

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	17
1.1 Évaluation et analyse sismique de bâtiments.....	17
1.1.1 Évaluation sismique de bâtiments existants.....	17
1.1.2 Analyse sismique des structures	22
1.2 Interaction dynamique sol-structure.....	27
1.2.1 Généralités	27
1.2.2 Modélisation de l'IDSS - Méthode des sous-structures.....	30
1.2.3 Modélisation de l'IDSS - Méthode directe (globale).....	43
1.3 Sismicité et propriétés géotechniques de l'Est du Canada.....	49
1.3.1 Généralités	49
1.3.2 Particularités de la sismicité de l'Est du Canada	49
1.3.3 Propriétés géotechniques des sols de l'est du Canada	50
1.3.4 Comportement sous chargement cyclique des argiles	53
1.4 Présentation du logiciel Opensees et de ses propriétés.....	59
1.4.1 Généralités	61
1.4.2 Éléments.....	62
1.4.3 Loi de comportement - généralités.....	69
1.4.4 Loi de comportement - uni-axiales	69
1.4.5 Loi de comportement – multiaxes.....	70
1.4.6 Application du signal sismique au modèle numérique de sol.....	74
1.4.7 Amortissement	78
1.5 Synthèse de la revue de littérature	84
1.5.1 Synthèse sur les outils d'analyse de l'IDSS.....	84
1.5.2 Synthèse des aspects géotechniques et sismiques de l'Est du Canada	85
1.5.3 Synthèse des aspects relatifs aux méthodes numériques	85
CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE DÉTAILLÉE	87
2.1 Description du problème analysé.....	87
2.1.1 Système structural étudié	87
2.1.2 Dépôt de sol étudié.....	91
2.2 Plan d'analyse	93
2.2.1 Description des analyses	97
2.2.2 Analyse pseudo-dynamique	98
2.2.3 Analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure sans considération de l'IDSS	98
2.2.4 Méthode des sous-structures	99
CHAPITRE 3 DÉTAILS DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES	103
3.1 Modèle numérique du sol.....	103

3.1.1	Maillage du sol et schéma d'intégration	103
3.1.2	Initialisation des contraintes dans le dépôt de sol et prise en considération du niveau de confinement sur les valeurs des modules élastiques	105
3.2	Modèle numérique de la structure.....	111
3.3	Méthode des sous-structures : interaction inertielle et interaction cinématique	113
3.3.1	Calcul de la flexibilité et de l'amortissement de la fondation	113
3.3.2	Analyse de l'interaction cinématique.....	121
3.4	Méthode directe	124
3.4.1	Modélisation de l'interface sol-structure	125
3.4.2	Conditions frontières.....	127
3.4.3	Application des séismes dans le modèle de sol	128
3.5	Signaux sismiques – choix des signaux	133
3.6	Analyses de vérification des modèles	144
3.6.1	Test #1 – Propagation de contrainte.....	146
3.6.2	Test #2 – Capacité portante.....	152
3.6.3	Test #3 – Modélisation de résultats expérimentaux 1-g publiés.....	154
3.6.4	Test #4 – Vibration libre de la structure couplée au sol	158
CHAPITRE 4 RÉSULTATS DES ANALYSES SISMIQUES SANS CONSIDÉRATION DE L'INTERACTION DYNAMIQUE-SOL-STRUCTURE 167		
4.1	Calcul du cisaillement à la base - méthode la force statique équivalente – CNBC 2015.....	167
4.2	Analyse dynamique temporelle non-linéaire de la structure sans l'IDSS.....	171
4.2.1	Structure à base fixe – accélérations maximales et minimales aux étages.....	174
4.2.2	Structure à base fixe – Déplacements relatifs	178
4.2.3	Structure à base fixe – Courbes d'interaction M-P	179
4.2.4	Structure à base fixe – efforts de cisaillement et moments maximums..	187
CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ANALYSES SISMIQUES AVEC CONSIDÉRATION DE L'INTERACTION DYNAMIQUE-SOL-STRUCTURE 193		
5.1	Analyses dynamiques comparatives du dépôt de sol	194
5.1.1	Analyses de champ libre des signaux calibrés et historiques	195
5.1.2	Évaluation de l'impact de la prise en considération de l'amortissement hystérotique du sol sur la réponse dynamique du dépôt	204
5.1.3	Évaluation de l'impact de l'utilisation d'un modèle linéaire équivalent pour simuler la perte de résistance des sols	209
5.1.4	Évaluation de l'impact de l'anisotropie provenant du poids de la structure sur la réponse dynamique du dépôt.....	210
5.2	Analyses de l'interaction cinématique	217
5.3	Analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure avec la méthode des sous-structures (fondation flexible)	224

5.3.1	Structure avec base flexible – Accélérations maximales aux étages	225
5.3.2	Structure avec base flexible – Déplacements relatifs.....	228
5.3.3	Structure avec base flexible – Courbes d’interactions M-P	229
5.3.4	Structure avec base flexible – Efforts de cisaillement et moments maximums.....	232
5.4	Analyse dynamique temporelle non-linéaire couplée sol-structure – Méthode directe	234
5.4.1	Méthode directe – Accélérations maximales aux étages	234
5.4.2	Méthode directe – Déplacements relatif	236
5.4.3	Méthode directe – Courbe d’interaction M-P	237
5.4.4	Méthode directe – Efforts de cisaillement et moments maximums	240
CHAPITRE 6 ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSIONS		243
6.1	Comparaison des accélérations maximales et minimales	244
6.2	Comparaison des déplacements relatifs	250
6.3	Comparaison des efforts de cisaillement à la base de la structure	255
6.4	Comparaison des moments de flexions à la base de la structure	256
6.5	Discussion	258
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		269
7.1	Contexte de l’étude	269
7.2	Conclusions.....	269
7.2.1	Objectif #1 – développer et évaluer un modèle de comportement non-linéaire pour l’évaluation de l’IDSS	269
7.2.2	Objectif #2 - évaluer l’impact des conditions de modélisation de l’IDSS sur la réponse dynamique temporelle non-linéaire d’une structure type.....	270
7.2.3	Objectif #3 - proposer des recommandations relativement à la prise en considération de l’IDSS pour le contexte géotechnique et sismique de l’Est du Canada	274
7.3	Recommandations.....	275
ANNEXE I	INFORMATIONS ADDITIONNELLES SUR LES MODÈLES NUMÉRIQUES	277
ANNEXE II	INFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES SUR LE SITE DE BRECKENRIDGE.....	295
ANNEXE III	RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES - ANALYSES DYNAMIQUES SANS IDSS	309
ANNEXE IV	RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES - ANALYSES DYNAMIQUES AVEC IDSS	313
ANNEXE V	RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES - RÉSULTATS COMPARATIFS DES ANALYSES D’IDSS.....	333

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Comparaison des catégories d'emplacements ASCE/SEI 41-13 et du CNBC 2015.....
	21
Tableau 1.2	Reproduction du tableau 8-2 de l'ASCE/SEI 41-13 pour calcul.....
	39
Tableau 1.3	Valeur de $Gmax/su$
	53
Tableau 2.1	Modèles d'analyse dynamique considérés et objectifs associés.....
	97
Tableau 3.1	Valeur des forces verticales et des contraintes transmises sous les semelles pour les 4 colonnes de la structure
	113
Tableau 3.2	Variation de la vitesse de cisaillement modifiée en fonction de la profondeur sous les semelles des colonnes
	116
Tableau 3.3	Valeur des paramètres de modélisation de flexibilité de fondation
	117
Tableau 3.4	Valeurs d'amortissement hystérotique en fonction de la profondeur et de l'indice de plasticité
	119
Tableau 3.5	Coefficients d'amortissements pour la flexibilité de la fondation.....
	120
Tableau 3.6	Propriété dynamique structure
	133
Tableau 3.7	Scénario d'analyse.....
	134
Tableau 3.8	Caractéristiques des signaux choisis / scénario
	137
Tableau 3.9	Détails des signaux sismiques synthétiques - scénario 1
	144
Tableau 3.10	Détails des signaux sismiques synthétiques - scénario 2
	144
Tableau 3.11	Valeurs utilisées pour le modèle PIMY - analyse de propagation de contrainte pour le test #1
	146
Tableau 3.12	Descriptions des modèles de propagation de contrainte élastique - test #1
	147
Tableau 3.13	Résultats et paramètres numériques pour l'analyse de capacité portante
	153
Tableau 3.14	Valeurs des paramètres utilisés pour définir le modèle PDMY pour modélisation de l'essai 1-g.....
	156
Tableau 3.15	Liste des modèles testés et de leurs caractéristiques.....
	160

Tableau 3.16	Valeur des principaux paramètres utilisés pour le modèle PIMY pour les analyses de vibration libre	160
Tableau 4.1	Valeur et distribution du poids sismique sur le cadre type	169
Tableau 4.2	Période fondamentale pour le cadre avec base fixe	170
Tableau 4.3	Valeur de cisaillement à la base selon CNBC-2015	171
Tableau 4.4	Résultats - Analyses avec la base fixe	172
Tableau 4.5	Déplacements relatifs en fonction de la hauteur de la structure à base fixe - scénario 1	179
Tableau 4.6	Valeurs maximales des efforts de cisaillement pour les colonnes de la structure - Scénario 1 - Base fixe	188
Tableau 4.7	Valeurs maximales des moments dans les colonnes de la structure - Scénario 1 - Base fixe	189
Tableau 4.8	Valeurs maximales des efforts de cisaillement pour les colonnes de la structure - Scénario 2 - Base fixe	190
Tableau 4.9	Valeurs maximales des moments dans les colonnes de la structure - Scénario 2 - Base fixe	191
Tableau 4.10	Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure – Séismes historiques - Base fixe	192
Tableau 5.1	Valeurs des périodes vibratoires du modèle numérique de sol	199
Tableau 5.2	Résultats des analyses dynamiques - modèle à base flexible	225
Tableau 5.3	Déplacement relatif sur la hauteur de la structure - base flexible scénario 1	228
Tableau 5.4	Résultats base flexible éléments C104 et C105 signal #3 et #20 scénario 1	233
Tableau 5.5	Résultats base flexible éléments C104 et C105 signal #20 et #21 scénario 2	233
Tableau 5.6	Déplacements relatifs en fonction de la hauteur méthode directe - scénario 1	236
Tableau 5.7	Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure – Séismes historiques – Méthode directe	241

LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 1.1	Illustration d'une structure à base a) fixe et b) flexible (Stewart et al., 2012)	28
Figure 1.2	Illustration de l'interaction inertielle sur l'accélération spectrale associée à l'allongement de la période.....	31
Figure 1.3	Évaluation des paramètres linéaires équivalents à partir d'une relation contraintes-déformations.....	32
Figure 1.4	Schéma de fondation avec facteur de dimension L et B	35
Figure 1.5	Impact du ratio de rigidité sol-structure sur l'allongement de la période.	36
Figure 1.6	Représentation schématique du cadre structural modélisé selon les recommandations de l'ASCE/SEI 41-13	38
Figure 1.7	Schéma de flexibilité de fondation pour interaction inertielle.....	40
Figure 1.8	Schéma approche directe pour l'IDSS	44
Figure 1.9	Spectre de réponse pour sol élastique – inélastique.....	47
Figure 1.10	Distribution des lacs postglaciaires provenant d'intrusion marine et de la fonte des glaciers au Canada	51
Figure 1.11	Courbe G/Gmax pour différentes argiles	54
Figure 1.12	Essai de chargement cyclique à la rupture	55
Figure 1.13	Essai de chargement cyclique sans contrainte de pré-cisaillement cyclique	56
Figure 1.14	Rupture sous chargement cyclique pour une argile Suédoise en fonction du nombre de cycle, de la contrainte de pré-cisaillement cyclique et du ratio de contrainte cyclique en cisaillement.....	57
Figure 1.15	Ratio d'amortissement en fonction de l'indice de plasticité et des déformations en cisaillement pour des argiles (OCR 1-8).....	59
Figure 1.16	Illustration de la méthode de plasticité distribuée basée sur les déplacements	64
Figure 1.17	Illustration de la méthode de plasticité distribuée basée sur les déplacements	64

Figure 1.18	Poutre d'acier caisson avec charge répartie	65
Figure 1.19	Comparatif entre la formulation basée sur la force et celle basée sur les déplacements	66
Figure 1.20	Représentation schématique d'un élément quadratique et des axes de coordonnées naturelles pour localisation des points d'intégrations de Gauss	67
Figure 1.21	Flexion zéro énergie	68
Figure 1.22	Critère de Von Mises dans l'espace des contraintes principales	70
Figure 1.23	Critère de rupture DP et MC - plan contraintes principales	71
Figure 1.24	Limite élastique des matériaux	72
Figure 1.25	Surfaces de ruptures imbriquées et courbe squelette du matériel PIMY ..	73
Figure 1.26	Représentation schématique des domaines pour le problème de modélisation du séisme dans le sol	74
Figure 1.27	Fréquences parasites dans une colonne de sol a) sans amortissement linéaire et avec schéma de Newmark (0,5;1/2) b) 0,5 % d'amortissement de Rayleigh et avec schéma de Newmark (0,5;1/2)	83
Figure 2.1	Vue en plan de la structure type	89
Figure 2.2	Cadre selon l'axe I	90
Figure 2.3	Localisation du site – Pontiac	92
Figure 2.4	Localisation des trois forages de la SGC au site étudié - Google Earth ...	93
Figure 2.5	Organigramme de la méthodologie de modélisation	94
Figure 2.6	Programme général d'analyse	95
Figure 2.7	Analyse de propagation d'ondes en condition de champ libre	100
Figure 2.8	Schéma du modèle numérique pour analyse de site (confinement latéral voir section 3.4.2)	101
Figure 3.1	Comparaison des valeurs de contraintes effectives verticales numériques, in situ ainsi que l'augmentation de contraintes effectives provenant du poids propre de la structure en fonction de la profondeur	107

Figure 3.2	Profils de Vs et G en fonction de la profondeur pour le site de Breckenridge	109
Figure 3.3	Distribution spatiale des valeurs du module de cisaillement à petites déformations a) sans prise en considération des charges de la structure b) avec prise en considération des charges de la structure c) zoom sur la zone sous la fondation.....	110
Figure 3.4	Schéma du modèle numérique pour application d'une surcharge en surface	111
Figure 3.5	Schéma de la position des nœuds et des éléments du modèle structural	112
Figure 3.6	Évolution des contraintes effectives sous les colonnes en fonction de la profondeur	114
Figure 3.7	Schéma de la structure et des éléments de fondations	121
Figure 3.8	Analyse de propagation d'ondes avec impact de la rigidité des éléments de fondation	122
Figure 3.9	Illustration de la méthode utilisée pour obtenir les fonctions d'excitation de fondations (u_{fim}) – séisme appliqué comme un déplacement	123
Figure 3.10	Modèle d'IDSS couplé sol-structure	124
Figure 3.11	Schéma de l'interface sol-structure.....	126
Figure 3.12	Vue schématique des conditions frontière, du confinement et de la frontière artificielle latérale.....	128
Figure 3.13	Représentation schématique des domaines pour le problème de modélisation du séisme dans le sol - adapté pour condition 1D.....	129
Figure 3.14	Comparaison des spectres obtenus par ; application du signal sismique avec force transitoire et par ProShake linéaire et non-linéaire	130
Figure 3.15	Comparaison des accélérations enregistrées au sommet de la colonne de sol. Méthode de la force transitoire vs méthode du champ de déplacements.....	131
Figure 3.16	Comparaison des spectres de réponse calculés au sommet de la colonne de sol. Méthode de la force transitoire vs méthode du champ de déplacements	131

Figure 3.17	Différence entre les accélérations obtenues en considérant la présence d'amortisseur pour simuler la rigidité du roc et en considérant le roc comme infiniment rigide.....	132
Figure 3.18	Plages de période spécifique.....	134
Figure 3.19	Valeur de la moyenne et de l'écart-type pour les signaux du scénario 1	135
Figure 3.20	Valeur de la moyenne et de l'écart-type pour les signaux du scénario 2	136
Figure 3.21	Accélérogramme source magnitude 6 a) Signal 3 b) Signal 20 c) Signal 21 d) Signal 40 e) Signal 41	139
Figure 3.22	Accélérogramme source magnitude 7 a) Signal 17 b) Signal 20 c) Signal 21 d) Signal 31 e) Signal 40	141
Figure 3.23	Spectres de réponses non calibrés - Scénario 1 – emplacement A – Québec	141
Figure 3.24	Spectres Réponses calibrés - Scénario 1 - Sol_A – Québec	142
Figure 3.25	Spectres de réponses moyens – Cible, calibré et non calibré – Scénario 1.....	142
Figure 3.26	Spectre de réponse élastique calibré (Québec, CNBC-2015, A) pour les séismes de Saguenay 1988 et de Miramichi 1982.....	143
Figure 3.27	Vue du modèle de sol pour l'analyse de propagation de contrainte élastique	147
Figure 3.28	Propagation des contraintes selon la profondeur - comparaison des modèles A, B et C aux modèles théoriques.....	148
Figure 3.29	Comparaison des contraintes effectives in situ et des contraintes effectives numériques – Breckenridge.....	150
Figure 3.30	Capture d'écran - GiD - montrant la localisation où les contraintes verticales ont été enregistrées dans le modèle numérique	151
Figure 3.31	Schéma du modèle numérique utilisé pour les analyses de capacité portante	152
Figure 3.32	Résultats numériques de capacité portante (a) sans fondation (b) avec fondation	154

Figure 3.33	Montage expérimental – Massimino et Maugerie a) boîte de cisaillement vide, b) cadre mobile c) vue en plan du montage d) vue de face du montage	155
Figure 3.34	Modèle numérique a) FLAC Massimino & Maugerie (2013) b) OpenSees	156
Figure 3.35	Comparaison des résultats numériques (gauche) avec les résultats expérimentaux (droite).....	157
Figure 3.36	(a) Aspects géométriques du modèle; (b) Schéma du modèle numérique pour le cas de frontière artificielle latérale avec amortisseur et condition de base rigide	160
Figure 3.37	Déplacement relatif du coin gauche du toit de la structure pour le cas de conditions frontières de type FLB : a) roc rigide, b) roc avec une rigidité finie	162
Figure 3.38	Comparaison de l'amortissement pour les différents modèles pour différents ratios w/H	165
Figure 3.39	Comparaison de la différence entre l'allongement de période numérique et théorique	165
Figure 4.1	Déformée initiale de la structure provenant du chargement initial aux nœuds (x100)	169
Figure 4.2	Valeur d'accélération spectrale pour la structure type pour la ville de Québec - catégorie d'emplacement E - CNBC-2015	171
Figure 4.3	Spectre de puissance - Signaux historique de Miramichi (noir) et du Saguenay (bleu)	173
Figure 4.4	Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1 - Base fixe a) Signal #3, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41	175
Figure 4.5	Spectre de puissance de Fourier des signaux du scénario 1.....	176
Figure 4.6	Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 - Base fixe a) Signal #17, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #31, e) Signal #40	177
Figure 4.7	Accélérations maximales aux étages pour les séismes historiques - Base fixe a) Miramichi b) Saguenay 1988.....	178
Figure 4.8	Schéma pour localisation des éléments C104 et C105	180

Figure 4.9	Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux du scénario 1 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41	181
Figure 4.10	Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 1 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41	182
Figure 4.11	Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux du scénario 2 a) signal #17, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40	184
Figure 4.12	Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 2 a) signal #17, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40	185
Figure 4.13	Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988	186
Figure 4.14	Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988	187
Figure 5.1	SRE signaux synthétiques scenario 1 ($0,075 < T < 0,5$) - a) Signal#3 b) Signal#40 c) Signal#41 d) Signal#20 e) Signal#21	197
Figure 5.2	Différence dans les accélérations des signaux sismiques - scénario 1 - condition champ libre	198
Figure 5.3	SRE signaux synthétiques scenario 2 ($0,5 < T < 1,5$) - a) Signal#21 b) Signal#40 c) Signal#31 d) Signal#20 e) Signal#17	201
Figure 5.4	Différence dans les accélérations des signaux sismiques scénario 2 - condition champ libre	202
Figure 5.5	SRE signaux historiques - a) Miramichi b) Saguenay 1988	203
Figure 5.6	Différence dans les accélérations des signaux sismiques Signaux historiques condition champ libre	204
Figure 5.7	Spectre de réponse - analyses du site de Breckenridge - impact du comportement hystérétique – signal #41 scénario 2	205
Figure 5.8	Comparaison des SRE (5 %) pour le modèle élastique linéaire (EL-1) avec 10 % d'amortissement, , le modèle PIMY-20 et le modèle PIMY-40 – signal #41 scénario 1	207

Figure 5.9	Spectre de puissance pour le modèle élastique linéaire (EL-1) avec 10 % d'amortissement, le modèle PIMY-1 et le modèle PIMY-20 – signal #41 scénario 1	208
Figure 5.10	Impact de l'utilisation d'un coefficient de réduction de module sur le SRE (5 %) – signal #41 scénario 1	209
Figure 5.11	Spectre de réponse élastique (5 %) des signaux appliqués à la base du modèle (a) $M_w = 6$ (b) $M_w = 7$	211
Figure 5.12	Comparaison du spectre de réponse élastique en surface pour les séismes de magnitude 6 a) modèle PIMY-IND b) modèle PIMY-DEP	212
Figure 5.13	Comparaison du spectre de réponse élastique en surface pour les séismes de magnitude 7 a) modèle PIMY-IND b) modèle PIMY-DEP	213
Figure 5.14	Comparaison entre les valeurs moyennes du modèle PIMY-IND et PIMY-DEP pour séismes a) $M_w = 6$ et b) $M_w = 7$	214
Figure 5.15	Comparaison des valeurs moyennes du modèle PIMY-DEP et PIMY-DEP200 pour les séismes a) $M_w = 6$ et b) $M_w = 7$	215
Figure 5.16	Différence (%) entre le modèle PIMY-DEP et le modèle PIMY-DEP200 pour les séismes $M_w = 6$ et $M_w = 7$	216
Figure 5.17	Spectre de réponse - scénario 1 - $uFIM$ des colonnes a) signal #3, b) signal #20 c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41	218
Figure 5.18	Spectre de réponses - scénario 2 - $uFIM$ des colonnes - a) signal #17 b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40	220
Figure 5.19	Spectre de réponse - séisme historique - $uFIM$ des colonnes A) séisme de Miramichi B) Séisme du Saguenay de 1988	221
Figure 5.20	Différence absolue entre les accélérations obtenues d'une analyse de propagation d'onde en champ libre et d'une analyse avec éléments rigides de fondation pour le séisme du Saguenay de 1988	222
Figure 5.21	Différence absolue entre les accélérations obtenues d'une analyse de propagation d'ondes en champ libre et d'une analyse avec éléments rigides de fondation pour le signal #40 du scénario 1	223
Figure 5.22	Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1 - Base flexible a) Signal #3, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41	227

Figure 5.23	Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 - Base flexible a) Signal #20, b) 21	228
Figure 5.24	Courbes d'interactions M-P du signal 3 du scénario 1 a) Colonne C104 b) Colonne C105	230
Figure 5.25	Courbes d'interactions M-P du signal 21 du scénario 2 a) Colonne C104 b) Colonne C105	231
Figure 5.26	Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988	232
Figure 5.27	Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988	232
Figure 5.28	Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 – Méthode directe a) Signal #3, b) Signal #17.....	235
Figure 5.29	Courbes d'interactions M-P - signal #17 scénario 2 - Colonne C104 et C105 droite.....	238
Figure 5.30	Courbes d'interactions M-P - éléments C104 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988 – méthode directe	239
Figure 5.31	Courbes d'interactions M-P - éléments C105 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988 – méthode directe	239
Figure 6.1	Localisation schématique des éléments de sol sous la semelle de la colonne C105 gauche	246
Figure 6.2	Déplacements verticaux cycliques des nœuds des éléments A, B et C Signal 20 scénario 1	247
Figure 6.3	Valeurs des accélérations maximales et minimales moyennes pour a) le scénario 1 et b) le scénario 2	248
Figure 6.4	Valeurs des accélérations maximales et minimales moyennes aux étages a) Saguenay b) Miramichi.....	248
Figure 6.5	Déplacements verticaux cycliques du sol de l'élément A pour le signal du Saguenay et le signal 20 du scénario 1	249
Figure 6.6	Déplacements relatifs aux étages pour les signaux du scénario 1 a) Signal 3, b) Signal 20, c) Signal 21, d) Signal 40, e) Signal 41	251
Figure 6.7	Moyenne des valeurs des déplacements relatifs aux étages pour les signaux du a) Scénario 1 b) Scénario 2.....	252

Figure 6.8	Moyenne des valeurs des déplacements relatifs aux étages pour le modèle à base flexible et la méthode directe a) Miramichi b) Saguenay	254
Figure 6.9	Valeurs du cisaillement en base a) Scénario 1 1 b) Scénario 2.....	256
Figure 6.10	Valeurs du moment en base pour la structure à base fixe versus méthode directe - a) Scénario 1 b) Scénario 2	257
Figure 6.11	Comparaison des déplacements relatifs entre l'approche avec base fixe et l'approche avec flexibilité de la fondation.....	261
Figure 6.12	Comparaison du moment équivalent à la base de la structure pour les signaux du scénario 2	263
Figure 6.13	Spectre de Fourier pour les signaux du scénario 1 a) Signal #3, b) Signal 20 c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41	264
Figure 6.14	Déplacements initiaux de la structure et de la fondation – méthode directe (facteur d'amplification x10)	267

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ASCE	American Society of Civil Engineering
CGC	Commission géologique du Canada
CNBC	Code national du Bâtiment du Canada
CNRC	Conseil National de Recherches Canada
DP	Drucker-Prager
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FFM	Free Field Motion
IDSS	Interaction dynamique-sol-structure
MC	Mohr-Coulomb
M-R	Magnitude-Rayon
NIST	National Institute of Standards and Technology
OCR	Over-Consolidation Ratio
OS	OpenSees
PDMY	Pressure DependentMultiYield
PGA	Peak Ground Acceleration
PIMY	Pressure IndependentMultiYield
SRFS	Système de résistance aux forces sismiques
TcL	Technical computer Language
TDOF	Tied Degree of Freedom

LISTE DES SYMBOLES

B	Largeur de la fondation
c	Amortissement visqueux, cohésion du sol
C_t	Coefficient dépendant du type de système de résistance aux forces latérales
C_{uc}	Résistance au cisaillement par pénétromètre à cône tombant
C_{ur}	Résistance au cisaillement remanié
D	Coefficient d'amortissement équivalent pour le sol, profondeur
e	Indice des vides
f	Fréquence
f'_c	Résistance à la compression du béton
f_y	Limite élastique
G, G_{max}	Module de cisaillement, Module de cisaillement maximale
h	Hauteur
I_{lc}	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité (PI), longueur de rotule plastique
J_2	Second invariant tensoriel du tenseur déviatorique
k	Rigidité, opérateur pour quantifier l'atténuation des hautes fréquences
K	Module de déformation volumétrique, constante qui dépend de l'état du sol
K_{max}	Module de déformation volumétrique à petites déformations
$K_{x, y, z}$	Rigidité des ressorts de fondation dans la direction en indice
L	Longueur de la fondation
m	Masse
M	Moment

Ma	Million d'années
M_0	Moment sismique
M_w	Magnitude du moment
N	Indice de pénétration standard
P	Profondeur de pénétration
Q	Facteur de qualité décrivant l'atténuation inélastique régionale
R	Distance hypocentrale
S_t	Rapport entre la résistance intacte et la résistance remaniée (sensibilité)
S_u	Résistance au cisaillement non drainée
$S(T)$	Accélération spectrale de calcul
T	Période vibratoire
T_0	Période fondamentale de la structure
$T_{(90\%)}$	Période pour laquelle la contribution modale effective est au moins égale à 90 %
u_{fim}	Fonction d'excitation des fondations
u_g	Déplacement du sol (ground)
u_{rn}	Déplacement dans la direction normale
u_{rt}	Déplacement dans la direction tangentielle
V	Effort de cisaillement
V_d	Cisaillement à la base de la structure
V_p	Vitesse des ondes de compression
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement
w	Teneur en eau

ω	Fréquence angulaire
Z	Profondeur
α_i	Facteur de modification dynamique de la rigidité
β	Amortissement, facteur en fonction du matériau structural, Coefficient de la méthode de Newmark, vitesse des ondes de cisaillement
γ	Coefficient de la méthode de Newmark, poids volumique, déformation en cisaillement
γ_{tv}	Seuil de déformation en cisaillement
η_i	Facteur de modification de la rigidité pour tenir compte de l'enlisement
λ	Longueur d'onde
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Masse volumique
ξ	Ratio d'amortissement critique, coordonnée horizontale naturelle
σ	Contrainte
τ	Cisaillement, vecteur de contraintes
ϕ	Angle de frottement du sol
Δ	Symbole indiquant une variation de quantité
Δt_{cr}	Pas de temps critique pour assurer la convergence
#YS	Nombre de surface de rupture pour le modèle PIMY
\emptyset'	Angle de frottement interne du sol

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

Système SI		Système impérial	
Unité	Symbol	Unité	Symbol
millimètre	mm	pouce	" ou inch
centimètre	cm	pied	' ou ft
mètre	m	mile	mi
kilomètre	km		
kilogramme	kg	livre	lb
Newton	N	livre-force	lbf
Kilonewton	kN		
Pascal	Pa	livres par pied carré	psf
Kilopascal	kPa	livres par pouce carré	psi
Mégapascal	MPa	1 000 livre par pied carré	ksi
Gigapascal	GPa		

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Les prises de décisions relatives à la gestion parasismique des bâtiments existants passent par des évaluations permettant de mieux connaître et définir le risque sismique et de planifier des interventions lorsque jugées nécessaires. Les évaluations sismiques de bâtiments existants doivent permettre, entre autres, de définir les critères de performance du bâtiment ainsi que les efforts sismiques anticipés pour une probabilité d'occurrence sismique donnée. Il s'agit donc de réaliser une analyse structurale où, d'une part, la modélisation de la géométrie et du comportement prévu des composantes structurales pertinentes de la structure est réalisée et, d'autre part, sont définis les combinaisons ou les chargements transitoires devant être appliqués à la structure. Lorsque les critères de performance sont atteints sous les effets combinés des charges spécifiées, la structure et ses composantes sont considérés adéquats et aucune autre intervention n'est nécessaire. A contrario, lorsque les critères de performance ne sont pas atteints, des mesures correctrices, souvent onéreuses, doivent être mises en œuvre pour les éléments identifiés comme déficients.

Les modèles structuraux généralement utilisés dans la pratique négligent la flexibilité du sol sous la structure et considèrent ainsi les fondations comme étant encastrées. Il a été montré dans des essais expérimentaux que l'impact de la prise en compte de la flexibilité des fondations peut s'avérer être un mécanisme dissipatif important (Gajan et Kutter, 2008). Dans ce contexte, certains auteurs ont évalué l'intérêt de considérer l'interaction dynamique sol-structure (IDSS) dans le processus d'évaluation sismique de bâtiments existants et ont montré que la prise en considération de l'IDSS peut entraîner une réduction des forces sismiques appliquées à une structure (Apari-Lauzier et al., 2017).

Dans le contexte québécois, où une large proportion des établissements d'enseignement publics ont été construits avant ou durant la période des années 1970 (Mestar, 2014), ces conclusions ont des impacts potentiels importants. Dans la majorité des cas, les systèmes

structuraux des bâtiments scolaires québécois sont des portiques en béton armé résistant au moment. À l'époque, la conception de ces cadres ne considérait pas les exigences parasismiques et était basée sur une analyse élastique de la résistance, et ce, jusqu'à l'introduction, en 1984, du principe de conception à l'état limite dans la norme CAN/CSA-A23.3 (CSA, 1984) pour la conception des structures en béton armé (Mitchell et al., 2010). Les structures construites durant cette période sont ainsi susceptibles d'offrir un comportement sismique insatisfaisant lors d'évaluations conduites selon la méthodologie classique, où les effets de l'IDSS sont négligés. La prise en considération de l'IDSS dans ce contexte pourrait ainsi mener à une réduction des forces sismiques induites et donc mener à des économies ce qui permettrait de limiter les interventions de réhabilitation tout en préservant la sécurité du bâtiment.

Il existe deux grandes approches pour la prise en considération de l'IDSS, soit la méthode des sous-structures et la méthode directe. La méthode des sous-structures est la méthode ayant fait l'objet du plus grand nombre de publications et d'études dans le domaine (Bielak, 1974; Kausel, 2010; Lysmer et al., 1988; NIST, 2012; Valera et al., 1977; Veletsos et Verbič, 1973; Veletsos et Wei, 1971). Dans cette approche, le problème global est découplé en une série de sous-problèmes plus simples et pour lesquels des solutions analytiques existent généralement. Alternativement, la méthode directe modélise le sol et la structure dans un modèle numérique unique et solutionne l'ensemble dans le domaine temporel ou fréquentiel (Amorosi et al., 2017; Çelebi et al., 2012; Saez et al., 2010; Tabatabaiefar et al., 2013; Torabi et Rayhani, 2014a).

La méthode des sous-structures a largement été développée dans le contexte de la construction de centrales nucléaires aux États-Unis et au Japon durant les années 1970 (Lysmer et al., 1988; Lysmer et al., 1975; Valera et al., 1977). À cette époque, les outils numériques avaient une puissance somme toute limitée. Dans ce contexte, la possibilité de ramener un problème complexe à une série de problèmes plus simples revêtait un intérêt certain. Les travaux réalisés via cette approche ont permis de mettre en évidence les deux principaux impacts de l'IDSS sur le comportement dynamique d'une structure, soit l'allongement de la période du mode vibratoire fondamental et la modification de l'amortissement global via l'introduction d'un

amortissement de fondation composé en partie d'un amortissement radiatif et d'un amortissement hystérotique provenant des déformations dans le sol de fondation (Wolf, 1991).

Pour que ces effets deviennent importants, la valeur du ratio de rigidité sol-structure, $\frac{h}{V_s T}$, doit être supérieur à 0,1, où h est la hauteur du centre de gravité du modèle équivalent à un degré de liberté de la structure (premier mode vibratoire), V_s la vitesse d'ondes de cisaillement moyenne dans les 30 premiers mètres du sol et T la période fondamentale de la structure pour une condition en base fixe. (NIST, 2012). Ces conclusions ont été obtenues au moyen d'outils d'analyses d'IDSS développés dans le contexte de la Californie (Housner, 1957) et du Japon (Satô et Yamaguchi, 1960), des endroits où les conditions géotechniques et sismologiques sont forts différentes de celles présentes dans l'Est du Canada. L'applicabilité de ces outils dans le contexte des sols à grains fins très sensibles, fréquemment rencontrés dans l'Est du Canada, tels les dépôts postglaciaires de la mer de Champlain, du golfe Laflamme ou de la mer de Goldthwait n'a pas été démontrée jusqu'à maintenant. De plus, le contexte sismologique particulier de l'Est du Canada, où le contenu en haute fréquence des tremblements de terre diffère de manière importante de ce que l'on retrouve sur la côte Ouest (Atkinson, 1996) représente une différence supplémentaire susceptible d'influer sur les résultats des analyses d'IDSS.

Au cours des 40 dernières années, les codes de conceptions nationaux ont largement évolué. La conception parasismique moderne fait ainsi appel aux notions de dimensionnement par capacité qui admettent, lors de séismes importants, la plastification de certains éléments structuraux comme source de dissipation d'énergie (Paulay, 1996). L'hypothèse d'un comportement structural élastique de la méthode des sous-structures est ainsi remise en question. Parallèlement, au cours de la même période, les données scientifiques portant sur la dynamique des sols ainsi que les rapports produits à la suite d'événements sismiques ont largement mis en évidence le rôle important de l'IDSS dans le comportement des structures (Avilès et Pérez-Rocha, 1998) ainsi que l'impact de la prise en compte de la non-linéarité des sols (Rayhani et El Naggar, 2008a; Yong-Seok et Jose, 2004). L'hypothèse de base de la méthode des sous-structures voulant que l'IDSS soit un phénomène linéaire (ce qui permet d'utiliser le principe de superposition) ou linéaire équivalent (domaine fréquentiel) (Idriss et

Seed, 1968) n'est ainsi pas toujours avérée, particulièrement dans le cas de séismes de forte intensité. Certaines observations ont également montré que l'IDSS est non-linéaire et ce, pour des événements d'intensité intermédiaire (Moghaddasi et al., 2012a). Les données disponibles suggèrent donc que l'évaluation de l'impact de l'IDSS devrait être réalisée en prenant en considération l'inélasticité du sol et de la structure.

La disponibilité et la performance des outils numériques modernes permettent maintenant de traiter plus facilement le problème d'IDSS. Il est ainsi possible d'étudier la réponse couplée d'un système sol-structure dans le domaine temporel tout en prenant en considération l'impact du comportement non-linéaire du sol et de la structure. Ce travail porte ainsi sur l'évaluation de l'impact de la prise en considération de l'IDSS sur la réponse dynamique d'une structure existante en béton armé de 3 étages et trois travées érigée sur un dépôt de sol naturel postglaciaire à grains fins (argile, sable silteux) de l'Est du Canada. La structure cible devra avoir un potentiel d'IDSS important, ce qui est le cas pour les structures rigides de faible hauteur érigées sur des dépôts de sol mou puisque pour ces structures, le ratio de rigidité sol-structure est élevé.

But et objectifs

Le but de ce travail est d'évaluer l'impact de l'IDSS sur l'évaluation sismique d'un bâtiment institutionnel type, soit un bâtiment de faible hauteur dont le système de résistance aux forces sismiques est composé de cadres en béton remplis de maçonnerie, construit sur un dépôt de sol naturel de la mer de Champlain, soit un dépôt profond d'argile sensible postglaciaire typique de ce que l'on peut rencontrer dans l'Est du Canada.

L'intérêt d'étudier l'impact de l'IDSS sur une structure est de déterminer s'il s'agit d'un phénomène qui augmente ou réduit les efforts, les déplacements et les accélérations structurales. La notion d'évaluation sismique implique que l'étude s'intéresse à des bâtiments existants, contexte dans lequel une réduction des effets des séismes peut être perçue comme un mécanisme bénéfique. Le choix d'étudier les effets de l'IDSS sur un bâtiment institutionnel

est principalement motivé par le fait que le niveau de performance sismique attendu est plus élevé pour ces bâtiments. Ce type de bâtiment construit en grand nombre dans les années 1960-1970, typiquement de deux à trois étages, possède une faible période. Puisque le facteur principal permettant d'anticiper des effets d'IDSS est le ratio de rigidité sol-structure, ce type de structure, placé sur un sol mou, permet d'anticiper une valeur élevée pour le ratio de rigidité sol-structure. Le choix d'un dépôt d'argile postglaciaire profond est fait en considérant que ce type de dépôt se retrouve naturellement dans des zones densément peuplées de l'Est du Canada. De plus, il est aujourd'hui établi qu'il existe un contexte sismique particulier dans l'Est du Canada, où les séismes ont un contenu plus riche en haute fréquence que les séismes de l'Ouest du pays. Cet aspect est pris en compte dans la sélection des signaux sismiques utilisés dans les analyses.

Pour atteindre le but de la recherche, les objectifs spécifiques suivants sont identifiés :

- 1) réaliser une synthèse critique de la littérature concernant les principes de l'évaluation sismique de bâtiments existants, les exigences normatives reliées à l'analyse sismique de structures au Québec, les méthodes d'évaluations de l'IDSS, les aspects numériques nécessaires à leur mise en application ainsi que sur les spécificités des sols et des séismes typiques de l'Est du Canada.
- 2) développer et évaluer un modèle de comportement non-linéaire pour l'évaluation de l'IDSS. Ce modèle doit pouvoir représenter :
 - a) le comportement non-linéaire de la structure;
 - b) le comportement non-linéaire du sol, incluant la dégradation du module de cisaillement, la propagation des contraintes dans le sol et la propagation des ondes sismiques;
 - c) le couplage dans le domaine temporel de la structure et du sol;
 - d) la propagation d'ondes dans le dépôt de sol;
 - e) l'impact de l'anisotropie des contraintes dans le sol due aux charges permanentes de la structure sur les valeurs des modules élastiques du sol;
 - f) l'amortissement hystérotique du sol et l'écrouissage.

- 3) évaluer l'impact des conditions de modélisation de l'IDSS sur la réponse dynamique temporelle non-linéaire d'une structure type. Les conditions considérées sont les suivantes :
 - a) l'IDSS n'est pas pris en compte;
 - b) l'IDSS est pris en compte via la méthode des sous-structures;
 - c) l'IDSS est pris en compte via la méthode directe.
- 4) proposer des recommandations relativement à la prise en considération de l'IDSS pour le contexte géotechnique et sismique de l'Est du Canada.

Méthodologie

Pour atteindre les objectifs spécifiques de l'étude, la méthodologie considère une structure typique des bâtiments institutionnels construits dans les années 1970, soit un cadre en béton armé résistant aux moments, fondé sur quatre semelles superficielles distinctes, conçues pour les charges gravitaires uniquement (voir Figure 2.2). La structure comprend trois étages et trois travées ($H=12m$, $W=20m$) et est construite sur un dépôt de sol naturel. Le choix d'une école primaire construite en 1970 provient du fait que de nombreux bâtiments similaires ont été construits durant ces années partout au Québec et que les attentes de performances sismiques de ce type de bâtiment sont plus élevées. Ce constat est tiré de l'étude d'une base de données (Nollet et Moretti, 2014).

