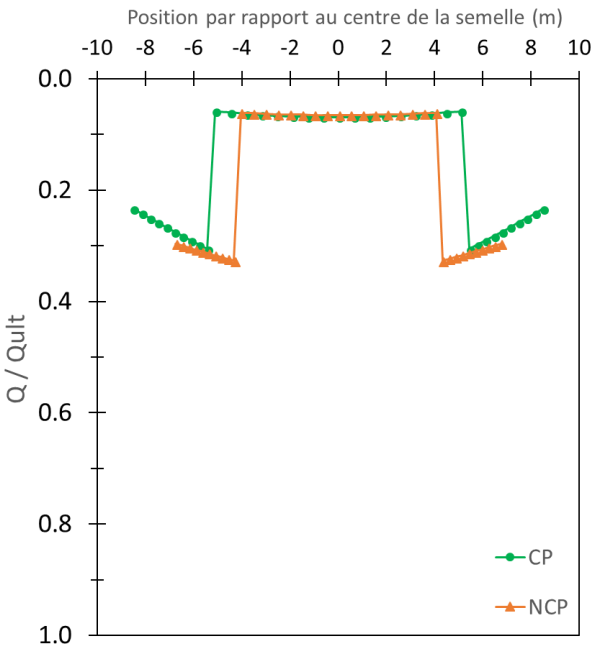


Figure 5.2.2 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol E

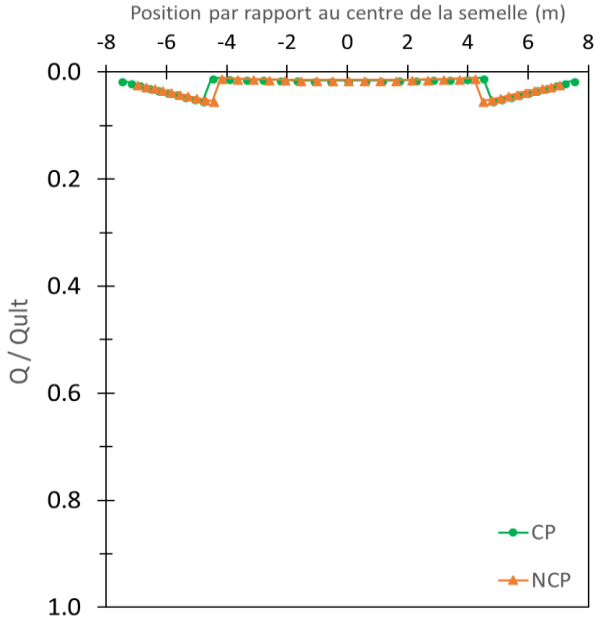


Figure 5.2.3 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol C

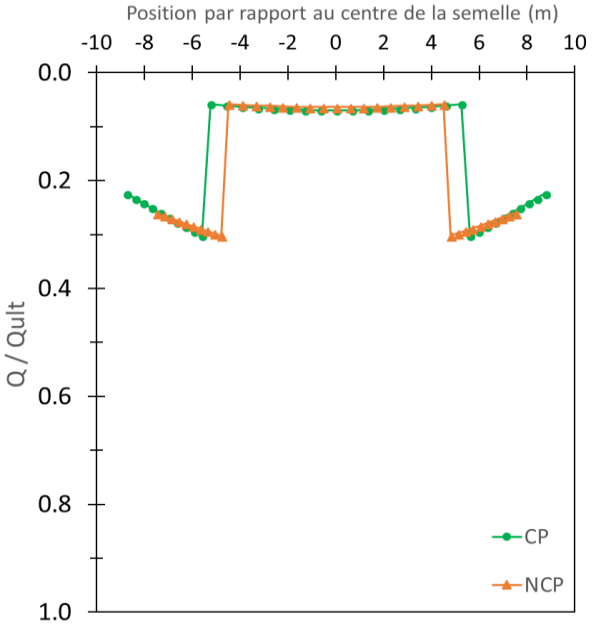


Figure 5.2.4 - Forces dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol E

5.2.2.2 Discussion

Il est possible de constater que les profils des forces dans les ressorts sous la fondation prennent la forme d'une selle. Murzenko (1965) et Smoltczyk (1967) obtiennent également ce type de profil expérimentalement et numériquement pour des fondations reposant sur un sol granulaire qui supporte une charge axiale. Le saut dans les courbes est expliqué par la capacité portante plus grande pour les ressorts de la zone centrale de la semelle que celle des zones aux extrémités.

Pour toutes les fondations supportées par des sols de classe C, la force dans le ressort maximal atteint environ 5% de sa capacité. En ce qui concerne les fondations sur un sol E, le ressort le plus sollicité atteint environ 30% de sa capacité. Cette différence marquée entre les maximums des deux types de sol est expliquée par la capacité portante ultime du sol de classe C (3000 kPa) qui est considérablement plus grande que celle du sol E (400 kPa).

5.2.3 Réponse de la sous-structure

La réponse de la sous-structure aux analyses temporelles non-linéaires est présentée avant celle de la superstructure puisque le comportement des fondations est le noyau de l'étude présente. De plus, le paramètre de la demande sur la fondation permet de dresser une image de la réponse globale du cadre concentrique également. Cette sous-section est subdivisée en quatre parties afin de présenter les résultats des analyses pour chacun des quatre paramètres étudiés dans la réponse de la sous-structure tels qu'illustrés à l'organigramme de la Figure 5.1.2. Les analyses temporelles sont réalisées dans le logiciel OpenSEES avec la méthode d'intégration des équations de mouvements de Newmark. L'algorithme par défaut du logiciel pour les itérations de Newton-Raphson est utilisé. Pour chaque paramètre étudié de la réponse aux analyses temporelles non-linéaires, la valeur considérée et présentée dans les résultats est la moyenne des cinq valeurs maximales obtenues de l'ensemble des accélérogrammes tel que requis par le Commentaire J du CNBC 2015.

5.2.3.1 Demande sur la fondation

Le moment de renversement (M_f) appliqué sur la fondation est ce qui est appelé la demande sur la fondation. Ce moment provient des forces engendrées par les éléments dissipateurs, soit la plastification des diagonales en tension et le flambement des diagonales en compression. Un des deux poteaux du cadre concentrique achemine un effort de tension sur la fondation tandis que

l'autre applique un effort de compression. La longueur du cadre concentrique est le bras de levier entre ces forces qui mène au développement du moment de renversement sur la fondation.

5.2.3.1.1 Résultats

Les histogrammes ci-dessous présentent les moments de renversement (M_f) obtenus des analyses pour les différents scénarios. Pour faciliter la comparaison entre les différents scénarios, les M_f sont normalisés par le moment probable du cadre correspondant au scénario. Les ratios (M_f /M_p) sont indiqués à l'intérieur des histogrammes.

Le moment de dimensionnement des fondations CP (M_d_CP) est égal au moment probable du cadre (M_p). Ce moment est indiqué sur les figures par la ligne horizontale verte.

Le moment de dimensionnement des fondations NCP (M_d_NCP) est l'effort maximal entre : 75% du moment probable du cadre et le moment de renversement causé par les efforts sismiques avec un $R_d R_o = 2{,}0$. Ce moment est quant à lui indiqué sur les figures par la ligne horizontale orange.

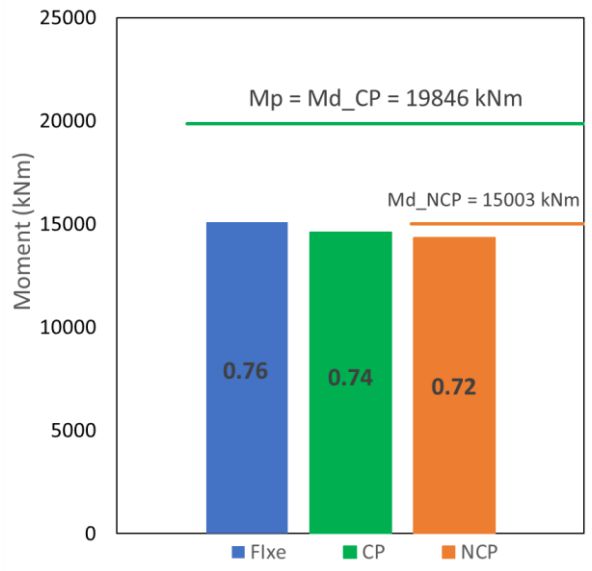


Figure 5.2.5 - Demande sur la fondation pour Montréal et un sol C

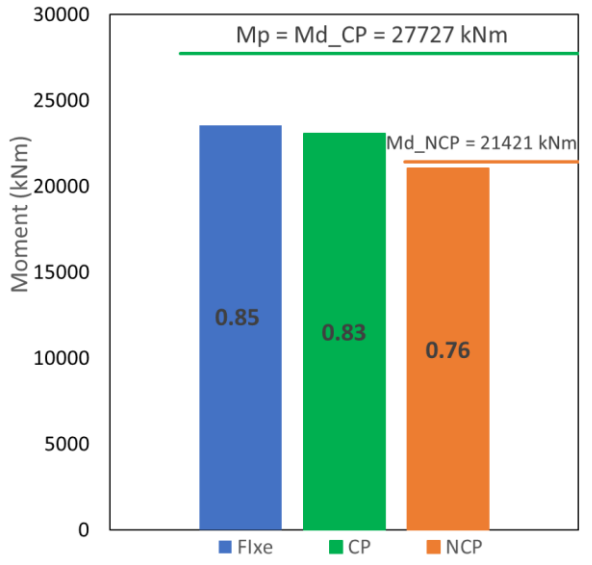


Figure 5.2.6 - Demande sur la fondation pour Montréal et un sol E

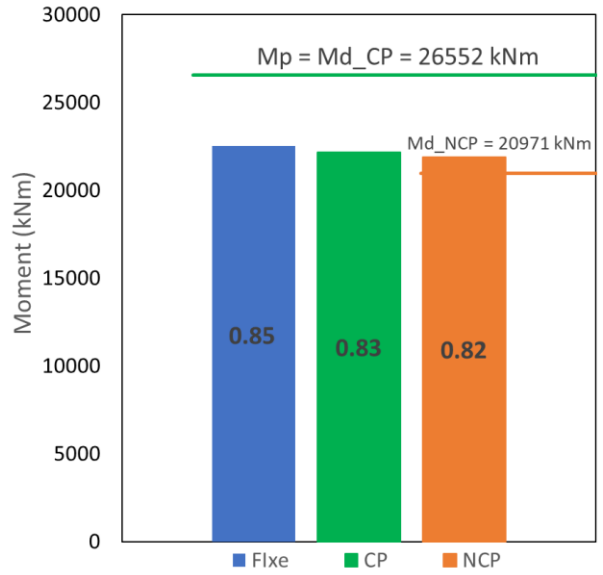


Figure 5.2.7 - Demande sur la fondation pour Vancouver et un sol C

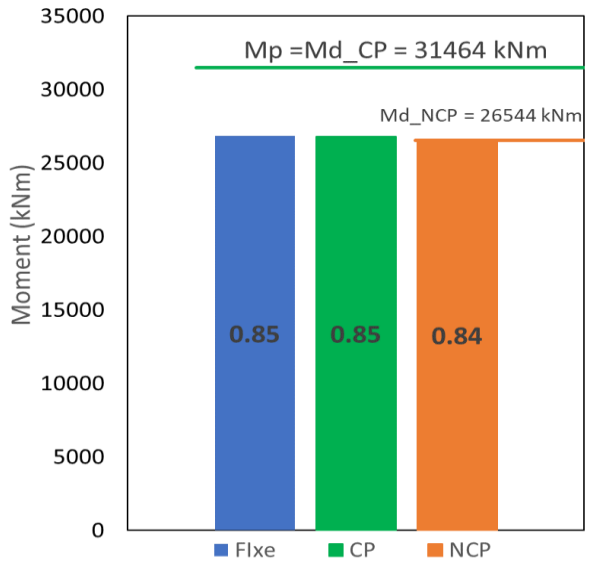


Figure 5.2.8 - Demande sur la fondation pour Vancouver et un sol E

5.2.3.1.2 Discussion

Tout d'abord, il est intéressant de constater que les moments de renversement (amplitude des histogrammes) demeurent assez stables pour les deux localisations de la classe de sol C. Ceci indique que le changement au niveau de la fondation (fixe, CP, NCP) n'a pas eu d'effet notable sur le moment développé par le cadre concentrique. En effet, seule une faible décroissance dans le moment de renversement est constatée lorsque la flexibilité de la fondation est augmentée (fixe à NCP). Pour Montréal et un sol C, le ratio M_f/M_p passe de 0,76 à 0,72 lorsque la configuration de la base est changée de fixe à NCP, soit une réduction de 4%. De même, pour Vancouver et un sol C, la demande passe de 0,85 à 0,82, soit 3% de moins. Ceci peut être expliqué par la rigidité élevée de la classe de sol C. En effet, un sol rigide restreint les tassements dans le sol, ce qui réduit également la possibilité de dissiper de l'énergie par la plastification du sol. Puisque la variation de la demande sur la fondation n'a pas été significative pour le sol C, il est possible de supposer que la demande sur les diagonales est relativement similaire pour les différentes configurations à la base sur cette classe de sol. Ceci est confirmé plus loin à la section 5.2.4.2.

Le comportement non-linéaire des diagonales ayant été validé précédemment (section 4.1.2), les scénarios dans lesquels le cadre concentrique est supporté par une base fixe (i.e. pas d'interaction sol-structure) sont utilisés à titre de scénarios de référence. Les fondations CP sont dimensionnées en considérant un moment de dimensionnement égal au moment probable du cadre qu'elles supportent, ce qui implique qu'elles sont en mesure de limiter la dissipation d'énergie dans la superstructure. Ainsi, la variation de la demande sur la fondation entre une base fixe et une fondation CP devrait être faible. En comparant les ratios M_f/M_p pour les scénarios de base fixe avec ceux de la fondation CP, le moment de renversement développé ne varie que de 2% au plus, et ce pour les différentes localisations et types de sols. La variation de la demande étant pratiquement inchangée, il est possible de conclure que la fondation CP satisfait le comportement envisagé.

En ce qui concerne les fondations NCP, celles-ci sont dimensionnées avec un moment de dimensionnement inférieur au moment probable du cadre qu'elles supportent, ce qui implique que l'énergie peut également être dissipée par bercement et plastification du sol. En effet, lorsque le moment développé par le cadre s'approche du moment de dimensionnement de la fondation, celle-ci débute le bercement. Lorsque le moment développé par le cadre atteint et dépasse le moment de

dimensionnement de la fondation NCP, celle-ci berce suffisamment pour qu'un côté de la semelle s'enfonce dans le sol. Toutefois, pour qu'il y ait dissipation par plastification du sol, la rigidité du sol doit permettre un tassement significatif. En considérant ce comportement de la fondation NCP, les résultats obtenus pour ce type de fondation sont expliqués ci-dessous.

Le Tableau 5.2.2 ci-dessous fournit les moments de dimensionnement utilisés pour les fondations NCP ainsi que les ratios de ces moments normalisés par les moments probables des cadres (M_d/M_p). Pour le cas de Montréal et un sol C, « Mtl_C_NCP », le tableau indique un ratio de dimensionnement M_d/M_p de 0,76. En considérant le scénario de base fixe de la Figure 5.2.5 comme référence puisqu'il maximise le moment développé par le cadre sous les sollicitations sismiques (i.e. dissipation d'énergie uniquement à travers la superstructure), le moment de renversement M_f/M_p atteint 0,76. Puisque le moment maximal développé par le cadre (M_f/M_p) n'atteint qu'à peine le moment de dimensionnement (M_d/M_p) de la fondation NCP et que la fondation repose sur un sol rigide, la dissipation d'énergie demeure majoritairement dans le cadre. Ainsi, il est possible d'expliquer la faible réduction de la demande sur la fondation entre la base fixe et la fondation NCP.

Tableau 5.2.2 – Moment de dimensionnement pour les fondations NCP

	M_{d1} (75% Mp) (kNm)	M_{d2} (RdRo = 2.0) (kNm)	M_d (max : M_{d1}, M_{d2}) (kNm)	M_d/M_p
Mtl_C_NCP	14885	15003	15003	0.76
Mtl_E_NCP	20795	21296	21296	0.77
Van_C_NCP	19914	20971	20971	0.79
Van_E_NCP	23598	26544	26544	0.84

Pour le cas de la fondation NCP localisée à Montréal sur un sol E, la Figure 5.2.6 présente une baisse considérable dans la demande sur la fondation lorsque comparée à la base fixe. En effet, la demande M_f/M_p est de 0,85 et 0,76 pour la base fixe et la fondation NCP respectivement, soit une baisse de 9%. Ceci peut être expliqué par le fait que le moment développé par le cadre dépasse le moment de dimensionnement de la fondation et que la flexibilité du sol permet la dissipation d'énergie. Le Tableau 5.2.2 fournit un M_d/M_p de 0,77 pour le scénario « Mtl_E_NCP ». La Figure 5.2.6 indique que le scénario de base fixe qui maximise le moment développé par le cadre sous les sollicitations sismiques atteint un M_f/M_p de 0,85. D'une part, puisque le moment maximal développé par le cadre est plus grand que le moment de dimensionnement de la fondation NCP, la

fondation berce et dissipe de l'énergie. D'autre part, puisque le sol dispose d'une bonne flexibilité, la plastification du sol est possible.

En ce qui a trait à la fondation NCP localisée à Vancouver sur un sol C, la Figure 5.2.7 indique que le moment de renversement sur la fondation augmente même après avoir atteint le moment de dimensionnement (ligne horizontale orange sur la figure). Ceci est expliqué par la grande rigidité du sol qui limite la dissipation d'énergie dans la sous-structure en limitant les tassements et forçant ainsi un plus grand moment dans la superstructure. En effet, puisque le moment de dimensionnement M_d/M_p de 0,79 de cette fondation (Tableau 5.2.2) est inférieur à la demande maximale M_f/M_p de 0,85 développée par le scénario de base fixe du cadre (Figure 5.2.7), la fondation devrait bercer considérablement. Ainsi, lorsque la fondation berce, un côté de la semelle tend à vouloir s'enfoncer dans le sol. Toutefois, la rigidité du sol C restreint ce mouvement de la semelle forçant ainsi un plus grand moment dans la superstructure. Ceci est confirmé plus loin à la section 5.2.3.2 lors de l'étude des déplacements verticaux de la fondation.

Finalement, la Figure 5.2.8 indique que la fondation NCP localisée à Vancouver sur un sol E ne présente pas une réduction significative de la demande sur la fondation. Lorsque la configuration de la base est changée de fixe à NCP, la demande M_f/M_p passe de 0,85 à 0,84. Cette faible réduction peut être expliquée par le moment de dimensionnement de la fondation qui est comparable à la demande maximale provenant du cadre. En effet, la demande maximale M_f/M_p de 0,85 est proche du moment de dimensionnement M_d/M_p de 0,84 (Tableau 5.2.2), d'où la fondation dispose d'une résistance au renversement suffisante pour ne pas tendre à dissiper de l'énergie par une autre source nécessairement.

En sommaire, les fondations NCP, dimensionnées pour des efforts inférieurs à ceux du cadre concentrique qu'elles supportent, semblent avoir un comportement de bercement tel que prédit dans la norme CSA A23.3-14. Toutefois, il est à valider que ce comportement demeure acceptable par l'étude des déplacements verticaux de la fondation, des efforts dans le sol et des déplacements dans la superstructure.

5.2.3.2 Déplacements verticaux de la fondation

Étant donné que les moments de renversement sont développés par un effort de tension dans l'un des deux poteaux et un effort de compression dans l'autre, la fondation se soulève d'un côté tandis que l'autre côté s'enfonce dans le sol, ce qui mène au bercement de celle-ci. Puisque les secousses sismiques varient de direction constamment, le bercement de la fondation est un mouvement cyclique. La Figure 5.2.9 illustre un cycle de bercement de la fondation. Il est intéressant de quantifier le soulèvement de la fondation afin de valider que la stabilité de la structure n'est pas à risque. De même, en quantifiant le tassement dans le sol, il est possible de s'assurer que ceux-ci demeurent acceptables.

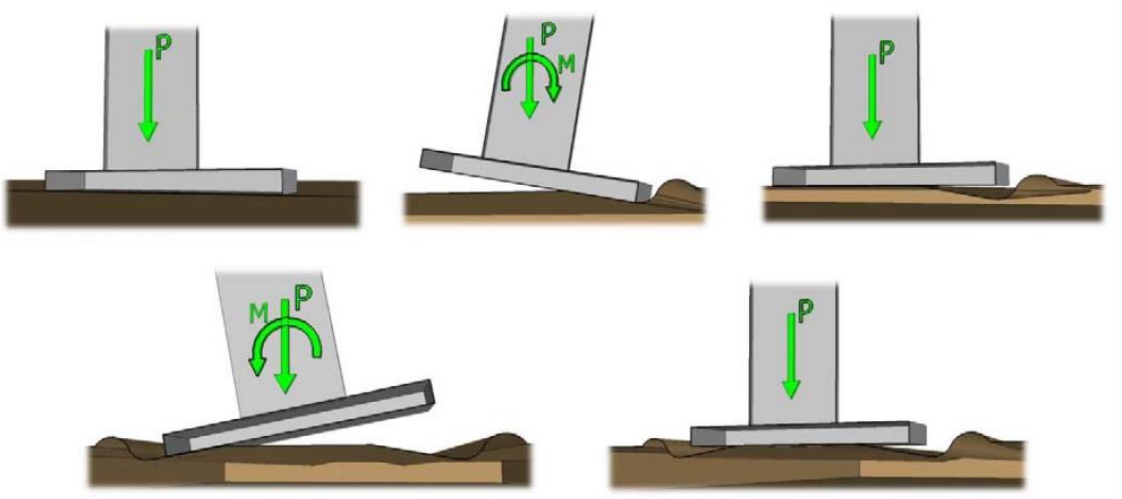


Figure 5.2.9 – Cycle de bercement : soulèvement de la fondation et tassement dans le sol. Adapté de Lemieux (2014).

5.2.3.2.1 Résultats

Les figures ci-dessous illustrent les déplacements verticaux des fondations, soit le soulèvement de la semelle et le tassement dans le sol. L'axe des abscisses représente les positions des ressorts sous la fondation par rapport au centre de la semelle. Un déplacement vertical positif sur l'axe des ordonnées (en haut de la ligne pointillée noire) indique un soulèvement tandis qu'une valeur négative indique un tassement (en bas de la ligne pointillée noire).

Le marqueur choisi pour les déplacements verticaux des fondations CP est un cercle vert tandis que celui pour les fondations NCP est un triangle orange. À noter que l'échelle de l'axe des ordonnées est différente pour Montréal et un sol C afin de permettre une meilleure lecture.

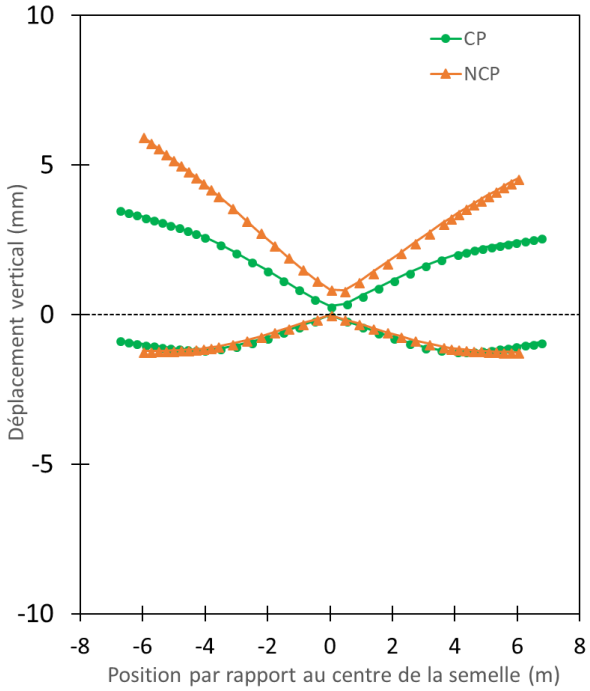


Figure 5.2.10 - Déplacement vertical de la fondation pour Montréal et un sol C

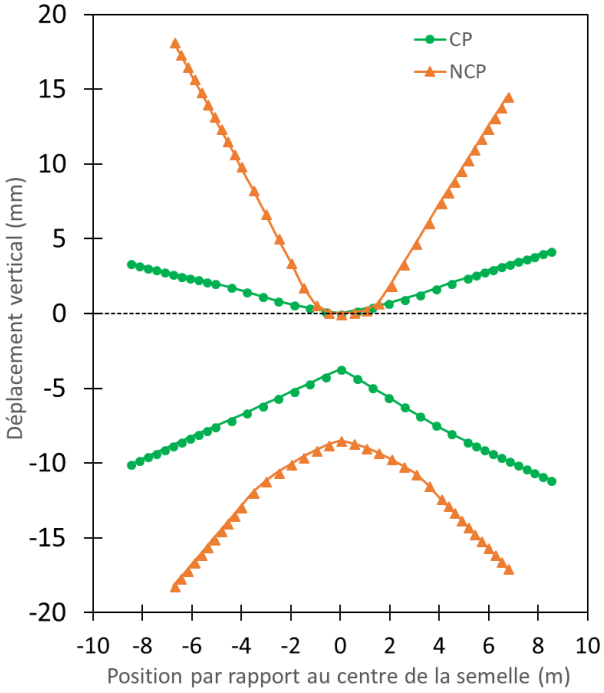


Figure 5.2.11 - Déplacement vertical de la fondation pour Montréal et un sol E

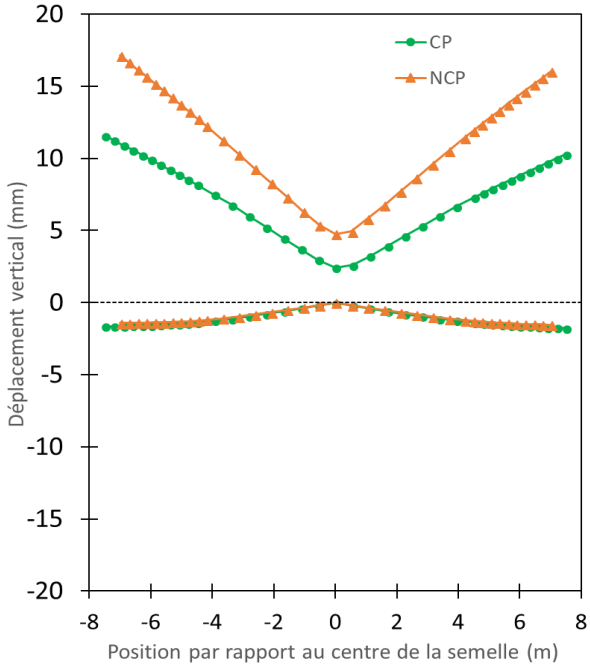


Figure 5.2.12 - Déplacement vertical de la fondation pour Vancouver et un sol C

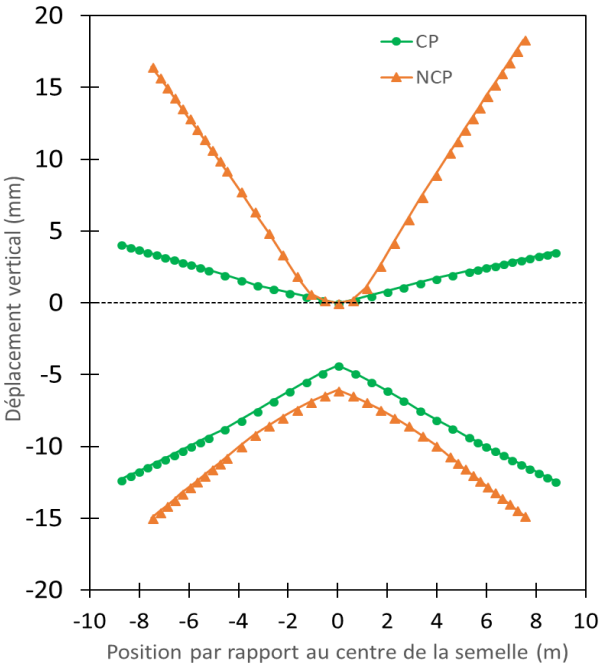


Figure 5.2.13 - Déplacement vertical de la fondation pour Vancouver et un sol E

5.2.3.2.2 Discussion

Avant de discuter les résultats, il est à noter que l'écart type n'est pas présenté sur les figures dû au fait que les déplacements verticaux provenant des accélérogrammes individuels ayant occasionné les déplacements maximaux sont très proches. En effet, bien que chaque point sur les figures est une moyenne des 5 valeurs maximales de déplacements, la variabilité entre les valeurs maximales est faible. De plus, puisque les analyses sont effectuées dans une seule direction, les courbes ne sont pas symétriques.

Tout d'abord, tel qu'attendu intuitivement, la classe de sol C présente un faible niveau de tassement. En effet, les tassements atteignent au plus 2 mm pour cette classe de sol, et ce pour les localisations de Montréal et Vancouver (Figure 5.2.10 et Figure 5.2.12). Ceci est expliqué par la rigidité élevée de ce sol. Effectivement, le Tableau 4.1.8.4-A du CNBC 2015 qualifie le sol C de « sol très dense et roc doux ». De plus, l'amplitude de ces tassements est comparable à celle obtenue dans l'étude antérieure réalisée par Lemieux (2014). Puisque le CNBC 2015 définit une plage de rigidité (vitesse des ondes de cisaillement) pour la classe de sol C, Lemieux (2014) a considéré la borne supérieure et inférieure du sol dans son étude. Il trouve des tassements de 1 mm et 4 mm pour la borne supérieure et inférieure respectivement. Le tassement de 2 mm de l'étude présente se trouve effectivement à l'intérieur de cette plage.