Le dépôt de sol étudié est celui d'un site de la vallée de Breckenridge, dans la région du Pontiac. Ce choix est justifié par le fait qu'il s'agit d'un dépôt d'argile sensible typique de ce que l'on peut rencontrer dans l'Est du Canada sous des zones densément peuplées. Les données géotechniques proviennent d'une campagne d'investigation menée par la Commission géologique du Canada (Crow et al., 2017). La méthodologie comprend les quatre grandes étapes suivantes :

Étape 1 - Revue de la littérature

Cette étape vise à identifier les critères normatifs et réglementaires applicables au Québec pour l'évaluation sismique et les analyses dynamiques de bâtiments existants. Elle passe en revue les principales méthodes d'analyses d'IDSS ainsi que les particularités géotechniques de l'Est du Canada. Finalement, la revue de la littérature permet de définir les exigences de modélisation numérique de l'IDSS pour réaliser des analyses dans le domaine temporel, plus spécifiquement avec le logiciel Opensees (Mazzoni, McKenna et al., 2006).

Étape 2 - Définition du modèle numérique d'IDSS

Le modèle numérique 2D est développé au moyen de la méthode des éléments finis dans le logiciel OpenSees. Ce modèle d'analyse dynamique non-linéaire couplé sol-structure permet de simuler le comportement inélastique du cadre en béton armé au moyen d'éléments poutres-colonnes non-linéaires. La plasticité de ces éléments est basée sur l'utilisation de sections fibres permettant de définir des modèles de comportements spécifiques pour les composants des éléments en béton armé, soit le béton confiné, le béton non confiné et l'armature. L'inélasticité du sol est modélisée au moyen d'une loi de comportement avancée utilisant une série de surfaces de ruptures concentriques de type J2 (Von Mises). L'interaction des éléments plans composant le sol et les éléments uni-axiaux composant la structure, est assurée par des relations de couplage entre les degrés de liberté en translation. Ce couplage est nécessaire puisque les éléments plans possèdent un nombre de degré de liberté incompatible avec les éléments uni-axiaux. Les frontières numériques latérales permettent de simuler un milieu infini pour la propagation des ondes sismiques. L'impact des contraintes effectives de confinement est pris en considération dans les valeurs locales des différents modules des matériaux composant le sol en plus de considérer une fonction de réduction de module de forme hyperbolique. Le modèle est soumis à une série de tests de complexité croissante afin de valider sa capacité à :

- 1) évaluer les contraintes à l'intérieur des éléments de sol et leur propagation;
- 2) évaluer la capacité portante d'une fondation;
- 3) reproduire des résultats expérimentaux en condition dynamique obtenus lors d'un essai 1-g (table vibrante) publié;
- 4) évaluer les propriétés dynamiques modifiées de la structure couplée avec le sol sous vibration libre;
- 5) déterminer l'impact du type de formulation pour les frontières artificielles du modèle sur la réponse de la structure.

Étape 3 - Analyses dynamiques non-linéaires

Les analyses dynamiques non-linéaires sont réalisées afin d'étudier non seulement l'impact de la prise en compte de l'IDSS, mais également l'impact du choix de la méthode pour évaluer les effets de l'IDSS. Pour y parvenir, trois types d'analyses distinctes sont réalisées, soit des analyses temporelles non-linéaires sans considération de l'IDSS, des analyses temporelles non-linéaires avec considération de l'IDSS via la méthode des sous-structures et finalement des analyses temporelles non-linéaires avec considération de l'IDSS via la méthode directe. Les analyses réalisées sont davantage conceptuelles, c'est-à-dire qu'elles visent avant tout l'étude de l'impact des choix de modélisations et la comparaison entre les méthodes de calculs que l'étude d'un cas spécifique. Dans les analyses temporelles, l'une des approches de la méthode des sous-structures est de recourir à des ressorts et des amortisseurs pour simuler la flexibilité et l'amortissement du sol, alors que dans la méthode directe le sol est modélisé par un large maillage sous le modèle structural, capable de représenter la flexibilité et l'amortissement du sol. Pour chacune des séries d'analyse, neuf signaux synthétiques et deux accélérogrammes historiques de l'Est du Canada, tous calibrés selon les recommandations du CNBC-2015, sont utilisés. Les accélérations et les déplacements aux étages ainsi que les efforts dans les éléments structuraux sont enregistrés tout au long des analyses.

L'analyse dynamique temporelle non-linéaire de la structure sans considération de l'IDSS ne fait l'objet d'aucune particularité et ne sera conséquemment pas discutée davantage ici.

L'analyse dynamique temporelle non-linéaire de la structure avec considération de l'IDSS via la méthode des sous-structures et la méthode directe présentent plusieurs aspects particuliers. Trois séries d'analyses paramétriques sont réalisées afin d'étudier 1) l'interaction cinématique, soit la différence entre les mouvements de sol en condition de champ libre et les mouvements de sol avec la présence des éléments rigides sans masse composant la fondation, 2) l'impact du choix du type d'amortissement pour les analyses de propagation d'onde et 3) l'impact de la dépendance des modules élastiques du sol aux pressions de confinement provenant du poids de la structure sur le sol et leur impact sur la définition de la fonction d'excitation de fondation

(u_{fim}). La u_{fim} est la sollicitation qui est ensuite appliquée au modèle structural pour l’analyse de l’interaction inertielle.

Pour étudier l’interaction cinématique, plusieurs séries d’analyses dynamiques avec des signaux calibrés sont réalisées pour les conditions suivantes : 1) propagation d’ondes en champ libre et 2) propagation d’ondes dans le sol avec présence des éléments structuraux de la fondation sans masse. La comparaison des accélérations de surface au moyen de spectre de réponse élastique pour ces deux séries d’analyses permet d’étudier le phénomène d’interaction cinématique.

Pour étudier l’impact de l’utilisation d’amortissement visqueux pour simuler l’amortissement hystérotique du sol lors des analyses de propagation d’onde, une analyse comparative entre un modèle numérique simulant la perte d’énergie dans le sol au moyen d’un amortissement visqueux et un modèle numérique utilisant un modèle hystérotique est réalisée. La comparaison entre les résultats est faite en considérant les accélérations calculées à la surface du dépôt sous forme de spectre de réponse.

L’impact de la dépendance du sol aux pressions de confinement sur le calcul de la fonction d’excitation de fondation (u_{fim}) est étudié en considérant une série d’analyses de propagation d’ondes sismiques. Une contrainte est appliquée à la surface du sol pour simuler une charge provenant de la structure. Le sol est, tour à tour, modélisé avec et sans considération de la dépendance des modules due aux contraintes effectives de confinement. La comparaison entre les résultats est faite en considérant les accélérations calculées à la surface du dépôt sous forme de spectre de réponse.

Étape 4 - Analyses comparatives des méthodes de calculs de l’IDSS

L’analyse comparative des résultats des essais paramétriques a pour objectif de vérifier l’impact des hypothèses de la méthode des sous-structures dans le contexte des sols postglaciaires du Québec. Les comparaisons sont réalisées en fonction des accélérations en

surface du sol et dans la structure, des déplacements relatifs (maximum, minimum, absolu) et des efforts de cisaillement et de moment dans les colonnes de la structure.

Étape 5 - Recommandations

Les recommandations sont basées sur les résultats des analyses comparatives et visent à identifier les conditions pour lesquelles l'utilisation de la méthode des sous-structures est adéquate et les conditions pour lesquelles ses limitations rendent le recours à une approche directe nécessaire.

En sus, les analyses visent à évaluer si la considération de l'IDSS entraîne effectivement une réduction conséquente des efforts sismiques dans la structure et si une tendance nette se dégage.

Contributions et originalité du travail

Le travail réalisé dans cette thèse présente plusieurs aspects novateurs, tant au niveau des problématiques considérées qu'au niveau des méthodologies utilisées pour la mise en œuvre. Bien qu'il ne s'agisse pas d'étudier spécifiquement une situation donnée mais d'évaluer l'impact des choix de modélisation dans une optique de comparaison, l'étude se limite à un système spécifique. L'étude de l'IDSS appliquée spécifiquement au contexte des sols et de la réalité sismique de l'Est du Canada est un sujet qui a été relativement peu abordé, mais qui revêt néanmoins un aspect fondamental dans le contexte de l'évaluation sismique de bâtiments existants, mais également, plus largement, dans le contexte d'évaluation du risque sismique pour les constructions existantes et futures.

Une première contribution est la modélisation détaillée d'un dépôt de sol naturel profond à grains fins et sensibles typiques de l'Est du Canada et pour lequel :

- 1) les données géotechniques et géophysiques sont disponibles, détaillées et de qualité;

- 2) plusieurs essais et analyses ont été réalisés de manière indépendante dans les laboratoires de la Commission géologique du Canada et ceux de l'Université Laval;
- 3) la modélisation a été réalisée grâce à une loi de comportement inélastique à multiples surfaces de ruptures prenant en considération la dégradation du module de cisaillement.

Cette modélisation permet d'évaluer le comportement des sols en s'approchant du comportement réel, notamment en considérant la modification de la rigidité en fonction du niveau de contrainte en cisaillement et de la contrainte effective de confinement. Cela mène à un modèle d'analyse des effets de l'IDSS plus précis et plus fiable. Cela permet également d'évaluer l'impact des hypothèses simplificatrices considérant le sol comme un matériau linéaire isotrope présentant un amortissement visqueux qui sont utilisées dans de nombreuses études antérieures sur le sujet.

Une seconde contribution est la modélisation complète de l'IDSS dans le domaine temporel du comportement inélastique du sol et de la structure en prenant en considération les modes supérieurs. Le comportement inélastique de la structure est modélisé au moyen d'une plasticité distribuée (voir section 1.4.2.1) et celui du sol par une loi de comportement multilinéaire multi-surfaces (voir section 1.4.5.4) prenant en compte la perte de résistance du sol en fonction du niveau de confinement.

Une troisième contribution est l'analyse de l'IDSS au moyen d'une série de signaux synthétiques calibrés pour le contexte de l'Est du Canada avec les méthodes les plus à jour ainsi qu'avec une série de signaux historiques de l'Est du Canada. Ces signaux présentent un contenu riche en hautes fréquences comparativement aux signaux typiques de la Californie ou de l'Ouest du Canada qui ont été utilisés dans la majorité des études antérieures sur l'interaction dynamique sol-structure. Leur utilisation, couplée au fait que les conditions géotechniques particulières de l'Est du Canada ont été reproduites pour les analyses, permet d'évaluer l'impact de l'IDSS de manière spécifique dans le contexte de l'Est du Canada et ainsi d'évaluer si les hypothèses et les outils développés dans ce domaine sont directement applicables au Québec.

Le travail réalisé dans le cadre de ce projet de recherche a également mené à la publication de trois articles de conférences (Rioux et al., 2018; Rioux et al., 2019; Rioux et al., 2017).

Limitations

Il convient de noter les limitations suivantes dans le travail accompli dans cette thèse. Premièrement, les modélisations dynamiques ont été réalisées à l'aide de modèles 2D en condition de contraintes planes bien que le modèle soit intrinsèquement un problème tridimensionnel. Il a été mis en évidence (Luco et Hadjian, 1974) que l'utilisation d'un modèle 2D pour représenter l'IDSS tend à surestimer de manière importante l'amortissement radiatif associé aux basses fréquences (Zhang et al., 2008). Ainsi, puisque l'étude est placée dans le contexte géotechnique et sismique de l'Est du Canada, où les séismes sont connus pour avoir un contenu fréquentiel riche et où le contraste d'impédance entre le sol et la roche est important, les conclusions de cette étude ne sont pas nécessairement applicables dans un contexte géotechnique et sismique différent. Il aurait été difficilement réalisable de faire une modélisation tridimensionnelle dans l'état actuel des capacités de calcul. La résolution d'un seul modèle globale sol-structure 2D prend entre 12 et 13 jours. Il faut ensuite traiter l'imposante quantité de données produites pour en faire l'analyse. Considérant qu'il faut faire l'analyse de plusieurs signaux et de plusieurs modèles, une modélisation plus lourde est impossible (à moins de développer un modèle de calcul en parallèle, ce qui représente un projet en soi). La majorité des études sur le sujet ont été réalisées à l'aide de modèles 2D. Puisqu'il s'agit davantage d'une analyse comparative que d'une analyse de modélisation spécifique pour un projet, les résultats sont en mesure de capturer les éléments essentiels de la réponse et permettre d'atteindre les objectifs de la recherche.

Une seconde limitation provient du fait que le sol a été modélisé en condition de contraintes totales, c'est-à-dire que la phase liquide du sol a été ignorée. L'impact de la génération de surpression interstitielle durant le chargement dynamique n'est donc pas considéré. Lors de séismes, il y a génération de pressions d'eau dans le cas des sols pulvérulents et des argiles. Toutefois, la zone impactée étant très importante, les pressions d'eau n'ont pas le temps de se

dissiper et le sol se retrouve en condition de comportement non drainé. Les pressions d'eau réduisent alors les contraintes effectives et mènent à une réduction de la résistance du sol et peuvent entraîner de la liquéfaction. Dans le cas des sols cohérents étudiés ici (argile, argile silteuse, sable argileux), l'impact est moindre. On se retrouve alors dans une condition de chargement rapide où seule la cohésion du sol est reliée à la résistance, c'est-à-dire en condition non drainée ($\Phi=0$). Les problèmes sont alors davantage tournés vers le phénomène de résistance cyclique et de perte de résistance par écoulement.

Une troisième limitation tient au fait que l'interface sol-structure a été modélisée comme étant parfaitement attachée, c'est-à-dire que la structure ne peut pas se détacher du sol. La modélisation des décollements et des impacts dans le contexte de la méthode des éléments finis est un sujet particulièrement complexe qui amène une problématique numérique supplémentaire. Au final, il n'a pas été jugé crucial de modéliser le décollement et l'impact des fondations pour capturer les aspects fondamentaux du problème d'interaction dynamique sol-structure. La raison est que les semelles de fondations sont enterrées à deux mètres sous le niveau du sol dans le modèle de structure considérée et qu'il y a donc peu de chance pour que celles-ci se soulèvent de manière importante. L'aspect crucial demeure la flexibilité additionnelle du sol ainsi que l'amortissement radiatif et hystérotique que le sol de fondation procure.

Une quatrième limitation est reliée aux conditions présentes sur les frontières du modèle. La modélisation d'un domaine infini pour assurer la propagation des ondes est un problème bien connu en dynamique des sols et en interaction sol-structure dans le contexte de la méthode des éléments finis. Théoriquement, l'amortissement radiatif devrait être assuré par des frontières totalement absorbantes, c'est-à-dire qui ne laissent pas rebondir les ondes incidentes qui frappent les frontières numériques du modèle. Toutefois, deux types de conditions doivent ici coexister : 1) conditions frontières nécessaires à la propagation adéquate des ondes sismiques, c'est-à-dire pour le problème de propagation d'ondes dans la colonne de sol et 2) conditions frontières nécessaires pour absorber les ondes provenant de l'oscillation de la structure et transmises au sol par les semelles à l'interface sol-structure. La première condition est

adéquatement prise en considération via la méthode de contrainte des degrés de liberté (TDOF) (Zienkiewicz et al., 1989) alors que la seconde est adéquatement prise en considération via une frontière absorbante visqueuse réalisée au moyen d'amortisseurs (Lysmer et Kuhlemeyer, 1969). Le problème ici est qu'il n'est pas aisé de faire coexister ces deux types de frontières en même temps dans le domaine temporel. Ainsi, seule la condition assurant une propagation adéquate des ondes a été implémentée dans le modèle numérique. L'amortissement radiatif n'est donc pas pleinement modélisé et il s'agit clairement de la limitation la plus importante du présent travail.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

L'objet du présent chapitre est de présenter l'état de l'art dans le domaine de l'Interaction-Dynamique-Sol-Structure (IDSS) et de l'analyse sismique de bâtiments existants. Le chapitre traite notamment des normes et directives pour l'évaluation sismique ainsi que des exigences réglementaires actuellement en vigueur au Québec pour l'analyse sismique de bâtiments. Les méthodologies d'évaluation de l'IDSS, les différentes méthodes d'analyses numériques et leurs particularités (méthodes d'applications de séismes dans les modèles numériques, amortissements, fréquences parasites et schémas d'intégrations) ainsi que les particularités géotectoniques de l'Est du Canada sont également abordées.

1.1 Évaluation et analyse sismique de bâtiments

1.1.1 Évaluation sismique de bâtiments existants

Il existe essentiellement deux documents normatifs pouvant être utilisés pour procéder à l'évaluation sismique d'une structure existante au Québec. Le premier est l'ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014), une norme américaine dévolue exclusivement à l'évaluation et à la réhabilitation de structures existantes. L'ASCE/SEI 41-13 permet de standardiser l'évaluation de bâtiments existants et permet également d'éviter d'utiliser les critères de conceptions normatifs provenant de codes de construction dévolus aux nouvelles constructions comme base d'évaluation de bâtiments existants. La norme ASCE/SEI 41-13 propose des recommandations relatives à la modélisation de l'IDSS. Notons que ces recommandations sont issues de la méthode des sous-structures. La norme stipule que les effets de l'IDSS doivent être évalués dans les bâtiments où l'allongement de la période causée par l'IDSS amène à une augmentation des accélérations spectrales. Pour les autres bâtiments, les effets de l'IDSS n'ont pas à être évalués.

Le second document est le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) (CNRC, 2015), qui détaille les exigences pour les nouvelles constructions. Il est possible d'utiliser ces exigences comme référence pour l'évaluation des structures existantes en s'appuyant sur le Commentaire L du Guide de l'utilisateur du CNBC-2015. Celui-ci propose une approche moins sévère que l'application directe du CNBC-2015 et s'inspire de la méthodologie proposée dans l'ASCE/SEI 41-13.

1.1.1.1 ASCE/SEI 41-13

La norme ASCE/SEI 41-13 propose une procédure à trois niveaux d'exigences croissantes pour les évaluations. Les évaluations de niveau I sont des vérifications sommaires, consistant à la vérification d'une série de critères permettant une expertise rapide des éléments structuraux, non-structuraux, des fondations et des risques géologiques. Les évaluations de niveau II sont adéquates pour l'analyse de bâtiments de petite taille, réguliers ou pour ceux dont les déficiences sont relativement bien comprises et pour lesquelles les techniques de réhabilitation sont généralement directes. Les évaluations de niveau III sont des méthodes d'analyse plus complexes qui peuvent être utilisées à tout moment et notamment pour améliorer l'étude des déficiences potentielles identifiées lors d'évaluation de niveau I et II. Bien que les évaluations de niveau III soient onéreuses en terme de ressources (temps, argent, expertise professionnelle), elles peuvent résulter dans des économies de construction égales à plusieurs fois leurs coûts. Peu importe la méthode d'évaluation considérée, la première étape consiste à définir des objectifs de performances.

Les objectifs de performances sont définis par la combinaison de *cibles de performances* pour le bâtiment et un niveau de *risque sismique*. Les cibles peuvent être basses, augmentées, limitées ou partielles. Dans les analyses de niveau I et II, la performance exigée est définie en se basant sur les Objectifs de base pour les bâtiments existants (BPOE - « *Basic Performance Objective Existing Buildings* »). L'ASCE/SEI 41-13 ne discute pas spécifiquement de la manière de choisir les BPOE et renvoie le lecteur à la norme FEMA 274 (FEMA, 1997).

L'ASCE/SEI-41-13 ne recommande pas non plus de niveau de risque sismique, mais renvoie le lecteur aux normes applicables pour son bâtiment.

Les dommages aux bâtiments répondant aux critères BPOE sont anticipés être faibles lors d'événements fréquents et d'intensité modérée. Toutefois, lors de séismes importants, les dommages potentiels et les pertes économiques devraient être significatifs. Les bâtiments réhabilités au BPOE subiront des dommages supérieurs aux bâtiments conçus selon les normes actuelles. Trois raisons principales expliquent ce fait :

- 1) cela assure que les bâtiments récents ne sont pas immédiatement classifiés comme déficients dès que le code de construction change et devient plus conservateur;
- 2) un bâtiment existant a une durée de vie résiduelle plus faible qu'un bâtiment neuf;
- 3) le coût nécessaire à l'atteinte d'un niveau de performance équivalent à celui des nouveaux bâtiments est souvent disproportionné par rapport aux bénéfices incrémentaux.

Les cibles de performances pour le bâtiment sont elles-mêmes séparées en deux catégories, soient les *performances structurales* et *non structurales*. Les cibles de performances pour le bâtiment sont des niveaux de dommages spécifiques. Les choix proposés dans l'ASCE/SEI 41-13 sont faits considérant leurs conséquences identifiables associées aux dispositions post événement et leurs impacts sur la communauté et le bâtiment.

Pour l'application des forces sismiques, l'ASCE/SEI 41-13 exige que les structures soient évaluées selon leurs directions orthogonales permettant d'assurer une résistance adéquate du bâtiment. L'amortissement recommandé est de 5 % pour les analyses linéaires alors qu'une limite de 3 % est fixée pour les analyses non-linéaires. Les effets verticaux des séismes ne doivent pas systématiquement être considérés à moins que la demande structurale induite par les charges de gravité seules n'atteigne ou ne dépasse 80 % de la résistance nominale des éléments structuraux. Dans ce cas, il n'est pas nécessaire de coupler l'impact horizontal et vertical des séismes. L'ASCE/SEI 41-13 stipule que les analyses statiques sont adaptées aux bâtiments pour lesquels l'impact des modes supérieurs est faible et qui ne présentent pas d'irrégularité.

La période fondamentale (T) de la structure peut être déterminée par les méthodes analytiques ou les méthodes empiriques. Au niveau analytique, il s'agit de résoudre l'équation caractéristique du problème aux valeurs propres. Au niveau empirique, la norme propose la relation suivante :

$$T = C_t h_n^\beta \quad (1.1)$$

où C_t dépend du type de système de résistance aux forces latérales (0,018 pour un cadre en béton armé résistant aux moments), h_n est la hauteur (en pieds) du bâtiment et β est un facteur qui dépend du matériau structural (0,9 pour le béton). L'équation équivalente du CNBC-2015 pour une ossature résistant au moment est donnée par l'équation (1.2), où h_n est la hauteur en mètres :

$$T = 0.075 h_n^{3/4} \quad (1.2)$$

Tisher (2012) a développé une relation alternative pour les cadres en béton armé tenant compte de la présence des murs de remplissage en maçonneries, un élément fréquemment utilisé dans les années 1970 (Tischer et al., 2012) :

$$T = (0.035 \pm 0.007)(h_n)^{3/4} \quad (1.3)$$

où h_n est la hauteur en mètres du bâtiment.

La force de cisaillement à la base est définie à l'aide d'un spectre de réponse ajusté selon la catégorie d'emplacement sismique. Il existe cinq différentes catégories d'emplacement dans la norme ASCE/SEI 41-13, présentées au Tableau 1.1. Le CNBC-2015 adopte la même définition des catégories d'emplacement et les valeurs limites des deux codes sont quasi identiques.

Tableau 1.1 Comparaison des catégories d'emplacements
ASCE/SEI 41-13 et du CNBC 2015

Catégorie	Descriptif	V_s ASCE/SEI 41-13 pieds /sec	V_s CNBC 2015 m/sec	Indice N_{60}	Résistance cisaillement non drainée
A	Roc dur	> 5000	> 1500	s/o	s/o
B	Roc	$2\ 500 < V_s < 5\ 000$	$760 < V_s \leq 1\ 500$	s/o	s/o
C	sol très dense roc tendre	$1\ 200 < V_s < 2\ 500$	$360 < V_s < 760$	> 50	$s_u > 2\ 000$ lb/ft^2 ($s_u > 100\ \text{kPa}$)
D	Sol raide	$600 < V_s < 1\ 200$	$180 < V_s < 360$	$15 \leq N_{60} \leq 50$	$1\ 000 < s_u \leq 2\ 000\ \text{lb}/\text{ft}^2$ ($50 < s_u \leq 100\ \text{kPa}$)
E	Argile (10m et plus)	PI>20 ; w>40 %; ou $V_s < 600$	$V_s < 180$ Tout profil de plus de 3m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : • PI > 20 • w \geq 40 % • $s_u < 25\ \text{kPa}$	<15	$s_u < 500\ \text{lb}/\text{ft}^2$ ($s_u < 50\ \text{kPa}$)
F		Analyse particulière (risque liquéfaction, argile organique, argile très plastique, dépôt profond d'argile molle).			

1.1.1.2 Commentaire L du CNBC 2015

Le commentaire L du CNBC-2015 propose trois niveaux d'évaluation et de mise en conformité. Les évaluations de niveau 1 sont associées à des mises en conformité volontaires minimales en matière de résistance sismique. Une évaluation du système de résistance aux forces sismiques (SRFS) doit être effectuée et les faiblesses, comme les étages faibles et les discontinuités du SRFS doivent être soulevées. Le recours aux valeurs de la réponse spectrale de l'accélération correspondant à 0,5 fois celles ayant une probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans (1/1 000 par année) est suggéré. Dans les analyses de niveau 2, il est suggéré d'utiliser des probabilités de dépassement de 10 % en 50 ans (1/475 par année) alors que pour les analyses de niveau 3, on suggère des probabilités de dépassement de 5 % en 50 ans (1/1 000 par année).

1.1.2 Analyse sismique des structures

1.1.2.1 Exigences normatives de la province du Québec

De manière officielle, en date du 17 novembre 2017, la Loi sur le bâtiment du Québec stipule que le « code » du bâtiment en usage est le Code national du bâtiment – Canada 2010 (CNRC, 2010), première impression, publiée le 29 novembre 2010 par la Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies du Conseil national de recherches du Canada, excluant toutes modifications ultérieures pouvant être publiées par cet organisme sauf les errata.

Toutefois, puisque la publication de l'édition 2015 du CNBC devrait éventuellement être intégrée dans la loi québécoise, les exigences normatives discutées à la présente section font référence à l'édition 2015 du CNBC (CNRC, 2015). Le CNBC-2015 prévoit quatre types d'analyses dynamiques, soit :

- 1) l'analyse dynamique via la méthode de la force statique équivalente (art. 4.1.8.11);
- 2) l'analyse dynamique linéaire modale (art. 4.1.8.12);
- 3) l'analyse dynamique linéaire par intégration temporelle (art. 4.1.8.12);

4) l'analyse dynamique non-linéaire par intégration temporelle (art. 4.1.8.12).

1.1.2.2 Méthode d'analyse dynamique via la méthode de la force statique équivalente

La méthode d'analyse dynamique de la force statique équivalente présentée dans le CNBC-2015 s'applique aux bâtiments de formes régulières répondant à certains critères permettant d'assurer que la réponse dynamique de ces structures est dominée par le premier mode vibratoire. Cette approche simplifiée est similaire à l'approche de l'ASCE/SEI 41-13. Elle vise le calcul d'un cisaillement à la base et une distribution sur la hauteur du bâtiment des efforts latéraux.

1.1.2.3 Méthode d'analyse dynamique linéaire modale

Le CNBC-2015 stipule que le bâtiment doit être représenté par un modèle de structure qui satisfait aux exigences du paragraphe 8) de l'article 4.1.8.3. Ce paragraphe mentionne que le modèle doit être représentatif de l'ordre de grandeur, de la répartition spatiale de la masse du bâtiment et de la rigidité de tous les éléments du SRFS, y compris les éléments rigides qui ne sont pas isolés. Le modèle doit aussi tenir compte des effets suivants : l'effet des sections fissurées dans le béton armé et les éléments de maçonnerie, l'effet des éléments et assemblages de tailles finis, les effets d'oscillations causés par l'interaction des charges dues à la pesanteur et de la configuration déplacée de la structure et d'autres effets ayant une incidence sur la rigidité latérale des bâtiments.

Le paragraphe 2) de l'article 4.1.8.12 du CNBC-2015 stipule que les valeurs de l'accélération spectrale utilisées lors de l'analyse modale du spectre de réponse sont les valeurs de l'accélération spectrale de calcul, $S(T)$, décrites au paragraphe 4.1.8.4 9) du CNBC-2015.

La valeur calculée du cisaillement à la base (V_d) provenant des analyses dynamiques, qu'elle soit modale, par intégration linéaire temporelle ou non-linéaire, ne peut être inférieure à 80 %

du cisaillement à la base calculée via la méthode de la force statique équivalente (V) (art. 4.1.8.12 paragraphe 8) CNBC-2015).

1.1.2.4 Méthode d'analyse dynamique linéaire par intégration temporelle

Comme dans le cas de la méthode d'analyse dynamique linéaire modale présentée à la section 1.1.2.3, le CNBC stipule que le bâtiment doit être représenté par un modèle de structure qui satisfait aux exigences du paragraphe 8) de l'article 4.1.8.3.

De plus, le paragraphe 3) de l'article 4.1.8.12 du CNBC-2015 stipule que les valeurs temporelles des mouvements du sol utilisées doivent être compatibles avec un spectre de réponses obtenues à partir des valeurs de l'accélération spectrale de calcul, $S(T)$, décrit au paragraphe 4.1.8.4 9).

1.1.2.5 Méthode d'analyse dynamique non-linéaire par intégration temporelle

L'analyse dynamique non-linéaire est similaire à l'analyse linéaire à la différence près que suite à la réalisation d'un pas de temps les modules des matériaux sont mis à jour afin de tenir compte du niveau de contraintes dans l'élément.

L'analyse non-linéaire est en ce sens une série d'analyses linéaires pour lesquelles les valeurs des modules sont mises à jour. L'impact du pas de temps sur la stabilité de ce genre d'analyses est dès lors crucial puisque la courbe contrainte-déformation est approximée par une série de petits segments linéaires. Un pas de temps trop long peut mener à des erreurs numériques importantes ou à une singularité numérique qui conduit à l'avortement de l'analyse. Il n'existe pas de critères a priori permettant d'assurer une stabilité pour les analyses dynamiques temporelles non-linéaires.

1.1.2.6 Rigidité effective dans les analyses linéaires

Les analyses réalisées suivant la méthode de la force statique équivalente ou de l'analyse dynamique élastique (modale ou temporelle) sont des analyses linéaires, c'est-à-dire que les valeurs de rigidité des sections structurales ne changent pas durant l'analyse. Or, puisque la plastification des sections est admise sous l'effet de séismes d'intensités fortes à modérés, il importe de tenir compte de la réduction de la rigidité y étant associée. Cette réduction de rigidité se traduit par une réduction des efforts attribués à la structure, mais par de plus grands déplacements (Pique et Burgos, 2008).

Bien que la non-linéarité soit admise dans les critères de conception du CNBC-2015, le document ne comporte aucune recommandation ni critère afin d'évaluer la rigidité effective suivant la plastification. La norme ASCE/SEI-41-13 contient des recommandations concernant la rigidité effective des sections. Pour le béton armé par exemple, le tableau 10.5 de l'ASCE/SEI 41-13 contient des recommandations pour les poutres, les colonnes, les joints poutres-colonnes, les dalles et les murs. D'autres approches, telles des approches itératives, ont été proposées pour tenir compte de la rigidité effective des sections (Priestley, 2003). L'approche de l'ASCE/SEI 41-13 a l'avantage d'être simple et directe au niveau de son application.

1.1.2.7 Intégration numérique directe et pseudo élasticité

Dans cette approche, le système est résolu par intégration directe de l'équation du mouvement pour des intervalles de temps prescrits. Suivant les commentaires de Paultre (2005) l'approche par intégration exacte de fonction de chargement linéaire par morceau devrait être préconisée pour les systèmes linéaires à un degré de liberté puisqu'elle est la méthode la plus économique et la plus précise des méthodes d'évaluations numériques (ex. : Méthode des différences centrées, Newmark), elle ne présente aucun problème de stabilité et n'induit aucun amortissement numérique. C'est une méthode exacte pour les tremblements de terre dont les accélérogrammes sont définis par une série de points discrets (Paultre, 2005).

Dans le cas des systèmes à plusieurs degrés de liberté, trois considérations importantes doivent être observées avec, soit : 1) la cohérence de la solution, 2) la stabilité numérique et, 3) le taux d'amortissement dû au schéma d'intégration.

La cohérence de la solution fait référence au fait que la solution doit converger vers la solution exacte quand on réduit le pas de temps utilisé dans le schéma d'intégration (Hersch, 1958). La stabilité numérique représente la capacité du système à demeurer stable malgré la présence d'erreurs d'arrondi. L'amortissement dû au schéma d'intégration doit être considéré avec attention puisque les méthodes de résolution numériques injectent parfois de l'amortissement dans le système alors que les modèles d'éléments finis génèrent des hautes fréquences parasites.

Le reste de la section se concentre sur les détails relatifs à la méthode de Newmark. Il s'agit d'une méthode largement utilisée dans la littérature qui permet d'obtenir une bonne stabilité. Cette méthode nécessite d'être couplée avec un algorithme de résolution. En général, il s'agit de l'algorithme de Newton, quoique d'autres algorithmes sont également disponibles, telles la méthode de Broyden–Fletcher–Goldfarb–Shanno (BFGS), la méthode de Krylov–Newton, etc. (Denis, 1976).

La méthode de Newmark est une méthode pouvant être implicite, puisque sa résolution dépend de la solution au pas de temps courant, ou explicite, c'est-à-dire dont la résolution ne dépend pas de la solution du pas de temps courant. C'est le choix des coefficients γ et β qui détermine si la méthode est implicite ou explicite. Lorsque $\frac{1}{2} \leq \gamma$ et $2\beta \leq \gamma$ la méthode est dite implicite et est conditionnellement stable. La méthode nécessite de choisir la valeur de deux coefficients, soit les coefficients γ et β . Dans sa formulation classique, les paramètres prennent, respectivement, des valeurs de $\frac{1}{2}$ et de $\frac{1}{4}$, lorsqu'on considère la méthode d'accélération moyenne ou encore $\frac{1}{2}$ et $1/6$ dans la méthode d'accélération linéaire. Un choix de valeurs alternatives de 0,6 et 0,3205 permet de limiter la génération de fréquences parasites provenant de la méthode lorsque les coefficients classiques de 0,5 et 0,25 sont utilisés (Torabi et Rayhani, 2014b). Afin d'assurer la stabilité de la méthode, le pas de temps minimum utilisé (T_{min}) doit

être plus petit que le pas de temps critique. Ce pas de temps est déterminé via la relation suivante :

$$\Delta t_{cr} = \frac{T_{min}}{2\pi\sqrt{\gamma/2 - \beta}} \quad (1.4)$$

Lorsque la valeur choisie est de $\frac{1}{2}$ et de $\frac{1}{4}$, la méthode est inconditionnellement stable pour l'analyse de système linéaire. La condition de stabilité inconditionnelle n'existe toutefois pas dans les analyses de systèmes non-linéaires.

1.2 Interaction dynamique sol-structure

1.2.1 Généralités

L'IDSS est un phénomène complexe qu'il est difficile de définir sans donner une longue explication du phénomène (Kausel, 2010). Une manière simple de voir le phénomène est de considérer que l'IDSS est la différence de comportement entre, d'une part, une structure théorique pour laquelle les fondations sont encastrées, et de l'autre, la même structure, mais pour laquelle l'effet du sol sur les fondations est pris en considération.

La Figure 1.1 a) montre une structure de bâtiment telle qu'elle est habituellement considérée lors du processus d'analyse sismique dans la pratique. Le modèle structural complet est défini, et lorsque les fondations sont atteintes, le sol n'est pas pris en considération. La structure repose sur une surface fixe et indéformable. Le modèle représente la masse (M) de la structure, sa rigidité (K), un niveau d'amortissement (β) ainsi que sa fréquence angulaire ($\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$) qui dépend de M et de K . Comme toute structure est en réalité construite sur du sol, ce modèle est en fait une simplification du problème réel.

La Figure 1.1 b) montre le même modèle structural, mais incluant cette fois le sol. La prise en considération du sol n'a pas d'impact sur la masse de la structure. Elle a toutefois un impact sur la rigidité du système, car la structure n'est plus reliée à une surface indéformable, mais plutôt à un médium, le sol, qui possède sa propre rigidité (qui dépend du type de sol). La prise en considération du sol a donc comme effet de réduire la rigidité du système. Incidemment, si une force latérale est appliquée au modèle structural de la Figure 1.1 a) et que la même force latérale est appliquée au modèle structural de la Figure 1.1 b), les déplacements du modèle de la Figure 1.1 b) seront plus élevés. L'impact de cette réduction de la rigidité se traduit au niveau de la fréquence angulaire du système, et par un allongement ou augmentation de la période. Lorsque la forme du spectre de design normatif du code national du bâtiment est considérée, cet allongement de la période se traduit à peu près toujours par une réduction des accélérations spectrales appliquées à la structure.

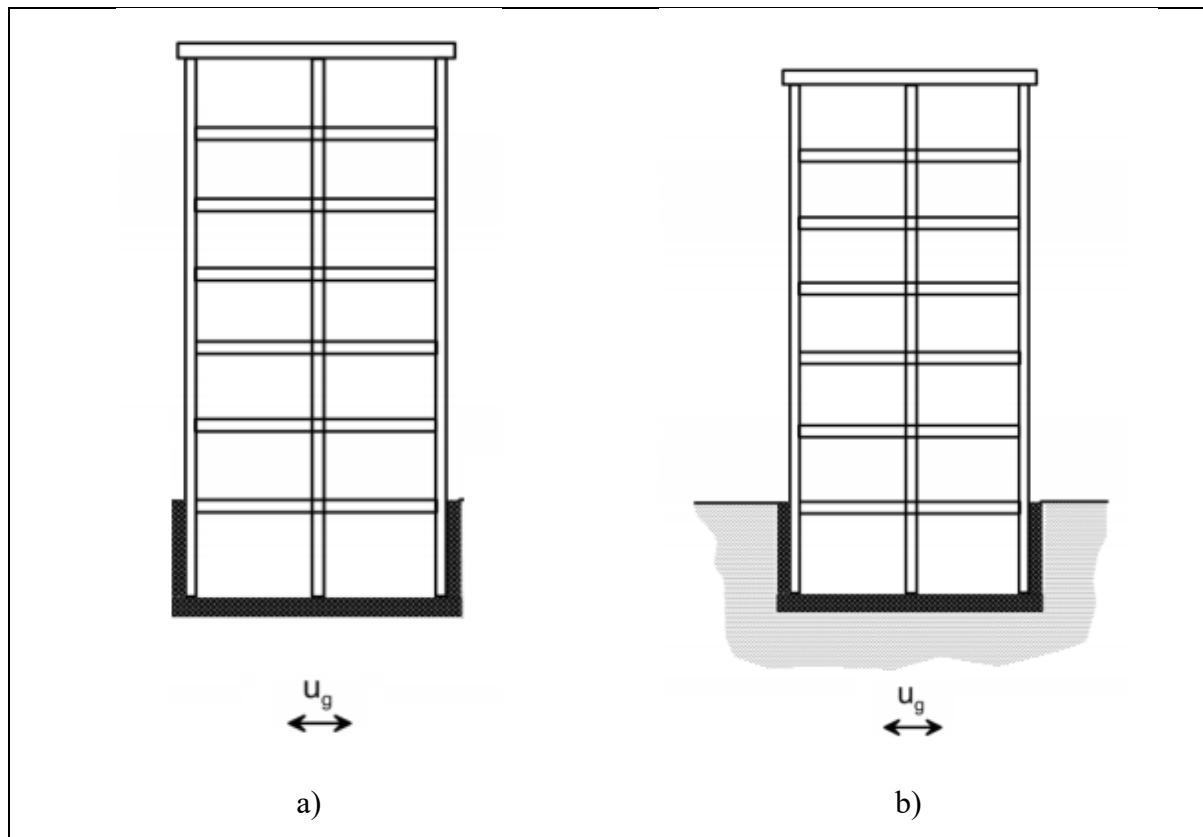


Figure 1.1 Illustration d'une structure à base a) fixe et b) flexible (Stewart et al., 2012)

Il apparaît important ici de préciser que le spectre de réponse que l'on pourrait qualifier de « réel » d'un signal sismique quelconque n'a pas nécessairement la forme du spectre de conception normatif du CNBC. Ainsi, pour un signal donné, l'allongement de la période ne se traduira pas nécessairement par une réduction de la valeur de l'accélération spectrale associée. Toutefois, puisque c'est bien le spectre normatif qui est utilisé au moment de la conception, du point de vue du concepteur praticien, un allongement de période se traduit par une réduction des accélérations.

Le second impact de la présence du sol se fait sentir au niveau de l'amortissement global du système. Le sol contribue à dissiper l'énergie de la structure lorsque celle-ci vibre via deux mécanismes. Dans un premier temps, la déformation plastique dans le sol dissipe de l'énergie par amortissement hystérotique. En parallèle, la vibration de la structure libère des ondes aux extrémités des semelles via un mécanisme de dissipation radiatif. La prise en considération du sol a donc généralement comme impact d'augmenter le niveau d'amortissement de la structure.

Il n'est donc pas surprenant que le phénomène d'IDSS ne soit pas inclus dans le processus de design de structure, car il est perçu comme étant un mécanisme bénéfique. Considérant qu'il est complexe d'en évaluer les effets, ignorer l'IDSS est attrayant. La question est toutefois inversée lorsqu'on s'intéresse au processus d'évaluation sismique de structure existante, où une réduction des effets des séismes peut mener à réduire les coûts de réhabilitations d'une structure à l'étude. L'IDSS est ainsi perçue, dans ce contexte, comme un mécanisme potentiellement en mesure d'optimiser les investissements dédiés à la réhabilitation du parc d'infrastructure et il importe d'être capable d'évaluer ses impacts.