En ce qui concerne le sol E, ce dernier présente des tassements de 15 mm et 19 mm pour la localisation de Montréal et Vancouver respectivement (Figure 5.2.11 et Figure 5.2.13). Ces valeurs plus élevées comparativement au sol C sont expliquées par la flexibilité du sol E. En effet, le Tableau 4.1.8.4-A du CNBC 2015 qualifie le sol E de « sol mou » et il est considéré comme le dernier sol compétent pour soutenir une structure. Les tassements pour le sol E de l'étude présente peuvent être comparés à l'étude antérieure menée par Apari Lauzier (2016) qui considère un sol de classe D. Ce dernier trouve des tassements de 12 mm pour un sol de classe D, d'où l'ordre de grandeur des tassements obtenus pour le sol E semble cohérent.

Pour tous les scénarios, la fondation NCP présente un soulèvement de la semelle plus important que la fondation CP, ce qui est attendu compte tenu de la dimension plus compacte de celle-ci qui favorise le bercement. Pour le cas de Montréal et un sol C (Figure 5.2.10), le soulèvement de la fondation NCP est faible comparativement aux autres cas (Montréal sol E, Vancouver sol C et E). En effet, le soulèvement de la fondation NCP localisée à Montréal sur un sol C atteint 6 mm tandis

qu'il atteint entre 17 mm et 18 mm pour les autres cas de fondation NCP (Montréal sol E, Vancouver sol C et E). Le soulèvement plus faible de ce cas est expliqué par demande maximale provenant du cadre qui atteint un M_f/M_p de 0,76 (scénario de base fixe de la Figure 5.2.5) tandis qu'elle atteint 0,85 pour les autres cas. Ainsi, puisque le cadre localisé à Montréal sur un sol C développe que 76% de son moment probable sous les sollicitations sismiques comparativement à 85% pour les autres cas, le moment appliqué sur la fondation menant au bercement est plus faible.

La fondation NCP localisée à Montréal sur un sol E (Figure 5.2.11) présente les plus grandes valeurs de soulèvement et tassement comparativement aux autres cas. Ceci confirme la supposition de dissipation d'énergie par bercement et plastification du sol faite à la sous-section précédente lors de l'explication de la provenance de la réduction de la demande sur cette fondation.

En ce qui a trait à la fondation NCP située à Vancouver sur un sol C, la supposition faite à la sous-section précédente sur le fait que le sol C restreint la dissipation d'énergie dans le sol en limitant les tassements est également validée. En effet, la Figure 5.2.12 montre que la fondation soulève considérablement, mais que le côté opposé de la semelle n'a pas la possibilité de s'enfoncer dans le sol dû à la rigidité élevée du sol C.

Finalement, pour la fondation NCP à Vancouver sur le sol E (Figure 5.2.13), la flexibilité du sol permet un tassement de 15 mm lors du développement du moment de renversement par le cadre. Toutefois, le sol n'a pas été une source de dissipation d'énergie additionnelle puisque le moment développé sur la fondation est resté stable avec un M_f/M_p de 0,85 à 0,84 lorsque la configuration de la base est passée de fixe à NCP (Figure 5.2.8).

En sommaire, les fondations NCP dimensionnées conformément à la norme CSA A23.3-14 adoptent un comportement de bercement tel que supposé. De plus, puisque le soulèvement maximal n'atteint que 18 mm pour une fondation de 13,5 m de longueur, ce dernier reste faible et ne porte pas un risque à l'intégrité de la structure. Le tassement maximal atteint une valeur de 19 mm, ce qui reste également acceptable selon le Manuel de référence en génie civil (Lindeburg, 2015) qui indique qu'un tassement en dessous de 25,4 mm (1 pouce) est jugé raisonnable. À noter que la présence d'un tassement différentiel permanent et important après les secousses sismiques peut également être problématique à long terme pour la structure. Toutefois, ce n'est pas un paramètre qui est regardé dans le cadre de cette étude. En effet, le paramètre examiné pour déterminer les dommages dans la structure est le déplacement inter-étages.

5.2.3.3 Efforts axiaux dans les ressorts sous la fondation

Après avoir vérifié l'acceptabilité des déplacements verticaux de la fondation, il est également nécessaire de valider que l'effort dans les ressorts sous la fondation est raisonnable après les secousses sismiques.

5.2.3.3.1 Résultats

Les figures ci-dessous présentent les efforts dans les ressorts sous les fondations CP et NCP pour les différents scénarios. L'axe des abscisses représente les positions des ressorts sous la fondation par rapport au centre de la semelle. L'axe des ordonnées indique l'effort atteint dans le ressort normalisé par la capacité ultime de ce dernier.

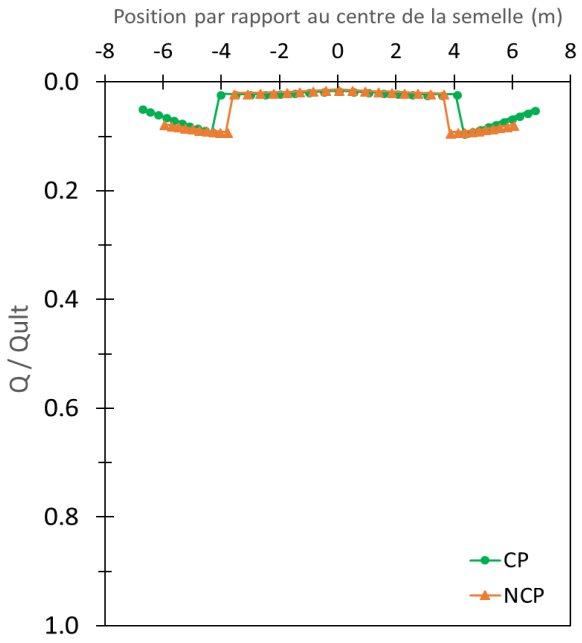


Figure 5.2.14 – Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol C

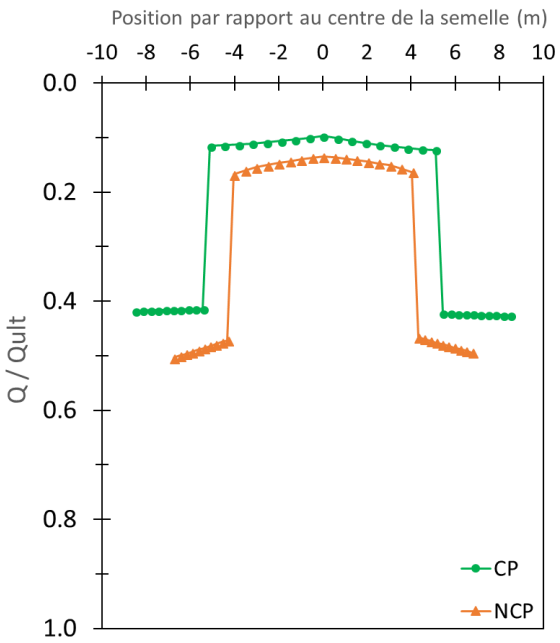


Figure 5.2.15 - Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Montréal et un sol E

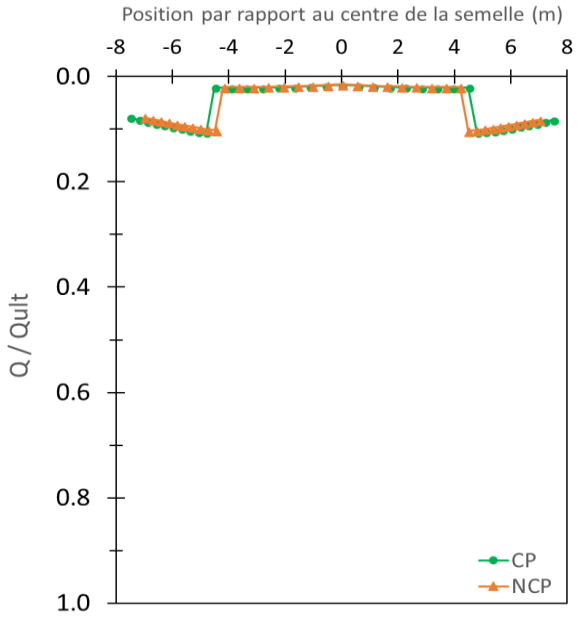


Figure 5.2.16 - Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol C

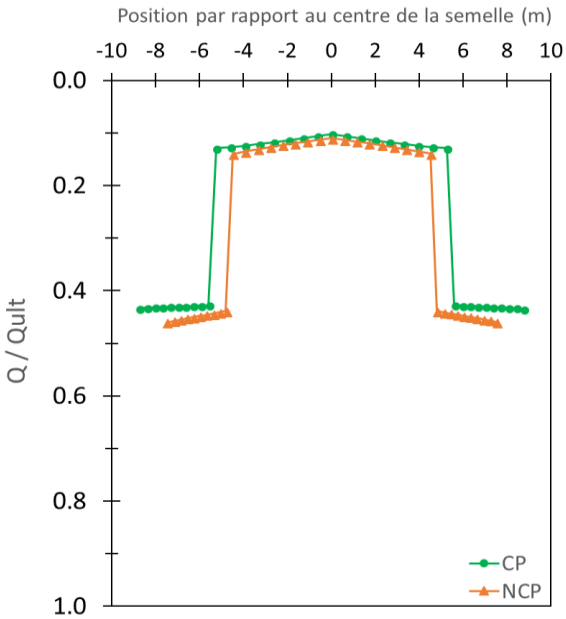


Figure 5.2.17 - Efforts dans les ressorts sous la fondation pour Vancouver et un sol E

5.2.3.3.2 Discussion

La capacité portante ultime du sol C (3000 kPa) étant relativement grande, il est possible de constater que le ressort le plus sollicité de cette classe de sol n'atteint que 10% de sa capacité ultime, et ce pour les localisations de Montréal et Vancouver (Figure 5.2.14 et Figure 5.2.16). Tel que présenté à la sous-section 5.2.2 précédemment, le ressort le plus sollicité sous les charges d'utilisation atteint 5% de sa capacité avant l'arrivée des secousses sismiques. Ainsi, une mobilisation additionnelle de 5% de la capacité des ressorts suffit pour résister aux tassements sous la fondation. La loi de comportement des ressorts calibrée et implémentée dans OpenSEES par Raychowdhury (2008) comporte une zone élastique allant jusqu'à 30% de la capacité du ressort. Ainsi, puisque seulement 10% de la capacité du sol est engagée, il est possible de conclure que le sol demeure élastique et que la sollicitation du sol est de faible envergure.

Le sol E possédant une capacité portante ultime relativement faible (400 kPa), la sollicitation maximale dans les ressorts atteint 50% et 46% pour les localisations de Montréal et Vancouver respectivement (Figure 5.2.15 et Figure 5.2.17). Étant donné que l'analyse des charges d'utilisation réalisée à la section 5.2.2 indique une mobilisation allant jusqu'à 30% de la capacité du ressort le plus sollicité avant l'arrivée des secousses sismiques, une demande additionnelle dans le sol de 20% et 16% est engagée pour Montréal et Vancouver respectivement par le séisme. La recommandation du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Canadian Geotechnical Society, 2013) est d'utiliser un facteur de sécurité de 2,0 sur la capacité ultime du sol comme pression pondérée. Ainsi, puisque le ressort le plus sollicité du sol E n'atteint que 50% de sa capacité ultime, le facteur de sécurité recommandé est maintenu et l'effort appliqué sur le sol est acceptable.

5.2.3.4 Moment au soulèvement de la fondation

Le moment de renversement menant au soulèvement de la fondation peut être déterminé afin de comprendre davantage le comportement de bercement et la demande nécessaire sur la fondation pour initier le phénomène.

5.2.3.4.1 Résultats

Les histogrammes des figures ci-dessous illustrent le moment de renversement nécessaire pour soulever les fondations CP et NCP pour les différents scénarios. Ce moment est normalisé par le moment probable du cadre et le résultat est donné en pourcentage de ce dernier.

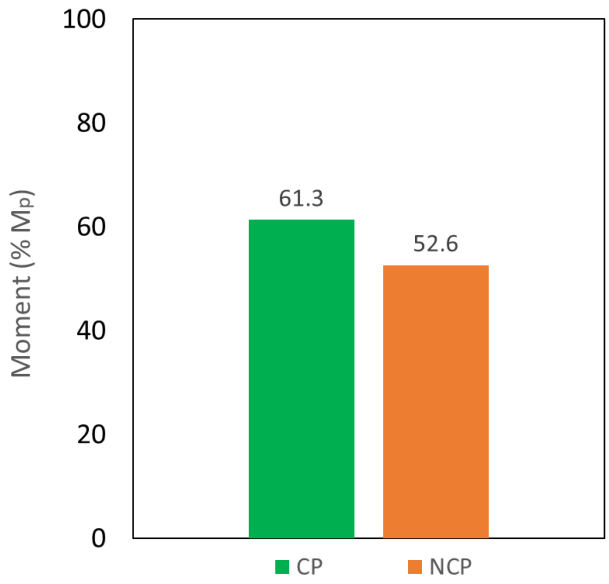


Figure 5.2.18 – Moment de renversement menant au soulèvement pour Montréal et un sol C

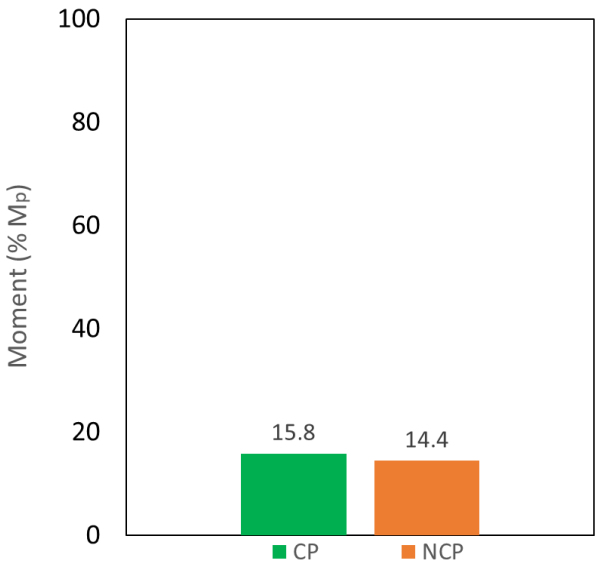


Figure 5.2.19 - Moment de renversement menant au soulèvement pour Montréal et un sol E

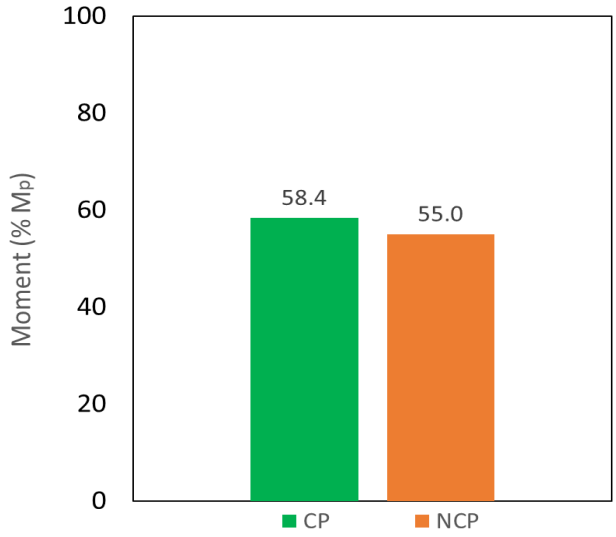


Figure 5.2.20 - Moment de renversement menant au soulèvement pour Vancouver et un sol C

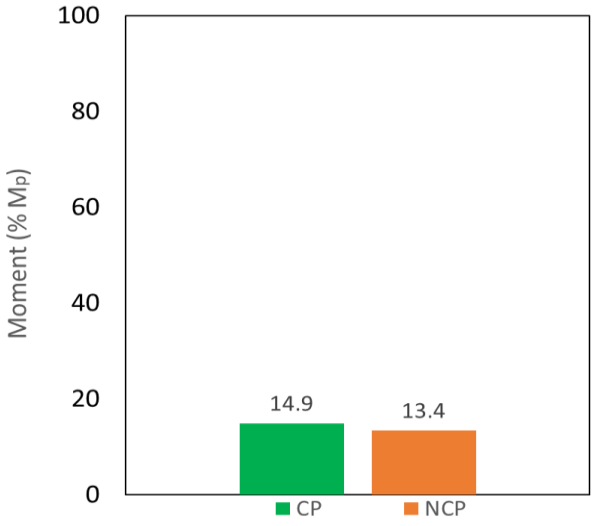


Figure 5.2.21 - Moment de renversement menant au soulèvement pour Vancouver et un sol E

5.2.3.4.2 Discussion

Les histogrammes montrent qu'une demande considérablement plus grande doit être appliquée sur les fondations reposant sur la classe de sol C pour initier le soulèvement de la semelle. Ceci est expliqué par la rigidité élevée du sol. En effet, lorsqu'un côté de la semelle tend à vouloir se soulever, le côté opposé de la semelle tend à vouloir s'enfoncer dans le sol. Toutefois, la rigidité élevée du sol C restreint le côté opposé de la semelle à s'enfoncer librement. Ainsi, une pression provenant du sol s'applique sur ce côté opposé. Ceci fait en sorte que la rigidité en flexion considérable de la semelle est également engagée. Ainsi, pour que la semelle soit en mesure de soulever, le moment de renversement développé sur la fondation doit être tel qu'il dépasse la résistance offerte par le phénomène décrit. Il est possible de valider cette explication en faisant appel à la Figure 5.2.12 de la section sur les déplacements verticaux des fondations pour agir à titre d'exemple. La position centrale de cette semelle présente un soulèvement, ce qui implique que le sol C a supporté un côté de la semelle avec suffisamment de rigidité pour permettre que ceci se produise. La Figure 5.2.13 qui présente les déplacements verticaux des fondations sur un sol E ne présente pas cette caractéristique. En effet, la position centrale de la semelle reposant sur un sol E ne subit pas de soulèvement, ce qui implique que la faible rigidité du sol ne s'oppose pas considérablement au côté de la semelle qui tend à vouloir s'enfoncer. Ceci explique l'écart considérable entre les moments de renversement nécessaires pour soulever la fondation pour les différentes classes de sol.

5.2.4 Réponse de la superstructure

5.2.4.1 Déplacement inter-étages

Le comportement de la superstructure doit être vérifié afin de valider l'acceptabilité des déplacements additionnels qui sont occasionnés par les mouvements de la fondation.

5.2.4.1.1 Résultats

Les figures ci-dessous présentent les déplacements inter-étages de la superstructure pour les différents scénarios considérés. L'axe des abscisses présente les déplacements inter-étages tandis que l'axe des ordonnées correspond aux étages.

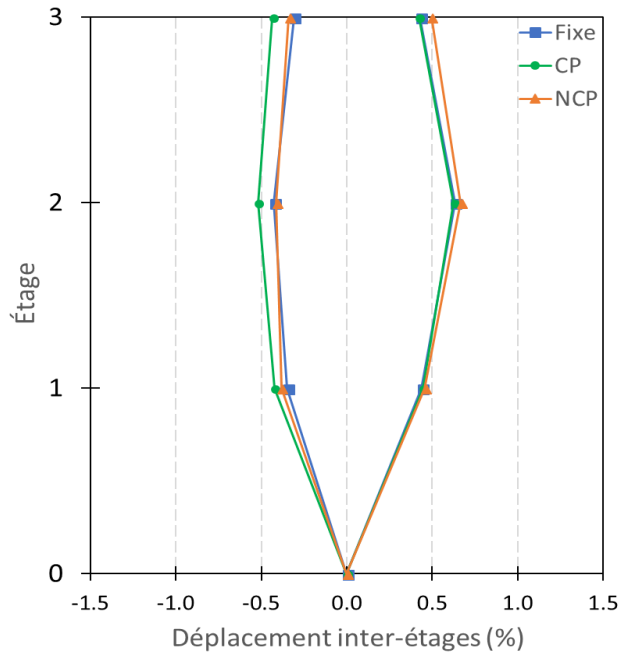


Figure 5.2.22 – Déplacement inter-étages pour Montréal et un sol C

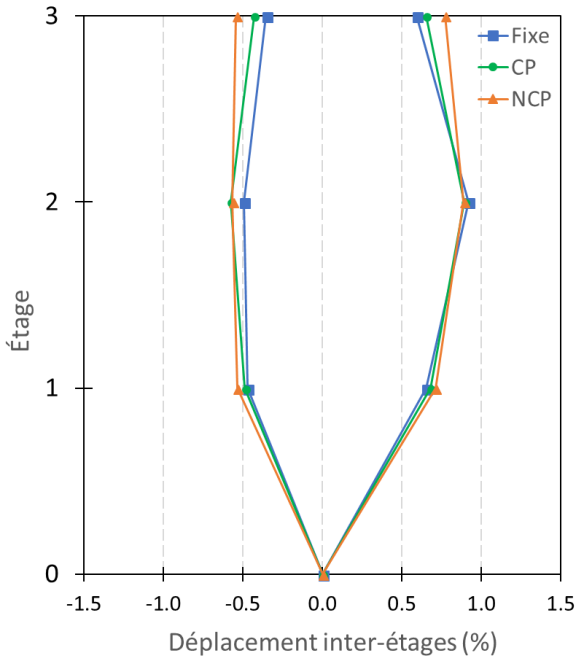


Figure 5.2.23 - Déplacement inter-étages pour Montréal et un sol E

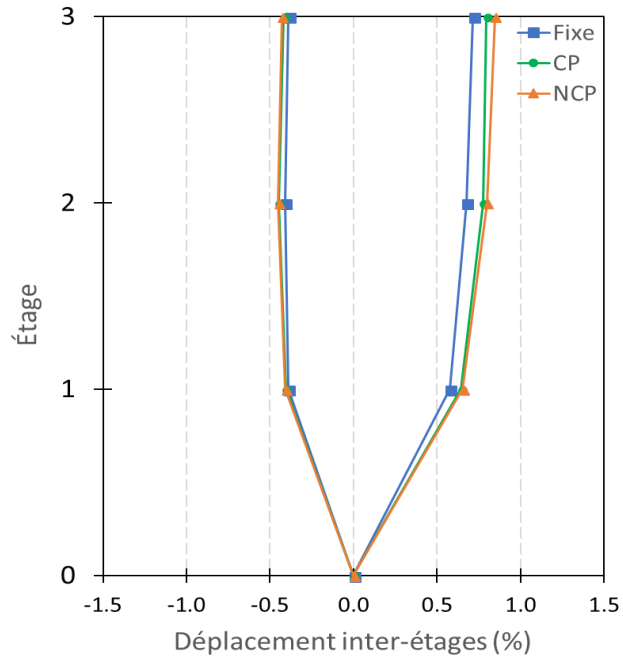


Figure 5.2.24 - Déplacement inter-étages pour Vancouver et un sol C

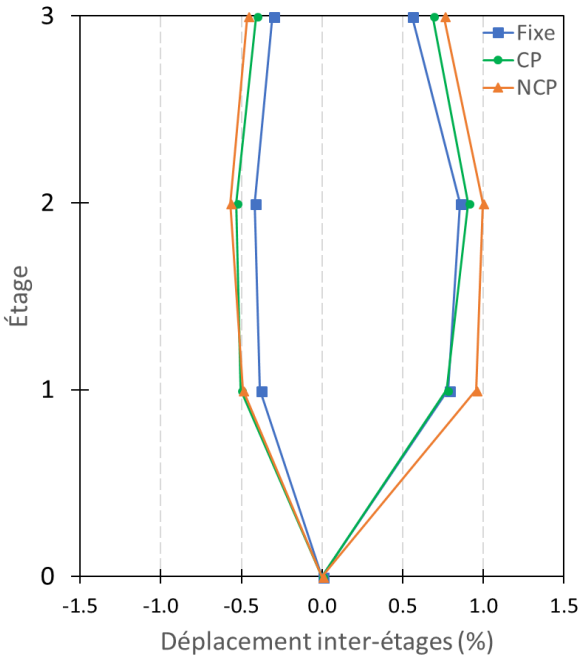


Figure 5.2.25 - Déplacement inter-étages pour Vancouver et un sol E

5.2.4.1.2 Discussion

Le Commentaire J de l'article 4.1.8.13 du CNBC 2015 mentionne que les déplacements inter-étages de la structure sont un bon indicateur des dommages causés aux éléments structuraux et non-structuraux du bâtiment. Selon le CNBC 2015, un déplacement inter-étages de 2,5% de la hauteur de l'étage définit un état dans lequel des dommages considérables sont atteints, d'où ce dernier est la limite imposée pour les bâtiments d'importance normale telle que dans l'étude présente.

En observant les déplacements inter-étages atteints pour les différents scénarios des figures précédentes, il est possible de constater qu'aucun des scénarios n'est proche de la limite de 2,5% imposée par le CNBC 2015. En effet, la valeur maximale atteinte est de 1% de la hauteur de l'étage pour le cadre reposant sur la classe de sol E à Vancouver (Figure 5.2.25).

De plus, lors de l'étude de la demande sur la fondation (section 5.2.3.1), le scénario de Montréal sur un sol C ayant développé un moment de renversement moins important (M_f/M_p de 0,76) comparativement aux autres scénarios de localisations et types de sol (M_f/M_p de 0,85), il est intéressant de noter que c'est également ce dernier qui atteint les déplacements inter-étages les plus faibles (Figure 5.2.22).

Les figures permettent de confirmer l'intuition que, lorsque la configuration de la base passe de fixe à NCP (flexibilité de la base augmente), les déplacements inter-étages augmentent. En effet, les déplacements inter-étages des cadres reposant sur une fondation NCP (ligne orange) englobent ceux de la fondation CP et de la base fixe. Néanmoins, le changement au niveau de la configuration de la base n'apporte qu'une faible variation dans les valeurs de déplacements inter-étages.

5.2.4.2 Demande sur les diagonales

Les diagonales étant les éléments générant la demande sur les fondations, la capacité atteinte de celles-ci pour les différentes configurations à la base peut donner une idée de la source de dissipation d'énergie utilisée par le système. Puisque la résistance en compression d'une diagonale est beaucoup plus faible que celle en traction due aux effets de stabilité, les diagonales aux étages du bâtiment atteignent leur résistance en compression lors des secousses sismiques. Ainsi, il est plus pertinent d'examiner si la capacité en traction des diagonales est atteinte pour avoir un aperçu de la demande sur celles-ci.

5.2.4.2.1 Résultats

Les figures ci-dessous présentent la sollicitation sur la résistance probable en traction des diagonales. L'axe des abscisses présente l'effort de traction atteint dans les diagonales normalisé par la résistance probable en traction (T_u) de celle-ci. L'axe des ordonnées correspond aux étages du bâtiment.

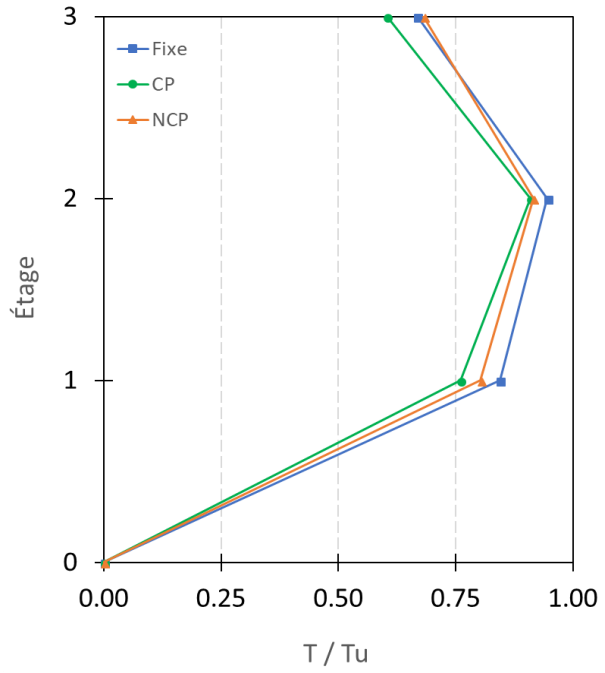


Figure 5.2.26 – Efforts de traction dans les diagonales pour Montréal et un sol C

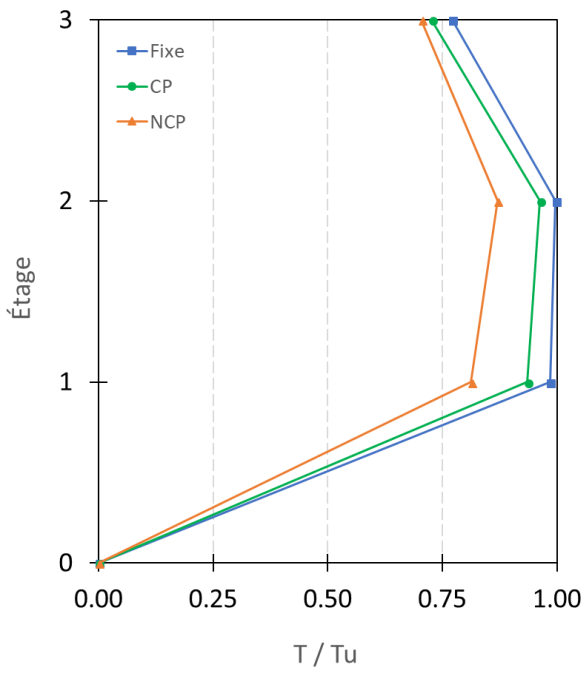


Figure 5.2.27 - Efforts de traction dans les diagonales pour Montréal et un sol E