Il existe essentiellement deux méthodes de modélisation de l'IDSS, soit la méthode dite des *sous-structures* (Lysmer et al., 1975) et la méthode *directe* (NIST, 2012; Wolf, 1991).

1.2.2 Modélisation de l'IDSS - Méthode des sous-structures

L'IDSS est un phénomène complexe et il a rapidement été proposé d'en modéliser les effets en découplant le problème en une série de sous-problèmes spécifiques. Le découplage du problème en une série de sous-problèmes se base sur l'hypothèse que les différents systèmes ont un comportement linéaire, ce qui permet d'appliquer le principe de superposition des effets. En supposant que la fondation est rigide, Kausel (1978) propose de solutionner le problème en trois étapes distinctes :

- 1) déterminer le mouvement de la fondation sans prise en considération de sa masse sous l'effet du signal sismique provenant de l'analyse de propagation d'ondes (*interaction cinématique*);
- 2) déterminer les valeurs des coefficients d'amortissement à appliquer aux amortisseurs et de rigidité à appliquer aux ressorts qui supportent le modèle structural;
- 3) calculer la réponse de la structure supportée par les ressorts de l'étape 2 sous l'effet de l'excitation déterminée à l'étape 1 (*interaction inertielle*).

Cette manière de modéliser l'IDSS est présentée comme étant la méthode des sous-structures (NIST, 2012). Les effets d'interactions sont alors scindés en deux effets spécifiques, soit l'*interaction cinématique* (étape 1) et l'*interaction inertielle* (étape 3).

L'étude des structures couplées sol-structures s'est réalisée dans un premier temps au moyen de l'approche par sous-structures et d'un modèle couplé possédant $n+2$ degrés de liberté, connu sous le nom de modèle de Parmelee (Parmelee, 1967). Dans ce modèle, chaque étage possède un degré de liberté en translation horizontale, la fondation possède un degré de liberté en translation et l'ensemble du système possède un degré de liberté en rotation. Il a ensuite été proposé de simplifier le modèle en éliminant les degrés de liberté de la fondation suivant la mise en évidence de leur faible influence relative sur la réponse globale du système (Jennings et Bielak, 1973). Il a été démontré subséquemment que, pour une structure répondant majoritairement dans son premier mode, l'on pouvait réduire ce système à un oscillateur élastique à un degré de liberté dans une large gamme de fréquences (Bielak, 1974; Elghadamsi

et Mohraz, 1987; Veletsos et Meek, 1974). L'étude de ces systèmes est basée sur certaines hypothèses simplificatrices; i) sol idéalisé comme un demi-espace élastique homogène, ii) comportement structural élastique, iii) fondation attachée au sol.

L'approche par la méthode des sous-structures a été validée grâce à des bâtiments instrumentés soumis à des tremblements de terre (NIST, 2012; Stewart et al., 1999). Il est ressorti de ces observations que le facteur le plus important contrôlant l'interaction inertielle est le coefficient de rigidité sol-structure et que, lorsque ce coefficient est inférieur à 0,1, l'IDSS inertielle est négligeable. C'est le cas de structures souples localisées sur des sols rigides (roc, sol dur). À l'opposé, l'IDSS inertielle peut être significative pour les structures rigides, tels les murs de cisaillement ou les cadres contreventés localisés sur des sols mous (NIST, 2012), tels que vus à la Figure 1.2. L'impact de l'IDSS dépend également de l'élancement de la structure et sera différent pour une structure différente ou pour un dépôt de sol différent.

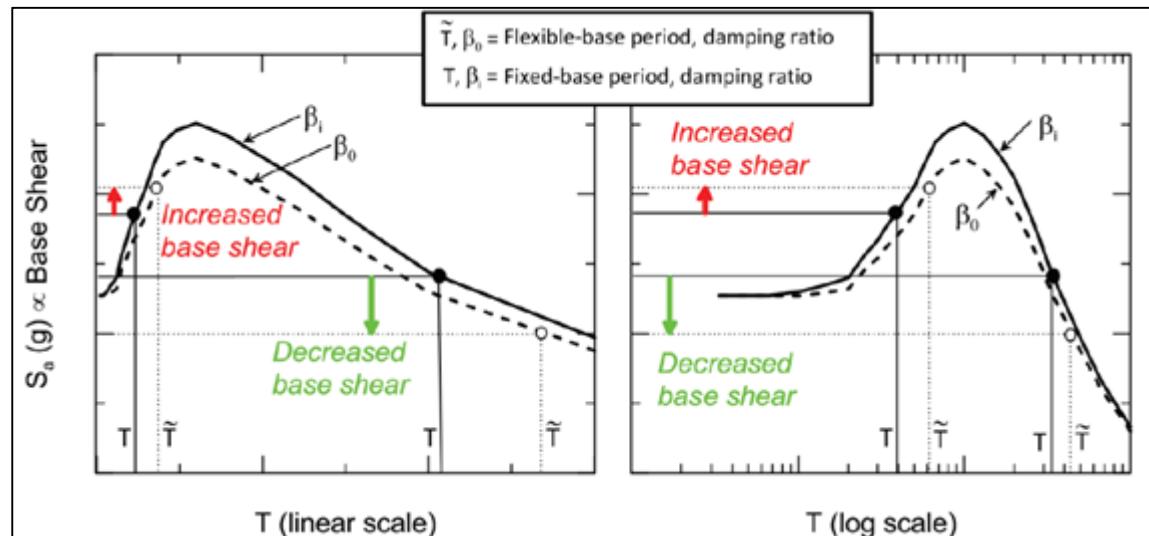


Figure 1.2 Illustration de l'interaction inertielle sur l'accélération spectrale associée à l'allongement de la période
Tirée du rapport du NIST (2012)

La majorité des analyses d'IDSS réalisées en pratique recourent à la méthode des sous-structures et aux solutions analytiques dérivées dans la littérature. Le système est alors

généralement résolu dans le domaine fréquentiel (Amorosi et al., 2017), ce qui implique des analyses linéaires

1.2.2.1 Méthode linéaire équivalente

Dans la méthode des sous-structures, la non-linéarité des sols est généralement traitée en utilisant la méthode linéaire équivalente (Idriss et Seed, 1968). Dans cette approche, la réduction du module de cisaillement (G) et l'effet de l'amortissement du sol sont pris en compte en déterminant un module de cisaillement équivalent (G_{eq}) et un ratio d'amortissement équivalent (λ_{eq}). L'estimation de la valeur de G_{eq} et de λ_{eq} se base sur le nombre de cycles hystérotiques contraintes-déformations (Figure 1.3).

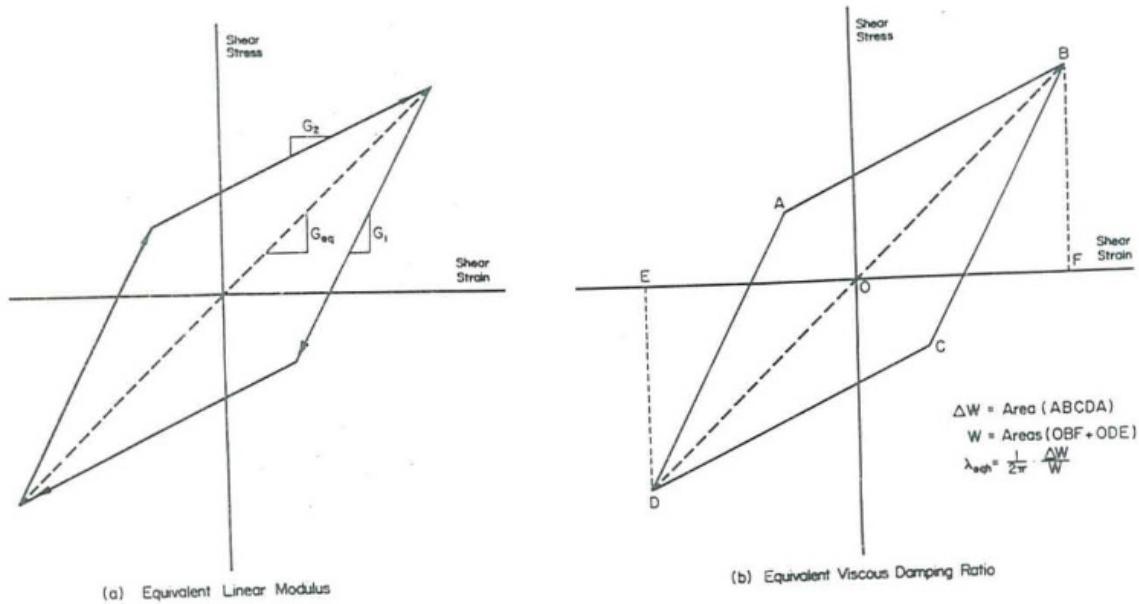


Figure 1.3 Évaluation des paramètres linéaires équivalents à partir d'une relation contraintes-déformations

Tirée de Seed et Idriss (1968)

Lorsque plusieurs cycles contraintes-déformations de différentes amplitudes sont présents, la valeur de G_{eq} est alors la moyenne de la valeur pour chaque cycle. Il convient de noter que l'utilisation de l'approche linéaire équivalente implique comme hypothèse que le

comportement du sol est linéaire-élastique et qu'il répond majoritairement dans son premier mode vibratoire si bien qu'on pourrait le considérer comme un système à un degré de liberté. La méthode linéaire équivalente a été implémentée dans plusieurs logiciels informatiques pour réaliser des analyses dans le domaine fréquentiel (SHAKE (Schnabel et al., 1972)) et dans le domaine temporel (QUAD-4, (Idriss et al, 1973)) ainsi que pour des analyses tridimensionnelles d'IDSS dans le domaine fréquentiel (SASSI, (Lysmer et al., 1988)). L'approche linéaire équivalente est toujours largement utilisée dans la pratique de l'ingénierie (Bolisetti et al., 2018; Bolisetti et al., 2014).

Plusieurs études présentant des comparaisons entre les résultats de l'approche linéaire équivalente et de vrais méthodes non-linéaire (Finn et al., 1993; Joyner et Chen, 1975; Mohammadioun et Pecker, 1984) ont montré que « *the equivalent-linear method exhibits significant discrepancies from true nonlinear techniques for the largest accelerations* » (Beresnev et Wen, 1996). Ces valeurs d'accélérations sont estimées être légèrement supérieures à 0,1g à 0,2g (Ghlamallah, 2000). Notons que les accélérations maximales au sol (PGA) pour les villes de Montréal et Québec sont avoisinantes de 0,3g et 0,37g respectivement. Dans ce contexte, l'applicabilité de la méthode linéaire équivalente pour l'étude de l'IDSS dans l'Est du Canada soulève certaines questions.

1.2.2.2 Interaction cinématique

L'interaction cinématique provient de la modification de la sollicitation par rapport à une condition en champ libre, due, entre autres, à l'incohérence des ondes sismiques ainsi qu'à l'incapacité des éléments de fondation d'accommoder les déformations du sol lors du passage des ondes. Cette interaction nécessite, pour être importante, que les dimensions de la fondation soient du même ordre de grandeur que la longueur d'onde principale du signal (Ciampoli et Pinto, 1995). Cette interaction est plus marquée pour les fondations enlisées et les fondations profondes tels les pieux (Amorosi et al., 2017).

1.2.2.3 Interaction inertielle

L’interaction inertielle produit deux impacts principaux, soit *l’allongement de la période fondamentale* du système en plus d’une *modification de l’amortissement global du système*. L’étude des structures couplées sol-structures, via la méthode des sous-structures, et où la structure est réduite à un système à un oscillateur élastique à un degré de liberté (voir Section 1.2.2) permet d’identifier les principaux paramètres ayant une influence sur ces deux phénomènes.

Au niveau de l’allongement de la période, les travaux de Bielak (1974) et de Veletsos et Nair (1975), rapportés par le rapport du *National Institute of Standards and Technology* (NIST) (NIST, 2012), ont mis en évidence que les facteurs adimensionnels suivants contrôlent l’allongement de la période :

$$\frac{h}{V_s T} \quad \frac{h}{B} \quad \frac{B}{L} \quad \frac{m}{\rho_s 4BLh} \quad \nu$$

Le terme h représente la hauteur du premier mode vibratoire pour une structure répondant principalement dans son premier mode, estimée à $\frac{2}{3}H$, où H est la hauteur totale du bâtiment.

Les termes B et L sont des facteurs de dimensions de la fondation et représentent respectivement la demi-dimension en largeur et en longueur de celle-ci (Figure 1.4).

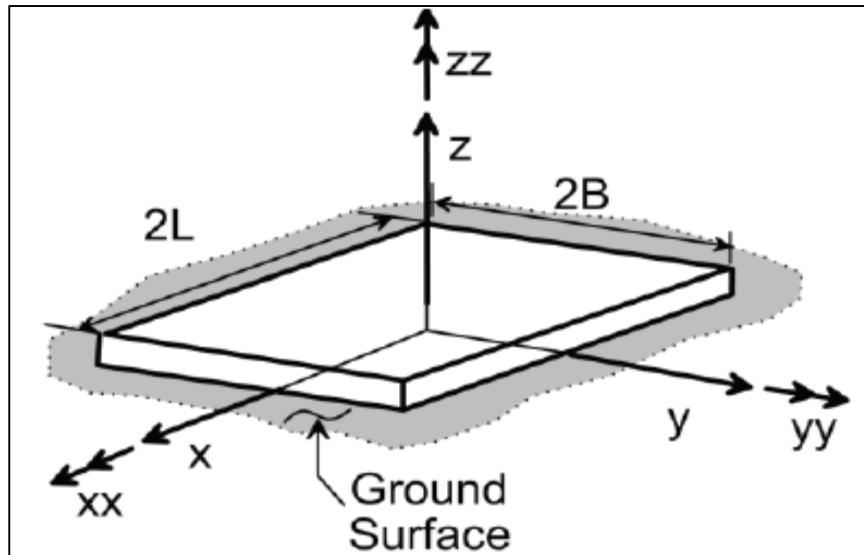


Figure 1.4 Schéma de fondation avec facteur de dimension

L et B

Tirée du rapport du NIST (2012)

Le terme m est la masse (ou masse modale effective), V_s la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol, T la période fondamentale de la structure et le terme ρ_s est la masse volumique du sol sous la fondation.

Le facteur $\frac{h}{V_s T}$, présenté comme le ratio de rigidité sol-structure, est le facteur ayant la plus grande influence sur l'allongement de la période. Il a été mis en évidence que lorsque ce facteur est inférieur à 0,1 pour les systèmes de résistance aux moments et approximativement 0,1 et 0,5 pour les murs de cisaillement et les cadres contreventés, l'impact de l'interaction inertielle sur l'allongement de la période est négligeable (NIST, 2012; Stewart et al., 1999).

L'impact de l'IDSS sur la période croît de manière importante avec l'augmentation du ratio de rigidité sol-structure (Figure 1.5).

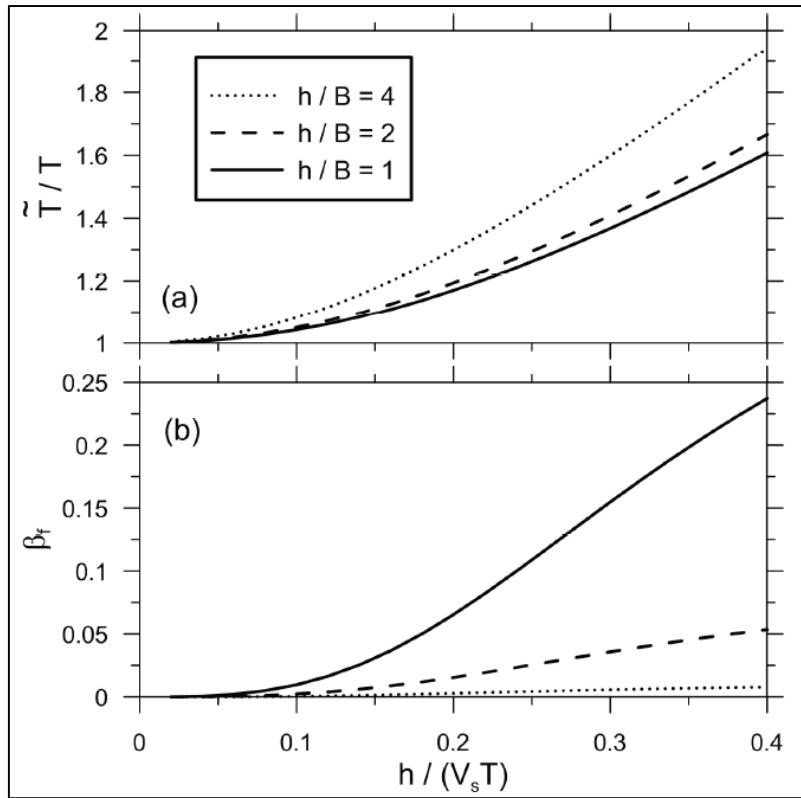


Figure 1.5 Impact du ratio de rigidité sol-structure sur
l'allongement de la période
Tirée du rapport du NIST (2012)

À la Figure 1.5, l'augmentation du ratio h/B est corrélée avec une augmentation de l'allongement de la période. Ceci semble suggérer que les effets d'interactions inertielles augmentent avec l'augmentation de la taille d'une structure, ce qui n'est pas le cas, puisque les structures élevées tendent à avoir un ratio de rigidité sol-structure plus faible et que ce dernier a un plus grand impact sur l'interaction inertuelle (NIST, 2012).

Au niveau de l'amortissement, tel que vu à la Figure 1.5, il y a une corrélation entre le ratio de rigidité sol-structure et l'augmentation de l'amortissement de fondation, β_f . L'amortissement de fondation est composé de deux parties, soit 1) l'*amortissement radiatif* et 2) l'*amortissement hystérétique* (NIST, 2012) provenant des déformations plastiques du sol. L'amortissement de fondation contribue directement à l'amortissement global du système à base flexible :

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{1}{(\hat{T}/T)^n} \beta_i \quad (1.5)$$

où \hat{T} est la période du système à base flexible, n est un coefficient pris égal à trois pour le cas où β_i , l'amortissement de la structure, est linéaire visqueux et deux dans les autres cas (NIST, 2012). Selon les données post-événements sismiques la contribution de β_f à l'amortissement global est estimée entre 0 % et 25 % (NIST, 2012; Stewart et al., 1999).

Puisque cette approche utilise le principe de superposition dans son développement, elle est limitée à l'analyse de systèmes linéaires. Cela représente une limitation importante dans un contexte de conception et d'évaluation par capacité, particulièrement dans le cas de forts séismes où la non-linéarité des systèmes est anticipée dans les phases de conception. De plus, mentionnons que la limite élastique des sols est atteinte à des niveaux de déformations extrêmement faibles, que l'on peut estimer à $\gamma_{tv}(\%) = 0,000175\sigma^{2/3}$, où σ est exprimé en livres par pied carré (psf), ce qui remet en perspective l'idée de pouvoir traiter les sols comme un médium élastique dans le cadre d'une analyse sismique d'IDSS.

1.2.2.4 Méthode des sous-structures selon l'ASCE/SEI 41-13

La norme ASCE/SEI 41-13 recommande l'utilisation de la méthode des sous-structures pour considérer la flexibilité des fondations lors de l'évaluation sismique de bâtiments par analyse dynamique. Lorsque les semelles de la structure ne sont pas explicitement modélisées, le modèle numérique peut être schématiquement représenté conformément à la Figure 1.6.

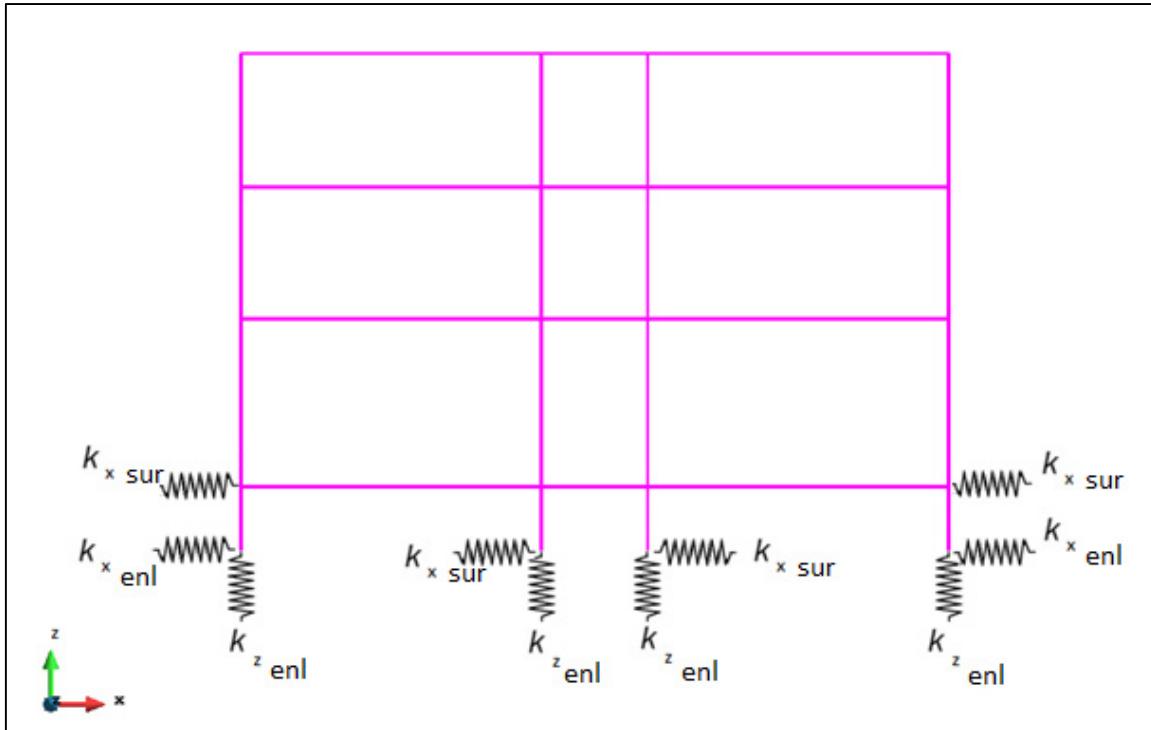


Figure 1.6 Représentation schématique du cadre structural modélisé selon les recommandations de l'ASCE/SEI 41-13

La capacité portante des fondations ainsi que la résistance au glissement doivent être représentées par une relation bilinéaire élastique parfaitement plastique modélisée par des ressorts. La rigidité initiale des ressorts peut être calculée à l'aide des formulations présentées à la figure 8.2 de l'ASCE/SEI 41-13 ou encore être directement tirée du rapport du NIST (NIST, 2012) :

$$k_i = K_i \alpha_i \eta_i \quad (1.6)$$

où k_i est la rigidité dynamique, K_i la rigidité statique, α_i est le coefficient de modification dynamique et η_i est le coefficient de modification pour l'enterrement de la semelle. Les coefficients K_i , α_i et η_i sont définis aux équations (1.8) à (1.17), conformément au schéma de la Figure 1.4 et de la Figure 1.7. Dans la norme ASCE/SEI 41-13, la rigidité statique est utilisée directement sans tenir compte de la modification dynamique. Or, puisque l'état actuel de l'art reconnaît qu'il est important de prendre en considération l'impact de la fréquence du sol sur la

flexibilité de la fondation, la rigidité dynamique calculée par l'équation (1.6) recommandée par le NIST devrait être incluse dans le modèle.

Pour le calcul du module de cisaillement, G , l'ASCE/SEI 41-13 recommande de considérer la dégradation du module en se basant sur la valeur maximale de l'accélération au sol pour le site considéré ainsi qu'en fonction de la catégorie d'emplacement du site. Le Tableau 1.2 est une reproduction du tableau 8-2 de l'ASCE/SEI 41-13 contenant les ratios de $\frac{G}{G_0}$ proposés, où G est le module de cisaillement sécant et G_0 le module de cisaillement à petite déformation (initial).

Tableau 1.2 Reproduction du tableau 8-2 de l'ASCE/SEI 41-13 pour calcul de la réduction du module

Catégorie d'emplacement	PGA effectif ($PGA/2.5$)			
	$PGA/2.5 = 0$	$PGA/2.5 = 0.1$	$PGA/2.5 = 0.4$	$PGA/2.5 = 0.8$
A	1,0	1,0	1,0	1,0
B	1,0	1,0	0,95	0,9
C	1,0	0,95	0,75	0,6
D	1,0	0,9	0,5	0,1
E	1,0	0,6	0,05	*
F	*	*	*	*

*Investigation spécifique au site

Pour le calcul de G_0 , l'ASCE/SEI 41-13 permet l'utilisation de l'équation (1.7) :

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (1.7)$$

où ρ est la masse volumique du sol et V_s la vitesse des ondes de cisaillement moyenne sur une profondeur Z_p , définies à l'équation (1.19).

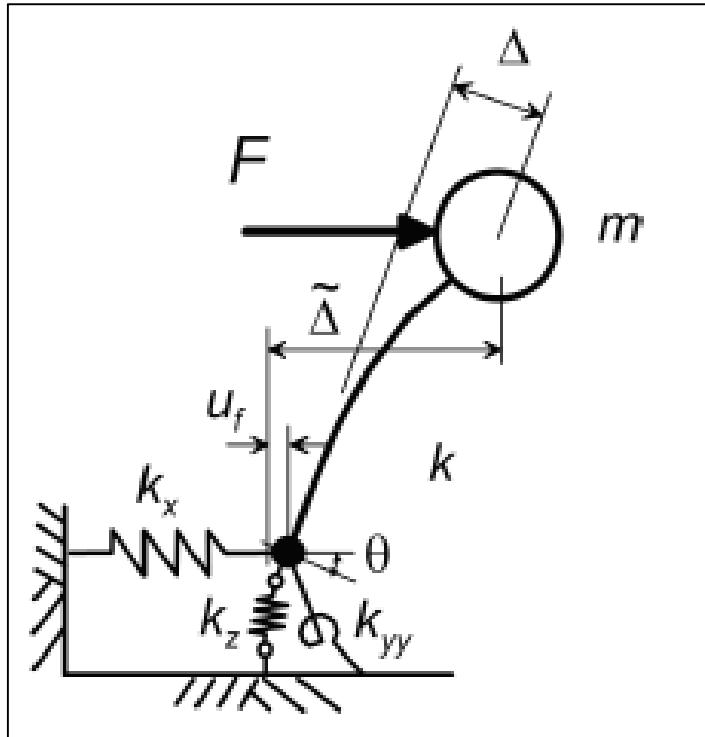


Figure 1.7 Schéma de flexibilité de fondation pour interaction inertielle
Tirée du rapport du NIST (2012)

Les valeurs de rigidité dynamique, de rigidité statique et du coefficient de modification dynamique sont calculées à partir des relations suivantes (Pais et Kausel, 1988), où D représente la profondeur d'enterrement de la semelle:

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad (1.8)$$

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-v} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad (1.9)$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[3.77 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad (1.10)$$

$$\alpha_z = 1 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)} \right) + a_0^2} \right] \quad (1.11)$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 1.0 \quad (1.12)$$

$$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03 \sqrt{L/B - 1} \right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33(L/B - 1)} \right) + a_0^2} \right] \quad (1.13)$$

$$a_0^2 = \frac{wB}{V_s} \quad (1.14)$$

$$\eta_x = 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \quad (1.15)$$

$$\eta_z = 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \quad (1.16)$$

$$\eta_{yy} = 1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \quad (1.17)$$

La prise en considération de la modification à la valeur de G_0 suivant l'augmentation de la contrainte de confinement sous la structure se fait via la modification de la valeur de V_s avec l'équation (1.18), (Stewart et al., 2012):

$$V_{s,F}(z) \approx V_s(z) \left(\frac{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma'_v(z)}{\sigma'_v(z)} \right)^{(n/2)} \quad (1.18)$$

où $V_{s,F}$ est la valeur corrigée de la vitesse de cisaillement à la profondeur z , V_s est la valeur mesurée in situ (sans présence de structure) à la profondeur z , σ'_v est la contrainte effective à la profondeur z provenant du poids propre du sol, $\Delta\sigma'_v$ est la variation de la contrainte effective nette provenant de la structure et n est un coefficient qui dépend du type de sol et prend une valeur de 0,5 pour les sols granulaires et 1,0 pour les sols cohérents dont l'indice de plasticité (PI) est supérieur à 6,5. Dans tous les cas, n est compris entre 0,5 et 1,0. L'estimation de l'augmentation de contraintes dans le sol provenant de la structure peut être faite via des méthodes classiques telles les méthodes de *Boussinesq* ou *Westergaard* ou encore avec une méthode simplifiée 2 dans 1 (Das, 2010). L'impact du poids de la structure décroît rapidement avec l'augmentation de z et devient négligeable pour des profondeurs variantes typiquement entre 50 % et 100 % des dimensions des fondations.

La valeur représentative du dépôt peut ensuite être évaluée par l'équation (1.19), où Δz_i est l'épaisseur d'une sous-couche pour laquelle la valeur de $V_{s,F}(z)$ a été calculée au moyen de l'équation (1.18).

$$V_{s,ave} = \frac{z_p}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\Delta z_i}{(V_{s,F}(z))_i} \right]} \quad (1.19)$$

L'augmentation de la contrainte doit refléter la variation nette des contraintes et non la variation totale. Lors de la construction, le sol au-dessus de la fondation est retiré et l'espace est ensuite utilisé comme sous-sol du bâtiment. Le poids du sol initialement en place n'est donc plus présent. Seul demeure le poids de la structure.

La dernière étape consiste à choisir une valeur pour le coefficient de Poisson. La norme ASCE/SEI 41-13 recommande de choisir une valeur pour les argiles saturées de 0,5 et de 0,25 pour les autres sols.

1.2.3 Modélisation de l'IDSS - Méthode directe (globale)

Il existe une seconde approche pour modéliser l'IDSS consistant à modéliser directement le sol et la structure dans un même modèle numérique. Cette approche, souvent présentée comme étant la méthode directe, demande un modèle numérique plus robuste ainsi que des capacités de calculs importantes. L'approche directe a toutefois l'avantage de pouvoir modéliser l'IDSS de manière globale et dans le domaine non-linéaire.

La méthode directe modélise dans un même modèle le sol et la structure (Figure 1.8) et permet de résoudre le système couplé dans le domaine temporel. Les deux techniques majoritairement utilisées pour cette approche sont la méthode des différences finies (LeVeque, 2007) et la méthode des éléments finis (Cook et al., 2002), bien qu'il existe également d'autres méthodes, notamment l'approche par la méthode des éléments frontières (Hall et Oliveto, 2003) ou la méthode des macroéléments (Moghaddasi et al., 2012b). La revue de littérature se concentre sur l'approche par la méthode des éléments finis, qui est celle qui a été utilisée dans cette thèse.

Le principal avantage de la modélisation directe est de pouvoir évaluer directement l'IDSS pour des systèmes non-linéaires à géométrie variable. De plus, en modélisant les diverses composantes du système sol-structure il est possible d'évaluer le potentiel de résonance du système (Torabi et Rayhani, 2014a).

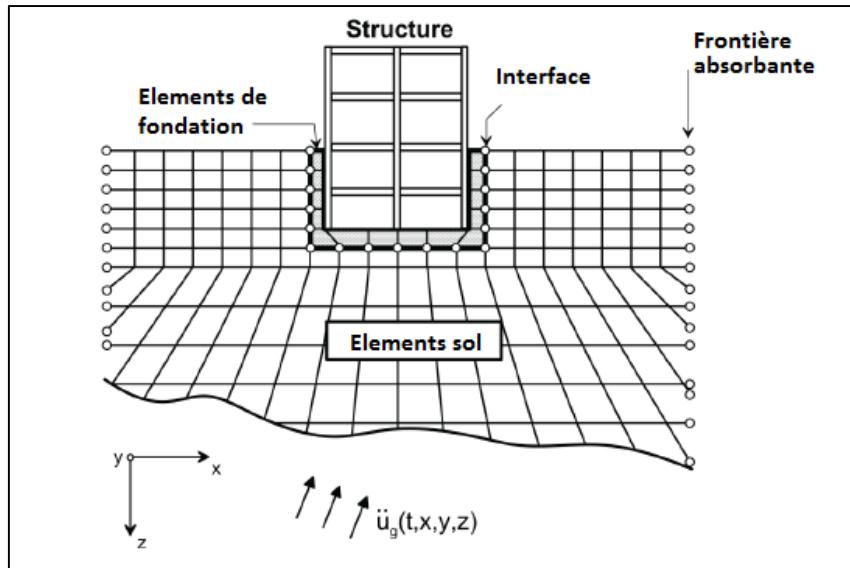


Figure 1.8 Schéma approche directe pour l'IDSS
Tirée du rapport du NIST (2012)

Les études sur l'IDSS au moyen de la méthode directe et des éléments finis sont nombreuses. Plusieurs types de systèmes ont été étudiés : ponts (Zhang et al., 2008), piles (Gaudio et Rampello, 2016; Torre et al., 2016), bâtiments avec fondations superficielles (Tabatabaiefar et al., 2013), fondations profondes (pieux) (Gu et al., 2016; Maheshwari et Sarkar, 2011) et des barrages (Burman et al., 2012), entre autres.

Au Québec, Ghlamallah a développé le logiciel ADISS pour l'analyse temporelle du problème d'IDSS au moyen de la méthode directe en utilisant les éléments finis (Ghlamallah, 2000). Ghlamallah note que l'effet de l'IDSS est souvent associé à l'influence sur la réponse dynamique de la structure alors que l'effet de l'IDSS sur le sol est négligé. Les déformations additionnelles dans le sol dues à la présence de la structure sont négligées. Il est conclu donc que la méthode directe est une méthode théoriquement supérieure à la méthode des sous-structures. Le logiciel ADISS permet de prendre en compte de manière indirecte les pressions d'eau dans le sol au moyen de constantes qui dépendent de la densité relative (Yogendrakumar et Fiin, 1984). Dans son modèle, Ghlamallah utilise des éléments de sol quadratiques dont les dimensions peuvent atteindre 8 mètres et délimite le sol en nombre spécifique de sous-couche. La non-linéarité du sol (variation du module de cisaillement en fonction des déformations en

cisaillement) est réalisée en se basant sur les travaux de Hardin et Drnevich (1972) alors que les pressions interstitielles sont indirectement prises en compte en se basant sur le niveau de déformation (Finn, 1981). Les principales limitations du modèle de Ghlamallah sont la grande proximité des interfaces latérales avec la structure et l'importante dimension des éléments de sol, ce qui limite la qualité des interpolations et ne permet pas une variation fine des contraintes dans le modèle. Les études dynamiques de Ghlamallah sont réalisées pour une structure localisée sur la côte Ouest Américaine et pour une structure localisée à Montréal et érigée sur un sol granulaire.

Galy (Galy, 2013) s'est également intéressé à l'étude de l'IDSS au moyen de la méthode directe mais cette fois au moyen de la méthode des différences finies et du logiciel FLAC (Itasca Consulting Group) pour le cas d'un oscillateur à un degré de liberté (« lolipop »). Comme Ghlamallah, Galy a utilisé une approche intermédiaire pour tenir compte des pressions interstitielles dans l'eau durant l'analyse dynamique. Les effets des pressions d'eau ont ainsi été considérés de manière indirecte par une analyse en résistance non drainée. Ce type d'analyse est représentatif d'un essai consolidé non-drainé en terme d'équivalent avec un essai triaxial (Ladd, 1991). La comparaison avec des résultats en condition n-g (centrifugeuse) a montré que les simulations numériques réalisées par Galy sont conformes aux données expérimentales. La principale limitation de l'étude de Galy est que l'étude est limitée à une structure à un degré de liberté.

Ainsi, la majorité des études ont été réalisées en condition de contraintes totales, alors que certaines études ont considéré l'impact des pressions d'eau dans le sol de manière indirecte. L'étude de Saez (Saez et al., 2008) s'est intéressée à l'IDSS et aux pressions interstitielles de manière directe en ajoutant un degré de liberté additionnel aux noeuds des éléments quadrilatéraux du maillage du sol afin de tenir compte de la pression de l'eau. Le sol est ainsi modélisé comme un matériel poreux à double-phase. Les auteurs ont conclu que pour une valeur d'accélération au roc supérieure à 0,1g, la dissipation d'énergie due à l'eau entraîne une réduction de l'amplification du sol comparativement à une situation où l'eau n'est pas considérée.

La majorité des études d'IDSS par la méthode directe consiste en l'analyse d'un système bidimensionnel en condition de déformations planes où on considère l'inélasticité du sol ou de la structure (Çelebi et al., 2012) mais rarement les deux. La non-linéarité du sol est en général modélisée par une approche linéaire équivalente (Amorosi et al., 2017). L'impact de ces différents aspects sur la réponse dynamique de la structure a toutefois été évalué de manière découpée (Amorosi et al., 2017; Avilès et Pérez-Rocha, 1998; Bruneau et Mahin, 1990; Çelebi et al., 2012; Medina et Krawinkler, 2004; Priestley et Park, 1987; Rayhani et El Naggar, 2008b; Scholl, 1989; Yong-Seok et Jose, 2004).

Les modèles précédemment discutés possèdent plusieurs limitations. La première limitation est, comme dans le cas de l'étude Ghamallah, que la dimension des éléments de sol est si importante (8 mètres) que la précision de l'interpolation des valeurs entre les points d'intégration est limitée. De plus, ces éléments ne sont pas capables de transmettre correctement l'ensemble des fréquences d'un séisme. L'espacement maximale (Δh) entre les nœuds est fonction de la fréquence maximale pertinente (f_{max}), typiquement 20-25 Hz pour les analyses sismiques dans l'Est du Canada, et de V , la vitesse de propagation d'onde la plus faible (en généralement les ondes de cisaillement), et est donné par le ratio $\Delta h \leq V / (10f_{max})$ (Galy, 2013). Dans ses analyses, Ghamallah considère entre autres, un dépôt de sol homogène pour lequel V_s est de 360 m/s, ce qui donne une dimension maximale d'espacement entre les nœuds de 1,8 m. Une seconde limitation est qu'aucune de ces études ne s'est intéressée à la comparaison entre les résultats d'un modèle global et d'un modèle par sous-structure dans l'étude de l'IDSS pour des argiles sensibles présentes dans l'Est du Canada. Une troisième limitation est que les modèles de comportement utilisés dans le sol et/ou la structure sont souvent limités en termes de capacités de modélisations. Par exemple, dans le modèle de Galy, le comportement dynamique du sol est bien modélisé par le logiciel FLAC. Toutefois, les limitations au niveau des lois de comportements et des éléments structuraux disponible dans FLAC ont limité la structure à un système à un degré de liberté dans le domaine linéaire.

1.2.3.1 Impact de l'inélasticité du sol

La prise en considération de l'inélasticité du sol a permis de mettre en évidence à la fois une réduction et un décalage vers les basses périodes du pic d'accélération spectrale maximale comparativement à une modélisation où le sol est considéré comme un médium élastique, tel que vu à la Figure 1.9 (Yong-Seok et Jose, 2004) qui montre 4 spectres de réponses élastiques d'un oscillateur à un degré de liberté érigé sur une fondation superficielle sur radier et où le comportement du sol a été modélisé tour à tour comme linéaire élastique et non-linéaire. Le facteur alpha est relié au degré de non-linéarité dans le modèle numérique utilisé.

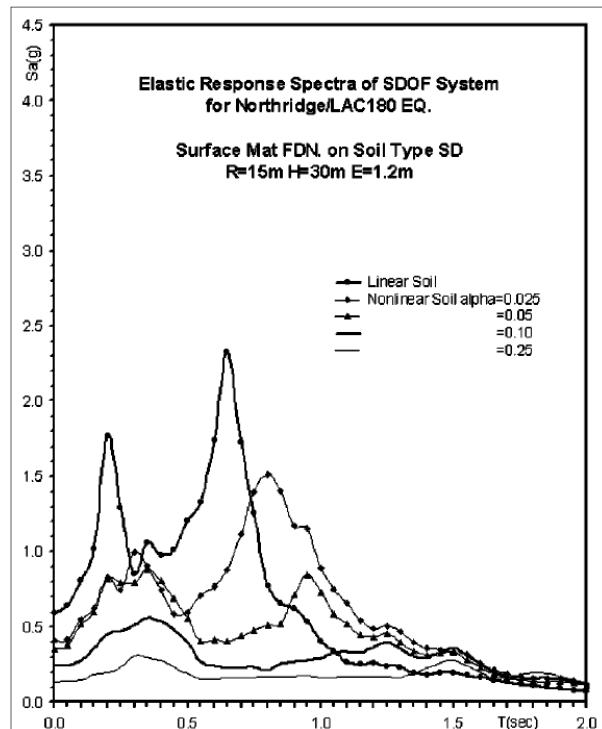


Figure 1.9 Spectre de réponse pour sol

élastique – inélastique

Tirée de Yong-Seok et Jose (2004)

Il a également été mis en évidence que la stratification a un impact significatif sur l'amplification du mouvement du sol pour les emplacements de catégories D et E définis selon le CNBC 2005 (Rayhani et El Naggar, 2008a). La modélisation du sol et de la structure permet

donc de capturer cette amplification des ondes lors de l'analyse numérique de propagation d'ondes, comparativement à une analyse où l'on considère un demi-espace élastique comme dans certaines formulations de la méthode des sous-structures.

Les conclusions sur l'amplification sont en accord avec les observations post-événements de Mexico City, où l'on a observé une amplification importante des accélérations dans la région du bassin et des dégâts importants aux structures présentant des périodes structurales égales ou proches de la période du dépôt (2 sec) (Avilès et Pérez-Rocha, 1998), ainsi qu'avec des données de terrain recueillies à Tunis, où des amplifications de l'ordre de cinq ont été enregistrées pour certaines fréquences (Kham et al., 2013). Ces conclusions sont également en accord avec des données expérimentales (Rayhani et El Naggar, 2008a) et des études numériques (Amorosi et al., 2017; Çelebi et al., 2012).

1.2.3.2 Impact de la non-linéarité des éléments structuraux

La plastification d'éléments structuraux lors d'événements sismiques importants, entraîne une demande plus grande que prévue à certains éléments et peut mener, notamment, à des dommages localisés importants et entraîner la ruine structurale (Bruneau et Mahin, 1990; Scholl, 1989). Dans certains cas, l'inélasticité peut entraîner une réduction de la *capacité* ductile d'un système (Priestley et Park, 1987).

1.2.3.3 Impact des modes supérieurs

L'impact relatif de la prise en compte des modes supérieurs pour des bâtiments de faibles et moyennes hauteurs dans le contexte de l'IDSS n'a pas été investigué de manière approfondie. Une des raisons possibles est que pour ce type de structure, le mode fondamental gouverne généralement la réponse et l'impact des modes supérieurs demeure négligeable. Il est donc de pratique courante de modéliser ce genre de structure par des oscillateurs simples. L'impact de la plastification est alors pris en considération par l'utilisation de paramètres modifiés, par exemple l'inertie fissurée. Cette méthodologie est toutefois mal adaptée à l'analyse non-

linéaire de systèmes possédant plusieurs degrés de liberté (MDOF) (Medina et Krawinkler, 2004), tels que les bâtiments élancés, non considérés ici.

1.3 Sismicité et propriétés géotechniques de l'Est du Canada

La présente sous-section a comme objet de présenter les faits ainsi que les aspects particuliers de la sismicité et des propriétés géotechniques de l'Est du Canada.

1.3.1 Généralités

Selon les données de Statistique Canada, la population de l'Est du Canada est estimée à 23 millions d'habitants, dont la majorité est située dans les provinces de l'Ontario et du Québec, ce qui représente environ 70 % de la population Canadienne. Selon le Ministère des Ressources Naturelles (MRN) du Canada, il survient chaque année en moyenne 450 séismes dans l'Est du Canada, dont environ quatre dépassent une magnitude (M_w) de quatre.

La probabilité d'occurrence d'un événement majeur au cours des 50 prochaines années dans l'Est du Canada est estimée entre 5 et 15 %. La zone à risque englobe notamment la grande région métropolitaine de Montréal ainsi que les villes de Québec et d'Ottawa. Bien que les probabilités d'occurrence soient plus faibles sur la côte est qu'Ouest du Canada, les impacts économiques appréhendés y demeurent importants.

1.3.2 Particularités de la sismicité de l'Est du Canada

La sismicité de l'Est du Canada est difficile à expliquer; la zone étant localisée à l'intérieur d'une plaque, il ne devrait pas y avoir d'activités sismiques importantes. Néanmoins, les observations historiques (Lamontagne, 2008; Sinkunas, 2011) ainsi que les séismes enregistrés (Somerville et al., 1990) démontrent le potentiel sismique. Tous les séismes de la région de Charlevoix surviennent dans le sous-sol précambrien (Leblanc et Buchbinder, 1977). Ce sous-sol séismogénique est entrecoupé de failles créées lors de quatre événements tectoniques majeurs (Lamontagne, 1999) :

- 1) la collision du Grenville (1 100 à 900 Ma);
- 2) l'épisode du « *rafting* » qui donna naissance à l'océan Iapetus (700 Ma);
- 3) la réactivation au Taconien de ces failles lors de la fermeture de cet océan (450 Ma);
- 4) un impact météorique survenu au Dévonien (350 Ma, (Rondot, 1979)).

Bien qu'aucune de ces explications ne soit à même d'expliquer à elle seule le « mystère des séismes de Charlevoix », il est clair que le régime tectonique des séismes de l'est du pays est différent de celui provoquant les séismes dans l'ouest du pays.

Une autre différence majeure entre les signaux de l'est et de l'ouest du pays est le contenu fréquentiel des signaux. Il a été démontré (Atkinson, 1996) que les séismes de l'Est du Canada possèdent un contenu plus riche en haute fréquence que les séismes de l'Ouest du Canada. Cette conclusion a d'importantes conséquences lorsque vient le temps de choisir un spectre de réponse pour un bâtiment.

1.3.3 Propriétés géotechniques des sols de l'Est du Canada

La présente section a pour objet de présenter les particularités des sols naturels rencontrés dans l'Est du Canada. De larges portions du territoire sont composées de dépôts postglaciaires relativement récents formés suite au retrait des glaces de la période du Wisconsin (\approx 18 000 à 6 000 *ans*), tel que vu à la Figure 1.10.

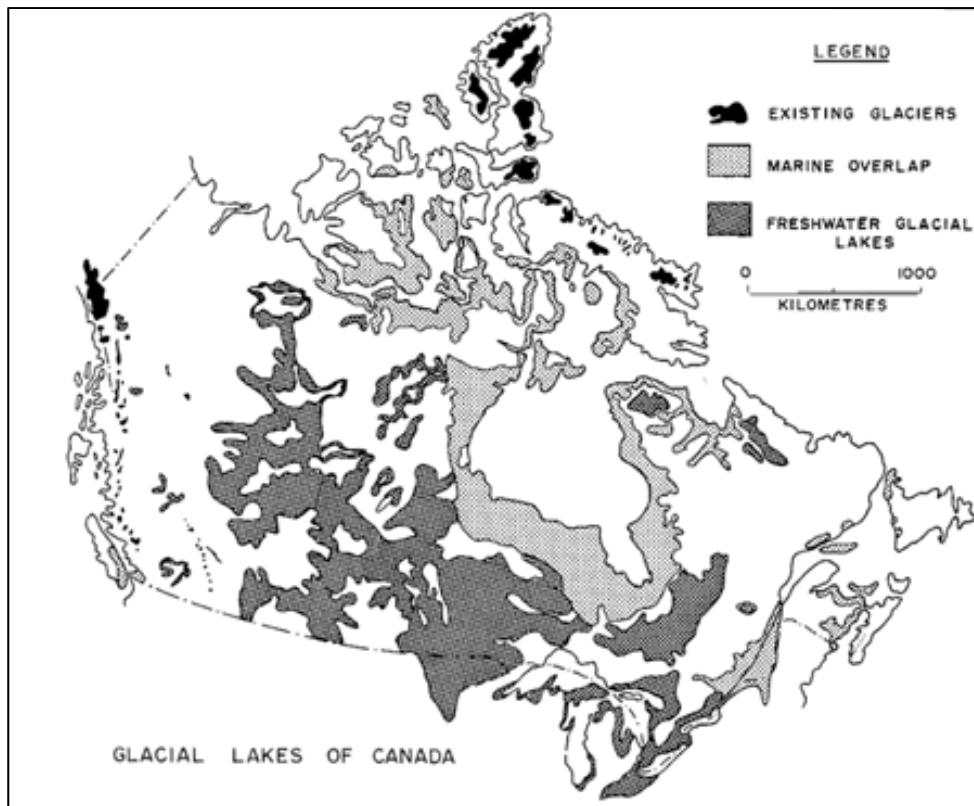


Figure 1.10 Distribution des lacs postglaciaires provenant d'intrusion marine et de la fonte des glaciers au Canada
Tirée de Quigley (1980)

Suite à la fonte des glaces, des mers intérieures se sont formées dans les terres les moins élevées. Ainsi, les villes d'Ottawa, Montréal et même celle de Québec ont été par le passé recouvertes par une mer intérieure appelée la mer de Champlain. À l'est du Québec, la mer dite de Goldthwait est en fait l'introduction sur le continent d'eau provenant de la mer suite à la fonte des glaciers. Le Golfe de Laflamme est lui situé au Lac-Saint-Jean actuel. Plus au nord, le lac Ojibway recouvrait une large portion de l'Abitibi actuelle et du nord de l'Ontario.

Les dépôts s'étant formés au fond de ces étendues d'eau sont des dépôts mous à grains fins et sensibles. Il s'agit généralement d'argile ou de silt. Le processus de sédimentologie de ces environnements a été étudié et décrit dans des études antérieures (Quigley, 1980). Il est estimé que 70 % des régions peuplées des basses terres du Saint-Laurent, de la vallée de l'Outaouais et du Saguenay-Lac-Saint-Jean, ainsi qu'une partie importante du nord-ouest québécois, l'est

et le nord de l'Ontario et certaines régions côtières des provinces maritimes sont constituées de tels dépôts argileux (Leroueil et al., 1983a). Cela entraîne d'importantes conséquences au niveau de la conception et de la construction des infrastructures (LeBoeuf et al., 2016).

Les principales caractéristiques géotechniques des argiles de l'Est du Canada ont été décrites par plusieurs chercheurs (Garneau et LeBihan, 1977; Leroueil, 1997; Leroueil et al., 1983a).

La limite de liquidité par pénétromètre à cône tombant (w_{lc}) pour les argiles de la mer de Champlain est généralement inférieure à 85 et varie entre 50 et 75 au centre du bassin de la mer de Champlain. La limite plastique (w_p) pour ces sols est comprise entre 17 et 34. L'indice de plasticité (IP) est généralement borné selon l'équation (1.20):

$$0,86w_L - 13 \leq IP \leq 0,73w_L - 15 \quad (1.20)$$

Une valeur moyenne de IP pour la mer de Champlain est (Garneau et LeBihan, 1977):

$$IP = 0,85(w_L - 19) \quad (1.21)$$

Des analyses sur échantillons non remaniés ont permis de déterminer que le rapport de surconsolidation, défini comme le rapport entre les pressions de pré-consolidation (σ'_p) au niveau de pression actuelle (σ'_{v0}), varient entre 1,2 et 2,5. La valeur de σ'_p peut-être estimée à partir d'essais au scissomètre via l'équation (1.22) :

$$\frac{c_{uv}}{\sigma'_p} = 0,2 + 0,0024I_p \quad (1.22)$$

Une relation similaire utilisant la résistance au cisaillement obtenue du pénétromètre à cône tombant est donné par l'équation (1.23)

$$\frac{c_{uc}}{\sigma'_p} = 0,2 + 0,0014I_p \quad (1.23)$$

En plus de ces relations, il convient de considérer les données présentées au Tableau 1.3 qui contient les ratios entre G_{max} et s_u pour différentes valeurs de I_p et d'OCR.

Tableau 1.3 Valeur de G_{max}/s_u
Tiré de Weiler (1988)

Indice de plasticité (I_p)	Ratio de surconsolidation (OCR)		
	1	2	5
15-20	1 100	900	600
20-25	700	600	500
35-45	450	380	300

1.3.4 Comportement sous chargement cyclique des argiles

L'application répétée et variable de contraintes et de déformations sur un échantillon d'argile entraîne une réduction du module de cisaillement du sol qui est fonction de l'augmentation de l'amplitude des déformations en cisaillement, tel que vu à la Figure 1.11, du nombre de cycles de chargement, de la fréquence d'application du chargement, de l'indice de plasticité (I_p), du ratio OCR et du confinement effectif. Les courbes de modules de cisaillement versus l'amplitude de cisaillement sont généralement exprimées en termes de courbes de réduction de module normalisé par rapport au module de cisaillement maximal (ou à petite déformation), G_{max} (G_0).

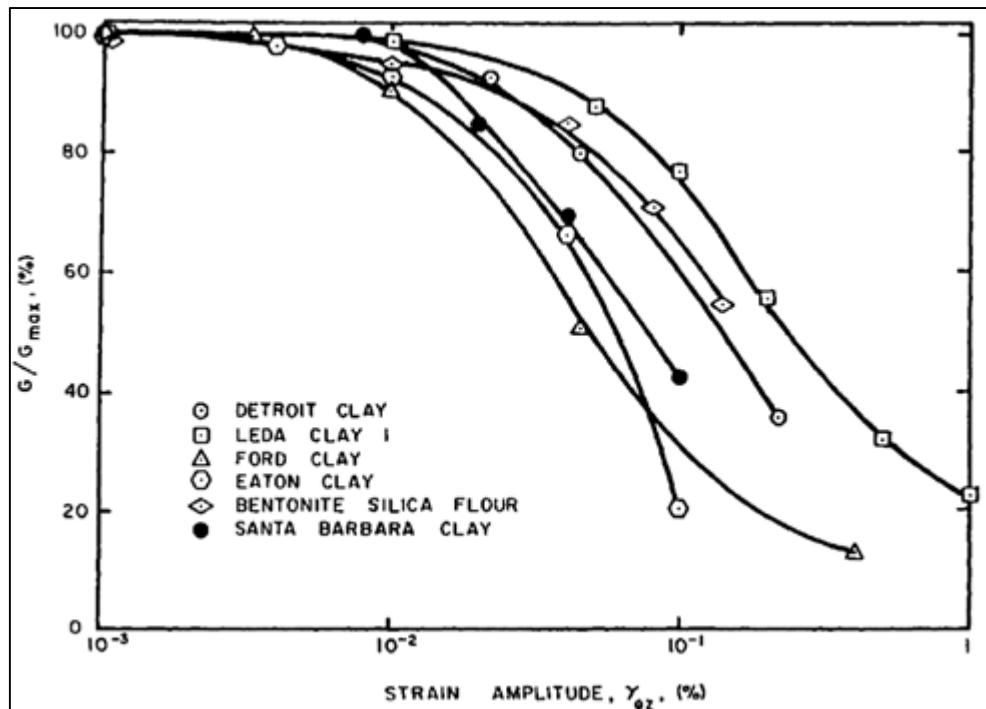


Figure 1.11 Courbe G/G_{\max} pour différentes argiles
Tirée de Anderson et Richart (1976)

1.3.4.1 Impact du nombre de cycles de chargement

Des études antérieures (Mitchell et King, 1977) ont montrées que les argiles de la Mer de Champlain présentent une réduction de leur module de cisaillement sous l'application répétée de cycles de chargement. Cette réduction du module de cisaillement est aussi en lien avec la contrainte de pré-cisaillement cyclique, c'est-à-dire le ratio entre la résistance au cisaillement de l'échantillon et la contrainte appliquée au début du chargement, ainsi qu'en fonction du ratio de contrainte cyclique appliquée durant le chargement. Cela a été mis en évidence par les résultats d'essais (Lefebvre et Pfendler, 1996) réalisés sur des blocs d'argile sensible intacts de la région de St-Alban (Q.C.). Les échantillons ont été récupérés au moyen de l'échantillonneur Sherbrooke (Lefebvre et Poulin, 1979) et soumis à une série d'essais cycliques au DSS (essai de cisaillement simple) à déformations contrôlées à raison d'une fréquence de 0,1Hz. La réduction du module de cisaillement a également été mis en évidence dans des résultats d'essais dynamiques plus récents.

La Figure 1.12 présente une série de courbes expérimentales obtenues sur des argiles de la péninsule de Onsøy (Wichtmann et al., 2013). Dans ces essais, une contrainte de pré-cisaillement cyclique est appliquée (13,6 kPa), qui représente 49 % de la résistance au cisaillement non-drainée obtenue au cône tombant (S_u^c). La contrainte de cisaillement cyclique appliquée ($t_{cy,i}$) durant l'essai est constante et vaut 54 % de S_u^c . Le test sollicite ainsi l'échantillon au-delà de sa résistance (103 % de S_u^c). Suivant l'augmentation des cycles de chargement, les déformations axiales de l'échantillon demeurent sous la barre des 2 % jusqu'à environ 5 minutes où une augmentation rapide se produit; c'est la rupture.

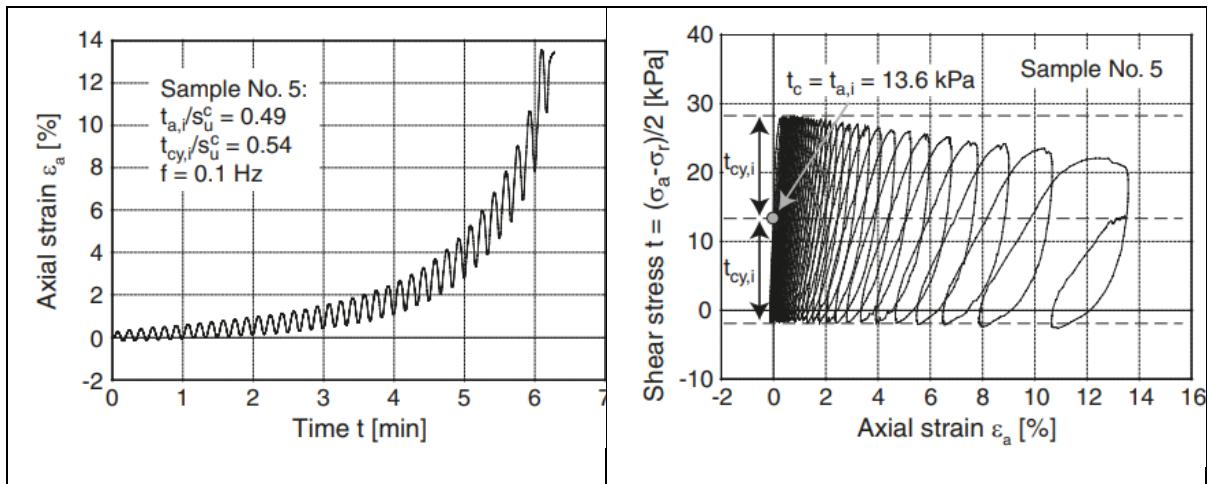


Figure 1.12 Essai de chargement cyclique à la rupture
Tirée de Wichtman, Andersen et al. (2013)

Wichtman et Andersen (2013) ont procédé au même test mais cette fois en considérant une contrainte de pré-cisaillement cyclique nulle et une contrainte cyclique équivalente à 40 % de S_u^c . Les résultats de ce second test sont présentés à la Figure 1.13.

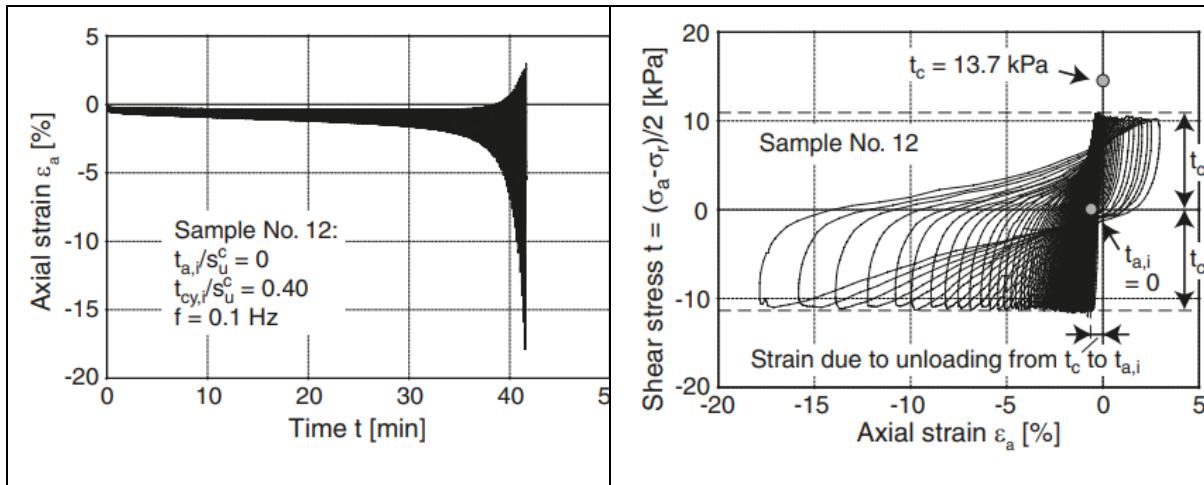


Figure 1.13 Essai de chargement cyclique sans contrainte de pré-cisaillement cyclique

Tirée de Wichtman, Andersen et al. (2013)

Les résultats obtenus de ce second essai montrent que l'échantillon nécessite un nombre de cycles beaucoup plus élevé avant d'atteindre un niveau de déformation axiale important (10-12 %). Ces essais de chargement cycliques montrent bien que le nombre de cycles pour atteindre la rupture dépend à la fois de l'amplitude de la contrainte de pré-cisaillement cyclique mais également du ratio de cisaillement cyclique appliqué durant le chargement. Cette conclusion est illustrée à la Figure 1.14 qui montre le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture d'échantillons d'argile Suédoise en fonction de la contrainte de pré-cisaillement cyclique et du ratio de cisaillement cyclique appliqué durant l'essai de chargement. Dans ces essais, la fréquence de chargement a été maintenue à 0,1Hz.

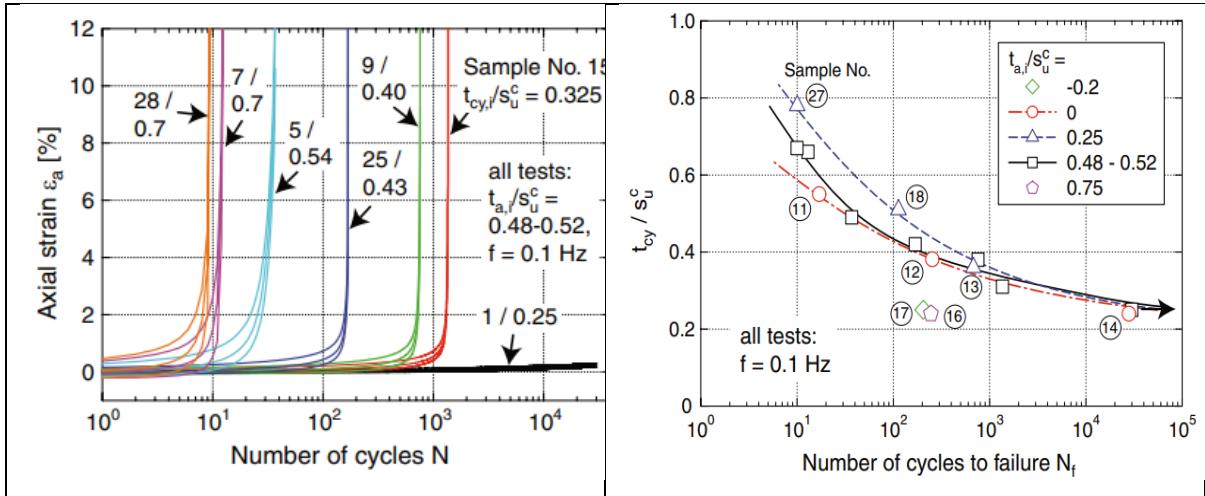


Figure 1.14 Rupture sous chargement cyclique pour une argile Suédoise en fonction du nombre de cycle, de la contrainte de pré-cisaillement cyclique et du ratio de contrainte cyclique en cisaillement

Tirée de Wichtman, Andersen et al. (2013)

Le second impact du chargement cyclique est d'entrainer une dégradation de la résistance de l'argile dès que l'amplitude des déformations dépasse un certain seuil limite (Dobry et Vucetic, 1987),

Il convient également de noter que l'argile est un matériau visqueux ce qui fait que la vitesse d'application du chargement a un impact important sur sa résistance (Bjerrum et al., 1958; Jarrett, 1967). Ces effets sont si importants qu'il a été démontré qu'une augmentation d'un facteur 10 dans le taux de déformations entraîne une augmentation de la contrainte de préconsolidation et de la résistance au cisaillement non-drainé de 9-20 % (Lefebvre et Leboeuf, 1987; Rasmussen, 2012; Vaid et al., 1979). Pour les argiles de la Mer de Champlain, il a été montré (Leroueil et al., 1983b) que l'influence de la vitesse de déformation sur la valeur de la contrainte de préconsolidation est unique. Cette influence est indépendante du degré de plasticité, du ratio OCR, du type d'essais ou de la méthode d'échantillonnage (Lefebvre et Leboeuf, 1987).

Le chargement dynamique d'un séisme est un chargement irrégulier, à la différence d'un chargement cyclique dont l'amplitude est constante. Il faut ainsi recourir à une approche pour

convertir, en nombre de cycles équivalents, l'impact d'un chargement irrégulier provenant d'un séisme (Seed, 1971). Il a été montré que l'association entre le nombre de cycles équivalents (N_{eq}) d'un séisme versus sa magnitude (M_w) dépend fortement du type de sol (Priyesh et al., 2019).

Le rapport de Sun et al. (1988) indique que la forme de la relation entre le module de cisaillement et les déformations de cisaillement dans des conditions de forts séismes a été identifiée comme le principal paramètre de modélisation dynamique (Larkin et Donovan, 1979; Martin et al., 1979). Les auteurs du rapport mentionnent que, contrairement aux sables, pour lesquels la variation des courbes de réduction de module G/G_{max} est similaire et ce, peu importe le sable, les courbes de réduction de module des argiles présentent une forte variabilité.

Le principal facteur ayant une influence sur la courbe de réduction de module des argiles est l'indice de plasticité, I_p (Dobry et Vucetic, 1987; Kramer, 1996; Sun et al., 1988). Plus la valeur de I_p est élevée, plus la valeur de la déformation en cisaillement atteinte avant la réduction de module est élevée. Cette conclusion peut être visualisée à la Figure 1.15 qui montre la relation entre I_p et le coefficient d'amortissement en fonction de l'amplitude des déformations. Il apparaît clairement qu'une réduction de I_p entraîne une augmentation du coefficient d'amortissement pour une valeur de déformation en cisaillement donnée, ce qui traduit le fait que l'hystérésis du sol est plus déformée pour un sol avec un I_p plus faible.

En conséquence, il est important de modéliser la non-linéarité du module de cisaillement lors des analyses dynamiques d'IDSS.

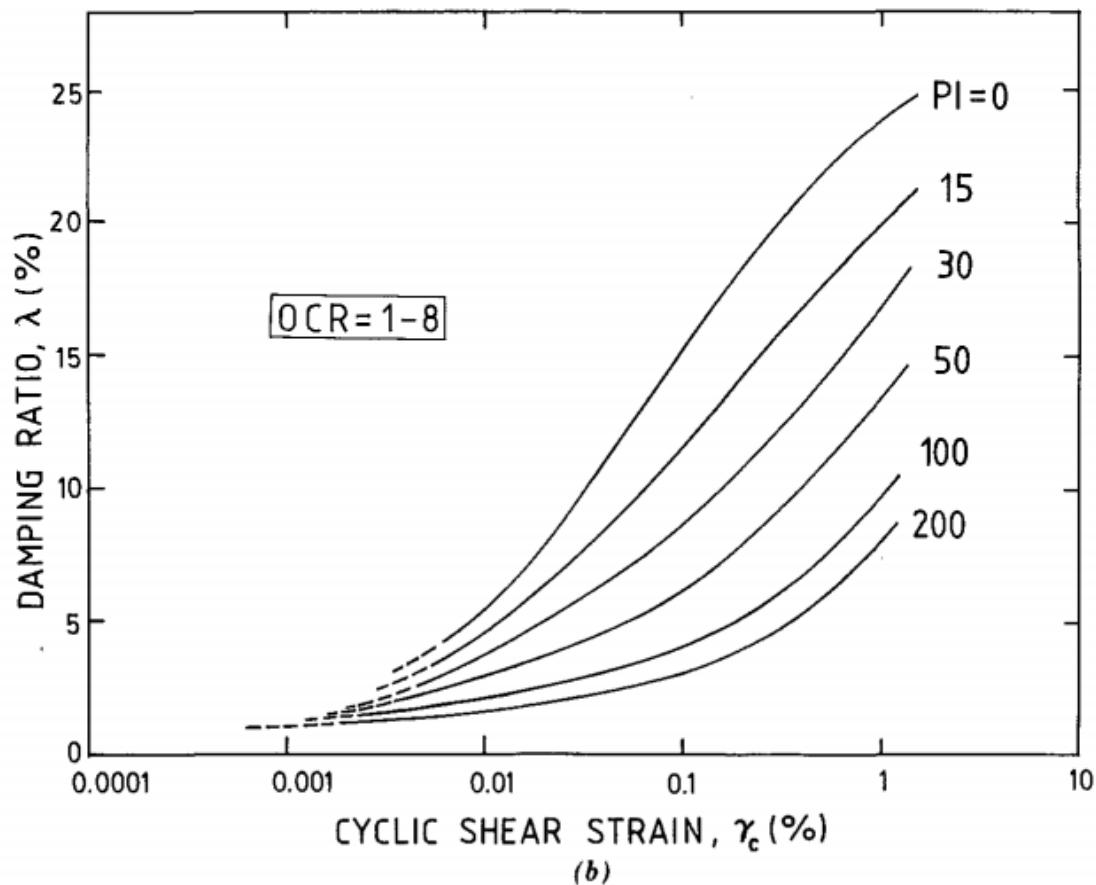


Figure 1.15 Ratio d'amortissement en fonction de l'indice de plasticité et des déformations en cisaillement pour des argiles (OCR 1-8)

Tirée de Vucetic et Dobry (1991)

1.4 Présentation du logiciel Opensees et de ses propriétés

Avant d'aborder les spécificités du logiciel Opensees, il apparaît important de préciser les raisons ayant motivé le choix de cet outil pour réaliser les analyses. Dans la majorité des études publiées sur le sujet de l'IDSS, trois approches numériques sont utilisées pour résoudre le problème, soit la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies et la méthode des éléments frontières, parfois couplée avec la méthode des éléments finis (Zienkiewicz et al., 1979).

La méthode des éléments frontières est une méthode avantageuse pour traiter un domaine semi-infini car elle permet de s'affranchir des problématiques reliées aux frontières numériques (réverbérations des ondes, ondes stationnaires). Toutefois, ce gain est fait au dépend de l'information locale, c'est-à-dire de l'information à l'intérieur du domaine, qui est alors perdue. De plus, dans le cas de système non-linéaire avec une grande variabilité dans la stratification de la rigidité, comme c'est le cas dans un dépôt de sol naturel, la méthode entraîne la génération d'une matrice numérique pleine et lourde à manipuler.

A contrario, la méthode des éléments finis permet de maintenir une solution locale au dépend de la solution globale qui est alors tributaire de la formulation des frontières numériques. Le principal avantage de la méthode des éléments finis est de pouvoir simuler des géométries complexes et de définir les solutions à l'intérieur du domaine.

Une comparaison des coûts de calcul entre la méthode des éléments finis et la méthode des éléments frontières pour solutionner des problèmes gouvernés par l'équation de Helmholtz (propagation d'onde) réalisée par Harari et Hughes (1992) a permis de mettre en évidence que, pour des problèmes où l'intérieur du domaine est le sujet d'étude, la méthode par éléments finis est plus économique sur la plupart des configurations étudiées. De plus, pour des analyses réalisées sur des problèmes extérieurs, Harari et Hughes ont montré que la méthode des éléments finis possède un certain avantage au niveau de l'effort de calcul et est définitivement compétitive avec la méthode des éléments frontières.

La méthode des différences finies est, quant à elle, bien adaptée à la modélisation dynamique et statique des sols. Elle a notamment été implémentée dans le logiciel commercial FLAC (Itasca Consulting Group). Toutefois, ce logiciel est limité au niveau du développement et de l'analyse des éléments structuraux.

La méthode des éléments finis apparaît ainsi être l'approche idéale pour l'analyse de l'IDSS dans le cadre du présent sujet de recherche. Il existe une pluralité de logiciel de calculs, commerciaux ou développés de manière indépendante par différents chercheurs, capables de

solutionner à différents degrés un problème d'IDSS. Toutefois, le logiciel Opensees est un logiciel souvent utilisé pour l'analyse structurale et possède plusieurs lois de comportement avancées à la fois au niveau structural mais également au niveau des sols. Pour ces raisons, le logiciel Opensees a été ciblé comme outil pour réaliser les analyses numériques d'IDSS dans le cadre de la présente recherche.

1.4.1 Généralités

Le logiciel utilisé pour réaliser le modèle est OpenSees (OS) (Mazzoni et al., 2006), un logiciel gratuit développé à l'université Berkeley de Californie et utilisant le langage de programmation TcL (Ousterhout, 1990). Le principal avantage d'OS est sa grande flexibilité et sa capacité à modéliser à la fois le comportement non-linéaire du sol et celui de la structure, tout en offrant une large gamme d'éléments et de lois de comportement pour y arriver. OS est construit sur le principe d'objets. Chaque objet possède un nombre d'attributs particuliers qui permet d'en définir l'état. Le comportement des différents objets est défini au moyen des méthodes qui permettent de modifier ou d'identifier l'état des objets. Les méthodes sont invoquées par le logiciel lorsqu'un objet envoie un message à un autre objet. Les objets sont regroupés au sein de classes, présentant des attributs et des comportements similaires (McKenna, 1997). Chaque classe possède :

- 1) une interface de classe (définissant les méthodes qui peuvent être invoquées sur les objets de la classe);
- 2) des données privées (définissant les attributs retenus de manière privée par chaque objet).

L'avantage d'une telle formulation est que, lorsqu'on désire ajouter un objet, celui-ci acquiert automatiquement les attributs et les comportements de sa classe, ce qui évite d'avoir à recoder l'ensemble. OS est conçu pour accueillir de nouveaux objets, permettant une évolution sans avoir à recoder ou modifier l'ensemble des aspects du logiciel.

1.4.2 Éléments

La librairie d'OS est composée d'éléments uni-axiaux, d'éléments multiaxiaux (plans) et d'élément tridimensionnels. Puisque le modèle développé dans la présente recherche est bidimensionnel, la discussion sur les éléments y sera limitée.

Les éléments requis pour la modélisation de la structure et du sol nécessitent des propriétés différentes. Les éléments de sols doivent être des éléments plans alors que des éléments uni-axiaux sont suffisants pour modéliser le comportement des composantes de la structure.

1.4.2.1 Éléments uni-axiaux

L'objectif des éléments structuraux est de pouvoir capturer le comportement inélastique des différentes composantes structurales lors de la sollicitation dynamique. Une approche courante est d'utiliser des éléments élastiques tout au long de la poutre et d'inclure, dans les zones où sont anticipées la formation de rotules plastiques, des éléments non-linéaires permettant de simuler le mécanisme plastique. Cette méthode, parfois dite de plasticité localisée (« *lumped* »), sera décrite comme étant de la plasticité concentrée (Dides et de la Llera, 2005) dans le reste du document.

Une approche alternative à la plasticité concentrée est la plasticité distribuée. Dans cette approche, la plasticité peut se développer n'importe où dans l'élément. La localisation des rotules plastiques n'est, dans cette méthode, pas dépendante d'un choix arbitraire de l'expérimentateur, mais des niveaux d'efforts dans les sections des différentes membrures de la structure.

Bien que la méthode de plasticité distribuée soit attrayante, il a été noté par certains auteurs que la méthode de plasticité concentrée permet, dans certaines conditions, d'obtenir des prédictions de comportement plus satisfaisantes (Zendaoui et al., 2016) lorsque les longueurs des rotules plastiques sont calculées selon les relations présentées à l'équation (1.24) et (1.25).

$$I_p = 0.08L + 0.022f_y d_b \quad (1.24)$$

$$I_p = 0.05L + 0.1 \frac{f_y d_b}{f'_c} \quad (1.25)$$

D'autres auteurs ont cependant noté que le niveau de performance des modélisations avec plasticité distribuée et localisée est similaire (Rogrigues et al., 2012). L'approche par plasticité concentrée présente l'inconvénient majeur de découpler l'interaction entre le moment résistant et la rigidité axiale. L'approche par plasticité distribuée présente l'avantage de permettre une amorce de plastification à n'importe quel élément de la structure. Au final, l'approche choisie est basée sur la plasticité distribuée. Deux méthodes numériques permettent de réaliser une plasticité distribuée avec les éléments finis, soit la méthode basée sur les déplacements et la méthode basée sur la force.

La méthode basée sur les déplacements recourt à un champ de déplacement estimé pour interpoler les déplacements de la section et utilise ensuite le principe des déplacements virtuels pour établir les relations d'équilibres de l'élément. L'idée est schématiquement illustrée à la Figure 1.16. Puisque la méthode suppose une distribution linéaire entre les sections, il peut être nécessaire d'affiner le maillage, c.-à-d. de réduire les dimensions des sections, pour capturer les déformations plus complexes. L'approche amène à un équilibre faible, ce qui mène à une différence entre les forces internes de l'élément et les forces aux nœuds.

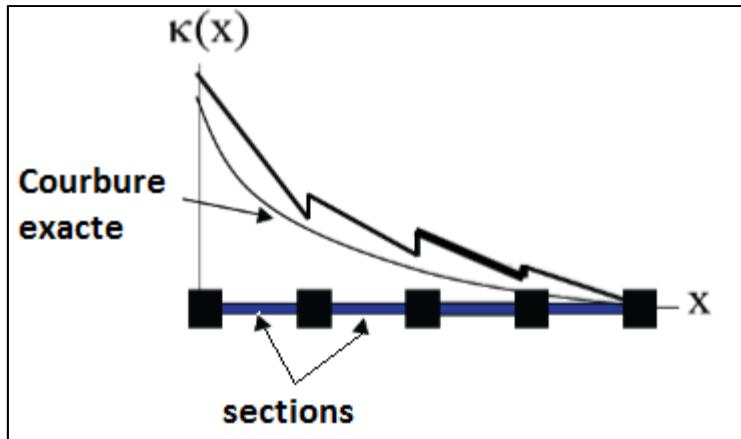


Figure 1.16 Illustration de la méthode de plasticité distribuée basée sur les déplacements
Tirée de Terzic (2011)

La méthode basée sur la force repose sur la disponibilité d'une solution d'équilibre exacte pour le système local de l'élément poutre. L'équilibre entre les sections de l'élément et l'élément est exact, théoriquement, même dans le domaine inélastique. Les forces des sections sont déterminées à partir des forces aux nœuds par interpolation dans le système local. Cette interpolation provient de l'équilibre statique et permet d'obtenir la force axiale ainsi qu'une distribution linéaire du moment de flexion en l'absence de chargement distribué. Le principe de la force virtuelle est utilisé pour établir la compatibilité entre les déformations des sections et les déformations de l'élément. L'idée est schématiquement illustrée à la Figure 1.17.

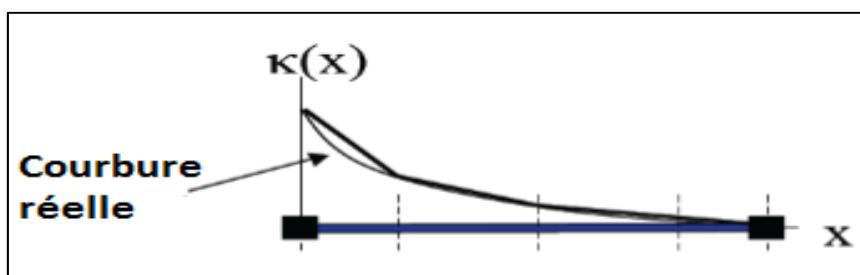


Figure 1.17 Illustration de la méthode de plasticité distribuée basée sur les déplacements
Tirée de Terzic (2011)

Il a été noté que le nombre de points d'intégrations nécessaires pour obtenir une solution locale entièrement stabilisée avec la méthode basée sur la force est de 7 (Calabrese et al., 2010). Un comparatif entre les deux types de formulations réalisé pour le cas d'une poutre d'acier caisson, encastrée à une extrémité et simplement supportée à l'autre et soumise à deux chargements distribués, tel que montré à la Figure 1.18, a été réalisé et a mené aux résultats comparatifs présentés à la Figure 1.19 (Terzic, 2011).