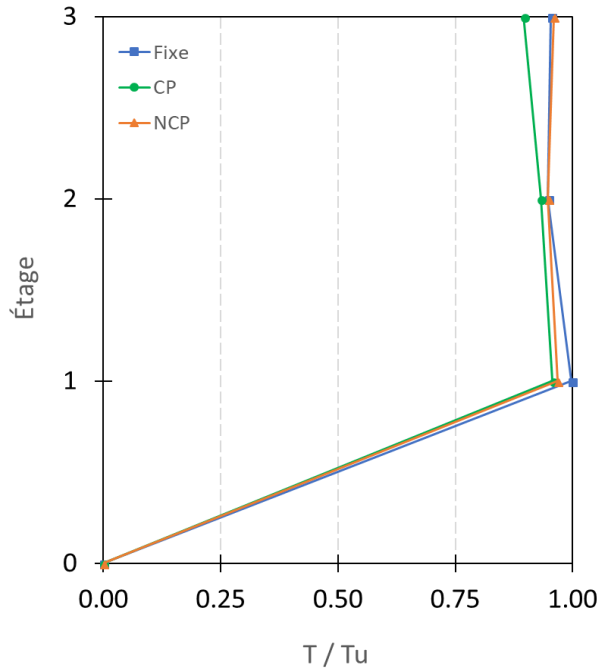


Figure 5.2.28 - Efforts de traction dans les diagonales pour Vancouver et un sol C

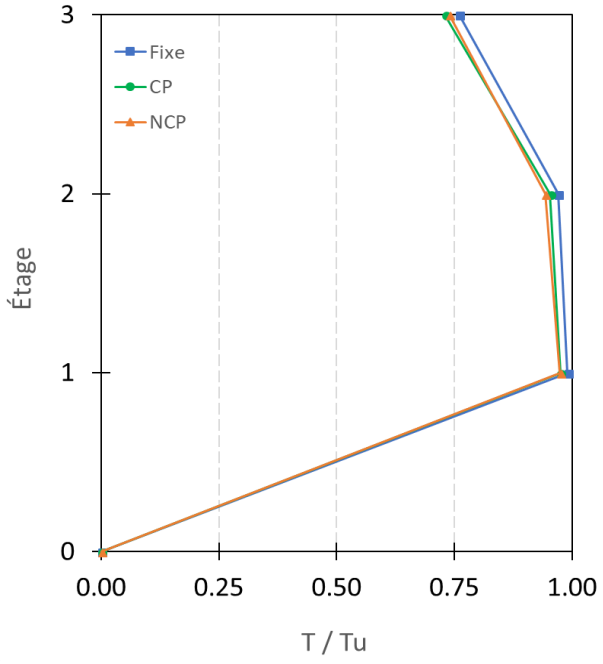


Figure 5.2.29 - Efforts de traction dans les diagonales pour Vancouver et un sol E

5.2.4.2.2 Discussion

Tout d'abord, il est intéressant de noter que la Figure 5.2.27 valide la supposition faite concernant la demande sur la fondation NCP localisée à Montréal sur un sol E. En effet, lors de la discussion de la demande sur les fondations (section 5.2.3.1), seule la fondation NCP localisée à Montréal sur un sol E a démontré une baisse significative sur le moment développé par le cadre. Ainsi, il a été supposé que la raison de cette réduction soit que le bercement de la fondation et la plastification du sol aient été également une source de dissipation d'énergie. La Figure 5.2.27 montre que la demande sur les diagonales de l'étage 1 et 2 a été réduite de 12% et 9% respectivement, ce qui explique le moment de renversement plus faible sur la fondation de ce scénario.

Les autres scénarios (Figure 5.2.26, Figure 5.2.28 et Figure 5.2.29) présentent une variation dans les demandes sur les diagonales inférieure à 5% lorsque la configuration de la base est changée. Ainsi, le moment de renversement développé par le cadre devrait être similaire pour ces scénarios et ceci est effectivement validé précédemment à la section 5.2.3.1 (Figure 5.2.5, Figure 5.2.7 et Figure 5.2.8).

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre vise à mettre l'accent sur l'intérêt de l'étude réalisée et les principaux résultats obtenus à travers les analyses. Les limitations du modèle numérique et de la portée de l'étude sont abordées. Finalement, des recommandations pour des travaux futurs sont proposées.

6.1 Résumé

Le CNBC 2015 propose des fondations superficielles dimensionnées pour des efforts de renversement inférieurs à la capacité du système de reprise de charges sismiques. Ce type de fondation, communément appelé « Not capacity-protected », permet de limiter les efforts attendus et de tirer profit du bercement de la fondation. La procédure de dimensionnement des fondations étant régie par la norme de béton CSA A23.3-14, celle-ci est davantage adaptée aux systèmes de reprises de charges sismiques en béton tel que les murs de refend. La validation du comportement des fondations dimensionnées selon cette norme qui supportent des systèmes en acier tel que les cadres à contreventements concentriques est à réaliser. En effet, les cadres concentriques développent une demande sur la fondation à travers un effet cumulatif sur la hauteur du bâtiment contrairement à un effet localisé à la base pour les murs de refend. De plus, en considérant que la procédure de dimensionnement de ces fondations berçantes a été modifiée entre l'édition actuelle et précédente de la norme, il est d'autant plus intéressant d'étudier le comportement du système.

Dans le but d'étudier le comportement des fondations superficielles supportant des cadres concentriques en acier, le mémoire a considéré ce système pour un édifice à bureaux existant de 3 étages à Montréal. En considérant que l'Est canadien présente des caractéristiques différentes de l'Ouest canadien au point de vue du niveau de sismicité et du contenu fréquentiel des séismes, le système a également été étudié pour Vancouver. De plus, puisque les résultats du comportement des fondations peuvent être impactés par la qualité du sol, la variabilité de ce paramètre a également été considérée. Pour ce faire, deux classes de sol du CNBC 2015 sont choisies, soit le sol C et E qui agissent à titre de milieu ferme et flexible respectivement. Afin de mieux comparer les comportements des fondations, trois types de configuration à la base sont pris en compte : base fixe, fondations « Capacity-protected (CP) » et « Not capacity-protected (NCP) ». Tout d'abord, la configuration de la base fixe permet de déterminer la demande sur la fondation développée par le cadre concentrique lorsque soumis aux secousses sismiques. La demande sur la fondation étant

généralement réduite par l'inclusion de la flexibilité de la base, la configuration de la base fixe peut permettre de déterminer une borne supérieure de la demande sur la fondation. Ensuite, les configurations d'une fondation CP dimensionnée pour un effort de renversement égal au moment probable du cadre et d'une fondation NCP dimensionnée pour un effort inférieur à la capacité du cadre sont comparées entres elles et avec la base fixe.

Pour réaliser l'étude, la première étape a été de concevoir les cadres concentriques conformément à la norme CSA S16-14 pour les localisations de l'Est et l'Ouest canadien sur les deux types de sols, soit C et E. Ainsi, un total de quatre cadres sont conçus. Ensuite, conformément à la norme CSA A23.3-14, le dimensionnement des fondations CP et NCP pour chacun des cadres est réalisé pour un total de huit fondations. En considérant les différents emplacements, types de sol et configurations à la base, un total de 12 scénarios sont ainsi considérés pour les analyses.

La deuxième étape a été de développer un modèle numérique en 2D représentant le système superstructure-fondation-sol à l'étude. Pour ce faire, le logiciel OpenSEES a été choisi dû au fait que l'historique de son utilisation dans des études antérieures a démontré une capacité à reproduire le comportement des diagonales du cadre et de l'interaction sol-structure avec un degré de précision acceptable. Les diagonales du cadre ont été modélisées par des éléments non-linéaires avec une section en fibres pouvant développer de la plasticité. Les poteaux et poutres du cadre ont été modélisés par des éléments élastiques tandis que les goussets ont été représentés par des ressorts de longueur nulle. L'interaction sol-structure a été prise en compte à travers une sous-structure de type *Beam on Nonlinear Winkler Foundation* (BNWF). Dans cette méthode, la fondation est modélisée par des éléments élastiques qui sont supportés par une distribution de ressorts non-linéaires auxquels une loi de comportement représentant les propriétés du sol est attribuée. La méthode BNWF permet de représenter le bercement de la fondation en permettant le soulèvement de la semelle et les tassements dans le sol.

La troisième étape a été d'effectuer les analyses temporelles non-linéaires. Pour ce faire, un ensemble de 11 accélérogrammes simulés d'Atkinson (2009) a été utilisé pour l'Est canadien pour chacune des classes de sol. Pour l'Ouest canadien, un ensemble de 15 accélérogrammes historiques par classe de sol a été retenu dû aux différentes sources tectoniques de la région. Les signaux ont été sélectionnés et calibrés selon la procédure établie dans le Commentaire J du CNBC 2015 d'après la méthodologie proposée par Tremblay et al. (2015). Ainsi, le modèle numérique

représentant la localisation de Montréal a été soumis à un total de 66 analyses tandis que celui de Vancouver à 90 analyses.

6.2 Conclusions

Les conclusions principales tirées des analyses temporelles non-linéaires sont données ci-dessous.

- La fondation CP démontre un comportement tel qu'attendu par le concept de calcul par capacité en maintenant la dissipation d'énergie dans la superstructure puisqu'elle ne présente pratiquement pas de variation sur la demande subite lorsque comparée à la configuration de la base fixe et que ses mouvements de soulèvement sont limités.
- La fondation NCP étant dimensionnée pour un moment de renversement inférieur à la capacité du cadre, elle atteint ce moment de dimensionnement et démontre un comportement de bercement tel que prédit par la norme CSA A23.3-14.
- Bien que la fondation NCP a démontré un comportement de bercement, le scénario dans lequel le soulèvement est maximal n'atteint que 18 mm, ce qui reste de faible envergure lorsque comparé aux dimensions de la semelle et ne met pas l'intégralité structurale à risque. De plus, le tassement maximal occasionné dans le sol par le bercement parmi les scénarios n'atteint que 19 mm, ce qui est acceptable selon les recommandations de la littérature. La force maximale atteinte dans les ressorts représentant le sol est de 50% de la capacité ultime, ce qui permet de maintenir le facteur de sécurité de 2,0 recommandé par l'ouvrage de référence canadien en ingénierie des fondations.
- Les systèmes de l'Est et de l'Ouest canadien présentent certaines différences sous les sollicitations sismiques qui occasionnent une différence au point de vue du comportement des fondations. En effet, le cadre localisé à Vancouver sur un sol C atteint un moment de renversement normalisé par le moment probable du cadre (M_f/M_p) 10% supérieur au cadre localisé à Montréal, ce qui occasionne un bercement des fondations CP et NCP plus important pour l'Ouest canadien sur ce sol. En ce qui concerne les cadres reposant sur le sol E des deux localisations, ils atteignent un moment de renversement normalisé par le moment probable du cadre qui est équivalent. Ainsi, puisque les fondations CP sont dimensionnées pour le moment probable du cadre qu'elles supportent, elles se comportent similairement pour les deux localisations en termes de déplacements verticaux et efforts

dans le sol. Toutefois, puisque le moment de dimensionnement des fondations NCP n'est pas similaire pour les deux localisations (M_d/M_p de 0,77 et 0,84), celles-ci se comportent différemment en matière de source de dissipation d'énergie sismique.

- Le moment de renversement requis pour soulever la semelle a été considérablement plus élevé pour la classe de sol C dû à sa rigidité élevée comparativement au sol E. En effet, le sol ferme a retenu davantage le côté de la semelle qui tend à vouloir s'enfoncer dans le sol, ce qui a eu pour conséquence d'augmenter le moment de renversement nécessaire. La classe de sol E n'offrant qu'une faible opposition aux mouvements de la fondation, le moment de renversement nécessaire pour le soulèvement est inférieur.
- L'augmentation des déplacements inter-étages dans la superstructure causée par les mouvements des fondations a été faible lorsque comparée au scénario de base fixe. De plus, le déplacement inter-étages maximal atteint pour l'ensemble des scénarios de l'étude n'est que de 1% de la hauteur de l'étage, ce qui est largement inférieur à la limite de 2,5% imposée par le CNBC 2015.

6.3 Recommandations

Les limites de l'étude réalisée et les possibles améliorations permettant d'augmenter le niveau de connaissances sur le comportement des fondations superficielles des cadres concentriques en acier sont énoncées ci-dessous.

- L'étude présente a considéré une variation parmi les classes de sol définies par le CNBC 2015, mais n'a pas tenu compte de la variabilité dans la composition du sol. En effet, le sable qui est un sol granulaire est utilisé pour les analyses. Toutefois, le comportement des fondations reposant sur des sols cohérents tel que de l'argile est à étudier.
- Dans le cas des cadres concentriques en acier, la demande sur la fondation étant développée par un effet cumulatif sur la hauteur du bâtiment, il serait pertinent de réaliser une étude faisant varier le nombre d'étages du cadre. Un plus grand nombre de diagonales implique possiblement une probabilité inférieure d'atteindre le moment probable du cadre. Le cas échéant, la demande sur la fondation serait réduite et le comportement des fondations serait différent. À la lumière de ces résultats, une approche différente pour le dimensionnement des fondations pourrait être proposée.

- Bien que le concept de BNWF pour représenter l'interaction sol-structure soit populaire dans la littérature, il serait intéressant de regarder une autre façon d'étudier le phénomène tout en demeurant abordable numériquement en matière de complexité et temps de calcul. Ceci permettrait de valider les résultats obtenus de ce mémoire.
- Un essai expérimental à échelle réduite serait nécessaire pour vérifier le comportement d'un système superstructure-fondation-sol comprenant un cadre concentrique en acier. Pour l'instant, la calibration du modèle BNWF implémenté dans OpenSEES est surtout adaptée pour un mur de refend.

BIBLIOGRAPHIE

Aguero, A., Izvernari, C., & Tremblay, R. (2006). Modelling of the seismic response of concentrically braced steel frames using the OpenSees analysis environment. *International Journal of Advanced Steel Construction, 2*(3), 242-274.

Apari Lauzier, J.-S. (2016). *L'impact de l'interaction sol-structure sur l'évaluation sismique des cadres rigides en béton armé existants situés dans l'Est du Canada.* École Polytechnique de Montréal,

Archambault, M.-H., Filiatrault, A., & Tremblay, R. (1995). *Étude du comportement séismique des contreventements ductiles en X avec profiles tubulaires en acier*: Département de génie civil, Section structures, École polytechnique de Montréal.

Astaneh-Asl, A., Cochran, M., & Sabelli, R. (2006). Seismic detailing of gusset plates for special concentrically braced frames. *Structural steel educational council*.

ATC-40. (1996). 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City*.

Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering, 36*(6), 991-1000.

Bara, C. I. (2007). The seismic behaviour of steel braces with large sections.

Bielak, J. (1974). Dynamic behaviour of structures with embedded foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 3*(3), 259-274.

Boulanger, R. (2000). The PySimple1, TzSimple1, and QzSimple1 material models, documentation for the OpenSees platform. *URL: http://opensees. berkeley. edu*.

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.

Cochran, M., & Honeck, W. (2004). Design of Special Concentric Braced Frames. *Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, CA.*

De Souza, R. M. (2000). *Force-based finite element for large displacement inelastic analysis of frames.* University of California, Berkeley California,

Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4-Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*. Retrieved from

Dobry, R. (2014). Simplified methods in Soil Dynamics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 61-62*, 246-268. doi:10.1016/j.soildyn.2014.02.008

Filippou, F. C., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints.

Gajan, S., Phalen, J., & Kutter, B. (2003). Soil-Foundation Structure Interaction: Shallow Foundations: Centrifuge Data Report for the SSG02 and SSG03 Test Series. *Center for*

Geotechnical Modeling Data Report UCD/CGMDR-03/01and Data Report UCD/CGMDR-03/02.

Gajan, S., Raychowdhury, P., Hutchinson, T. C., Kutter, B. L., & Stewart, J. P. (2010). Application and validation of practical tools for nonlinear soil-foundation interaction analysis. *Earthquake Spectra, 26*(1), 111-129.

Gazetas, G., & Stokoe, K. H. (1991). Free vibration of embedded foundations: theory versus experiment. *Journal of geotechnical engineering, 117*(9), 1382-1401.

Givens, M. J. (2013). *Dynamic soil-structure interaction of instrumented buildings and test structures*: University of California, Los Angeles.

Haddad, M. A. (2004). Design of concentrically braced steel frames for earthquakes.

Harden, C. W., Hutchinson, T., Martin, G. R., & Kutter, B. L. (2005). *Numerical modeling of the nonlinear cyclic response of shallow foundations*: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Housner, G. W. (1957). Interaction of building and ground during an earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America, 47*(3), 179-186.

Imanpour, A., Auger, K., & Tremblay, R. (2016). Seismic design and performance of multi-tiered steel braced frames including the contribution from gravity columns under in-plane seismic demand. *Advances in Engineering Software, 101*, 106-122. doi:10.1016/j.advengsoft.2016.01.021

Kausel, E., & Roesset, J. (1974). *Soil structure interaction problems for nuclear containment structures*. Retrieved from

Kramer, S. L., & Stewart, J. P. (2004). Geotechnical aspects of seismic hazards. *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance Based Engineering*.

Kutter, B. L. (1992). Dynamic centrifuge modeling of geotechnical structures. *Transportation research record*(1336).

Le Bec, A. (2009). *Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé.* École Polytechnique de Montréal,

Léger, P. (2009). Notes de cours : Analyse dynamique des structures.

Lemieux, M.-A. (2014). *Effets du bercement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend de grande hauteur en béton armé.* École Polytechnique de Montréal,

Lindeburg, M. R. (2015). *Civil engineering reference manual for the PE exam*: www. ppi2pass. com.

Matlock, H. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *Offshore technology in civil engineering's hall of fame papers from the early years*, 77-94.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual.

Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. In.

Metten, A. (2017). Notes de cours : Footings for Seismic Walls.

Murzenko, Y. N. (1965). Experimental results on the distribution of normal contact pressure on the base of a rigid foundation resting on sand. *Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2*(2), 69-73.

Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental? *Journal of Earthquake Engineering, 4*(3), 277-301. doi:10.1080/13632460009350372

Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26*(9), 824-853. doi:10.1016/j.soildyn.2005.12.005

Nakaki, D. K., & Hart, G. C. (1987). *Uplifting response of structures subjected to earthquake motions*: EKEH.

Neuenhofer, A., & Filippou, F. C. (1997). Evaluation of nonlinear frame finite-element models. *Journal of Structural Engineering, 123*(7), 958-966.

Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 7*(4), 213-227.

Palmer, K. D., Roeder, C. W., Lehman, D. E., Okazaki, T., Shield, C. K., & Powell, J. (2012). Concentric X-braced frames with HSS bracing. *International Journal of Steel Structures, 12*(3), 443-459.

Pavlis, G. L. (1986). Appraising earthquake hypocenter location errors: A complete, practical approach for single-event locations. *Bulletin of the Seismological Society of America, 76*(6), 1699-1717.

Raychowdhury, P., & Hutchinson, T. C. (2008). *ShallowFoundationGen Opensees Documentation.*

Raychowdhury, P. H., Tara C. (2008). *Nonlinear winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures*: University of California, San Diego.

Roeder, C. W., Lumpkin, E. J., & Lehman, D. E. (2011). A balanced design procedure for special concentrically braced frame connections. *Journal of Constructional Steel Research, 67*(11), 1760-1772.

Sabelli, R., & Hohbach, D. (1999). Design of cross-braced frames for predictable buckling behavior. *Journal of Structural Engineering, 125*(2), 163-168.

Shaback, B., & Brown, T. (2003). Behaviour of square hollow structural steel braces with end connections under reversed cyclic axial loading. *Canadian Journal of Civil Engineering, 30*(4), 745-753.

Smoltczyk, H. U. (1967). Stress computation in soil media. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 93*(2), 101-124.

Society, C. G. (2013). *Canadian foundation engineering manual*: Canadian Geotechnical Society.

Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre beam–column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 25*(7), 711-725.

Terzaghi, K. (1951). *Theoretical soil mechanics*: Chapman And Hall, Limited.; London.

Terzic, V. (2011). Force-based Element vs. Displacement-based Element. *UC Berkeley, OpenSees, NEES, & NEEScomm*.

Terzic, V. (2013). *Modeling SCB frames using beam-column elements.* Paper presented at the Seminar OpenSees. Abril. http://opensees. berkeley. edu.

Thomas, J., Gajan, S., & Kutter, B. (2005). Soil-Foundation-Structure Interaction: Shallow Foundations. Centrifuge Data Report for the SSG04 Test Series. *Center for Geotechnical Modeling Data Report UCD/CGMDR, 3*, 02.

Thornton, W. A. (1984). Bracing connections for heavy construction. *Engineering Journal, 21*(3), 139-148.

Tremblay, R. (2011). Modelling Steel Brace Connections with OpenSees.

Tremblay, R. (2017a). Notes de cours : Calcul avancé des charpentes d'acier.

Tremblay, R. (2017b). Notes de cours : Conception parasismique des structures.

Tremblay, R., Atkinson, G., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., & Koboevic, S. (2015). *Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015*. Paper presented at the Proceeding 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, BC, Canada, Paper no.

Tremblay, R. A., M-H

Filiatrault, A. (2003). Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members. *Journal of Structural Engineering, 129*(12), 1626-1636.

Uriz, P. M., Stephen A. . (2008). *Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures*: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 3*(2), 121-138.

Veletsos, A. S., & Nair, V. (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division, 101*(1), 109-129.

Venture, N. C. J. (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures (No. NIST GCR 12-917-21). *Gaithersburg: US Department of Commerce*.

Whitmore, R. E. (1952). *Experimental investigation of stresses in gusset plates*: Engineering Experiment Station, University of Tennessee, Knoxville.

Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieue, Maschinenbauer, Architecten, etc*: Dominicus.

ANNEXE A – TEST EN CENTRIFUGEUSE

Comparaison des tests en centrifugeuse avec le modèle numérique BNWF d'OpenSEES

Cette section a pour but de présenter la capacité du modèle numérique du concept BNWF implémenté dans OpenSEES à reproduire des résultats expérimentaux. Les détails des expérimentations sont fournis dans les ouvrages de Gajan et al. (2003) et Thomas et al. (2005). Parmi les nombreux tests conduits par les auteurs, seul certains seront présentés ici dans le but d'être concis. Les tests présentés sont effectués en centrifugeuse sur des murs de refend à échelle réduite reposant sur du sable tel que présente la Figure A 1.

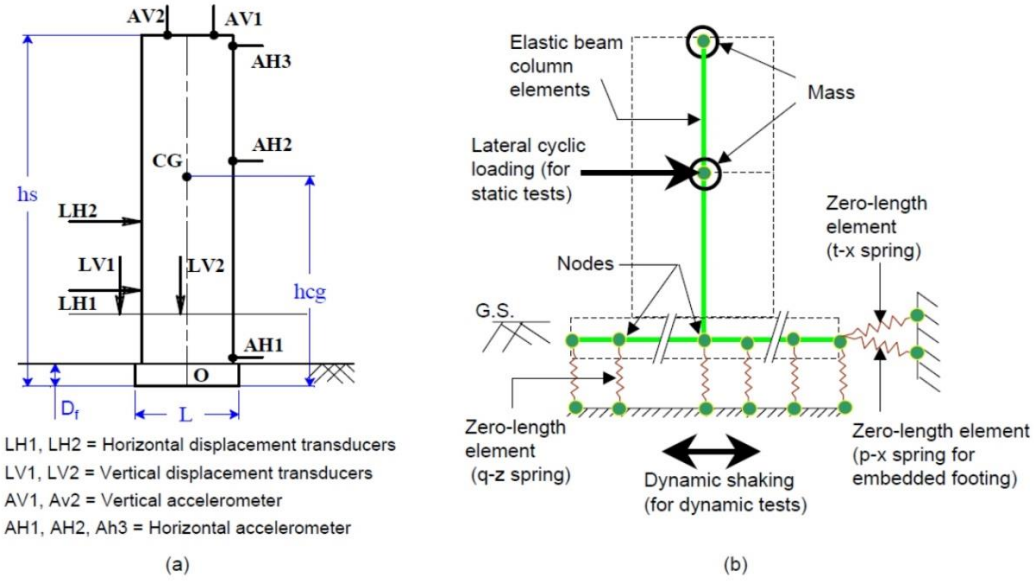


Figure A 1 - Représentation du : a) test expérimental structure-fondation-sol b) modèle numérique sur BNWF. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

La réponse du système expérimental à des chargements statiques et dynamiques est comparée aux résultats des simulations avec le logiciel OpenSEES ci-dessous. Les essais varient un de l'autre par le type de chargement (statique ou dynamique), le facteur de sécurité vertical (FSv) et un facteur adimensionnel faisant le rapport entre le moment de renversement sur le cisaillement à la base et la longueur de la semelle (M/VL). Les résultats des comparaisons sont présentés ci-dessous et il est possible d'observer que le modèle numérique BNWF a une capacité à reproduire l'allure globale des courbes d'hystérésis (rigidité lors du chargement/déchargement et la plénitude des boucles) bien que certaines des comparaisons présentent un écart plus important.

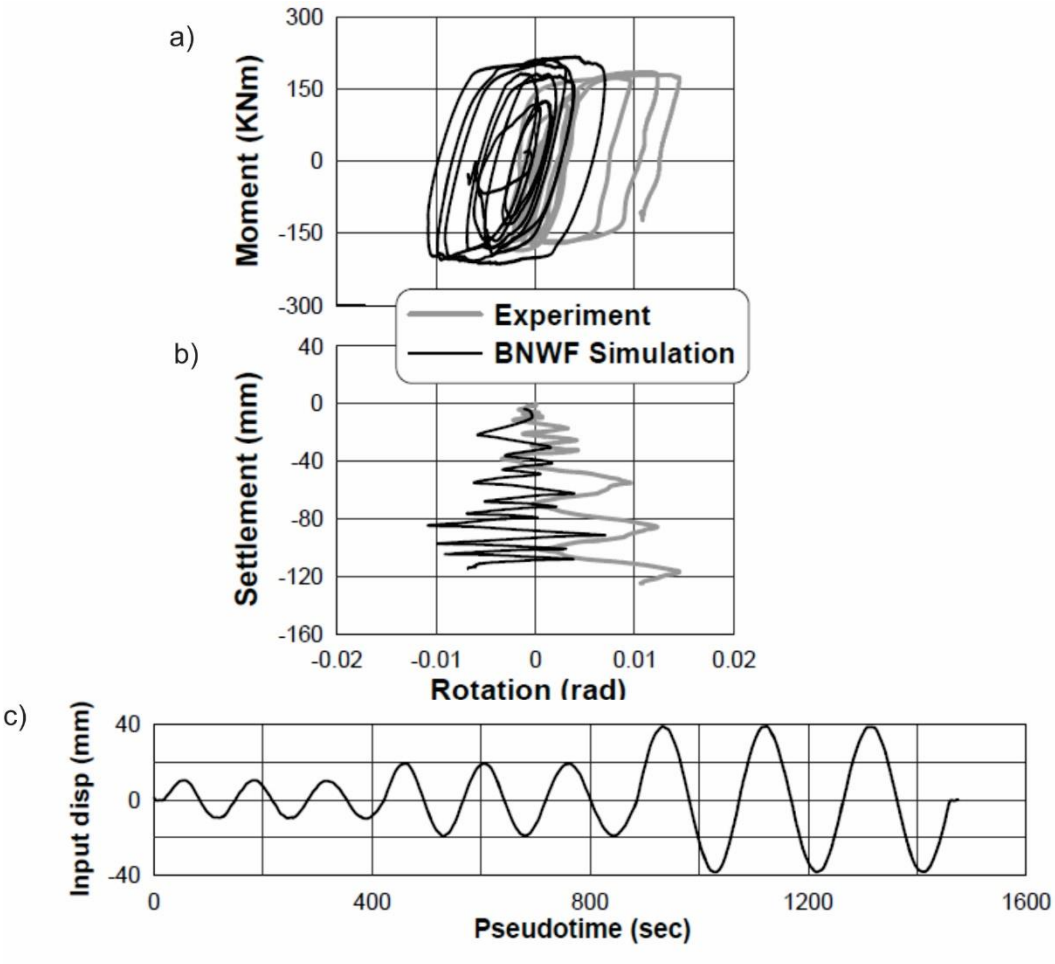


Figure A 2 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=5.2 et M/VL=0.41 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