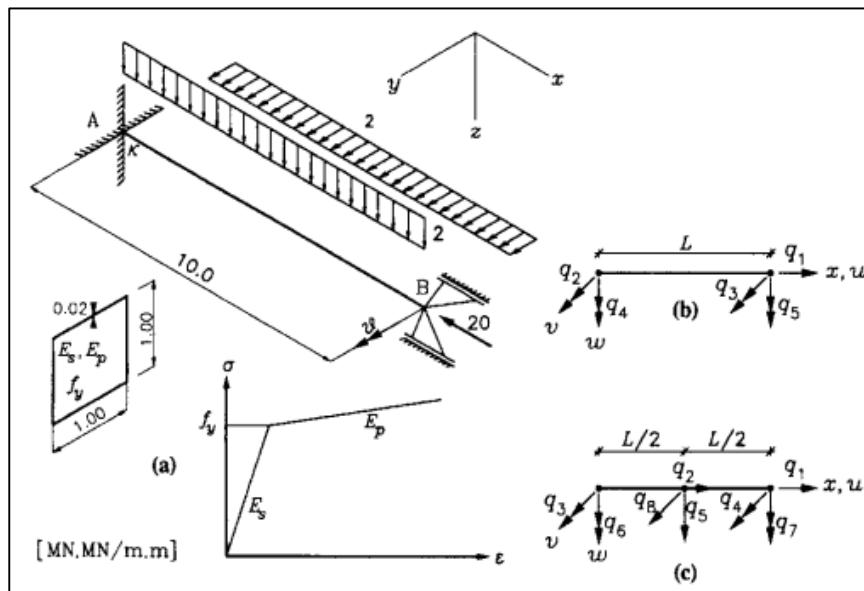


Figure 1.18 Poutre d'acier caisson avec charge répartie
Tirée de Neuenhofer et Filippou (1997)

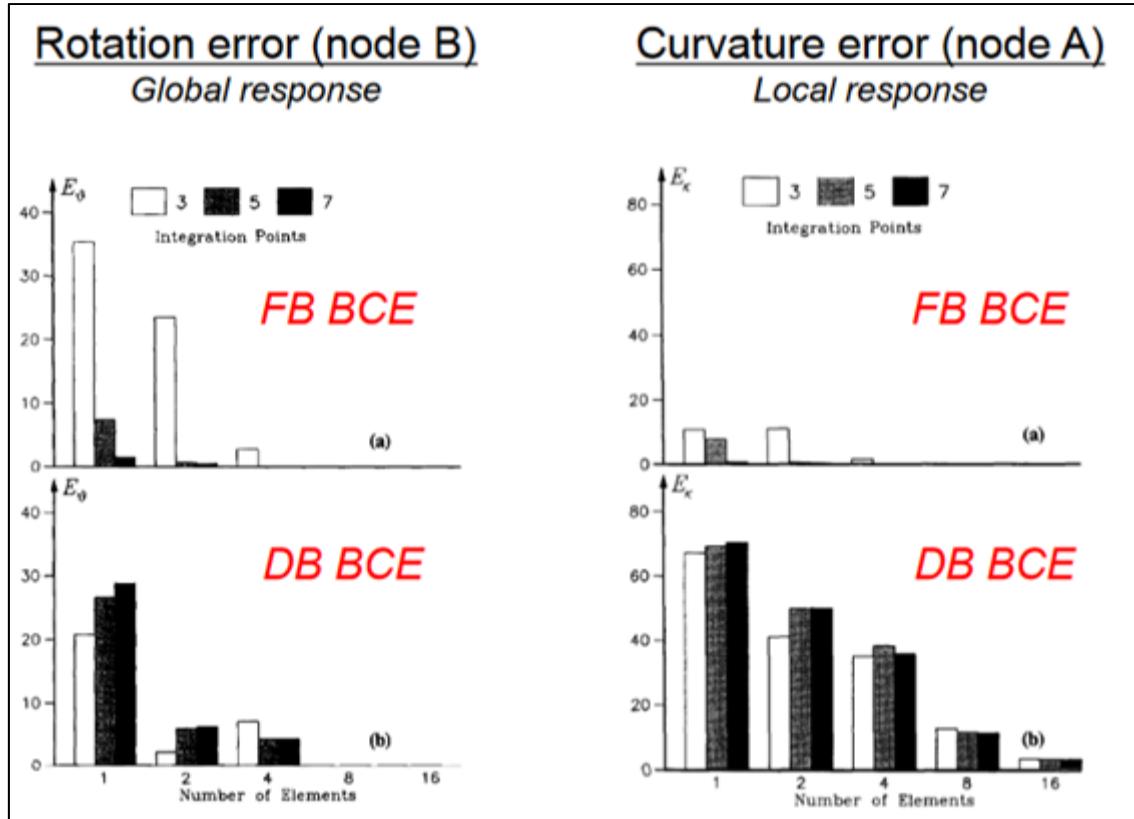


Figure 1.19 Comparatif entre la formulation basée sur la force et celle basée sur les déplacements

Tirée de Terzic (2011), d'après Neuenhofer et Filippou (1997)

1.4.2.2 Éléments plans

La librairie d'OS comporte une large gamme d'éléments plans possédant de quatre à 27 noeuds. Réaliser une analyse comparative de tous les éléments disponibles serait extrêmement difficile et improductive. La discussion demeure ainsi focalisée sur les deux éléments les plus sujets à réaliser la modélisation bidimensionnelle en contrainte totale d'un dépôt de sol.

Le premier élément est le classique élément iso paramétrique quadrilatéral bilinéaire possédant quatre points d'intégrations de Gauss localisés, en coordonnées naturelles, conformément au schéma de la Figure 1.20.

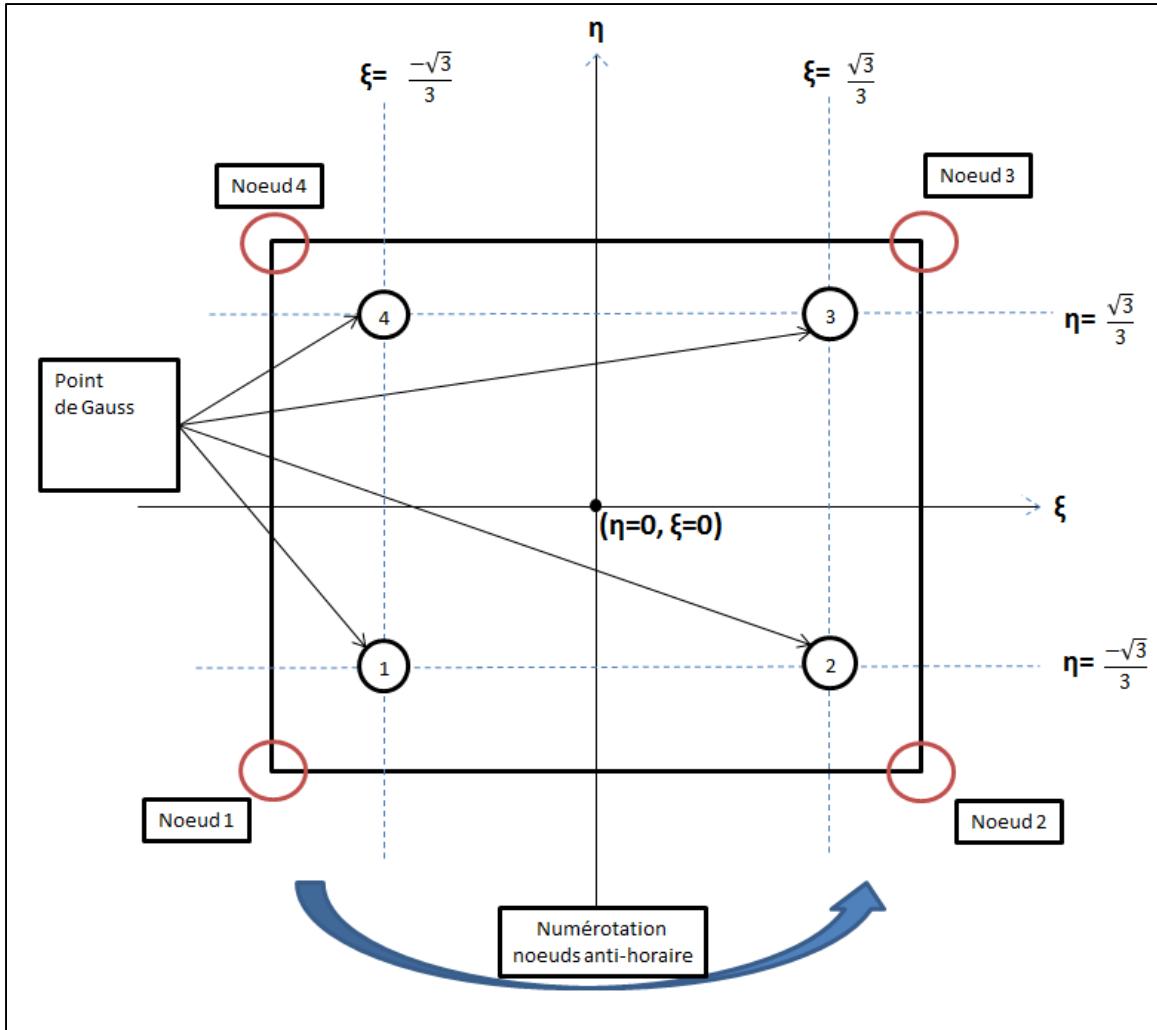


Figure 1.20 Représentation schématique d'un élément quadratique et des axes de coordonnées naturelles pour localisation des points d'intégrations de Gauss

Cet élément possède l'avantage d'évaluer les fonctions à quatre endroits à l'intérieur de son domaine.

Alternativement, on peut considérer un élément quadratique à formulation dite simplifiée. Cet élément comporte un seul point d'intégration au centre. Il a ainsi l'avantage de présenter un temps de calcul plus court, comparativement à un élément à intégration complète. Il faut toutefois considérer trois problèmes liés à cet élément soit :

- 1) la déformation du mode zéro énergie;

- 2) le blocage de cisaillement;
- 3) le blocage volumétrique.

La déformation provenant du mode d'énergie zéro provient du fait qu'en flexion, un élément plan peut, tel qu'illustré à la Figure 1.21, être soumis à une déformation due à un moment sans toutefois causer d'élongations ni de changements dans les angles du point de vue d'un élément unique placé au centre.

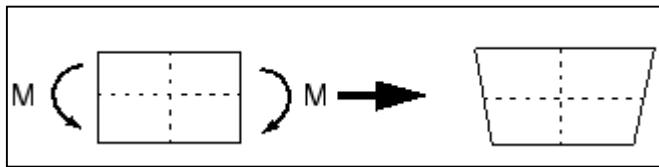


Figure 1.21 Flexion zéro énergie

Puisqu'il n'y a aucune déformation imposée, ce mode de déformation ne requiert aucune énergie. Il s'agit d'un mode de déformation purement numérique qui fausse le modèle. Le blocage en cisaillement et le blocage volumétrique sont des problématiques similaires qui surviennent dans les problèmes dominés par un chargement en flexion. L'élément plan disponible dans la librairie OS à point unique a été stabilisé afin de prendre en compte l'énergie du mode zéro ainsi que les problématiques de blocage en cisaillement et volumétrique. Il n'est donc pas sujet à ces problèmes.

1.4.2.3 Éléments spéciaux pour l'interface sol-structure

Un dernier type d'élément doit être considéré pour définir convenablement le modèle numérique couplé. Cet élément de longueur zéro permet de connecter ensemble deux nœuds localisés aux mêmes coordonnées géométriques au moyen d'objets uni-axiaux dans les différentes directions. Cet élément admet l'utilisation de matériaux différents dans les directions horizontales, verticales et également en rotation. Il est utile pour réaliser les connections entre les éléments frontières et également au niveau de l'interface sol-structure.

1.4.3 Loi de comportement - généralités

Les lois de comportement, aussi appelés matériaux (« *materials* »), permettent de relier les déformations des nœuds aux contraintes à l'intérieur de l'élément auxquelles elles sont assignées. Deux types de matériaux spécifiques sont discutés, soit les matériaux dits uni-axiaux et les matériaux multiaxes, qui s'appliquent respectivement aux éléments uni-axiaux et multiaxes.

1.4.4 Loi de comportement - uni-axiales

Les matériaux uni-axiaux s'appliquent aux éléments pouvant être correctement décrits par la théorie des poutres, c'est-à-dire qui possèdent une dimension dominante par rapport à leurs autres dimensions. Ces éléments servent à modéliser la structure du bâtiment.

La modélisation des éléments de la structure peut être réalisée au moyen de relation élastique ou inélastique. Pour le béton et l'acier, il existe un grand nombre de lois de comportement permettant de capturer le comportement inélastique. Chaque relation présente un certain nombre d'avantages et d'inconvénients et permet de modéliser certains aspects du comportement. Les matériaux plus complexes permettent, en théorie, de représenter avec une meilleure précision le comportement des matériaux réels. Ces matériaux nécessitent, en contrepartie, la définition d'un plus grand nombre de paramètres qu'il est parfois difficile d'estimer avec précision sans réaliser des essais au laboratoire. La loi de comportement doit permettre de capturer les principales caractéristiques du matériau modélisé et être définie le plus simplement possible avec des paramètres habituels pour l'ingénieur.

Les méthodes utilisées pour estimer les valeurs des paramètres des différentes lois de comportement structural sont discutées dans le mémoire de maîtrise de Apari-Lauzier (Apari-Lauzier, 2016). Puisque le bâtiment modélisé dans la présente recherche est le bâtiment développé par Lauzier, certains passages de son travail sont repris ici sans modification. Le lecteur désirant en savoir plus est invité à consulter le travail de Lauzier.

1.4.5 Loi de comportement – multiaxes

Les lois de comportements multiaxes sont applicables, en 2D, aux éléments plans définis à la section 1.4.2.2. La librairie d'OS comporte actuellement 29 matériaux multiaxes. Dans le cadre du présent travail, les matériaux multiaxes sont destinés à la modélisation inélastique du sol en condition de contrainte totale. Pour ces éléments, les principaux critères de rupture disponibles dans la librairie d'OS sont le critère de Von Mises, le critère de Drucker-Prager ainsi que des critères imbriqués.

1.4.5.1 Critère J2 (Von Mises)

Le critère de Von Mises est le critère de plasticité le plus simple. Il interprète la rupture, c'est-à-dire le début de la plastification, comme un processus provenant d'une déformation en cisaillement pur qui se produit lorsque les contraintes effectives en cisaillement atteignent une certaine valeur. Le critère de Von Mises est indépendant de la pression volumétrique, tel que vu à la Figure 1.22.

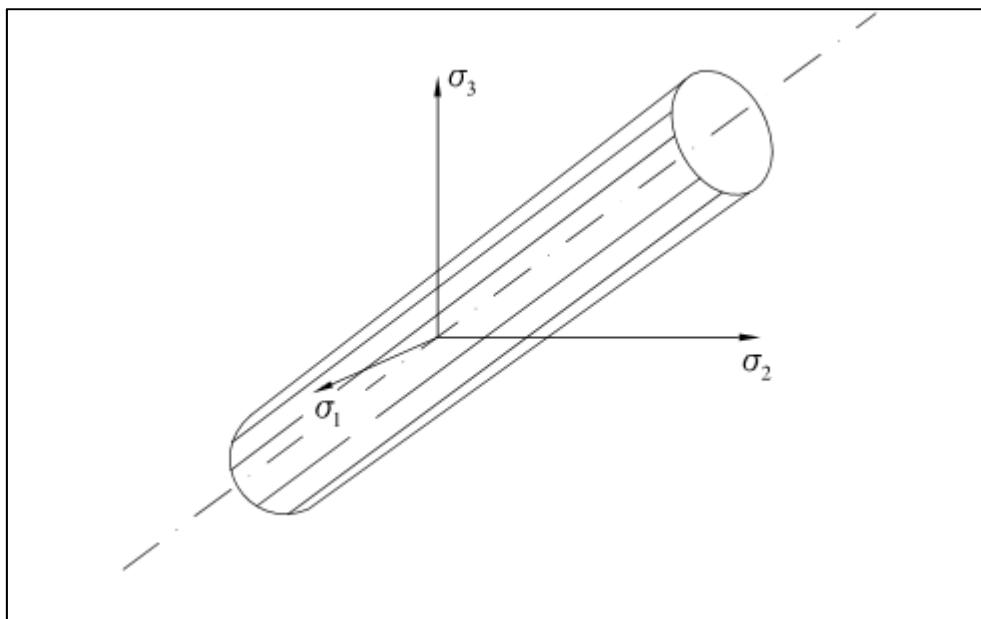


Figure 1.22 Critère de Von Mises dans l'espace des contraintes principales
Tirée de Krabbenhoft (2002)

1.4.5.2 Critère de Drucker-Prager

Le critère de Drucker-Prager (DP) (Drucker et Prager, 1952) est une extension du critère de Von Mises pour prendre en considération l'impact de la pression volumétrique sur la rupture. Dans le plan des contraintes principales, le critère de DP décrit un cercle passant par les apex du critère de Mohr-Coulomb lorsque le dénominateur de l'équation α s'exprime $\sqrt{3}(3 - \sin(\phi))$ alors que le cercle passe par la moyenne des apex lorsque ceux-ci s'expriment $\sqrt{3}(3 + \sin(\phi))$ (Figure 1.23). Le critère de Drucker-Prager, due à sa forme cylindrique, est exempt d'instabilités numériques.

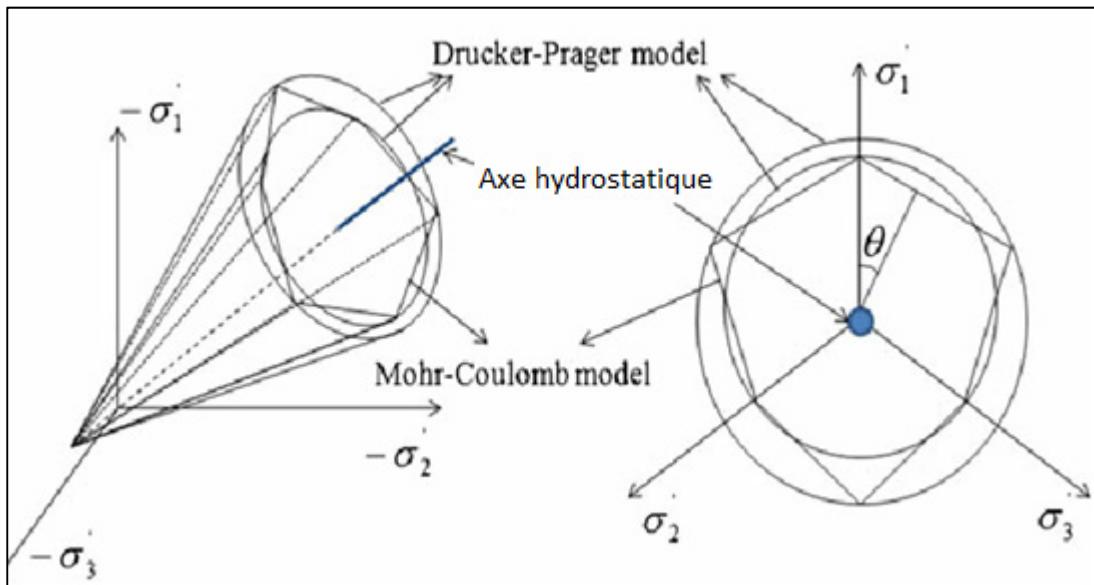


Figure 1.23 Critère de rupture DP et MC - plan contraintes principales

1.4.5.3 Critère imbriqué

Les modèles PressureIndependentMultiYield et PressureDependentMultiYield (PIMY & PDMY) (Yang et al., 2003) sont des matériaux recourant aux critères de ruptures J2 et de Drucker-Prager respectivement. La grande différence est que ces matériaux, au lieu d'utiliser une seule limite élastique, recourent à une série de limites élastiques emboîtées les unes dans les autres, telles qu'illustrées à la Figure 1.24.

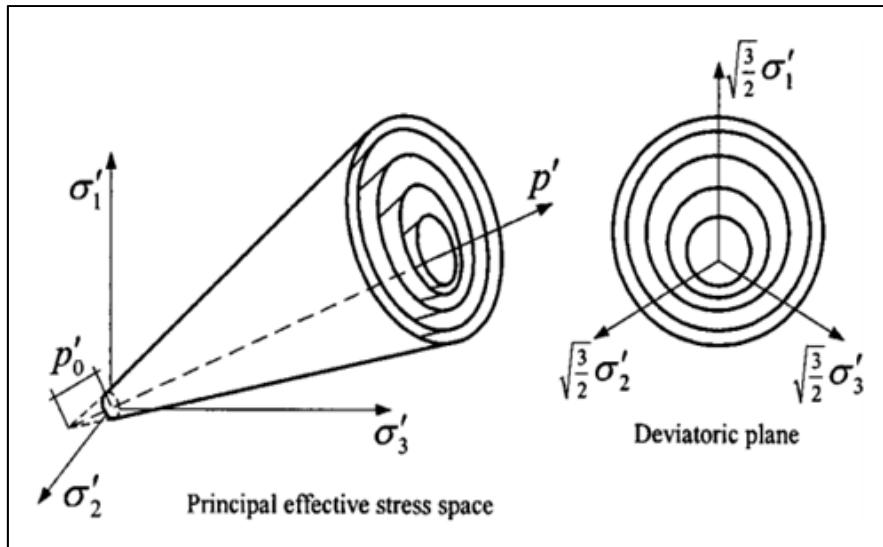


Figure 1.24 Limite élastique des matériaux
(Yang et al., 2003)

1.4.5.4 PDMY et PIMY

Le modèle PIMY est un modèle élastique-plastique dont la réponse contrainte-déformation est linéaire élastique et indépendante de la réponse déviatorique. Le modèle est davantage adapté à la modélisation des sols cohérents en condition de chargement dynamique rapide (non-drainé), pour lesquels le comportement en cisaillement est indépendant des modifications des contraintes de confinements

Le modèle PDMY est davantage adapté à la modélisation des sols non-cohérents (sable, silt) dans diverses conditions de chargement puisqu'il prend en considération les caractéristiques principales de la réponse dynamique de ces sols. Ces caractéristiques sont, entre autres, la dilatance (variation de volume due au cisaillement) et la mobilité cyclique, qui apparaissent généralement pour les sables ou les silts durant des chargements monotones ou cycliques.

Les deux modèles réfèrent à des lois de type hyperbolique (Seed et Idriss, 1970) pour prendre en considération la variation de dégradation du module de cisaillement en fonction des déformations en cisaillement :

$$\tau = \frac{G\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(\frac{P'_r}{P'} \right)^d} \quad (1.26)$$

où $\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}}$, est la déformation en cisaillement maximale, soit le ratio entre la contrainte de cisaillement maximale et le module de cisaillement maximal. Dans les deux modèles, les courbes de réduction de module, définies par les courbes squelettes, sont définies par morceaux. Le nombre de segments de courbes dépend du nombre de surfaces de ruptures utilisées dans la définition du matériel, tel que vu à la Figure 1.25.

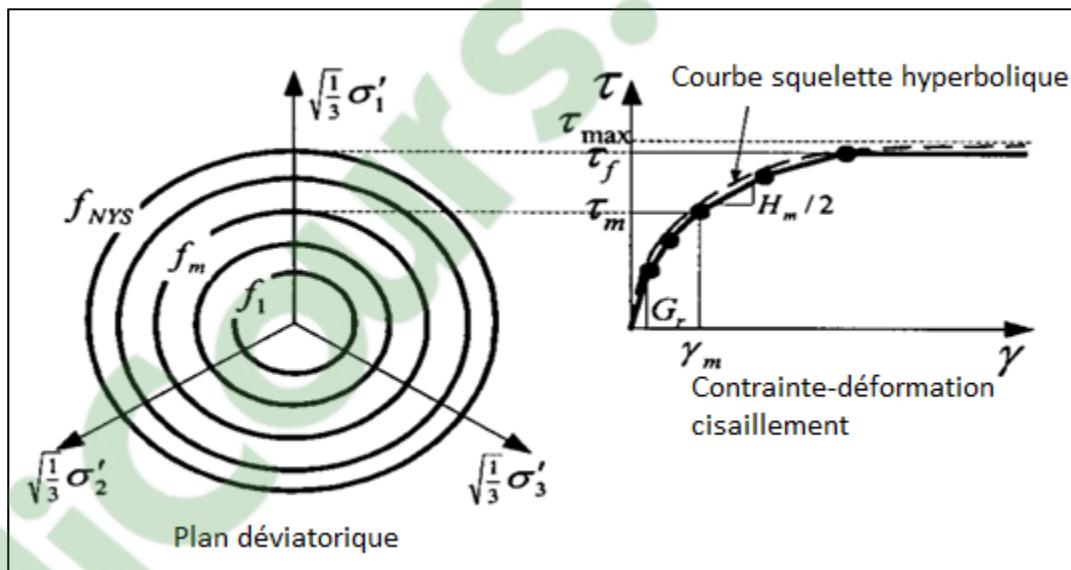


Figure 1.25 Surfaces de ruptures imbriquées et courbe squelette du matériel PIMY
Tirée de Yang, Elgamal et al. (2003) (traduit par l'auteur)

Dans tous les cas, l'initialisation de l'état des contraintes effectives initiales dans le dépôt de sol doit être réalisée manuellement par l'utilisateur.

1.4.6 Application du signal sismique au modèle numérique de sol

Dans la méthode directe, le signal sismique peut être appliqué au modèle numérique de sol par le biais d'un champ de déplacement ou de force.

1.4.6.1 Application d'un champ de déplacement

Trois zones définissent le domaine de sol tel qu'illustré à la Figure 1.26, soit le domaine extérieur, Ω_E , le domaine intérieur, Ω_I , et l'interface entre les deux domaines, Σ . Le domaine extérieur n'est pas explicitement modélisé dans le modèle numérique et on y suppose un comportement linéaire élastique. Le comportement sur Σ est également considéré linéaire élastique. Le séisme est défini comme un champ de déplacement que l'on supposera comme connu et compatible avec Ω_E (Aubry, 1993).

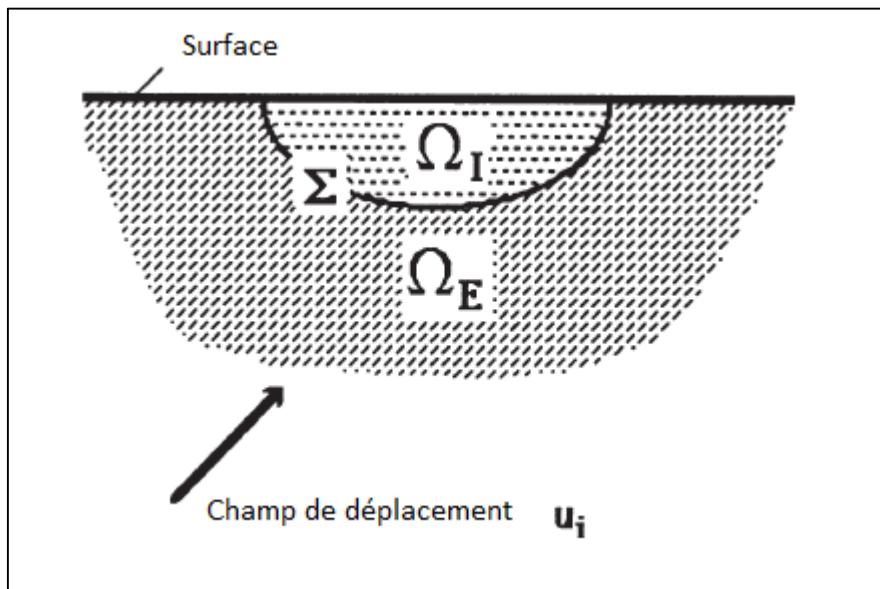


Figure 1.26 Représentation schématique des domaines pour le problème de modélisation du séisme dans le sol
Tirée de Aubry (1993)

Les équations de continuité sur Σ entre Ω_E et Ω_I sont :

$$u_I = u_E \quad (1.27)$$

$$t_l + t_E(u_E) = 0 \quad (1.28)$$

avec t , le vecteur de contraintes. Considérant \mathbf{n} le vecteur de déplacements normaux à Σ , le vecteur de contraintes sur la frontière est donné pour tous champs de déplacements u_r pénétrant dans le domaine interne, par la relation (Aubry, 1993):

$$t = \rho V_p \frac{\partial u_{rn}}{\partial t} \mathbf{n} + \rho V_s \frac{\partial u_{rt}}{\partial t} \quad (1.29)$$

Où ρ est la masse volumique, V_p la vitesse de compression des ondes, V_s la vitesse de cisaillement, u_{rn} les déplacements dans la direction normale et u_{rt} les déplacements tangentiels.

Une approche alternative est d'appliquer le séisme comme un historique de déplacements au nœud situé au point de contrôle. Le principe étant que les déplacements imposés produisent des accélérations dans la colonne de sol qui à leur tour, couplées à la masse des éléments de sol, produisent des forces d'inertie qui vont entraîner le déplacement de la colonne. Cette approche est explorée et validée à la section 3.4.3.

1.4.6.2 Choix et calibration des signaux sismiques

Les spectres de réponses de design représentent l'approche traditionnelle permettant d'estimer directement la réponse maximale d'une structure linéaire (Preumont, 1984). Dans certains cas toutefois, cette approche n'est pas applicable et on y préfèrera l'utilisation d'un schéma d'intégration temporel (Carballo et Cornell, 2000). Dans ces situations, la construction d'un accélérogramme calibré sur le spectre de design est une condition préalable à l'analyse dynamique temporelle. La modification d'un accélérogramme pour être calibré sur un spectre de design est un problème ayant été traité par de nombreux auteurs (Preumont, 1980; 1984; Rizzo et al., 1975; Tsai, 1972).

L'utilisation d'accélérogrammes calibrés est considérée produire un niveau de dispersion moindre permettant d'estimer plus aisément la demande sismique (Carballo et Cornell, 2000). Il s'agit d'un avantage important dans les situations où les modèles numériques sont lourds et longs à solutionner. Alternativement, l'utilisation d'une série temporelle calibrée sur un spectre de design, qui est une image de plusieurs séismes, tend à produire des résultats trop conservateurs (Al Atik et Abrahamson, 2010).

Tel que mentionné par Atik et Abrahamson (2010), il existe essentiellement deux approches permettant de calibrer un accélérogramme sur un spectre, soit 1) la calibration spectrale et 2) la mise à l'échelle. Il existe trois approches fondamentales pour la calibration spectrale : la méthode du domaine fréquentiel, la méthode du domaine fréquentiel avec la théorie des vibrations aléatoires et la méthode dans le domaine temporel (Kaul, 1978). Les premières méthodes de calibration spectrales recourent à l'approche du domaine fréquentiel. Dans cette méthode, l'amplitude du spectre de Fourier est basée sur le ratio entre le spectre de design et le spectre de réponse de la série temporelle considérée en maintenant la phase de Fourier de la série temporelle de référence fixée. Cette approche dite directe, comporte deux inconvénients. Premièrement, elle ne converge généralement pas bien. Deuxièmement, elle altère souvent le caractère non stationnaire de la série temporelle à un point tel qu'elle ne ressemble plus à une série temporelle de tremblement de terre. L'utilisation de la théorie des vibrations aléatoires permet de rendre l'approche efficace pour obtenir les accélérations et les vitesses, mais induit des disparités importantes au niveau des déplacements. De son côté, l'approche dans le domaine temporel est plus complexe à mettre en œuvre, mais montre une bonne convergence et préserve l'aspect non stationnaire de la série temporelle initiale (Al Atik et Abrahamson, 2010).

Au niveau normatif, le commentaire J du CNBC-2015 propose une procédure détaillée pour la calibration d'enregistrements de mouvements du sol sans toutefois imposer une pondération dans le domaine fréquentiel ou temporel. Le code spécifie entre autres le nombre d'enregistrements ainsi que les plages de fréquences devant être utilisés. L'approche du

CNBC-2015 est décrite plus en détails dans l'annexe du commentaire J et dans (Luabeya M. et al., 2015).

Dans un premier temps, il s'agit de définir le spectre de design, $S(T)$, tel que défini aux articles 4.8.1 du CNBC-2015, en y ajoutant les valeurs d'accélérations spectrales, $S_a(T)$, pour les périodes 0,01, 0,05, 0,1 et 0,3, afin de mieux représenter la demande sismique dans cette plage de période.

L'étape suivante est de définir la plage de périodes d'intérêt, T_r . Le CNBC-2015 propose les bornes suivantes pour définir la plage de périodes, T_r :

$$T_{min} = \min[0,15T_0; T_{90\%}] \quad (1.30)$$

$$T_{max} = \max[2T_0; 1,5 \text{ s}] \quad (1.31)$$

Où T_0 est la période fondamentale de la structure à l'étude et $T_{90\%}$ est la période pour laquelle la contribution modale effective est au moins égale à 90 %. Dans les deux cas, deux critères sont proposés et il s'agit de prendre le plus faible pour T_{min} et le plus élevé pour T_{max} . Il s'agit ensuite de réaliser la sélection des mouvements de sol; « *Ceux-ci doivent être sélectionnés sur la base du régime tectonique, de l'amplitude et des distances qui régissent le risque sismique, ainsi que des conditions géotechniques locales à l'emplacement. Les spectres de réponse des mouvements sélectionnés doivent avoir des formes spectrales qui sont similaires à celles du ou des spectres de réponses cibles, tels que définis à la suite* » (CNRC, 2015).

Il existe deux types de signaux sismiques; 1) signaux historiques et 2) signaux synthétiques. Les signaux historiques sont des signaux sismiques naturels issus d'événements ayant été enregistrés par une station d'enregistrement. Il existe donc plusieurs signaux sismiques pour un même événement, car celui-ci est capté par plusieurs stations situées à différentes localités géographiques. De plus, la nature des dépôts de sol rencontrés par les ondes sismiques, la distance de la station à l'épicentre de l'événement, la nature des instruments d'enregistrement

ainsi que la nature des dépôts de sol sur lesquels est érigée la station ont une influence importante sur le signal sismique enregistré, particulièrement dans sa signature fréquentielle. Les signaux synthétiques sont, eux, issus de modèles stochastiques (Boore et Atkinson, 1987) pour lesquels on définit l'amplitude du spectre d'accélération de Fourier en fonction du moment sismique et de la distance. On implémente ensuite dans le domaine temporel en multipliant le spectre défini précédemment par un historique d'accélération borné et composé de bruits gaussiens, c.-à-d. ayant une amplitude aléatoire dont les valeurs sont définies par une distribution gaussien, et dont la variance est choisie de manière à ce que l'amplitude spectrale soit unitaire, puis en ramenant le spectre filtré ainsi créé dans le domaine temporel (Atkinson et Boore, 1995). « *Il est préférable de privilégier les séismes historiques. Lorsque des données suffisantes existent, les mouvements du sol pour chaque suite doivent être sélectionnés à partir d'au moins deux séisme distincts; dans la mesure du possible, il faut sélectionner au plus deux enregistrements de mouvements du sol pour le même séisme* » (CNRC, 2015).

Il s'agit ensuite de définir un spectre de réponse de référence, $S_t(T)$, sur lequel seront mis à l'échelle les mouvements de sol sélectionnés. Le logiciel utilisé pour réaliser le calage du signal est SeismoMatch de la compagnie SEISMOSOFT (SEISMOSOFT, 2020). Le CNBC propose deux approches. Dans la méthode A, $S_t(T)$ est tiré du spectre de design du CNBC 2015, $S(T)$. En fonction de la localité à l'étude, la désagrégation du signal (Halchuk et al., 2007) permet d'identifier les scénarios Magnitude-Distance (M-R) les plus probables. Pour la majorité des villes, les données de désagrégation sont disponibles pour les périodes de 0,2 et 1,0 seconde en plus du PGA ($T=0$ s).

1.4.7 Amortissement

Cette section s'intéresse à l'amortissement dans les deux systèmes modélisés, soit le sol et la structure et en présente les principales caractéristiques. L'impact du schéma d'intégration numérique sur la question de l'amortissement est également discuté.

1.4.7.1 Amortissement dans le sol

Le sol est souvent considéré comme un matériau pouvant être modélisé comme visqueux-élastique. Un coefficient d'amortissement équivalent pour le sol, D , peut être obtenu par la méthode du décrément logarithmique suivant la décroissance des amplitudes maximales pour le cas d'une oscillation libre. Le coefficient D s'exprime alors comme :

$$D = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{\delta}\right)^2}} \quad (1.32)$$

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{a(t)}{a(t + nt)} \right) \quad (1.33)$$

où n est le nombre de cycle considéré, a est l'amplitude au temps t et δ le décrément logarithmique. Théoriquement, la valeur de D devrait être proportionnelle à la fréquence d'oscillation si le sol présentait réellement un comportement visqueux. Suite à l'étude d'échantillons de sable, Bolton (1990) a conclu que les paramètres d'amortissement pour les sables sont insensibles à la fréquence peu importe qu'ils aient été mesurés par des essais quasi-statiques ou dynamiques, que l'échantillon soit saturé ou sec, et ce, pour des fréquences allant jusqu'à 100 Hz. Bolton note qu'il s'agit d'un comportement hystérotique et que les paramètres d'amortissement sont dépendants des déformations, mais pas des fréquences. La modélisation de l'amortissement du sol devrait donc être hystérotique et la forme de la courbe de réduction de module devrait prendre en considération l'impact de la plasticité du sol ainsi que du niveau de confinement.

1.4.7.2 Amortissement dans la structure

Il est de pratique courante dans la structure de modéliser l'amortissement via un amortissement visqueux. Bien que plusieurs études aient été faites sur le sujet, la modélisation des forces d'amortissement visqueux dans les structures demeurent encore aujourd'hui une source de

débat (Petrini et al., 2008). L'amortissement visqueux, c , est défini en fonction du ratio d'amortissement critique, ξ , de la rigidité (k) de la structure et de sa masse (m) :

$$c = 2\xi\sqrt{km} \quad (1.34)$$

Cette approche est simple et avantageuse du point de vue mathématique, permettant de prendre en considération les différents mécanismes structuraux reliés à la perte d'énergie (la non-linéarité à l'intérieur des limites élastiques, l'amortissement de fondation, la non-linéarité, l'amortissement radiatif, l'amortissement provenant des éléments non-structuraux, etc.).

Il n'est généralement pas explicitement spécifié dans les travaux sur le sujet si la matrice de rigidité utilisée pour le calcul du coefficient d'amortissement est la matrice initiale ou la matrice tangente, bien que ce choix ait une influence importante sur l'issue des calculs (Petrini et al., 2008).

Dans le cas des structures à multiples degrés de liberté, la dissipation d'énergie est approximée par un amortissement visqueux linéaire, généralement à l'aide du modèle de Rayleigh. Dans ce modèle, la matrice d'amortissement s'exprime comme une combinaison provenant à la fois de la matrice de masse, \mathbf{M} , et de la matrice de rigidité, \mathbf{K} :

$$C = \alpha_1 M + \alpha_2 K \quad (1.35)$$

Les coefficients α_1 et α_2 se calculent à partir du taux d'amortissement désiré et des fréquences angulaires w_i et w_j identifiées :

$$\alpha_1 = w_i w_j \alpha_2 \quad (1.36)$$

$$\alpha_2 = \frac{2\xi}{w_i + w_j} \quad (1.37)$$

où ξ est la fraction de l'amortissement critique. Un des avantages de cette approche est que la matrice d'amortissement ainsi obtenue est diagonale.

Dans le contexte d'analyses non-linéaires dans le domaine temporel, il a été mis en évidence que l'utilisation de la matrice de rigidité initiale tend à surestimer l'amortissement du système. Il serait ainsi préférable d'utiliser la matrice de rigidité tangente, k_T , pour le calcul du coefficient d'amortissement avec l'équation (1.32) (Petrini et al., 2008) :

$$c = \alpha_2 k_T \quad (1.38)$$

Des analyses expérimentales réalisées sur une colonne de pont en condition 1-g ont permis de mettre en évidence qu'il n'est pas nécessaire d'utiliser un amortissement visqueux, en plus de l'amortissement hystérotique développé par le modèle numérique, pour simuler le comportement dynamique d'un modèle d'éléments fibre prenant en compte la non-linéarité du comportement des matériaux (Petrini et al., 2008). Il est toutefois noté qu'il peut être nécessaire d'utiliser un amortissement linéaire ne dépassant pas 1 % afin de considérer l'amortissement provenant d'éléments non-structuraux (Petrini et al., 2008; Priestley et Grant, 2005). Celui-ci peut être découpé en deux catégories soit : l'amortissement provenant des hystérésis des composants non-structuraux et l'amortissement provenant du glissement entre les éléments structuraux et non-structuraux. Dans les deux cas, une limite maximale de 0,5 % pour chacune de ces deux catégories d'effets est suggérée (Priestley et Grant, 2005).

Mentionnons que le modèle d'amortissement de Rayleigh est également largement utilisé pour simuler l'amortissement hystérotique dans un dépôt de sol lors d'analyse dynamique dans le domaine temporel ou fréquentiel. La difficulté réside alors dans le choix des fréquences w_i et w_j . Plusieurs études sur le sujet ont été publiées au fil des ans (Hashash et Park, 2002; Hudson et al., 1992). La problématique principale de cette approche est que l'amortissement est sous-estimé entre w_i et w_j et surestimé à des fréquences plus faibles que w_i et plus élevées que w_j (Tsai et al., 2014). Le choix des fréquences a ainsi un impact important sur la propagation des ondes dans la colonne de sol. Dans le domaine fréquentiel, il a été suggéré (Hashash et Park,

2001) d'utiliser la fréquence fondamentale du dépôt comme fréquence w_i et $8*w_i$ pour la fréquence w_j . Notons que, lorsqu'utilisé dans le domaine temporel, cette approche amène une sous-estimation de 5-10 %.

1.4.7.3 Amortissement numérique et mode parasite

Il est connu qu'une certaine dose d'amortissement numérique peut être nécessaire dans les analyses dynamiques par EF afin de filtrer les vibrations parasites. Ces vibrations n'ont pas de réalité physique et sont en fait un artefact du schéma d'intégration utilisé. Considérant les Figure 1.27 a) et b), qui représentent les déformations des accélérations horizontales d'une même colonne de sol de 65 m de hauteur en condition dynamique avec, dans les deux cas, l'algorithme de résolution Newmark avec les coefficients $\gamma = 1/2$ et $\beta = 1/4$. Dans la Figure 1.27 a), aucun amortissement n'est utilisé lors de l'exécution. On voit clairement l'impact des fréquences parasites sur la distribution des accélérations. Dans la Figure 1.27 b), un amortissement de type Rayleigh de 0,5 % couvrant les fréquences de 0,2 à 20 Hertz est utilisé. La différence est marquée entre les deux scénarios. L'inconvénient de cette approche est qu'elle induit une source d'amortissement visqueux fictive à l'ensemble du modèle.