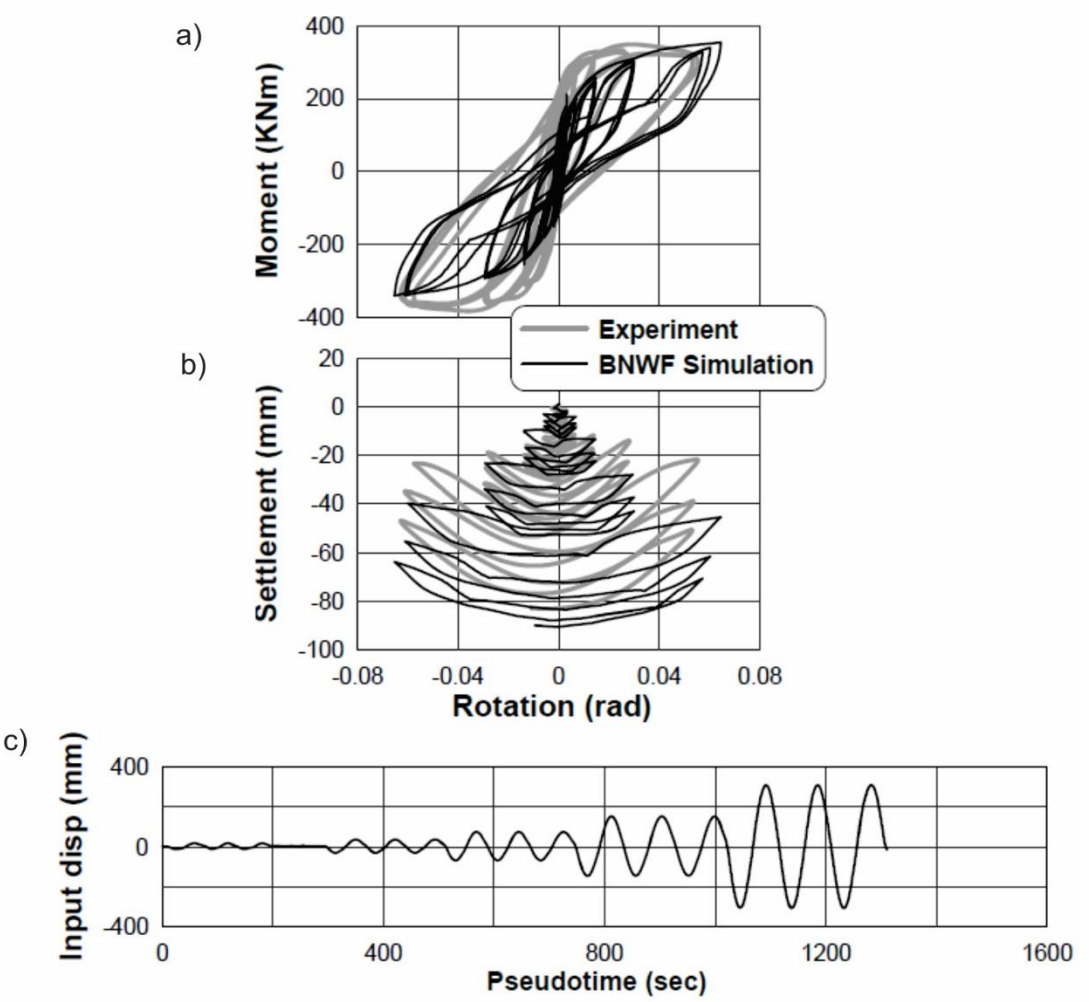


Figure A 3 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=5.2 et M/VL=1.75 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

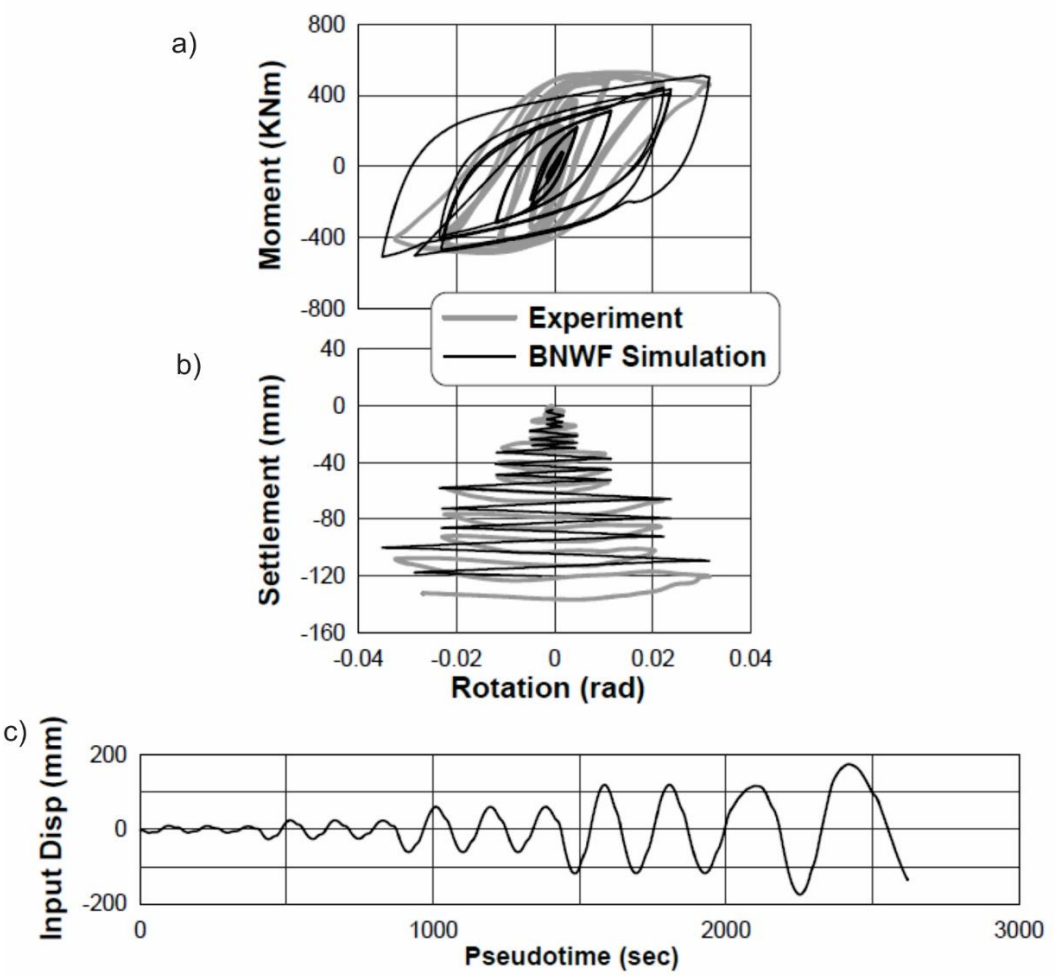


Figure A 4 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=2.6 et M/VL=1.72 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

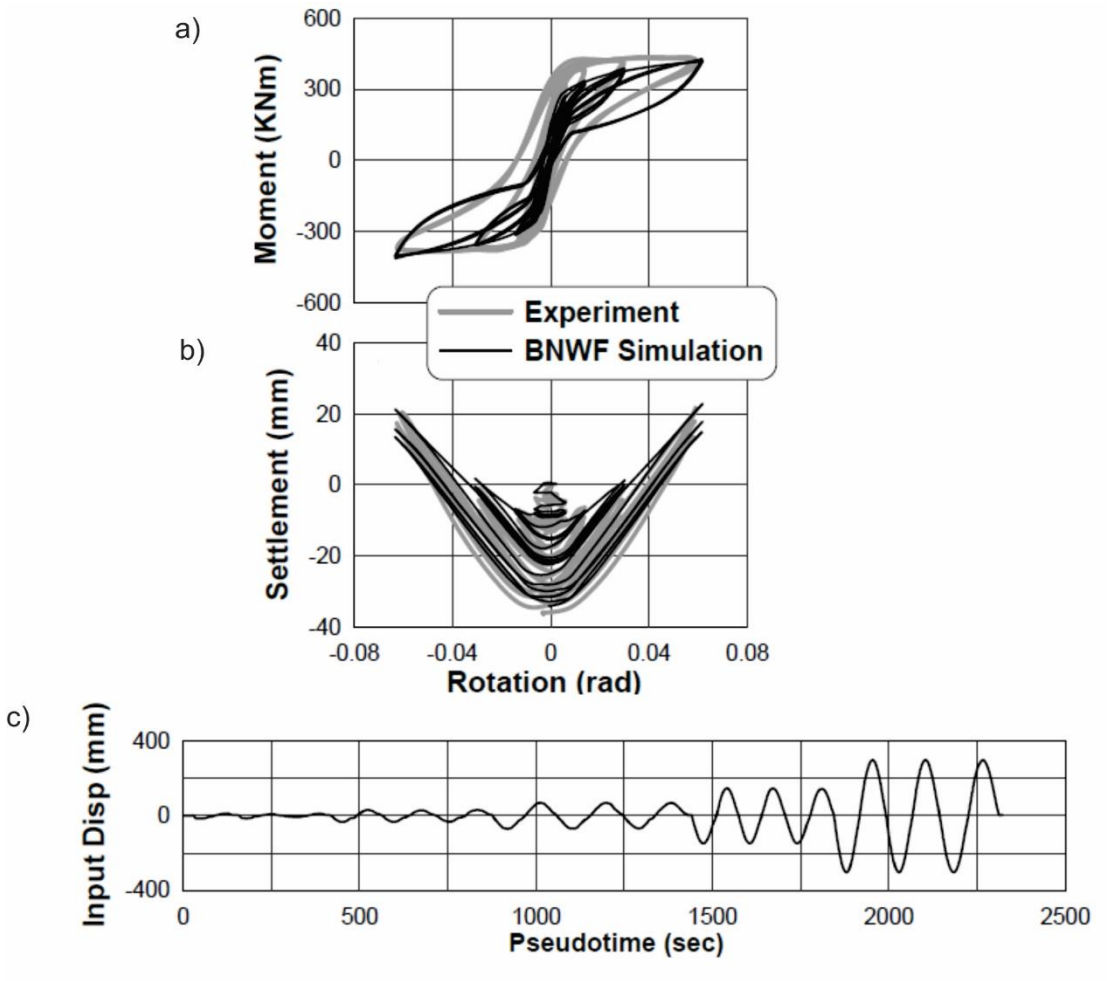


Figure A 5 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=14.0 et M/VL=1.77 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

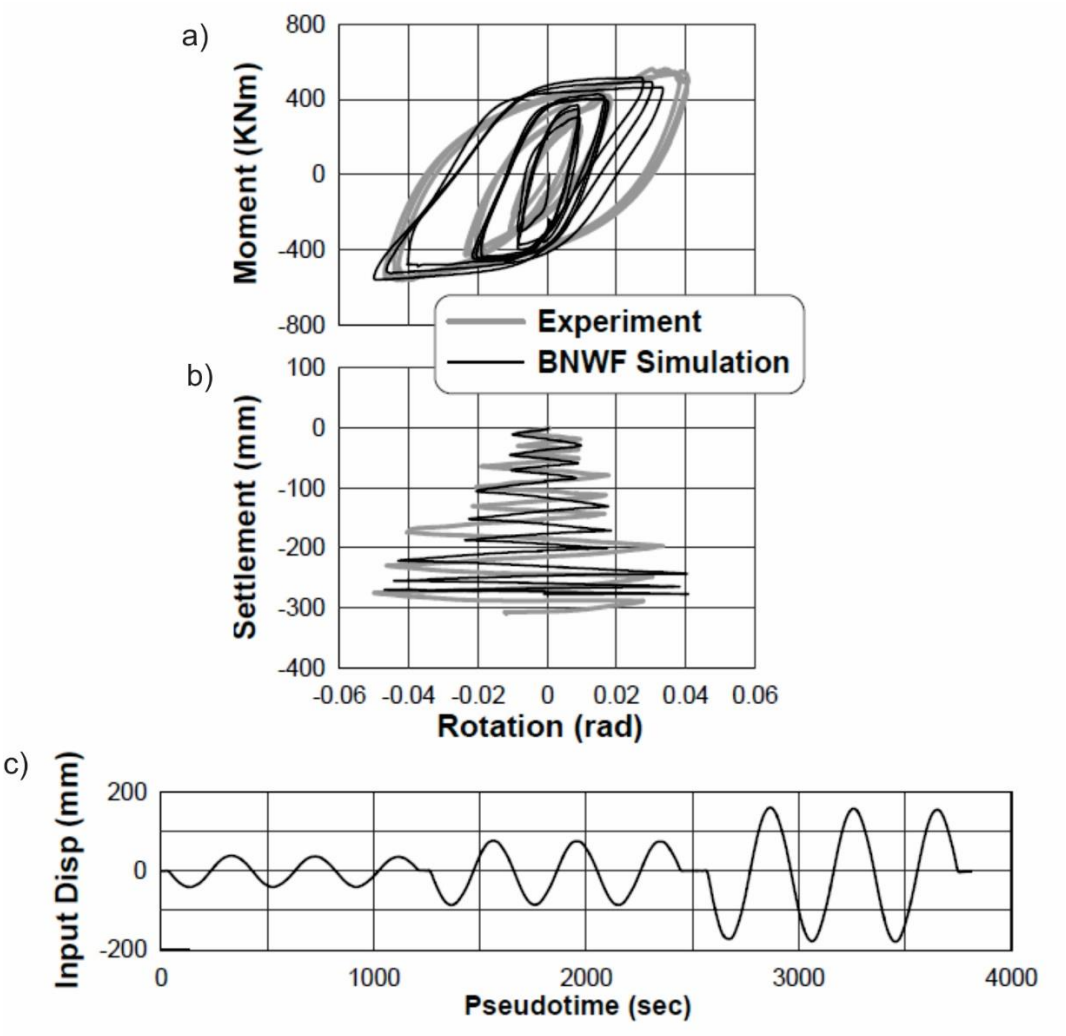


Figure A 6 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=2.3 et M/VL=1.20 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

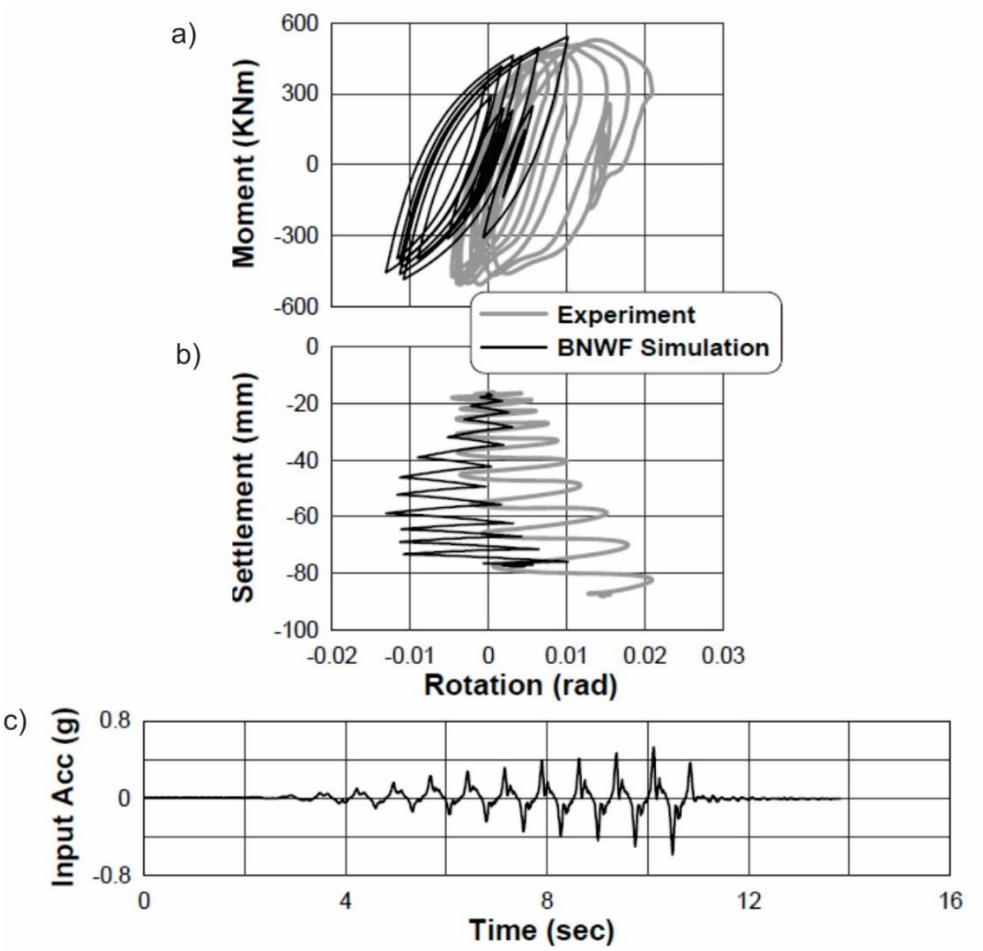


Figure A 7 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=7.2 et M/VL=1.80 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