Figure 1.27 Fréquences parasites dans une colonne de sol a) sans amortissement linéaire et avec schéma de Newmark (0,5;1/2) b) 0,5 % d'amortissement de Rayleigh et avec schéma de Newmark (0,5;1/2)

Une approche alternative est d'utiliser une légère dose d'amortissement numérique (Boulanger et al., 1999; Torabi et Rayhani, 2014a) à l'aide d'une simple modification des facteurs du schéma d'intégration de Newmark. En utilisant des valeurs de $\gamma = 0,6$ et $\beta = 0,3205$, une

légère dose d'amortissement numérique est utilisée et les fréquences parasites développées par l'utilisation standard de la méthode avec les coefficients $\frac{1}{2}$ et $\frac{1}{4}$ sont filtrées sans avoir besoin d'utiliser un amortissement de Rayleigh. Cette approche a été testée dans le cadre de cette thèse et on a pu confirmer son efficacité en traçant les accélérations de la colonne de sol présentées à la Figure 1.27 par une analyse de propagation d'ondes et en validant qu'aucune fréquence parasite n'est développée, et ce, sans utilisation d'un amortissement de Rayleigh.

1.5 Synthèse de la revue de littérature

L'état des connaissances présentées dans ce chapitre a permis d'établir plusieurs constats sur différents aspects. Puisque les sujets couverts sont larges, la synthèse est découpée en trois catégories, soient :

- 1) les aspects reliés aux outils d'analyse de l'IDSS;
- 2) les aspects géotectoniques de l'Est du Canada;
- 3) les aspects relatifs aux méthodes numériques.

1.5.1 Synthèse sur les outils d'analyse de l'IDSS

La revue de la littérature scientifique relative aux outils et méthodes d'analyses de l'IDSS a permis de mettre en lumière que :

- 1) l'évaluation de l'IDSS peut être réalisée via deux approches différentes, soit :
 - a) la méthode des sous-structures;
 - b) la méthode directe;
- 2) la méthode des sous-structures permet de considérer de manière séparée les effets de l'interaction cinématique et ceux de l'interaction inertielle;
- 3) pour que les effets de l'interaction cinématique soient importants, il faut que les dimensions de la fondation soient du même ordre de grandeur que la longueur d'onde principale du signal;
- 4) l'importance de l'interaction inertielle est corrélée à la valeur du ratio de rigidité sol-structure;

- 5) la stratification, l'inélasticité du sol ainsi que l'inélasticité de la structure ont un impact important dans la réponse dynamique du système sol-structure;
- 6) la méthode directe permet de modéliser les aspects non-linéaires présents dans l'IDSS ce que ne permet pas de faire la méthode des sous-structures.

1.5.2 Synthèse des aspects géotechniques et sismiques de l'Est du Canada

La revue de la littérature scientifique relative aux aspects géotechniques et sismiques de l'Est du Canada a permis de mettre en lumière que :

- 1) les sols de l'Est du Canada, sur lesquels sont érigées plusieurs villes, sont des sols post-glaciaux à grains fins qui présentent un potentiel d'amplification important considérant le contraste d'impédance avec le roc;
- 2) le niveau de confinement d'un échantillon d'argile ainsi que son indice de plasticité ont un impact important sur son comportement;
- 3) la réduction du module de cisaillement en fonction du niveau de déformation en cisaillement représente une donnée essentielle dans la modélisation dynamique d'un élément de sol;
- 4) le contenu fréquentiel des séismes de l'est est riche en hautes fréquences comparativement aux séismes de l'ouest;
- 5) la zone de Charlevoix est une zone sismique active ayant mené dans un passé récent à de l'activité sismique importante.

1.5.3 Synthèse des aspects relatifs aux méthodes numériques

- 1) l'utilisation d'amortissement numérique permet de limiter l'impact des fréquences parasites sans avoir à recourir à un amortissement de Rayleigh;
- 2) l'application du signal sismique dans un modèle numérique peut-être réalisée de deux manières différentes, soit en appliquant des forces ou en appliquant un historique de déplacements;

- 3) la considération de l'inélasticité dans les éléments uni-axiaux au moyen d'une intégration basée sur la méthode de la force permet d'obtenir des solutions locales de meilleure qualité comparativement à la méthode basée sur une intégration des déplacements;
- 4) l'utilisation de sept points d'intégrations dans la méthode de la force permet d'assurer une convergence de solution menant à une solution locale quasi-exacte;
- 5) les éléments quadratiques iso-paramétriques à points d'intégration centraux stabilisés permettent de réduire le coût de calcul tout en se montrant libre des problèmes numériques des éléments quadratiques standards.

CHAPITRE 2

MÉTHODOLOGIE DÉTAILLÉE

L'objet du présent chapitre est de présenter la méthodologie détaillée découlant de la synthèse de la revue de la littérature. Le chapitre présente les caractéristiques du problème considéré (le système structural et le dépôt de sol) et détaille le programme d'analyse.

2.1 Description du problème analysé

Cette section a pour objectif de présenter les caractéristiques de la structure et du dépôt de sol étudié. L'un des objectifs associés étant d'établir les limites d'applicabilité de la méthode des sous-structures dans le contexte de l'Est du Canada, choisir un site avec des niveaux d'accélérations élevés, un type de sol particulièrement vulnérable aux effets de site ainsi qu'un bâtiment rigide de faible hauteur permettent de simuler un scénario défavorable. La proximité de la ville de Québec (une zone densément peuplée) à la zone sismique de Charlevoix, où des séismes importants ont été enregistrés par le passé, fait que les niveaux d'accélérations spectrales sont importants pour cette localité.

2.1.1 Système structural étudié

Suite à une analyse du parc d'infrastructures des écoles primaires et secondaires de la ville de Montréal (Apari-Lauzier, 2016; Nollet et Moretti, 2014) il a été mis en évidence que 60 % des bâtiments scolaires érigés l'ont été durant la période 1950-1970 et que ces bâtiments ont été construits avec des cadres en béton armé avec maçonnerie. Il s'est avéré impossible d'obtenir les plans de structure pour les bâtiments évalués, ceux-ci étant rarement disponibles et/ou incomplets. Conséquemment, la structure analysée s'inspire d'un bâtiment générique représentatif de l'inventaire et conçu conformément aux critères de conception du code national du bâtiment de 1965 (Apari-Lauzier, 2016).

Le bâtiment type mesure 58,5x20,1 m (192x66') en plan et possède quatre cadres en béton armé de trois travées, tel que vu à la Figure 2.1. En hauteur, le bâtiment s'élève à 12,2 m et comprend trois étages. Le cadre est symétrique dans la direction longitudinale (longueur), mais ne l'est pas dans la direction transversale (largeur). Lauzier mentionne que, dans les conceptions réalisées à cette époque, le concept de système de résistance aux forces

sismiques n'est pas encore inclus dans les normes. En cas de séisme ce sont tous les éléments structuraux qui sont sollicités sans pour autant avoir été conçus pour reprendre les efforts sismiques.

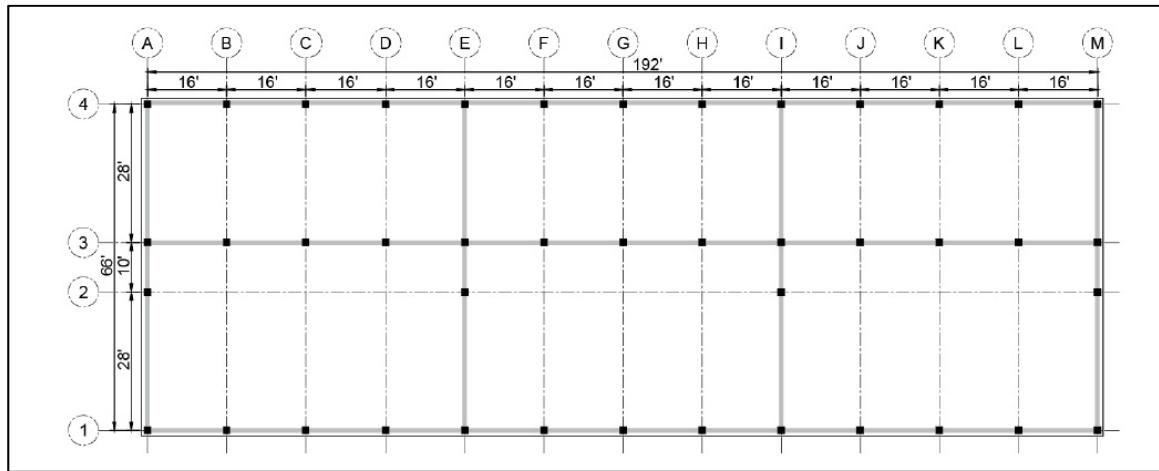


Figure 2.1 Vue en plan de la structure type

L'analyse dynamique de la structure est réalisée en deux dimensions selon l'axe transversal. En se basant sur le principe de surface tributaire, un seul cadre de la structure, le cadre de l'axe I (voir Figure 2.1), est analysé dans cette direction. Le cadre identifié est présenté à la Figure 2.2 a).

Sous le niveau 100 (Figure 2.2 a)), une cave de service protège les semelles contre le gel conformément aux pratiques usuelles de construction. Elle est considérée reposer sur terre battue, à l'exception des semelles de fondations. Les semelles des quatre colonnes sont ainsi indépendantes; elles ne sont pas reliées par un plancher rigide. Il convient de noter que la conversion des dimensions géométriques du cadre type (Figure 2.2 a)) du système impérial vers le système métrique en plus des considérations géométriques émanant du maillage du sol nécessitent de modifier la hauteur initiale de la cave de service, de 7' à 6' 6", tel que vu à la Figure 2.2 b). De plus, dans la modélisation des travaux de Lauzier, le plancher du niveau 100 ainsi que les murs de la cave ne sont pas modélisés. Dans le présent travail, la modélisation explicite de ces composantes est réalisée.

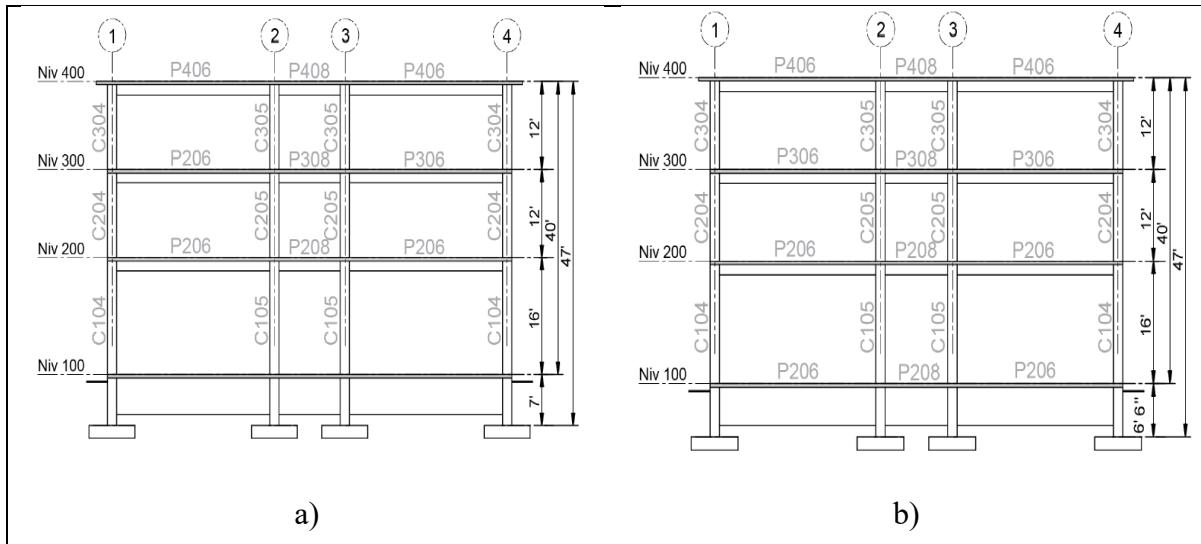


Figure 2.2 Cadre selon l'axe I

a) Tirée de Apari-Lauzier (2016) b) Adaptée de Apari-Lauzier (2016)

Conformément aux pratiques de l'époque, le dimensionnement est réalisé uniquement en fonction des charges gravitaires. Pour le dépôt choisi, les semelles des colonnes C104 ont des dimensions en plan (B) de 3 m. Les colonnes C105 ont également des semelles de 3m en plan. Toutefois, considérant que l'espacement entre les colonnes C105 est de 3m, les semelles des deux colonnes sont concomitantes. Les dimensions des semelles ont été sélectionnées en se basant sur la solution de capacité portante dite du coin de Prandtl (Prandtl, 1920), où la capacité portante (q) est donnée par le produit de la cohésion (C) et de la somme algébrique de deux plus π . Pour le dépôt choisi, la valeur moyenne de C_u (intacte) in-situ (voir section 2.1.2) est de ≈ 25 kPa sur une quinzaine de mètres, ce qui donne une capacité portante à court terme (condition non-drainée) avoisinant les 130 kPa. Pour ces valeurs de capacités portantes, en se référant au tableau 3.4.7 du mémoire de Apari-Lauzier (2016), l'interpolation linéaire donne une dimension de fondation qui avoisine les 3 mètres pour les colonnes C104 et C105 (2,8m et 3,2m respectivement). Puisque l'un des objectifs de l'étude est d'étudier l'efficacité des méthodes de calculs (méthode directe versus méthode des sous-structures), il apparaît intéressant de choisir des dimensions de fondation qui vont placer la structure dans une situation de comportement extrême afin de quantifier comment les modèles ont capturé les déplacements permanents qu'il est logique d'anticiper sous les semelles. La valeur finale a été prise afin de respecter à la fois ce critère mais également d'assurer une dimension qui soit un

multiple de 0,5 afin d'être facilement intégrable dans le modèle numérique. Les détails relatifs à la géométrie des éléments structuraux ainsi qu'aux détails d'armatures des colonnes et des poutres sont donnés à l'ANNEXE I.

Puisque les analyses numériques sont réalisées sur un modèle en deux dimensions, l'impact de la torsion sur la structure n'est pas pris en compte, ce qui résulte en une réduction des efforts sur le cadre rigide. Pour corriger cette réduction, un facteur d'échelle de torsion a été calculé à partir des résultats des analyses tridimensionnelles avec la méthode statique équivalente du CNBC. Le bâtiment n'est pas sensible à la torsion avec une valeur de « béta » de 1,34 et aucune excentricité de masse n'existe dans la direction du cadre rigide évalué. Un coefficient de torsion de 10 % a été calculé à partir de l'augmentation du cisaillement à la base du cadre rigide lorsque cette valeur est comparée pour une analyse avec et sans l'effet de la torsion accidentelle de 5 %. Un facteur d'augmentation de 10 % a donc été appliqué à tous les accélérogrammes utilisés pour les analyses temporelles. À noter que l'impact de l'IDSS sur l'évaluation de la torsion n'a pas été réalisé.

2.1.2 Dépôt de sol étudié

Cette section présente les caractéristiques du dépôt de sol sélectionné pour réaliser les analyses.

Le dépôt a été choisi en fonction des critères suivants :

- 1) dépôt d'argile sensible caractéristique de l'Est du Canada;
- 2) dépôt profond, permettant un effet de site important;
- 3) dépôt pour lequel des données géotechniques et géophysiques de qualités sont disponibles;
- 4) dépôt mou (catégorie d'emplacement D ou E) afin de maximiser le potentiel d'effet d'IDSS.

Au final, le site retenu pour l'étude est situé dans la municipalité de Pontiac près de la frontière entre l'Ontario et le Québec. Il s'agit d'un site situé dans le bassin de l'ancienne mer de Champlain. Les relevés terrain ont été réalisés par la Commission géologique du Canada

(CGC) et sont disponibles dans le document public 7881 (Crow et al., 2017). Le site étudié est situé aux environs de la vallée de Breckenridge Creek où plusieurs glissements de terrain ont été identifiés dans les dépôts argileux. Aux vues des critères du CNBC-2015 relativement à la valeur de S_u (<50 kPa), le site de Breckrenridge est un emplacement de catégorie E (Tableau 1.1). Toutefois, considérant les critères d'un site de catégorie d'emplacement F, soit un dépôt profond d'argile molle, la catégorie de site devrait être considérée F.

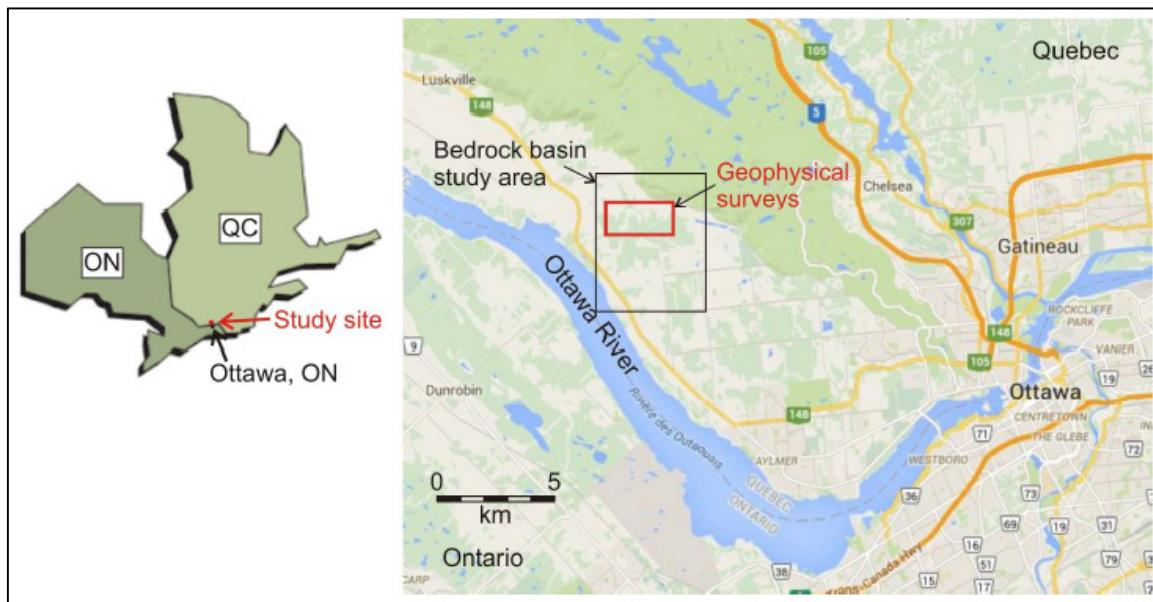


Figure 2.3 Localisation du site – Pontiac
Tirée de Crow et al. (2017)

Les analyses géophysiques réalisées incluent des enregistrements de microséismes, du profilage sismique haute-résolution, de l'imagerie par résistivité électrique ainsi que trois forages. La localisation des forages (BH_GSC_BRK 01 à 03) est présentée à la Figure 2.3.

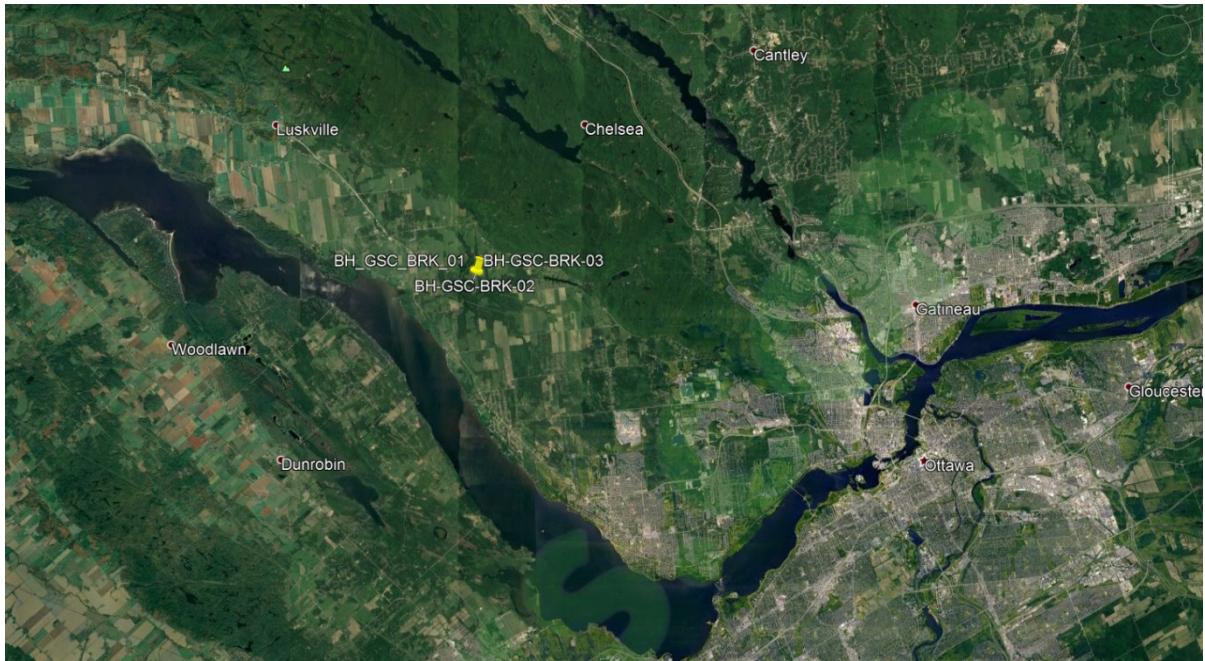


Figure 2.4 Localisation des trois forages de la SGC au site étudié - Google Earth

La localisation des forages a été choisie à l'endroit le plus profond du bassin. Les données disponibles sont celles du forage BH-GSC-BRK-03, qui sera dès à présent considéré comme étant « le forage ».

Une série de 23 échantillons non remaniés de 76 mm prélevés au tube Shelby ont été analysés dans les laboratoires de la CGC. La liste et la description des différents échantillons est donnée au Tableau-A III-2.

2.2 Plan d'analyse

L'analyse de l'IDSS est faite pour la structure présentée à la section 2.1.1. Les propriétés géotechniques considérées pour l'analyse sont celles obtenues au site présenté à la section 2.1.2. La structure est supposée construite dans la ville de Québec située proche de la région de Charlevoix, région sismique active de l'Est du Canada. La raison pour laquelle la structure est supposé construite dans la région de Québec est que les valeurs d'accélérations spectrales

normatives sont plus élevées dans cette région que dans la région d'Ottawa et que des dépôts mou existent également dans cette région.

La méthodologie générale de modélisation est présentée de manière schématique à la Figure 2.5 alors que le programme d'analyse général permettant d'évaluer les effets de l'IDSS sur la structure étudiée et d'évaluer l'applicabilité de la méthode des sous-structures dans le contexte géotectonique de l'Est du Canada est présenté à la Figure 2.6.

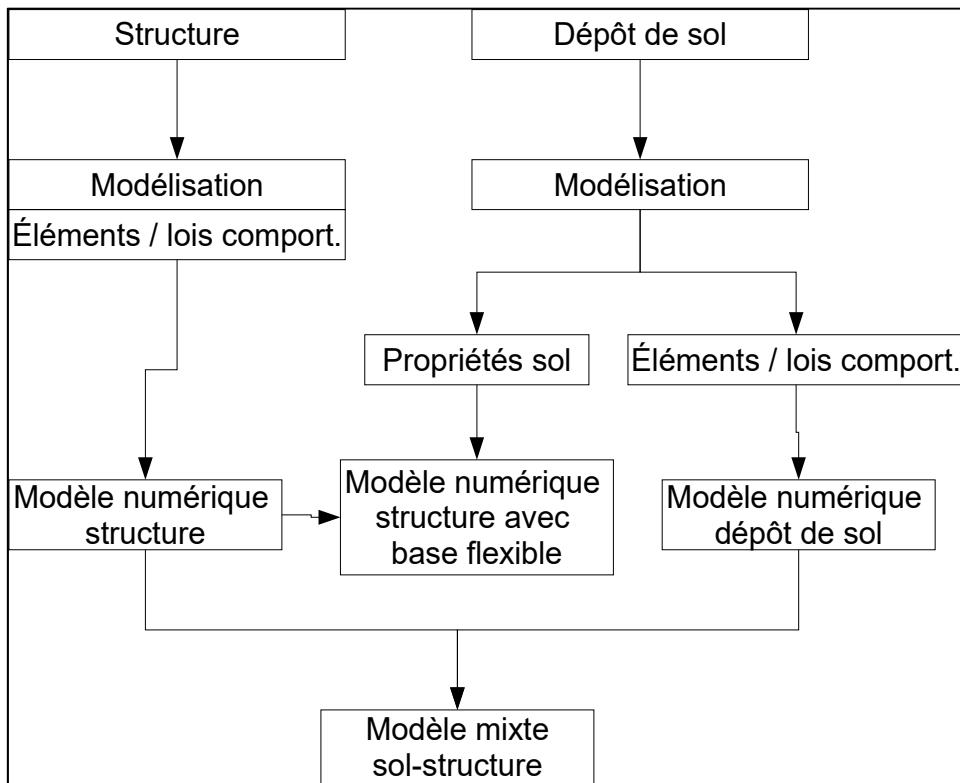


Figure 2.5 Organigramme de la méthodologie de modélisation

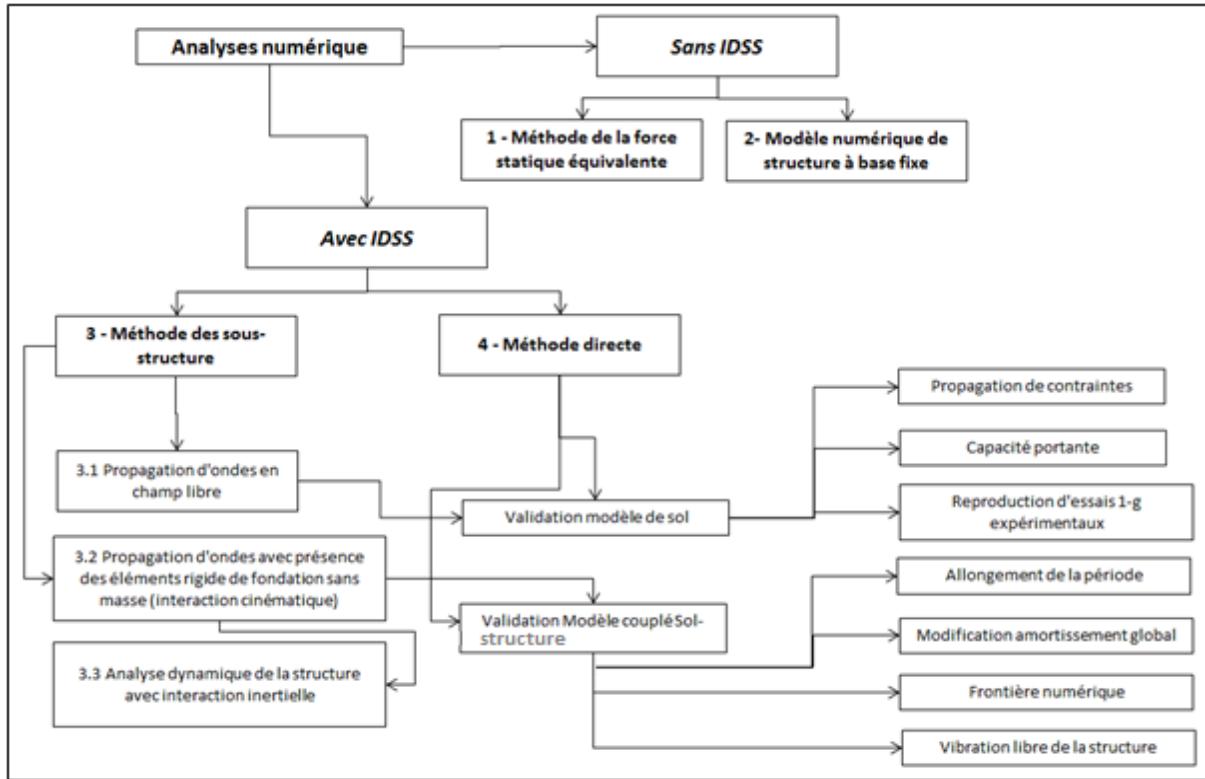


Figure 2.6 Programme général d'analyse

Le programme d'analyse numérique prévoit ainsi quatre grandes étapes, soit l'analyse de la structure via la méthode de la force statique équivalente, l'analyse de la structure au moyen d'une analyse temporelle sans prise en considération de l'IDSS, l'analyse de la structure au moyen d'une analyse temporelle avec modélisation de l'IDSS via la méthode des sous-structures et l'analyse de la structure au moyen d'un modèle numérique couplé sol-structure.

Tel qu'illustré à la Figure 2.6, l'analyse par la méthode des sous-structures est faite en trois étapes, soit une analyse de propagation d'ondes dans le modèle de sol pour une condition de champ libre, une analyse de propagation d'ondes dans le modèle de sol avec présence des éléments rigides de fondation sans masse et finalement une analyse structurale avec prise en compte de l'IDSS via un modèle structural à base flexible.

Les analyses dynamiques de propagation d'ondes dans le sol sont réalisées au moyen d'un modèle constitutif avancé décrit à la section 1.4.5.4. Ce modèle permet de simuler le comportement hystérotique du sol. De plus, une approche numérique développée spécifiquement pour le site d'étude, et décrite à la section 2.2.4.1, permet de considérer l'impact de la masse de la structure sur les valeurs des modules élastiques dans le sol. En couplant les composants structuraux au modèle de sol au moyen des interfaces sol-structure décrits à la section 3.4.1, il est possible d'étudier finement les effets dus :

- 1) à l'interaction cinématique;
- 2) au couplage direct entre la structure et le sol sur la réponse versus la méthode des sous-structures et versus la non-considération de l'IDSS.

De plus, en comparant les valeurs d'accélérations calculées à la surface de ce modèle avancé à des valeurs d'accélérations calculées pour un modèle avec amortissement visqueux et linéaire-élastique, il est possible d'étudier l'impact de :

- 1) l'utilisation d'amortissements visqueux pour simuler l'amortissement hystérotique du sol;
- 2) l'impact sur la propagation des ondes sismiques de la dépendance du sol aux pressions de confinement.

Les modèles d'analyses considérés ainsi que leurs objectifs spécifiques sont présentés au Tableau 2.1. Au total, six analyses différentes sont considérées. L'ensemble des analyses sont réalisées dans le logiciel OS.

Tableau 2.1 Modèles d'analyse dynamique considérés et objectifs associés

Section	Type d'analyse	Objectif de l'analyse
2.2.2	Analyses pseudo-dynamiques de la structure par la méthode de la force statique équivalente	<ul style="list-style-type: none"> obtenir une valeur comparative
2.2.3	Analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure sans considération de l'IDSS	<ul style="list-style-type: none"> obtenir une valeur de référence du modèle structural excluant les effets de l'IDSS
2.2.4	Méthode des sous-structures	
2.2.4.1	Analyses de propagation d'ondes en champ libre	<ul style="list-style-type: none"> évaluer les caractéristiques vibratoires du dépôt évaluer l'impact de l'amplification/dé-amplification des signaux dans le substrat évaluer l'impact du type d'amortissement (visqueux v.s. hystérétique) évaluer l'impact de la considération des contraintes de confinements effectives
3.2.3	Analyses de propagation d'ondes avec présence d'éléments structuraux sans masse	<ul style="list-style-type: none"> obtenir les fonctions d'excitation des fondations (u_{fim}) évaluer l'interaction cinématique (différence avec la réponse en champ libre)
3.2.2	Analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure avec considération de la flexibilité de la fondation	<ul style="list-style-type: none"> obtenir une estimation de l'IDSS via une approche simplifiée
3.3	Analyses dynamiques temporelles non-linéaires couplés sol-structure (méthode directe)	<ul style="list-style-type: none"> obtenir une estimation de l'IDSS avec une approche plus précise et plus fine afin de servir de base de comparaison à la méthode simplifiée

2.2.1 Description des analyses

Cette section détaille les types d'analyses présentées au Tableau 2.1. Les analyses réalisées à l'aide de la méthode des sous-structures sont regroupées à la section 2.2.4 : analyses de propagation d'ondes en champ libre, les analyses de propagation d'ondes en champ libre avec

présence d'éléments structuraux sans masse ainsi que les analyses dynamiques temporelles non-linéaires avec considération de la flexibilité de la fondation.

2.2.2 Analyse pseudo-dynamique

Les analyses pseudo-dynamiques de la structure par la méthode de la force statique équivalente permettent d'obtenir une valeur de référence du cisaillement à la base tel que défini par le CNBC. Le recours à ce type d'analyse est aussi permis au lieu d'une analyse dynamique pour les structures régulières, d'une hauteur inférieure à 60 m et dont la période fondamentale est inférieure à deux secondes, comme c'est le cas pour le bâtiment étudié.

Pour cette méthode, l'accélération considérée est obtenue directement du spectre de conception en fonction de la valeur de la période de la structure.

2.2.3 Analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure sans considération de l'IDSS

Les analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure sans considération de l'IDSS permettent d'obtenir une valeur de référence du modèle structural qui exclut les effets de l'IDSS. Deux comparaisons sont alors possibles; 1) une comparaison avec la méthode pseudo-dynamique qui permet d'évaluer l'impact sur les efforts sismiques et 2) une comparaison avec les méthodes d'analyses prenant en considération l'IDSS afin d'en évaluer l'impact sur la réponse structurale.

Le modèle numérique de la structure utilisé pour ces analyses est décrit à la section 3.2. Lors des analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure sans considération de l'IDSS, les fondations de la structure sont considérées comme étant encastrées et le signal sismique est appliqué à la base des colonnes.

Les signaux sismiques utilisés pour les analyses dynamiques temporelles non-linéaires sans considération de l'IDSS sont présentés à la section 1.4.6.2. Les données enregistrées lors des

analyses dynamiques sont les accélérations et les déplacements à chaque nœud de la structure ainsi que les efforts de cisaillement et les moments fléchissant dans les colonnes.

2.2.4 Méthode des sous-structures

Tel que mentionné à la section 1.2.2, la méthode des sous-structures comporte essentiellement trois étapes; l'analyse de propagation d'ondes en champs libres, l'analyse de propagation d'ondes en prenant en compte l'impact de la rigidité des éléments structuraux sur la réponse et l'analyse dynamique du modèle structural avec éléments discrets pour simuler la flexibilité et l'amortissement du sol.

2.2.4.1 Analyse de propagation d'ondes en champs libre

Les analyses de propagation d'ondes en champs libres permettent d'obtenir la modification du mouvement, u , à partir d'un point de contrôle localisé à une profondeur z et pour lequel les déplacements, les vitesses ou les accélérations sont connus par rapport à un autre point localisé à une autre élévation dans la colonne de sol. Par exemple, pour un sol dont les accélérations sont connues au roc et pour lequel on désire connaître le mouvement résultant en surface, l'analyse se présente schématiquement comme représentée sur la Figure 2.7. Le signal sismique est appliqué à la base du modèle de sol conformément à la méthode du champ de déplacement, décrit à la section 3.4.3. Les accélérations sont enregistrées à la surface du sol au centre du modèle pour chaque pas de temps lors de l'analyse dynamique (Figure 2.8). Les signaux sismiques utilisés pour les analyses de propagation d'ondes en condition de champs libres sont présentés à la section 3.5.

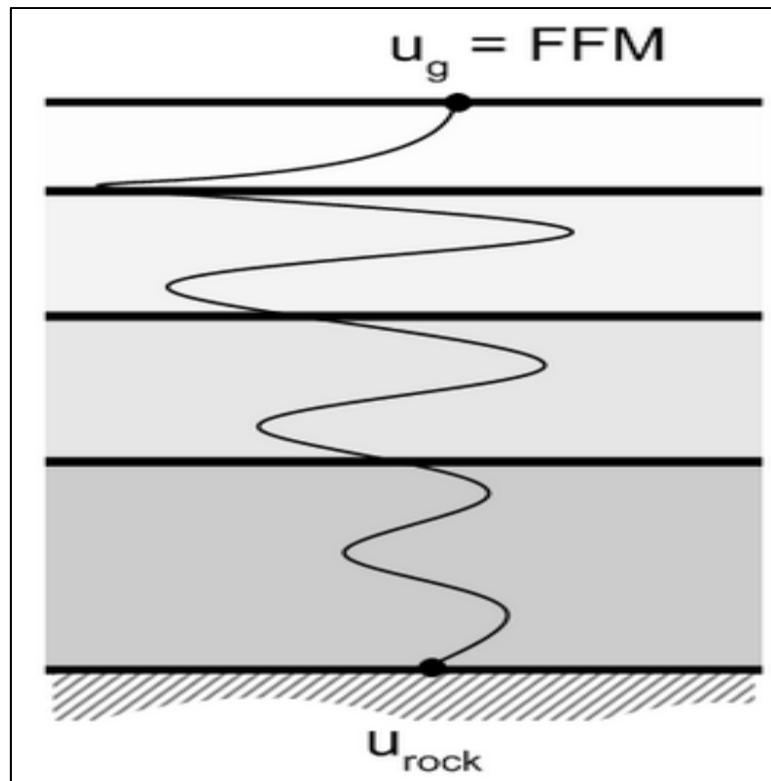


Figure 2.7 Analyse de propagation d'ondes en condition
de champ libre
Tirée de Turner, Scott et al (2017)

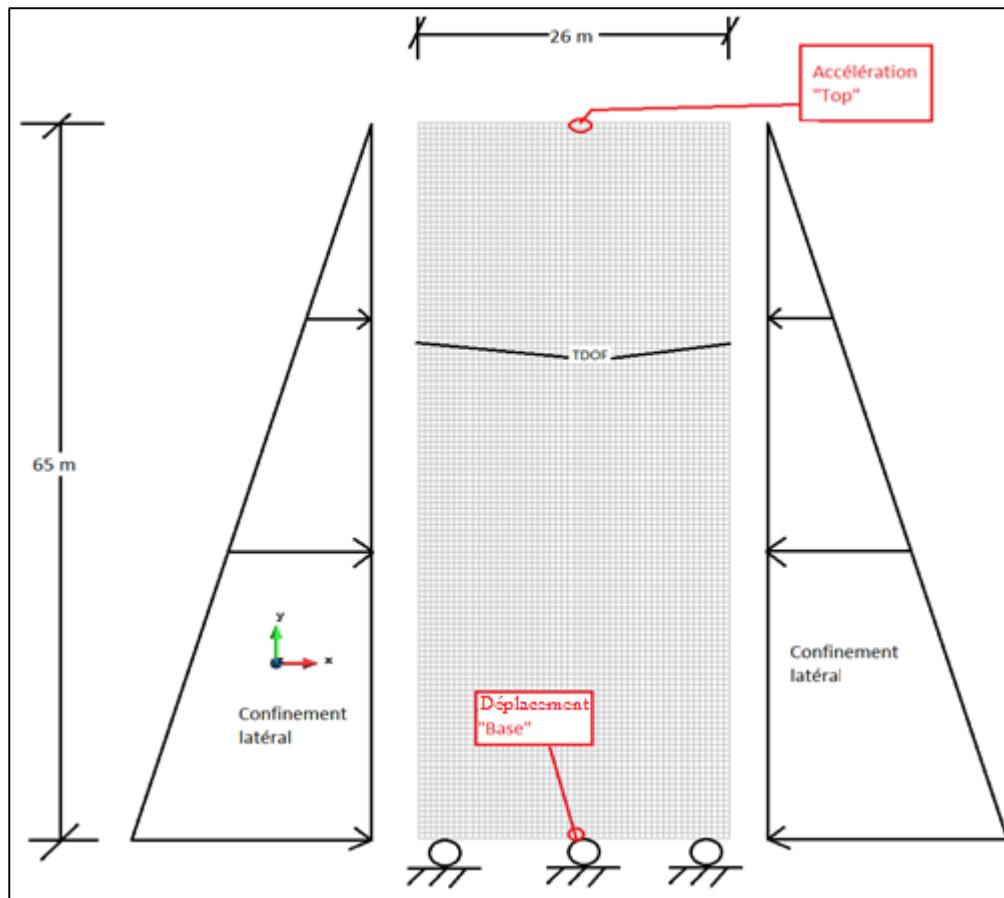


Figure 2.8 Schéma du modèle numérique pour analyse de site
(confinement latéral voir section 3.4.2)

Le modèle numérique de sol utilisé pour réaliser les analyses de propagation de contraintes pour le site de Breckenridge ainsi que le détail de l'approche utilisée pour prendre en considération l'impact du confinement sur les valeurs des modules de cisaillement et volumétriques initiaux sont présentés à la section 2.2.4.1.

CHAPITRE 3

DÉTAILS DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES

Le présent chapitre a pour objectif de présenter les détails de modélisation des différents modèles numériques utilisés, soit le modèle de sol, le modèle structural, les détails de l'interface sol-structure, la détermination des modules des ressorts et amortisseurs utilisés pour simuler la flexibilité et l'amortissement du sol sous la structure à base flexible et finalement les différents signaux sismiques utilisés.

3.1 Modèle numérique du sol

3.1.1 Maillage du sol et schéma d'intégration

Les éléments utilisés pour le maillage du sol sont des éléments quadratiques iso-paramétriques avec point d'intégration unique et stabilité (McGann et al., 2012). Le dimensionnement du maillage du sol est basé sur la condition classique pour la propagation des ondes ($\Delta h \approx V/10f_{max}$, voir section 1.2.3) pour des fréquences allant jusqu'à 25 Hz. Les mailles ont ainsi une dimension de 0,5 m x 0,5 m.