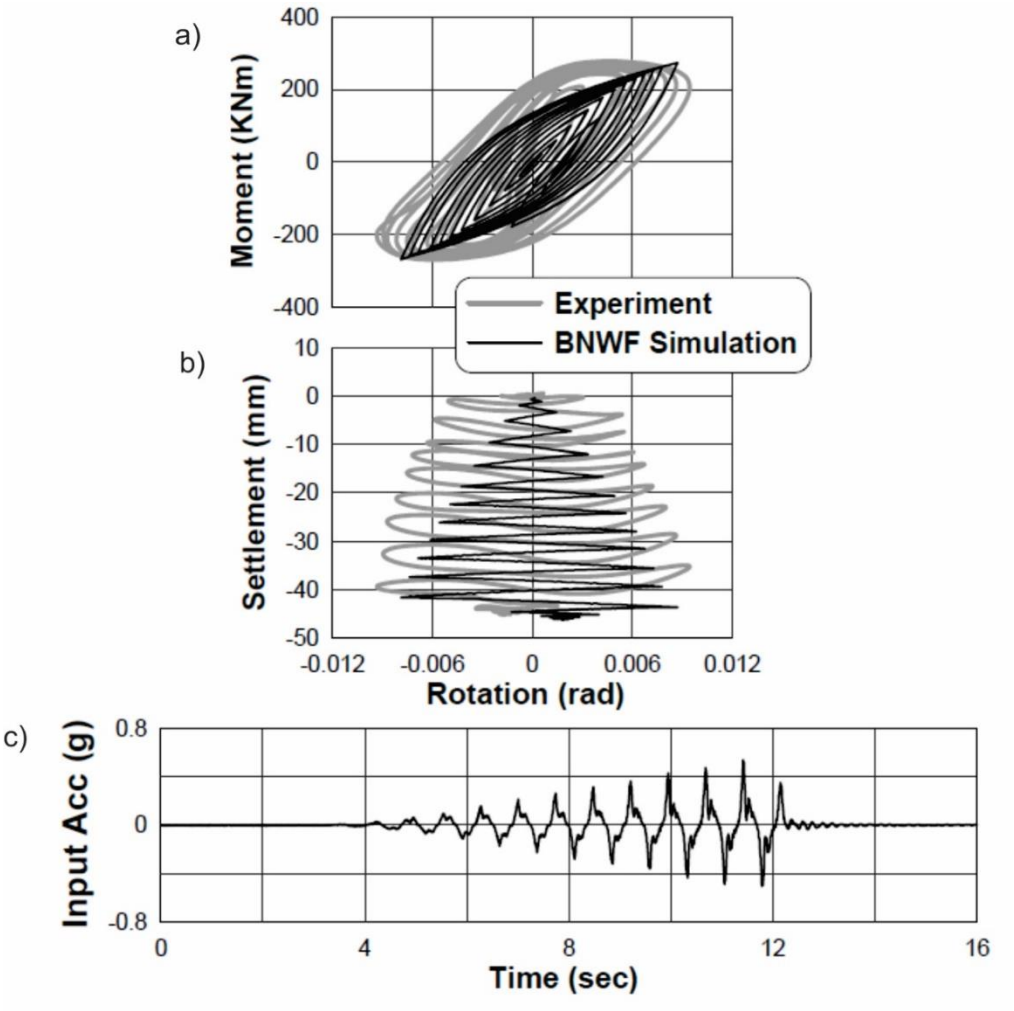


Figure A 8 - Comparaison sous une sollicitation statique, FSv=4.0 et M/VL=1.80 : a) courbe moment-rotation b) courbe tassement-rotation c) déplacement appliqué au système. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

ANNEXE B – RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

Comparaison des déplacements inter-étages de conception et d'analyse

Les tableaux ci-dessous permettent de comparer les déplacements inter-étages de conception avec ceux obtenus des analyses temporelles non-linéaires pour les différents scénarios de l'étude. Il est possible de constater que les déplacements inter-étages de conception ne sont jamais atteints. En effet, l'équation proposée par la norme CSA A23.3-14 pour estimer les déplacements inter-étages additionnels causés par la rotation de la fondation est conservatrice.

Tableau B 1 – Comparaison des déplacements inter-étages pour Montréal et un sol C

	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
CP	3	1.5	0.4
	2	1.6	0.6
	1	1.6	0.5
NCP	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
	3	1.1	0.5
	2	1.2	0.7
	1	1.2	0.5

Tableau B 2 - Comparaison des déplacements inter-étages pour Montréal et un sol E

	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
CP	3	2.3	0.7
	2	2.5	0.9
	1	2.5	0.7
NCP	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
	3	2.2	0.8
	2	2.4	0.9
	1	2.4	0.7

Tableau B 3 - Comparaison des déplacements inter-étages pour Vancouver et un sol C

	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
CP	3	1.8	0.8
	2	1.9	0.8
	1	1.9	0.6
	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
NCP	3	1.2	0.9
	2	1.3	0.8
	1	1.3	0.7

Tableau B 4 - Comparaison des déplacements inter-étages pour Vancouver et un sol E

	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
CP	3	2.4	0.7
	2	2.5	0.9
	1	2.5	0.8
	Étage	$Drift_{design}$ (%)	$Drift_{analysis}$ (%)
NCP	3	2.1	0.8
	2	2.3	1.0
	1	2.2	1.0

Illustrations du bercement de la structure

Afin d'illustrer le bercement de la structure durant les secousses sismiques, le scénario du cadre concentrique supporté par une fondation NCP localisée à Montréal sur un sol E est pris à titre d'exemple. Les figures ci-dessous illustrent le bercement de la structure à travers des captures d'écran prises à des phases intermédiaires d'un demi-cycle de bercement. Il est à noter que le facteur d'échelle des déplacements a été augmenté afin que ceux-ci soient perceptibles.

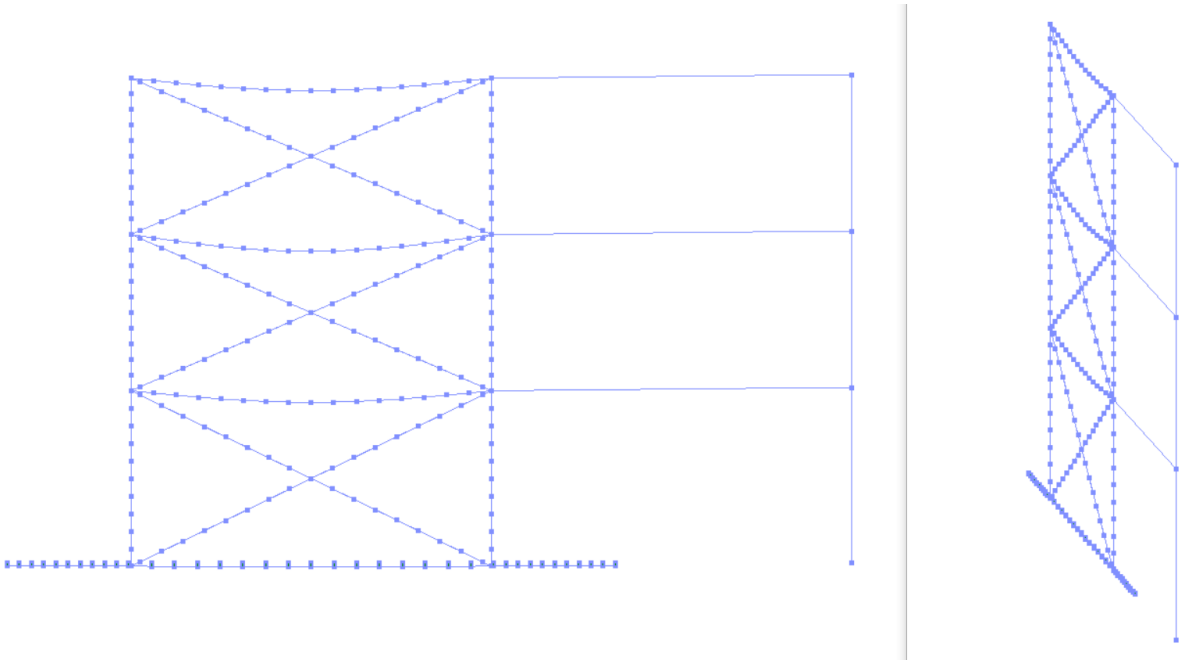


Figure B 1 - Positions déformées de la structure dans le plan et hors du plan (après application des charges d'utilisation et avant l'arrivée des secousses sismiques)

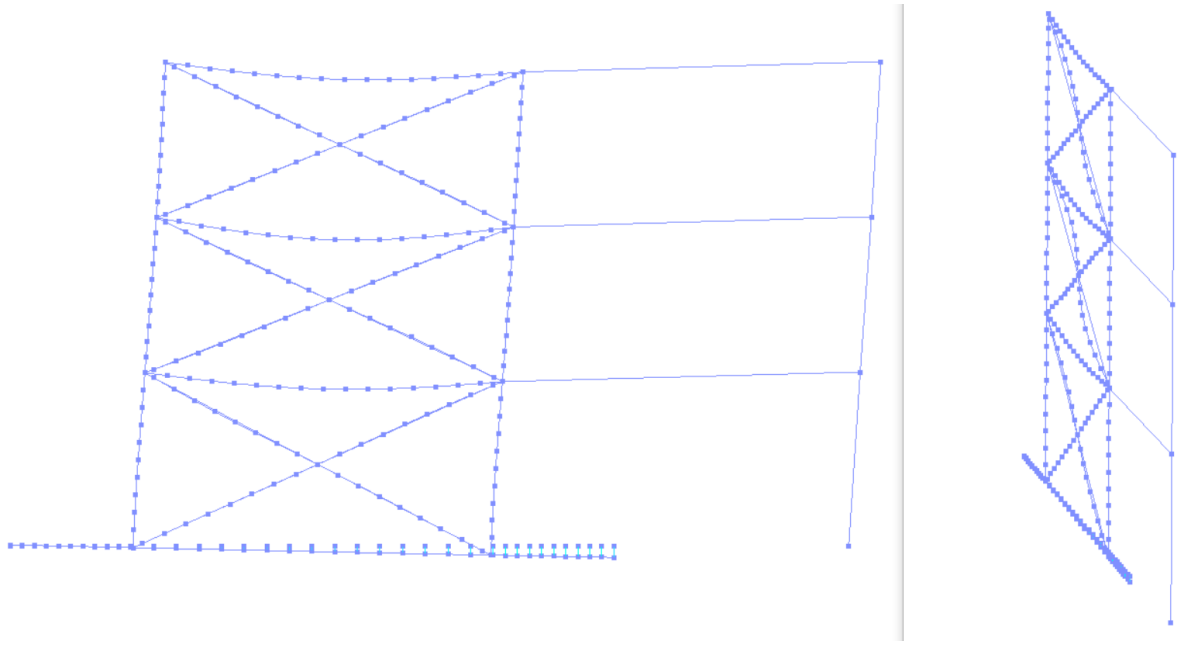


Figure B 2 - Positions déformées de la structure dans le plan et hors du plan (entre le début du bercement et le bercement maximal)

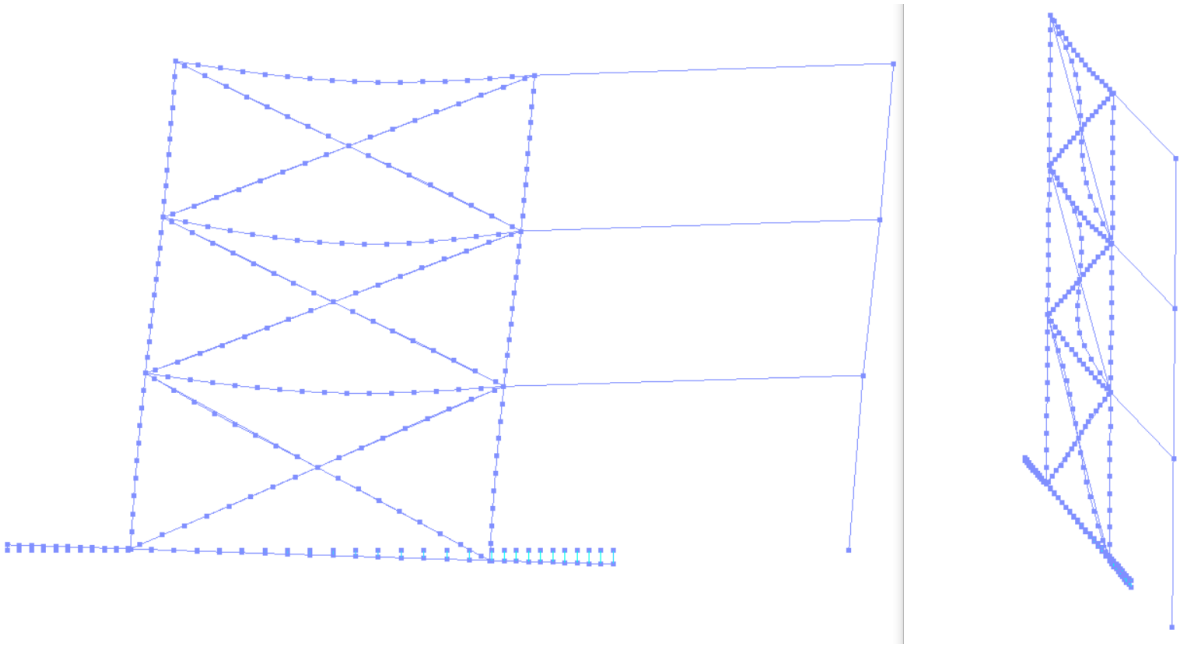


Figure B 3 - Positions déformées de la structure dans le plan et hors du plan (au bercement maximal)