Le sol est modélisé en condition de contrainte totale, c'est-à-dire que la phase liquide de la matrice particulière est évacuée des calculs. L'état initial de contraintes dans le sol est simulé en utilisant un poids volumique déjaugé pour le calcul des contraintes effectives initiales. Cette approche permet de recréer l'état des contraintes de confinement qui existent naturellement sur le site sans avoir à reproduire la phase liquide. Les contraintes effectives verticales ainsi obtenues sont présentées à la Figure 3.1. Toutefois, la masse volumique des éléments est la masse volumique totale, ce qui permet d'initier la pleine valeur des forces d'inerties lors de la phase de chargement dynamique.

Puisque le site de Breckenridge est un dépôt d'argile, la loi de comportement PIMY, décrite à la section 1.4.5, est utilisée pour modéliser ce matériau. Cette loi de comportement permet de simuler la réponse sous chargement monotone ou cyclique de matériaux dont le comportement en cisaillement est insensible au changement de confinement, tel les argiles en conditions de chargement rapide (non-drainée). Le modèle PIMY nécessite la définition de cinq paramètres principaux : ρ , G_{\max} , K_{\max} , c , γ_{\max} . Il s'agit respectivement de la masse volumique, du module de cisaillement maximal, du module de variation volumétrique maximal, de la cohésion et de la déformation en cisaillement maximale. Quatre paramètres optionnels peuvent aussi être définis soient : ϕ , P_r , d , $\#YS$. Il s'agit de l'angle de frottement, de la pression de confinement de référence (pour laquelle G_{\max} et K_{\max} sont définis), le coefficient de dépendance à la pression et le nombre de surfaces de ruptures pouvant être utilisés (entre un et 40). Le nombre de surfaces de ruptures définit également le nombre de sections définissant la courbe de réduction de module, tel que mentionné à la section 1.4.5 (voir Figure 1.25).

Les frontières artificielles ont été modélisées par la méthode *Tied Degree Of Freedom* (TDOF) (Zienkiewicz et al., 1989) puisque cette méthode permet d'obtenir une propagation d'onde unidimensionnelle, elle permet l'utilisation d'un domaine latéral restreint et n'induit pas d'amortissement supplémentaire au modèle. Il a été montré (Kontoe et al., 2007), que la méthode standard utilisant l'approche par amortisseur visqueux de Lysmer et Kuhlemeyer ne permet pas de reproduire les conditions de champ libre, ce qui amorti de manière importante la réponse dans la zone près de la fondation. A contrario, l'approche par la méthode TDOF permet de reproduire de manière parfaite les conditions de réponses 1D du sol dans le cas où les ondes radiatives provenant de la structure sont négligeables ou suffisamment amorties (Kontoe et al., 2007).

Un confinement latéral est également appliqué en fonction de la profondeur afin de simuler l'effet des pressions latérales du sol (voir Figure 2.8). La modélisation des frontières latérales est décrite plus en détails à la section 3.4.2.

Le schéma d'intégration utilisé est le schéma de Newmark. Les fréquences parasites sont filtrées en considérant des valeurs de coefficient γ et β de 0,6 et 0,3025 respectivement, ce qui induit une faible dose d'amortissement numérique dans le modèle.

Suite à une analyse (voir section 5.1.2), il a été constaté que l'utilisation de 20 surfaces de ruptures n'engendrait pas de différences importantes par rapport à l'utilisation de 40. Il a donc été décidé d'utiliser 20 surfaces de ruptures pour représenter l'écrouissage ainsi que la définition de la courbe de réduction de module.

Les valeurs des paramètres définissant le modèle PIMY sont directement choisies à partir des données in situ et obtenues en laboratoire présentées à l'ANNEXE II. Pour chacun des éléments composant le maillage du sol, une définition spécifique du modèle PIMY est réalisée afin de pouvoir procéder à la mise à jour des paramètres en fonction du niveau de confinement. Cette approche, décrite à la section 2.2.4.1, permet de prendre en considération à la fois l'anisotropie de la distribution des valeurs des modules élastique provenant des charges transférées dans le sol par la structure et qui augmentent localement le niveau de confinement ainsi que les valeurs des contraintes de confinement associées. Il s'agit d'un aspect novateur important du modèle développé.

3.1.2 Initialisation des contraintes dans le dépôt de sol et prise en considération du niveau de confinement sur les valeurs des modules élastiques

Lorsque la méthode des sous-structures est utilisée, il n'est pas possible d'inclure complètement l'impact du poids propre de la structure dans l'analyse d'IDSS considérant le fait qu'il y a un découplage entre l'analyse d'interaction cinématique et d'interaction inertielle. Dans la phase d'analyse d'interaction cinématique, il est possible de modifier les valeurs des modules G et K des éléments de sol afin de tenir compte du poids transféré par le bâtiment au sol. Néanmoins, en procédant de la sorte, les valeurs des contraintes de confinement initiales dans le sol, lors de l'analyse d'interaction cinématique, sont les mêmes que celles qui prévalent en condition de champ libre.

Cette sous-section présente une approche utilisée pour obtenir une distribution de contraintes effectives verticales numériques égales aux contraintes effectives in situ. La sous-section présente également l'approche itérative permettant de prendre en compte le niveau de confinement effectif des éléments de sol dans la détermination des modules élastiques initiaux.

Avant chaque analyse dynamique, l'état initial des contraintes effectives in situ du dépôt, $(\sigma'_{v0})_{O.S.}$, est obtenu en utilisant le poids volumique déjaugé des éléments de sols ($\gamma_{s-y} = \gamma_{total} - \gamma_w$ où γ_{total} est le poids volumique total d'un volume de sol et γ_w le poids volumique de l'eau). Cela permet d'appliquer les forces de volumes adéquates au système et de reproduire la distribution verticale des contraintes effectives qui gèrent la résistance au cisaillement du sol. La comparaison des valeurs de $(\sigma'_{v0})_{O.S.}$ aux valeurs de contraintes effectives in situ, σ'_{v0} , est présentée à la Figure 3.1.

La Figure 3.1 présente également la variation en fonction de la profondeur de l'augmentation nette de la contrainte effective (σ'_{v-Load}) provenant d'une charge de 200 kPa appliquée sur une fondation de dimension $B = 1$ m localisée à la surface du dépôt de sol (voir schéma Figure 3.4). Une question importante est de vérifier quelle dimension latérale (W) doit avoir le modèle numérique afin de permettre à cette augmentation de contrainte nette de se dissiper avec la profondeur. Dans un modèle trop restreint, les effets de bords empêchent la distribution de la contrainte et conséquemment, la valeur de contrainte effective en profondeur est artificiellement élevée. La Figure 3.1 présente les résultats de propagation pour différentes largeurs de modèles numériques afin d'évaluer cet aspect. Les résultats montrent clairement que l'utilisation d'une largeur de 10 m n'est pas appropriée et qu'une largeur minimale de 40 m est nécessaire entre l'application de la charge et la frontière numérique latérale pour assurer une distribution adéquate de la contrainte effective.

Un écart de 1,3 % demeure entre les valeurs de contraintes effectives en profondeur calculées dans le modèle avec surcharge en surface et les valeurs de contraintes effectives numériques. Il s'agit d'un écart relativement faible et le réduire implique une augmentation importante en termes de coûts de calculs. Conséquemment, cette erreur est jugée acceptable.

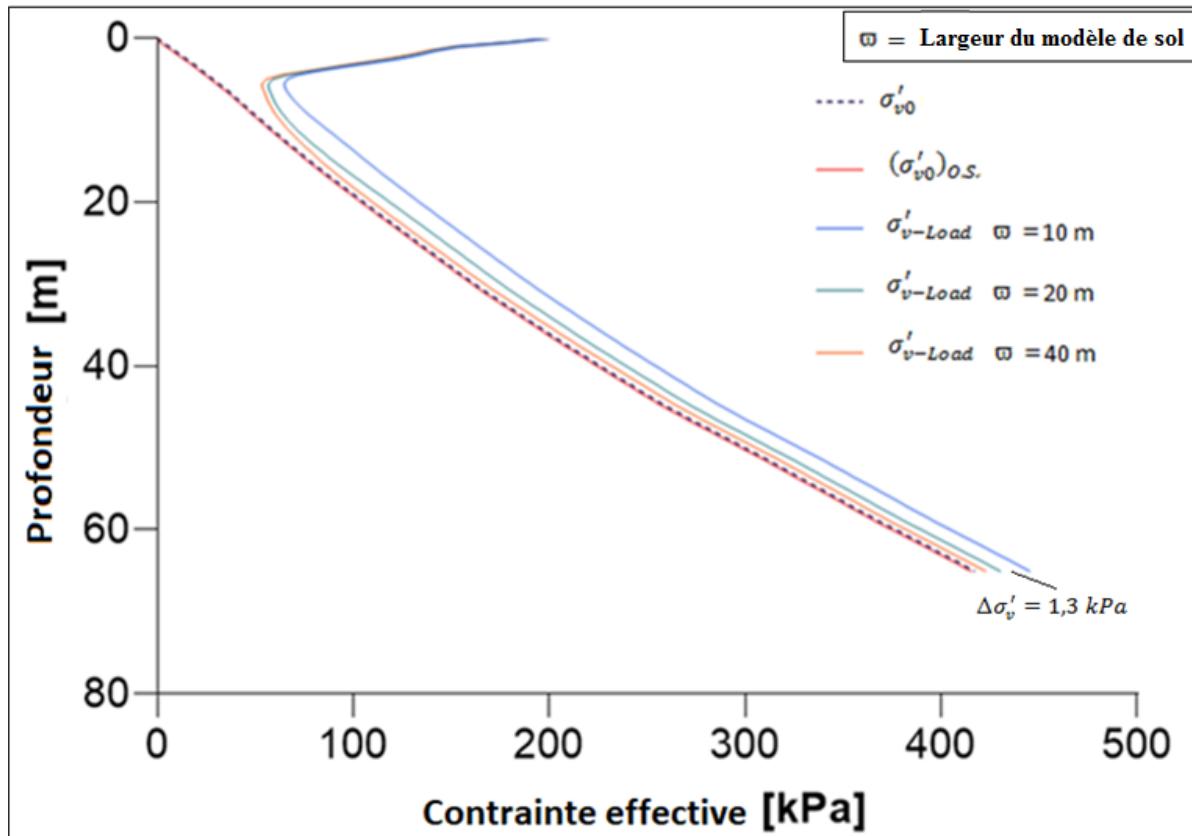


Figure 3.1 Comparaison des valeurs de contraintes effectives verticales numériques, in situ ainsi que l'augmentation de contraintes effectives provenant du poids propre de la structure en fonction de la profondeur

Il s'agit maintenant de décrire la manière dont est pris en considération le niveau de confinement sur les modules élastiques de résistance au cisaillement (G) et volumétriques (K). Plus la pression de confinement augmente, plus les valeurs de G et K à petites déformations sont élevées. Cet effet doit être pris en considération dans le processus de modélisation d'un dépôt de sol, et plus particulièrement dans le cadre d'une analyse d'IDSS où les charges verticales importantes provenant de la structure vont contribuer à modifier le niveau de contraintes ainsi que sa distribution.

En utilisant la méthode directe, il est possible d'inclure complètement l'impact du poids de la structure sur le sol puisque le modèle de sol est couplé au modèle de structure. Pour y parvenir,

on tire avantage du fait qu'il existe une dépendance entre le module de cisaillement à petite déformation, G_{max} , et le niveau de confinement effectif ($\sigma'_m = \frac{1}{3} tr(\sigma)$), la valeur du ratio OCR et l'indice des vides (e). La relation s'exprime par l'équation (3.1):

$$G_{max} = 625F(e)(OCR)^k P_{atm}^{1-n} (\sigma'_m)^n \quad (3.1)$$

où P_{atm} est la pression atmosphérique et n et k sont pris égaux à 0,5 et où $F(e)$ est spécifiquement déterminée par l'équation (3.11) en fonction des valeurs in situ du site de Breckenridge:

$$F(e) = \frac{G_{max-insitu}}{625(OCR)^k P_{atm}^{1-n} (\sigma'_m)^n} \quad (3.2)$$

Une première analyse statique est réalisée en utilisant les valeurs de G_{max} et de K_{max} in situ. La Figure 3.2 présente le profil de V_s et de G en fonction de la profondeur mesurée au site de Breckenridge. L'état des contraintes à l'intérieur de chaque élément est calculé et la valeur de la contrainte effective de confinement numérique, $\sigma'_{m-numérique}$, est évaluée. En utilisant l'équation (3.3), une nouvelle valeur de G_{max} est calculée ($G_{max-numérique}$).

$$G_{max-numérique} = 625F(e)(OCR)^k P_{atm}^{1-n} (\sigma'_{m-numérique})^n \quad (3.3)$$

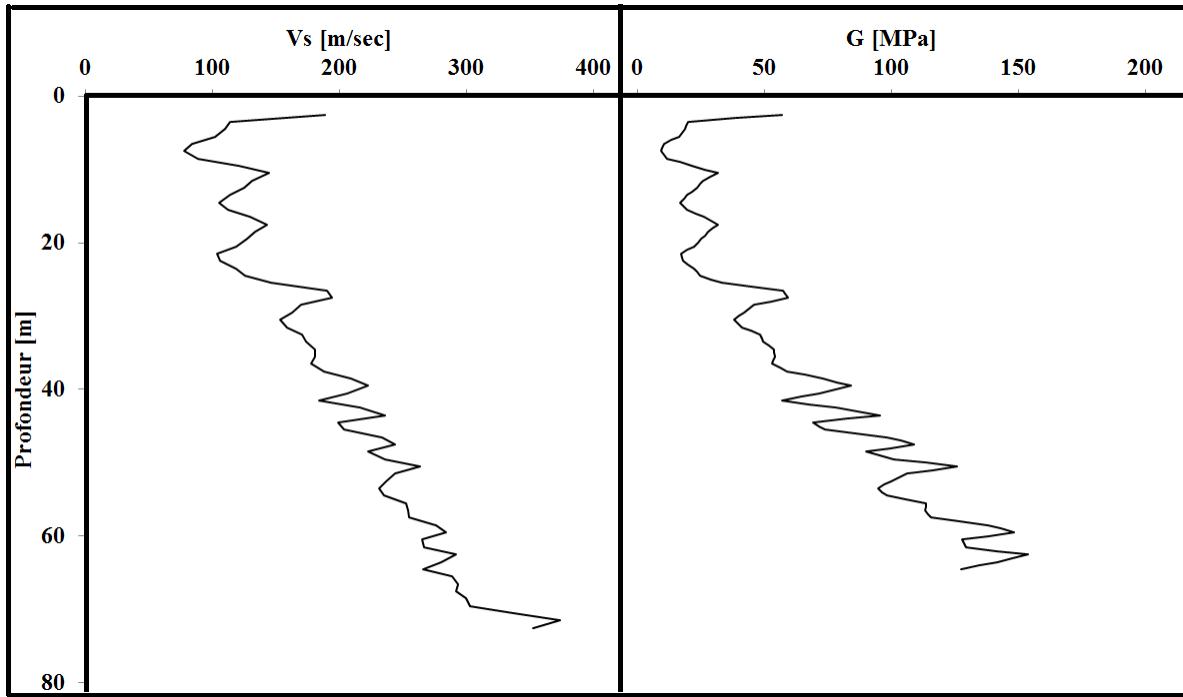


Figure 3.2 Profils de Vs et G en fonction de la profondeur pour le site de Breckenridge
Donnée tirée de (Crow et al., 2017)

La valeur de K_{max} associée est obtenue directement des lois de l'élasticité en fonction du coefficient de poisson ($=0,3$). La valeur de G_{max} et de K_{max} de l'élément est mise à jour et le processus est répété pour l'ensemble des éléments composant le maillage du sol. Cette procédure itérative est ensuite relancée pour une seconde analyse statique. Le processus est répété jusqu'à l'obtention d'une solution stable.

La Figure 3.3 a) et b) montre la différence dans la distribution des valeurs du module de cisaillement obtenue sous une contrainte de 200 kPa (voir Figure 3.4) à petite déformation pour le cas où l'on ne prend pas en compte l'augmentation du confinement effectif sur les valeurs des modules par rapport à une approche où cet effet est pris en considération. Tel qu'attendu, l'augmentation des contraintes de confinement dans la zone proche de la fondation induit une augmentation locale des modules G et K. La distribution spatiale des valeurs de ces modules n'est ainsi pas en couche, tel que vue à la Figure 3.3 a), mais présente plutôt une distribution anisotrope, c'est-à-dire qui varie dans toutes les directions.

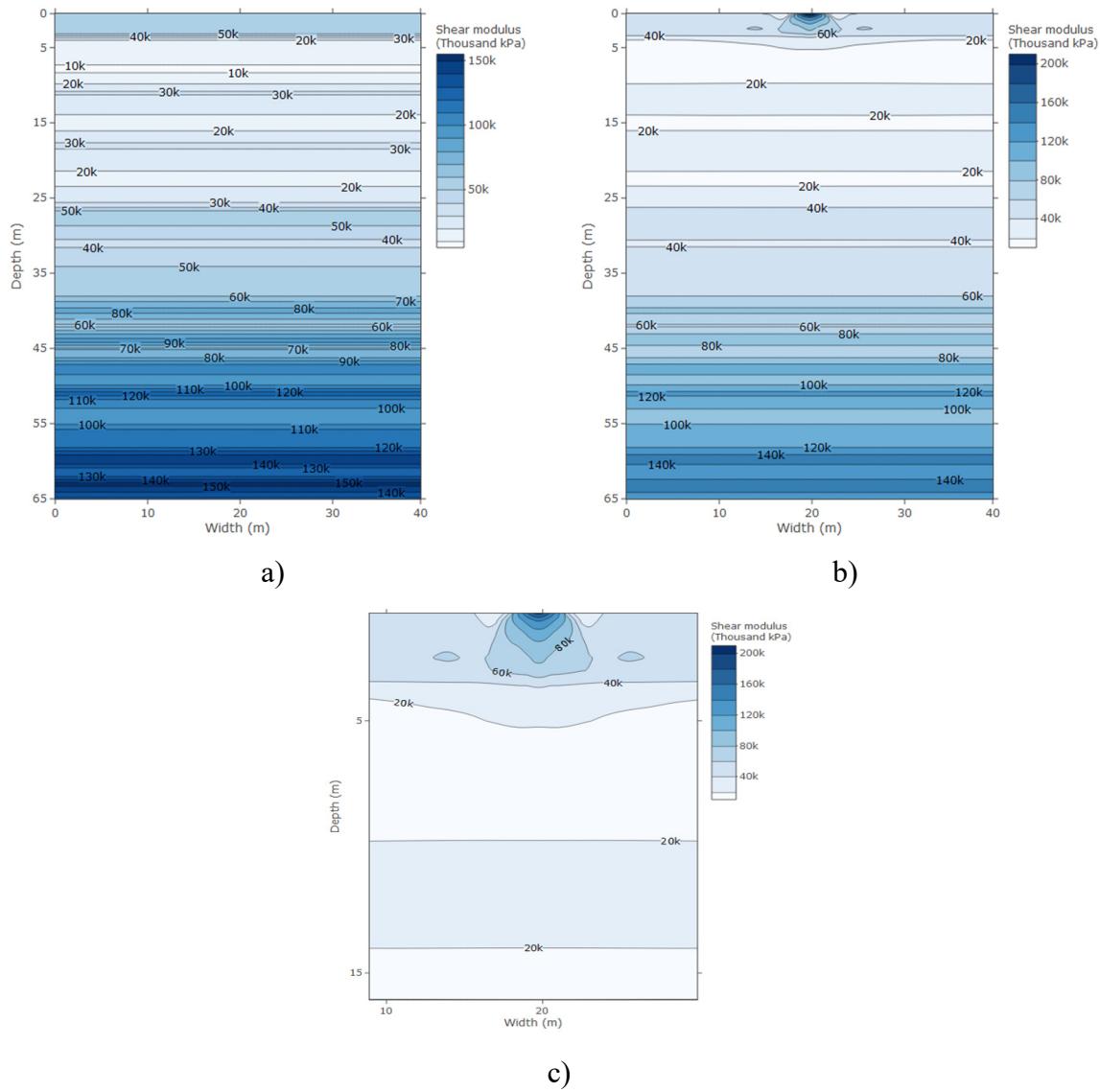


Figure 3.3 Distribution spatiale des valeurs du module de cisaillement à petites déformations
 a) sans prise en considération des charges de la structure b) avec prise en considération des charges de la structure c) zoom sur la zone sous la fondation

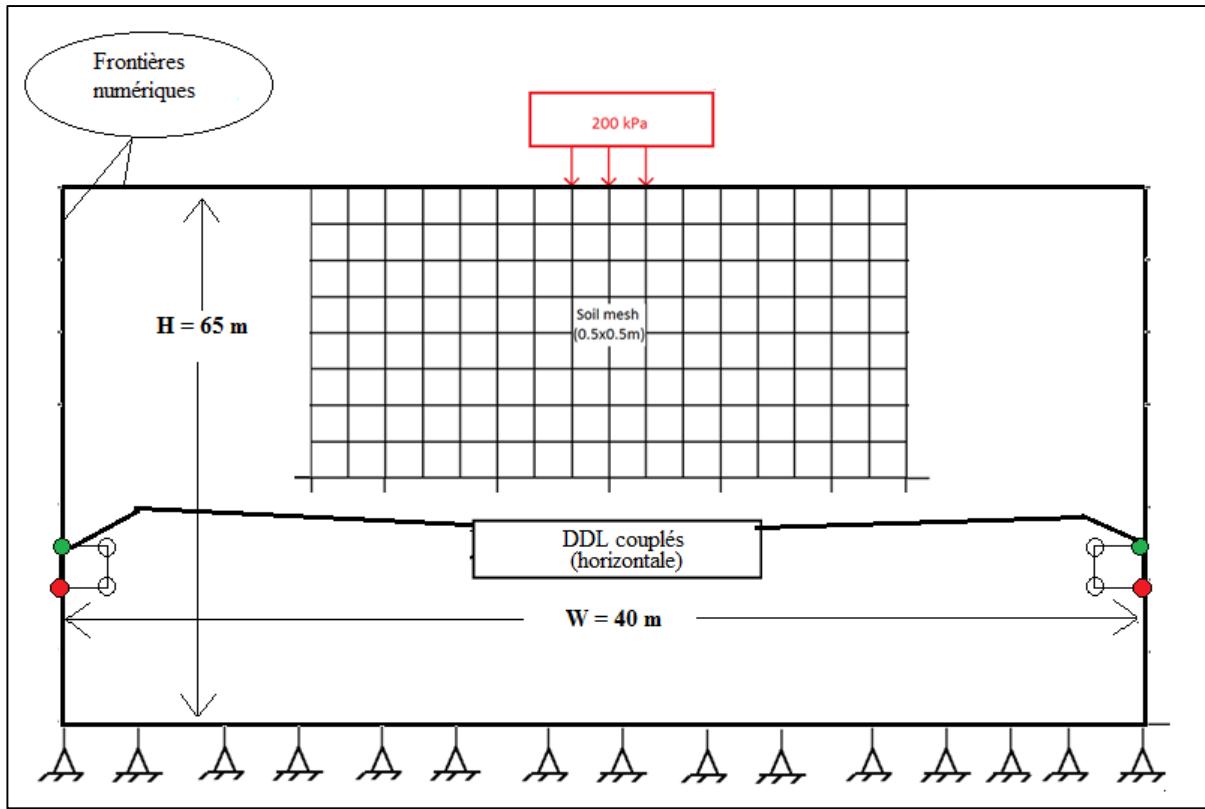


Figure 3.4 Schéma du modèle numérique pour application d'une surcharge en surface

3.2 Modèle numérique de la structure

Le modèle numérique du cadre structural est réalisé en utilisant des éléments poutre-colonne non-linéaires disponibles dans la librairie d'OpenSees. Chaque section est discrétisée en fibres pour lesquelles la réponse non-linéaire contrainte-déformation est définie. Des fibres distinctes ont été définies pour les zones de béton confiné et non confiné ainsi que pour l'acier structural. Le modèle de section fibre considère l'interaction entre le moment de flexion et le chargement axial, mais ne considère pas l'interaction cisaillement-flexion ou cisaillement-charge axiale. Pour représenter le comportement inélastique du béton, le modèle uni-axial Kent-Scott-Park avec adoucissement linéaire en tension (Concrete02) (Hisham et Yassin, 1994) est utilisé. Le modèle hystérétique Giuffré-Menegotto-Pinto (Steel02) (Filippou et al., 1983) est employé pour décrire le comportement inélastique des barres d'armatures. Les valeurs spécifiques

utilisées dans la définition des modèles d'acier et de béton ainsi que les dimensions géométriques de chaque élément peuvent être directement trouvées à l'ANNEXE I et C ainsi que dans Apari-Lauzier (2016). L'intégration de la non-linéarité des éléments poutre-colonne est basée sur une procédure itérative utilisant des points d'intégration de type Gauss-Lobatto basé sur une formulation sur la force. Pour assurer une solution locale quasi-exacte, un total de 7 points d'intégrations sont utilisés pour chacun des éléments poutre-colonne non-linéaires, conformément aux recommandations présentées à la section 1.4.2. La Figure 3.5 présente le schéma du modèle numérique de la structure.

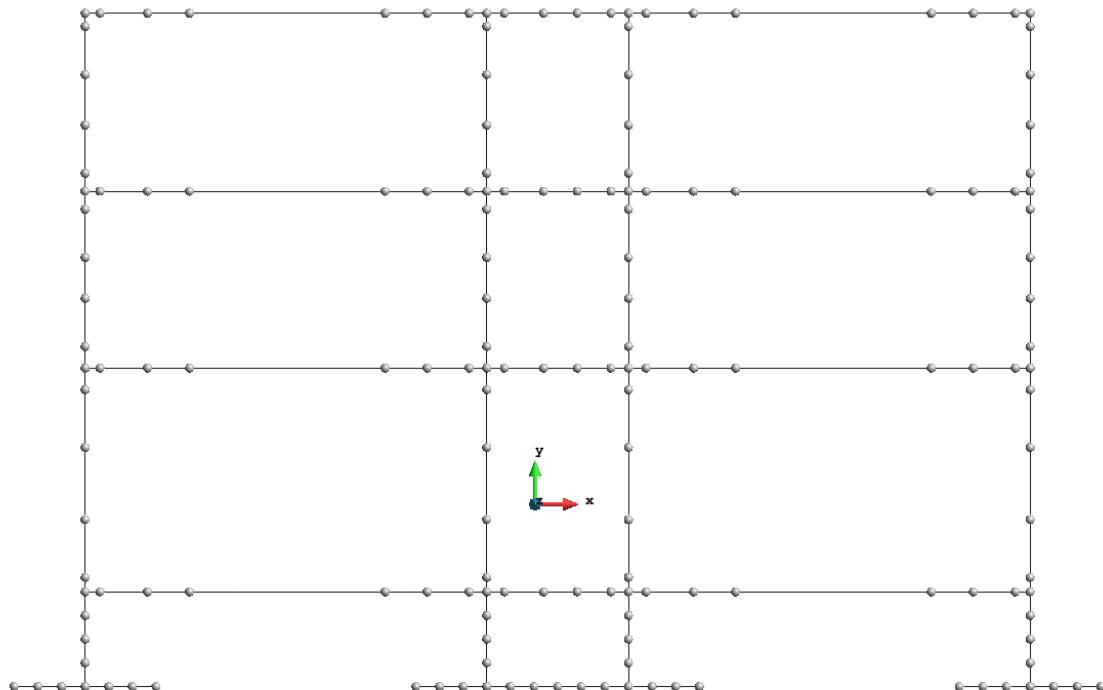


Figure 3.5 Schéma de la position des nœuds et des éléments du modèle structural

Pour assurer que les connexions poutre-colonne de la structure demeurent rigides, des éléments à rigidité élevée sont utilisés aux joints. Les masses propres des éléments sont calculées en se basant sur la surface effective de chaque composant et sont ensuite réparties en proportion à chaque nœud le long de la membrure. Le modèle final comporte 128 nœuds, 52 éléments

poutre-colonne non-linéaires, 48 éléments élastiques rigides pour la modélisation des joints de connexion poutre-colonne et 16 éléments rigides pour modéliser les éléments de fondation.

Les valeurs d'accélérations et de déplacements sont enregistrées à chacun des nœuds de la structure pour tous les pas de temps de l'analyse dynamique. Les efforts de flexion et de cisaillement en base de colonne sont également enregistrés tout au long de l'analyse dynamique.

3.3 Méthode des sous-structures : interaction inertielle et interaction cinématique

La présente sous-section présente l'approche suivie pour l'analyse dynamique temporelle non-linéaire du modèle structural ainsi que la méthodologie adoptée pour déterminer les propriétés des éléments ressorts et des amortisseurs permettant de simuler la flexibilité et l'amortissement du sol sous la structure.

3.3.1 Calcul de la flexibilité et de l'amortissement de la fondation

Les valeurs de rigidité des ressorts sont calculées conformément à l'équation (1.6). Les valeurs de V_s sous la structure ont été modifiées conformément à l'équation (1.19). Les données géotechniques in situ (section 2.1.2) relatives à ce calcul sont présentées au Tableau-A II-6 pour les profondeurs d'intérêt pour le calcul, soit des valeurs de z comprises entre deux et 12,5 mètres. Le Tableau 3.1 présente les valeurs des forces verticales et des contraintes transmises sous les semelles pour les quatre colonnes de la structure.

Tableau 3.1 Valeur des forces verticales et des contraintes transmises sous les semelles pour les 4 colonnes de la structure

Colonne	1 (C104)	2 (C105)	3 (C105)	4 (C104)
F (kN)	2379,72	2579,02	3028,59	2043,41
$\Delta\sigma_v$ (kPa)	264,41	286,56	336,51	227,05

L'évolution de la somme de la contrainte verticale effective nette et de la contrainte effective provenant du poids propre du sol en place, c'est-à-dire excluant le poids du sol excavé, est présentée au Tableau-A II-7. L'évolution de la contrainte de pré-consolidation est également présentée afin de valider que l'état des contraintes calculées demeure dans le domaine sur-consolidé ($OCR > 1$). Le graphique de la Figure 3.6 montre l'évolution des contraintes effectives en fonction de la profondeur sous les semelles des colonnes 1 2 3 et 4 et compare les valeurs à la contrainte effective en condition de champ libre et également par rapport à la contrainte de pré-consolidation. Les résultats montrent clairement que la contrainte de préconsolidation est dépassée par l'augmentation des contraintes appliquées par la structure. Dans ces conditions, des tassements importants sont anticipés au niveau des fondations et il apparaît clair qu'une augmentation des dimensions des semelles serait nécessaire.

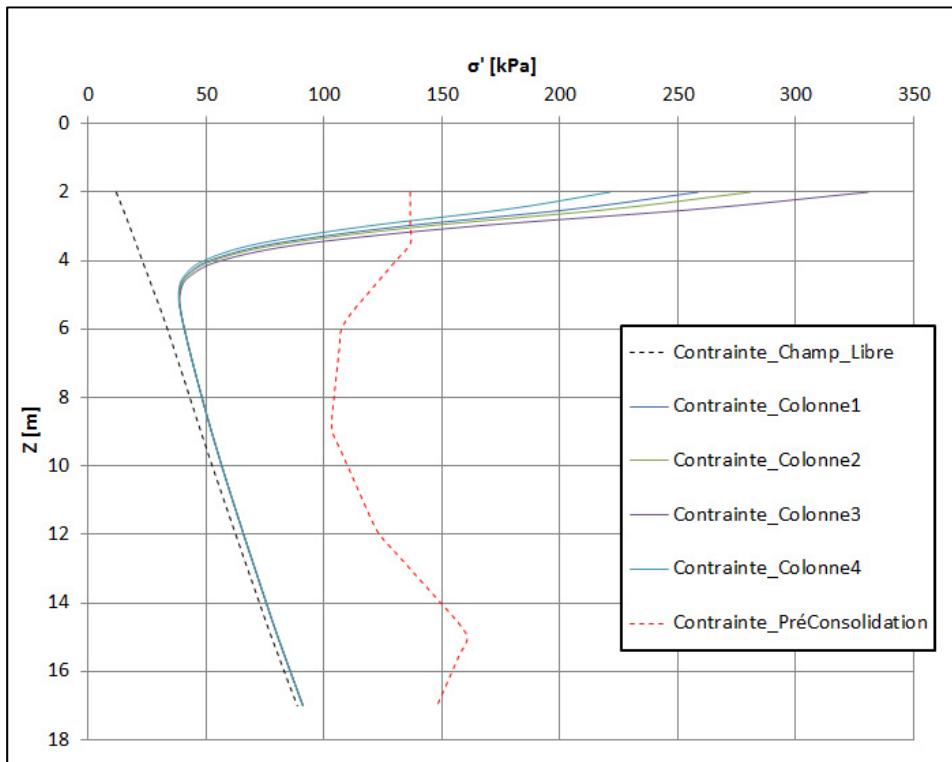


Figure 3.6 Évolution des contraintes effectives sous les colonnes en fonction de la profondeur

En réalité, la capacité portante du sol en condition de chargement non-drainée (court terme) est largement dépassée. Puisqu'il s'agit d'une analyse comparative d'un bâtiment théorique sur un dépôt de sol théorique, aucune modification à la structure n'est faite (augmentation des dimensions des fondations, ajout de pieux, etc.) puisque ceci aurait comme conséquence une modification importante du système et mineraît la possibilité de réaliser une analyse comparative « simple ». Il est également à noter que l'interaction des contraintes entre les semelles 2 et 3 n'a pas été considérée, c'est-à-dire que la propagation de contraintes sous ces semelles a été réalisée comme si la semelle était seule. Cette approche est motivée par le fait que la sommation des forces verticales des deux colonnes appliquées à la surface combinée des deux semelles produit des valeurs de contraintes effectives plus élevées que les valeurs produites sous la colonne 2, mais plus faibles sous la colonne 3. Le calcul réalisé est donc conservateur. Le calcul de l'augmentation des contraintes nettes dans le sol sous les semelles est réalisé à l'aide du modèle numérique Opensees.

Le Tableau 3.2 présente les valeurs de vitesse de cisaillement modifiées, par rapport aux valeurs mesurées en champ libre (voir Tableau-A II-6), en fonction de la profondeur sous les semelles des colonnes. On note que l'effet du poids de la structure s'atténue à partir d'une profondeur d'environ 10 m ($\approx 0,5B$).

Tableau 3.2 Variation de la vitesse de cisaillement modifiée en fonction de la profondeur sous les semelles des colonnes

Z	V_s (m/sec)			
(m)	Col - 1	Col - 2	Col - 3	Col - 4
2	531,31	554,45	603,41	489,77
2,5	474,59	492,05	529,34	443,55
3	324,06	333,25	353,09	307,94
3,5	189,92	193,39	200,98	183,93
4	155,60	156,98	160,05	153,24
4,5	136,13	136,56	137,51	135,41
5	123,80	123,91	124,14	123,63
5,5	115,50	115,52	115,56	115,46
6	103,48	103,49	103,49	103,48
6,5	91,02	91,02	91,02	91,02
7	87,28	87,28	87,28	87,28
7,5	83,72	83,72	83,72	83,72
8	88,83	88,83	88,83	88,83
8,5	93,67	93,67	93,67	93,67
9	111,02	111,02	111,02	111,02
9,5	125,66	125,66	125,66	125,66
10	138,64	138,64	138,64	138,64
10,5	150,33	150,33	150,33	150,33
11	142,71	142,71	142,71	142,71
11,5	134,86	134,86	134,86	134,86
12	131,33	131,33	131,33	131,33
12,5	127,78	127,78	127,78	127,78

Le Tableau 3.3 présente les valeurs des paramètres dynamiques de modélisation de flexibilité de fondation. $V_s - \text{moyenne}$ est la moyenne des valeurs de Vs calculée à l'aide de l'équation (1.18) alors que $V_s - \text{mod}$ est la valeur de vitesse modifiée obtenue en utilisant l'équation

(1.19). La valeur de G_0 est modifiée (G_{mod}) pour tenir compte de la réduction de sa valeur en fonction de l'évolution des contraintes de cisaillement (NIST, 2012).

Tableau 3.3 Valeur des paramètres de modélisation de flexibilité de fondation

Paramètre	Colonne de la structure			
	Col-1	Col-2	Col-3	Col-4
z_p (m)	12,5	12,5	12,5	12,5
$V_s - \text{moyenne}$ (m/sec)	166	169	174	162
$V_s - \text{mod}$ (m/sec)	147	148	149	147
$\rho - \text{moyenne}$ (kg/m ³)	1 524	1 524	1 524	1 524
G_0 (MPa)	33,2	33,3	33,6	32,8
G_{mod} (MPa)	19,9	20	20,2	19,7
a_0	0,1345	0,1342	0,1335	0,1352
K_x (kN/m)	182 987	183 899	185 753	181 288
K_z (kN/m)	280 448	281 845,26	284 687	277 843
K_{yy} (MN-m/rad)	537	539,7	545,1	532
η_x	2,26	2,26	2,26	2,26
η_z	1,63	1,63	1,63	1,63
η_{yy}	4,44	4,44	4,44	4,44
α_x	1	1	1	1

Paramètre	Colonne de la structure			
	Col-1	Col-2	Col-3	Col-4
α_z	1,00	1,00	1,00	1,00
α_{yy}	1,00	1,00	1,00	1,00
k_x (MN/m)	413,3	415,4	419,6	409,5
k_z (MN/m)	456,4	458,7	463,3	452,2
k_{yy} (MN-m/rad)	2 372,8	2 384,6	2 408,8	2 350,6
$\beta_{x - sur}$	0,044	0,044	0,044	0,044
$\beta_{x - enl}$	0,110	0,110	0,109	0,111
$\beta_{z - surf}$	0,072	0,071	0,071	0,072
$\beta_{z - enl}$	0,091	0,091	0,090	0,091
$\beta_{yy - enl}$	0,021	0,021	0,021	0,022

Le calcul des valeurs de termes β_i fait intervenir la quantité Ψ , définie comme (NIST, 2012):

$$\Psi = \sqrt{\frac{1 - \nu}{1 - 2\nu}} \quad (3.4)$$

où ν est le coefficient de poisson. L'ASCE/SEI 41-13 recommande de considérer une valeur de 0,5 pour les sols cohérents, ce qui amène une division par zéro dans l'équation (3.4). Puisque la valeur supérieure de Ψ est bornée par 2,5, c'est cette valeur qui est considérée dans les calculs.

Le calcul des coefficients des amortisseurs utilisés durant l'analyse est réalisé conformément à l'équation (3.5) (NIST, 2012):

$$c_i = \frac{\beta_i 2k_i}{w_i} \quad (3.5)$$

où β_i est composé de la valeur d'amortissement présentée au Tableau 3.4 et de l'amortissement hystérétique du sol calculé au moyen de l'équation (3.6) (Ishibashi et Zhang, 1993).

$$\beta_s = 0,333 \frac{1 + e^{-0,0145PI^{1.3}}}{2} \left[0,586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (3.6)$$

Le Tableau 3.4 présente les valeurs d'amortissement hystérétique en fonction de la profondeur et de l'indice de plasticité. La valeur moyenne sur la profondeur considérée est de 0,0561.

Tableau 3.4 Valeurs d'amortissement hystérétique en fonction de la profondeur et de l'indice de plasticité

Z	PI	β_s	Z	PI	β_s	Z	PI	β_s
(m)	(%)		(m)	(%)		(m)	(%)	
2	47,35	0,052	5,5	43,91	0,054	9	26,61	0,064
2,5	47,35	0,052	6	42,68	0,054	9,5	29,28	0,062
3	47,35	0,052	6,5	39,72	0,055	10	31,96	0,060
3,5	46,66	0,053	7	36,76	0,057	10,5	34,64	0,058
4	45,98	0,053	7,5	33,80	0,059	11	37,32	0,057
4,5	45,29	0,053	8	30,84	0,061	11,5	40,00	0,055
5	44,60	0,053	8,5	27,88	0,063	12	42,00	0,054
						12,5	42,18	0,054

Les valeurs des coefficients d'amortissement sont données au Tableau 3.5. La Figure 3.7 présente un schéma de la structure et des semelles. Les semelles localisées sur le pourtour de la structure, présentées comme étant les semelles extérieures, sont considérées enlisées alors que les semelles localisées à l'intérieur de la structure, présentées comme les semelles intérieures, sont considérées comme étant situées à la surface puisqu'elles ne sont retenues que

par le frottement à l'interface sol-béton (aucune force provenant du sol latéral, comme c'est le cas pour les semelles extérieures). Les valeurs des ressorts et des amortisseurs pour les différentes semelles, qu'elles soient extérieures ou intérieures, sont ainsi déterminées et données au Tableau 3.3 ainsi qu'au Tableau 3.5.

Tableau 3.5 Coefficients d'amortissements pour la flexibilité de la fondation

Coefficient	Colonne de la structure			
	Col - 1	Col - 2	Col - 3	Col - 4
c_{x-surf} (kN-s/m)	2 766,45	2 777,21	2 799,06	2 746,38
c_{x-enl} (kN-s/m)	10 385,54	10 420,13	10 490,34	10 320,96
c_{z-enl} (kN-s/m)	10 144,60	10 179,52	10 250,42	10 079,40
c_{yy-enl} (kN-m-s/rad)	27 810,19	27 929,49	28 171,93	2 7587,71

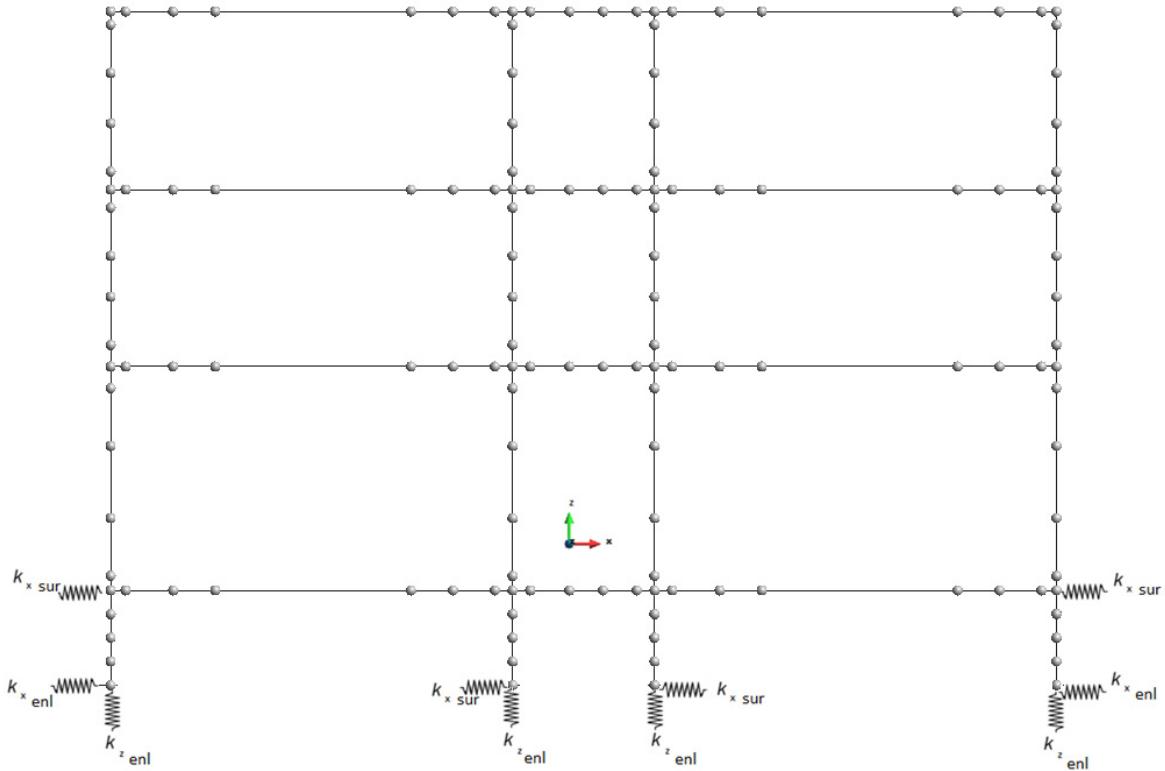


Figure 3.7 Schéma de la structure et des éléments de fondations

3.3.2 Analyse de l'interaction cinématique

Pour l'analyse de l'interaction cinématique, les éléments structuraux sans masse sont inclus dans le modèle numérique de sol décrit à la section 2.2.4.1 afin d'inclure leurs impacts dans la réponse et de pouvoir obtenir les fonctions d'excitation des fondations (u_{fim}). Les u_{fim} sont les fonctions de déplacement qui sont appliquées à la structure pour réaliser l'analyse dynamique structurale d'IDSS. Il existe des fonctions dites de transfert qui permettent d'obtenir u_{fim} à partir de u_g (Stewart et al, 2004). Toutefois, puisque les modèles numériques de sol sont disponibles, u_{fim} est directement calculé suite à une analyse dynamique du dépôt de sol en considérant la rigidité des éléments de fondations, tel que schématisé à la Figure 3.8. Le signal sismique est appliqué de la même manière que pour le cas des analyses de propagation d'ondes en champ libre (voir section 2.2.4.1). Les signaux sismiques utilisés pour les analyses d'interaction cinématique sont présentés à la section 3.5.

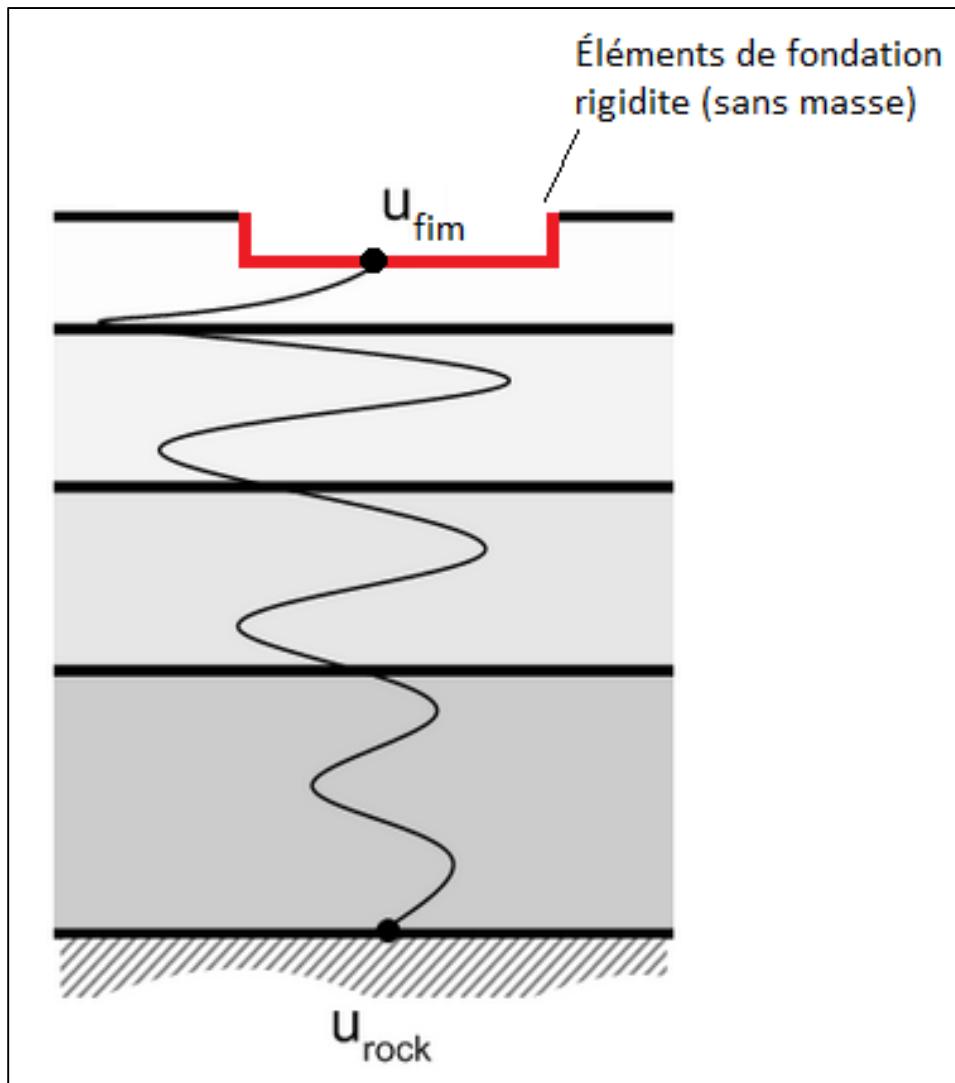


Figure 3.8 Analyse de propagation d'ondes avec impact de la rigidité
des éléments de fondation
Adaptée de Turner, Scott et al. (2017)

Les u_{fim} sont déterminés pour les quatre semelles de fondations, tel qu'illustré à la Figure 3.9.

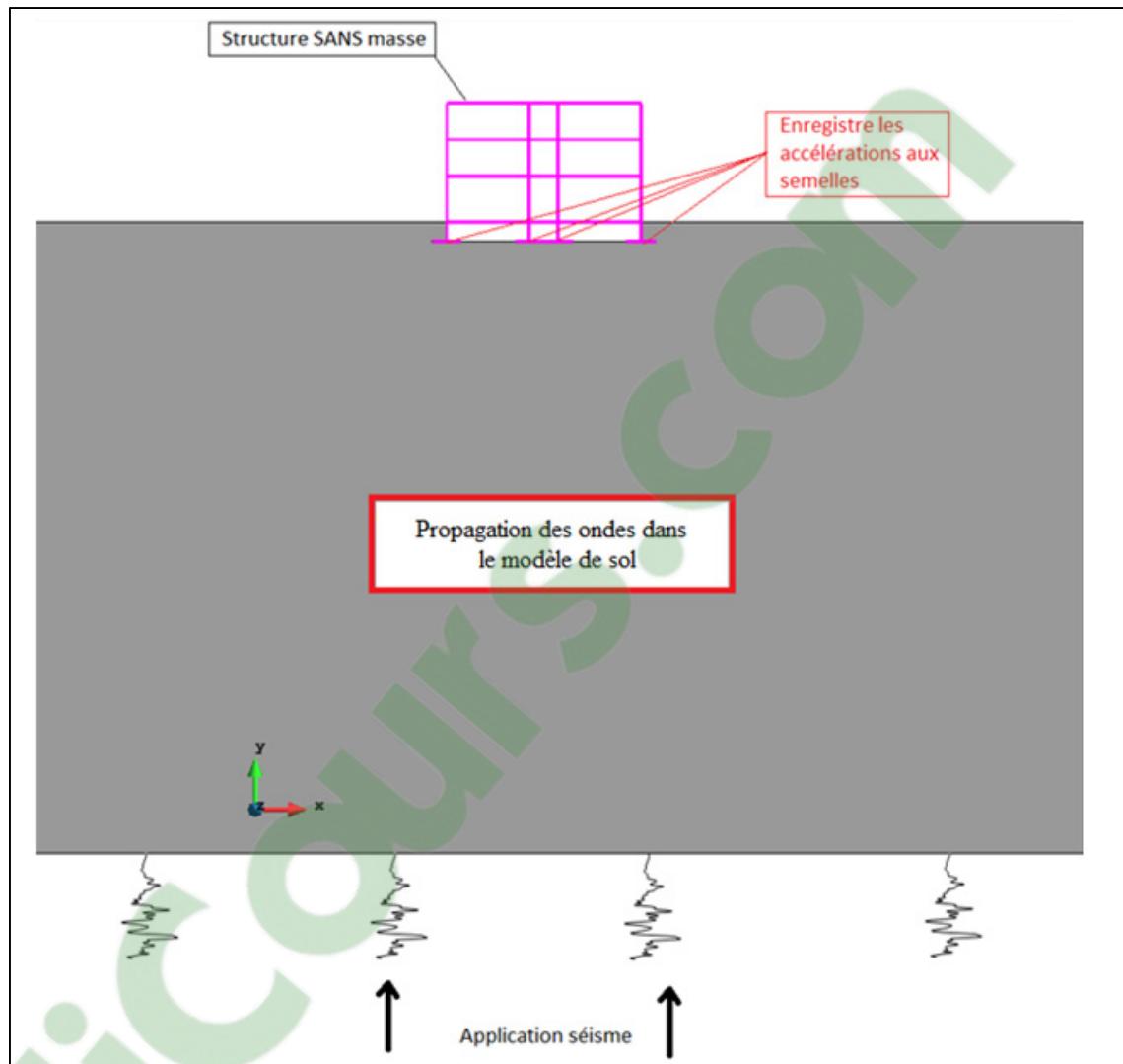


Figure 3.9 Illustration de la méthode utilisée pour obtenir les fonctions d'excitation de fondations (u_{fim}) – séisme appliqué comme un déplacement

3.4 Méthode directe

Les analyses dynamiques temporelles non-linéaires couplées sol-structure, c'est-à-dire la méthode dite directe, permettent le calcul de l'IDSS avec une approche plus précise et plus fine pouvant servir de base de comparaison avec les résultats de la méthode simplifiée.

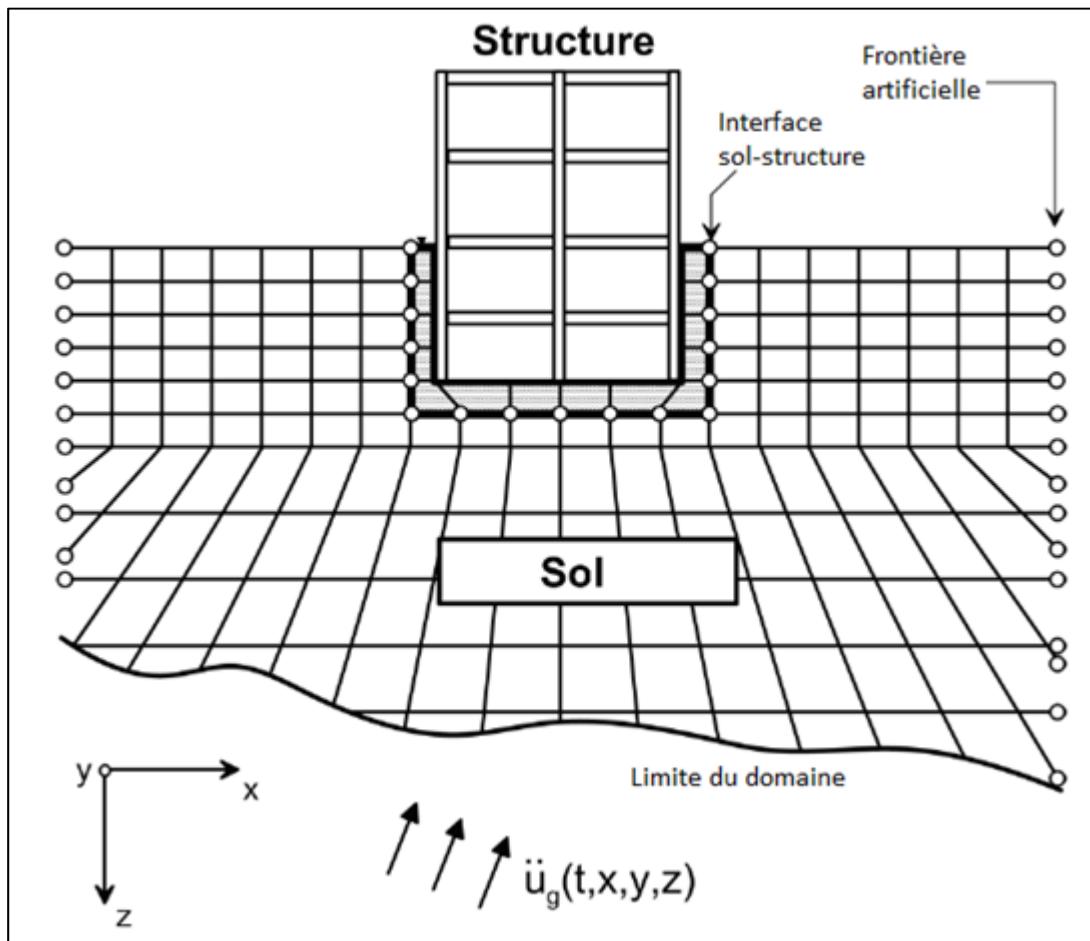


Figure 3.10 Modèle d'IDSS couplé sol-structure
Adaptée du rapport du NIST (2012)

Dans cette approche, le modèle inélastique complet de la structure est couplé avec le modèle inélastique de sol au moyen d'un interface sol-structure (voir section 3.4.1). Avant l'analyse dynamique, l'impact du chargement provenant de la structure sur le niveau de confinement du sol est pris en compte et les valeurs des modules élastiques sont mises à jour conformément à

la méthodologie présentée à la section 2.2.4.1. Les signaux sismiques sont appliqués à la base du modèle de sol, conformément à l'approche présentée à la section 1.4.6. Les valeurs d'accélérations et de déplacements sont enregistrées à chacun des nœuds de la structure pour tous les pas de temps de l'analyse dynamique. Les efforts de flexion et de cisaillement en base de colonne sont également enregistrés tout au long de l'analyse dynamique. Les signaux sismiques utilisés sont présentés à la section 3.5.

3.4.1 Modélisation de l'interface sol-structure

Cette section décrit la méthode employée pour modéliser les frontières numériques du modèle numérique, soit l'interface sol-structure et les frontières latérales du modèle.

Les éléments utilisés pour la structure possèdent trois degrés de libertés alors que les éléments composant le domaine de sol en comportent deux. Il est alors impossible de connecter directement ces deux catégories d'éléments entre eux. Des relations de couplages sont donc utilisées pour réaliser l'interface sol-structure, tel qu'illustré schématiquement à la Figure 3.11. À noter que les trois nœuds partagent le même système d'axe x y.

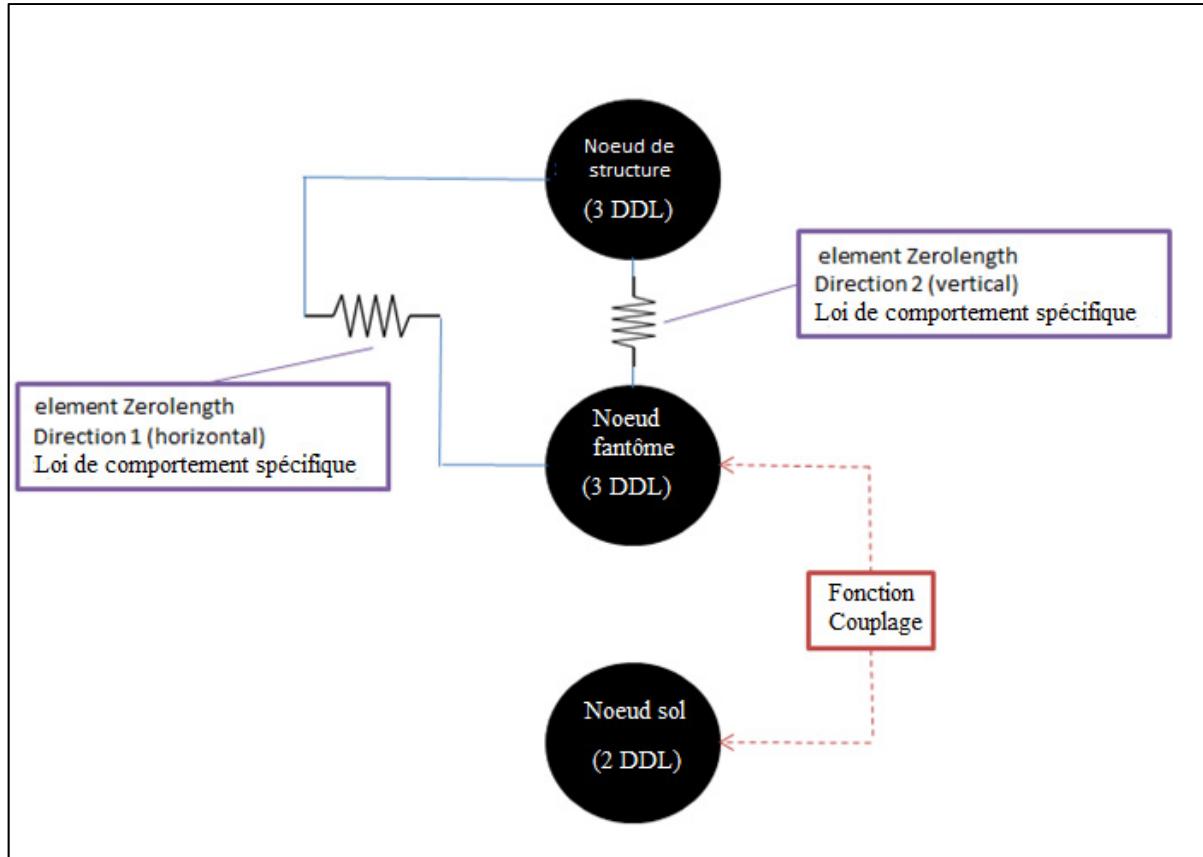


Figure 3.11 Schéma de l'interface sol-structure

Une série de nœuds dit « fantômes » est placée là où une interface est requise. Ces nœuds fantômes n'ont pas d'existence physique; ils servent simplement de pont numérique. Des relations de couplage sont ensuite utilisées pour imposer des déplacements égaux entre les nœuds fantômes et les nœuds de sol associés. Les nœuds fantômes étant définis dans le domaine à trois degrés de liberté, il en résulte que les déplacements du domaine à deux degrés de liberté sont transposés dans le domaine à trois degrés de liberté. Les nœuds des éléments structuraux situés sur l'interface sont ensuite reliés aux nœuds fantômes au moyen d'éléments de longueur zéro. La rotation des nœuds fantômes est bloquée (c.-à-d. imposée nulle) afin d'assurer la stabilité numérique du modèle.

Les éléments de longueur zéro pouvant posséder des lois de comportement dans chacune des directions (x,y, rotation), il est ainsi possible de simuler une large gamme de condition d'appuis

(résistance au glissement, décollement, etc.) entre le sol et la structure. Dans le présent travail toutefois, l'interface est modélisée comme parfaitement collée, c'est-à-dire que les nœuds de structures et les nœuds de sols ont des déplacements similaires. Cette condition a été imposée via une relation de couplage.

3.4.2 Conditions frontières

Cette section détaille l'approche utilisée pour modéliser les frontières artificielles latérales du modèle de sol, le confinement latéral du modèle de sol et la frontière artificielle du bas du modèle de sol.

Afin d'assurer le confinement latéral, c'est-à-dire de simuler les forces latérales sur les frontières artificielles qui proviennent de la poussée latérale des terres au repos, une série de forces latérales est imposée aux nœuds situés sur les frontières artificielles latérales du modèle de sol. Les valeurs de ces forces sont obtenues des forces enregistrées dans des ressorts de grande rigidité placés sur la frontière et qui sont présents durant les phases de mise en place des contraintes initiales décrites à la section 2.2.4.1. Une fois les contraintes initiales mises en place, les ressorts sont retirés et les forces appliquées à leurs places. Une analyse est ensuite réalisée et les valeurs de G et K sont remises à jour. Toutefois, on n'observe pas de variation pratique des valeurs à cette étape puisque le modèle est stable.

Les frontières latérales sont réalisées selon le principe du « tied degree of freedom » (TDOF) (Zienkiewicz et al., 1989). Dans cette approche, les déplacements dans les degrés de liberté des nœuds situés sur les frontières artificielles à des élévations égales sont contraints à être égaux, tel que vu à la Figure 3.12. Cette approche a été privilégiée considérant 1) sa simplicité de mise en place et, 2) son efficacité à reproduire des résultats fiables pour des analyses de propagation, tels que mis en évidence à la section 3.4.3. Toutefois, dans le contexte de l'IDSS, la question de l'efficacité de cette méthode pour simuler l'amortissement radiatif de la structure pour un domaine de sol inélastique avec une distribution non-homogène de la résistance du sol demeure à investiguer. Pour vérifier cet aspect de la question, une analyse comparative

considérant trois formulations différentes pour les frontières artificielles latérales est réalisée à la section 3.6.4 pour le problème de vibration de la structure.

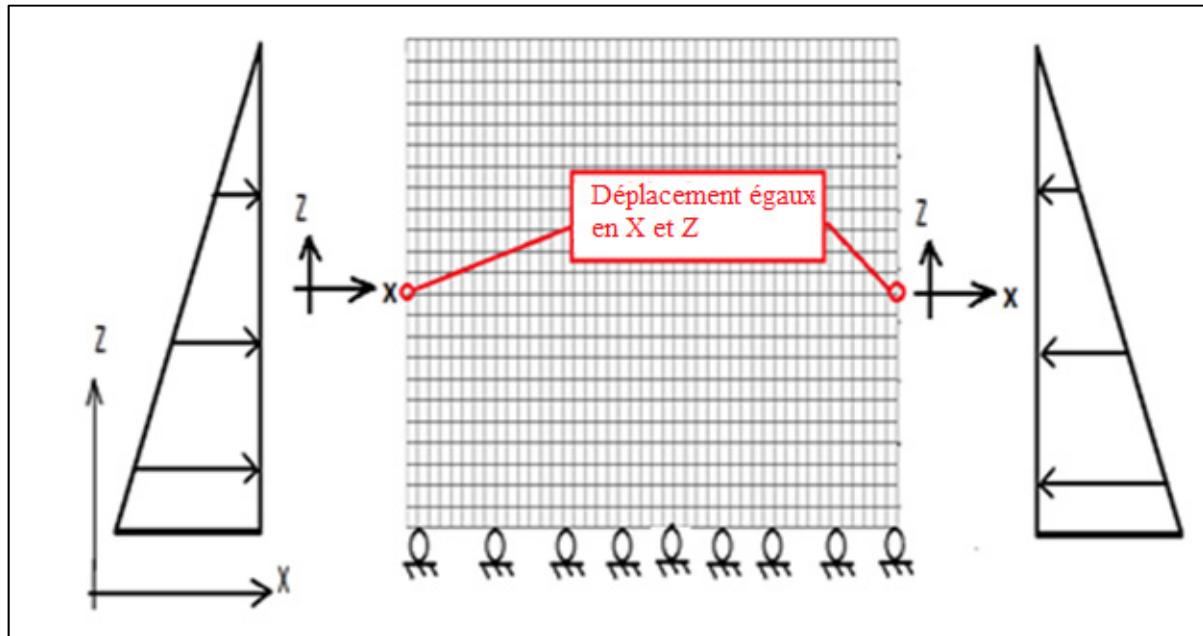


Figure 3.12 Vue schématique des conditions frontière, du confinement et de la frontière artificielle latérale

Sur la frontière artificielle du bas du modèle, les noeuds sont restreints dans la direction z et libres dans la direction x, tel que vu à la Figure 3.12.

3.4.3 Application des séismes dans le modèle de sol

Dans le cadre de la présente recherche, le champ de déplacement est réputé être uniquement translationnel et l'interface Σ plat par rapport à l'horizontale, tel qu'illustré sur le schéma de la Figure 3.13.

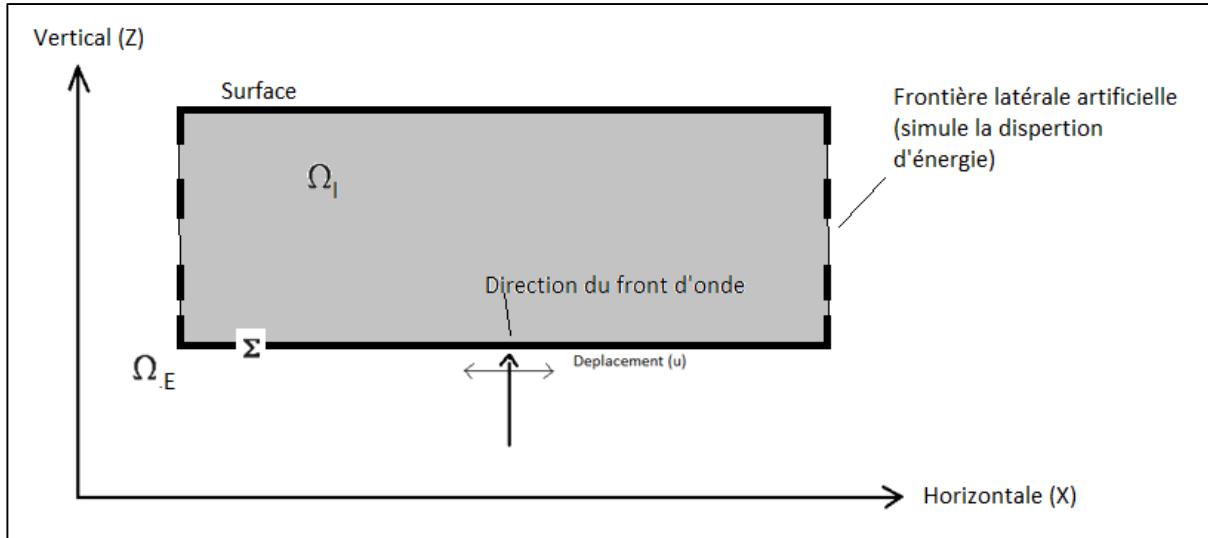


Figure 3.13 Représentation schématique des domaines pour le problème de modélisation du séisme dans le sol - adapté pour condition 1D

Conséquemment, l'équation (1.29) se réduit à :

$$t = \rho V_s \partial_t u_{rt} \quad (3.7)$$

Il s'agit ensuite de pouvoir utiliser l'équation (3.7) pour appliquer le séisme à la base du modèle numérique.

En calculant le volume de sol déplacé en une seconde, il est possible d'estimer la force d'inertie produite sur Σ par les déplacements dus au séisme et ainsi appliquer le séisme comme un chargement qui varie dans le temps. L'intensité du chargement est alors donnée, en 2D, par :

$$q = t \Delta x \quad (3.8)$$

où Δx est la dimension latérale de l'élément de sol considéré. On réfère à cette approche par la méthode d'application du signal sismique par une force transitoire. Les résultats de cette approche et ceux obtenus avec le logiciel ProShake linéaire et non-linéaire sur une colonne 2-D en condition de contrainte totale sont comparés à la Figure 3.14 (McGann et Arduino). Les

accélérations obtenues avec le logiciel ProShake (modèle linéaire) montrent des valeurs plus élevées que les résultats obtenus avec OpenSees. Lorsque les résultats d'OpenSees sont comparés avec les résultats de ProShakeNL, les valeurs d'accélérations sont tout à fait semblables. Le modèle non-linéaire OpenSees est donc pleinement capable de reproduire des résultats similaires à ceux obtenus par ProShakeNL. Dans le modèle OpenSees, un amortisseur d'intensité égale à $c = \rho V_s \Delta x$ est placé à la base de la colonne de sol afin de simuler la rigidité finie du sol sous la colonne (Joyner et Chen, 1975).

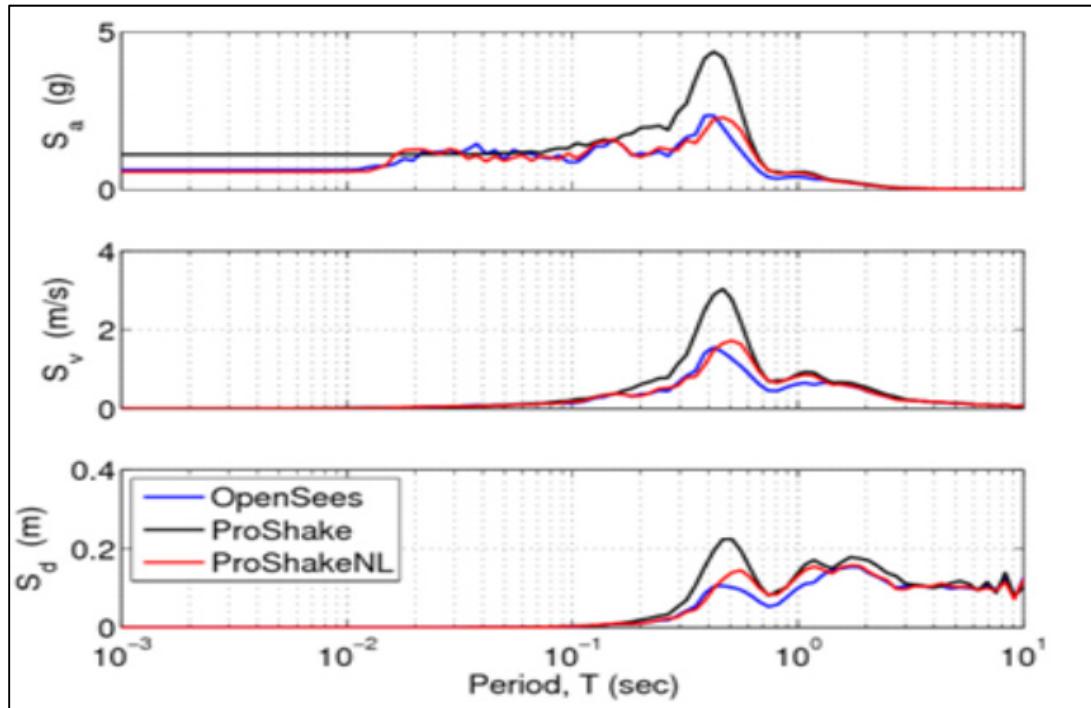


Figure 3.14 Comparaison des spectres obtenus par ; application du signal sismique avec force transitoire et par ProShake linéaire et non-linéaire
Tirée de McGann et Arduino (2018)

Une approche alternative est d'appliquer le séisme comme un champ de déplacements. La Figure 3.15 présente les résultats des accélérations obtenues à la surface d'une colonne de sol de 40 mètre d'épaisseur (Christopher et Arduino) excitée par le séisme du GillRoy par la méthode de la force transitoire et par la méthode du champ de déplacements alors que la Figure 3.16 compare les spectres de réponse élastique ($\beta = 5 \%$) calculés pour ces accélérations.

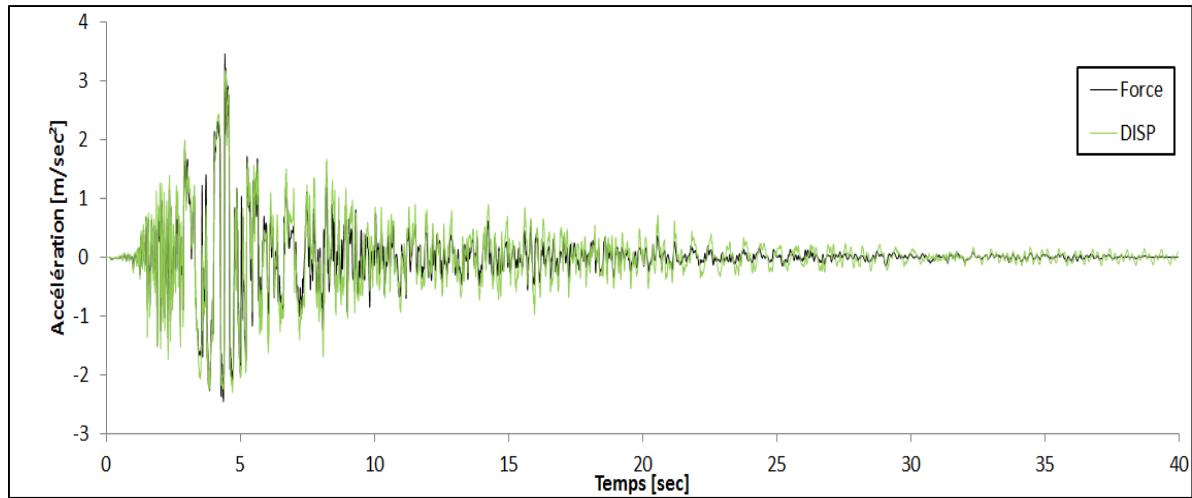


Figure 3.15 Comparaison des accélérations enregistrées au sommet de la colonne de sol.
Méthode de la force transitoire vs méthode du champ de déplacements

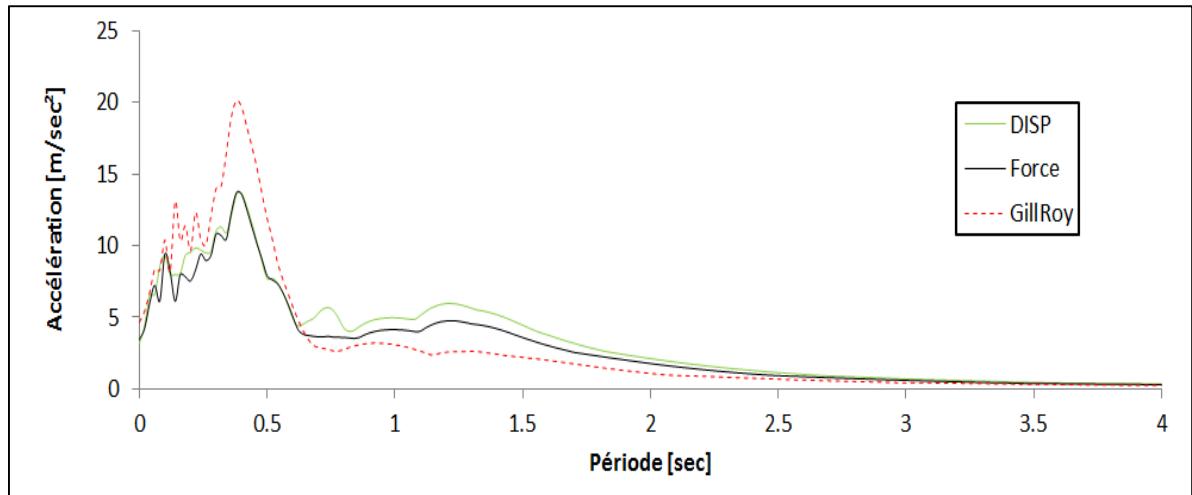


Figure 3.16 Comparaison des spectres de réponse calculés au sommet de la colonne de sol.
Méthode de la force transitoire vs méthode du champ de déplacements

Deux points sont à noter; 1) la méthode de la force transitoire tend à montrer des valeurs d'accélérations plus élevées pour les périodes comprises entre 0,5 et 2,5 secondes 2) la méthode du champ de déplacements capture une amplification du signal pour une période avoisinant 0,7 seconde alors que la méthode de force ne la capture pas. Pour un dépôt de sol la période fondamentale peut-être estimée avec la relation :

$$T_n = \frac{4H}{V_s} \quad (3.9)$$

où H est la profondeur du dépôt. Dans le cas présent, $V_s=250$ m/sec, $H=40$ m et donc $T_n \cong 0,64$ s. Puisque la méthode du champ de déplacement capture une augmentation d'accélération près de la période fondamentale du dépôt, elle capture l'amplification produite par la période fondamentale du dépôt, ce qui n'est pas le cas de la méthode par la force.

L'inconvénient de la méthode par champ de déplacements est qu'il n'est pas possible d'inclure les amortisseurs pour simuler la rigidité finie sur Σ (interface entre Ω_l et Ω_E , Figure 3.13). La raison est que dans l'approche par champ de déplacements, les déplacements sont imposés via des contraintes ponctuelles appliquées aux noeuds situés sur Σ . La Figure 3.17 permet de visualiser l'impact de la présence d'amortisseurs sur Σ en utilisant la méthode de la force transitoire comparativement à une modélisation où ils ne sont pas incorporés. L'impact demeure, à toute fin pratique, nul (inférieur à 3×10^{-10} m/sec 2) dans le cas considéré.

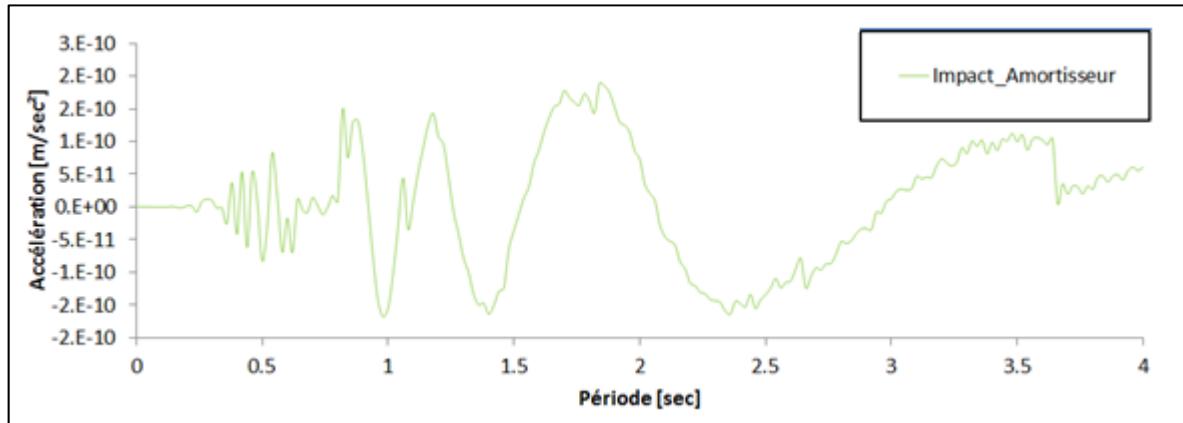


Figure 3.17 Différence entre les accélérations obtenues en considérant la présence d'amortisseur pour simuler la rigidité du roc et en considérant le roc comme infiniment rigide

3.5 Signaux sismiques – choix des signaux

Les signaux sismiques utilisés sont des signaux 1) historiques et 2) synthétiques. Le choix et la calibration des signaux synthétiques ont été décrits en détails à la section 1.4.6. Dans le cas présent, les périodes (T) et les contributions modales effectives (Ξ) des deux premiers modes de la structure, obtenues par l'analyse modale de la structure à base fixe, sont présentées au Tableau 3.6.

Tableau 3.6 Propriété dynamique structure

T₁ (s)	T₂ (s)	Ξ₁ (%)	Ξ₂ (%)
≈0,50	≈0,16	83,36	14,69

Conformément aux recommandations du CNB 2015 pour la calibration des signaux (NCR, 2015), les bornes maximales et minimales entre lesquelles les signaux doivent être calibrés sont :

$$T_{min} = [0,15 * 0,5 ; 0,16] \rightarrow 0,075 \text{ sec}$$

$$T_{max} = max[2 * 0,5; 1,5 \text{ s}] \rightarrow 1,5 \text{ sec}$$

Ainsi, pour la ville de Québec, la magnitude la plus probable pour une période de T de 0,2 seconde est de 6,375 et la distance de 30 km alors que pour une période de 1,0 seconde la magnitude probable est de 7,375 à une distance de 90 km.

La plage de période est découpée en deux sections spécifiques, chacune présentant un choix spécifique de relation M-R. Il est requis par le CNBC de choisir un minimum de cinq historiques de mouvements de sol par plage de période spécifique, T_{rs} , et de choisir un minimum de 11 historiques de mouvements pour l'ensemble de T_r . La Figure 3.18 présente les T_{rs} choisis alors que le Tableau 3.7 présente les détails des deux scénarios.

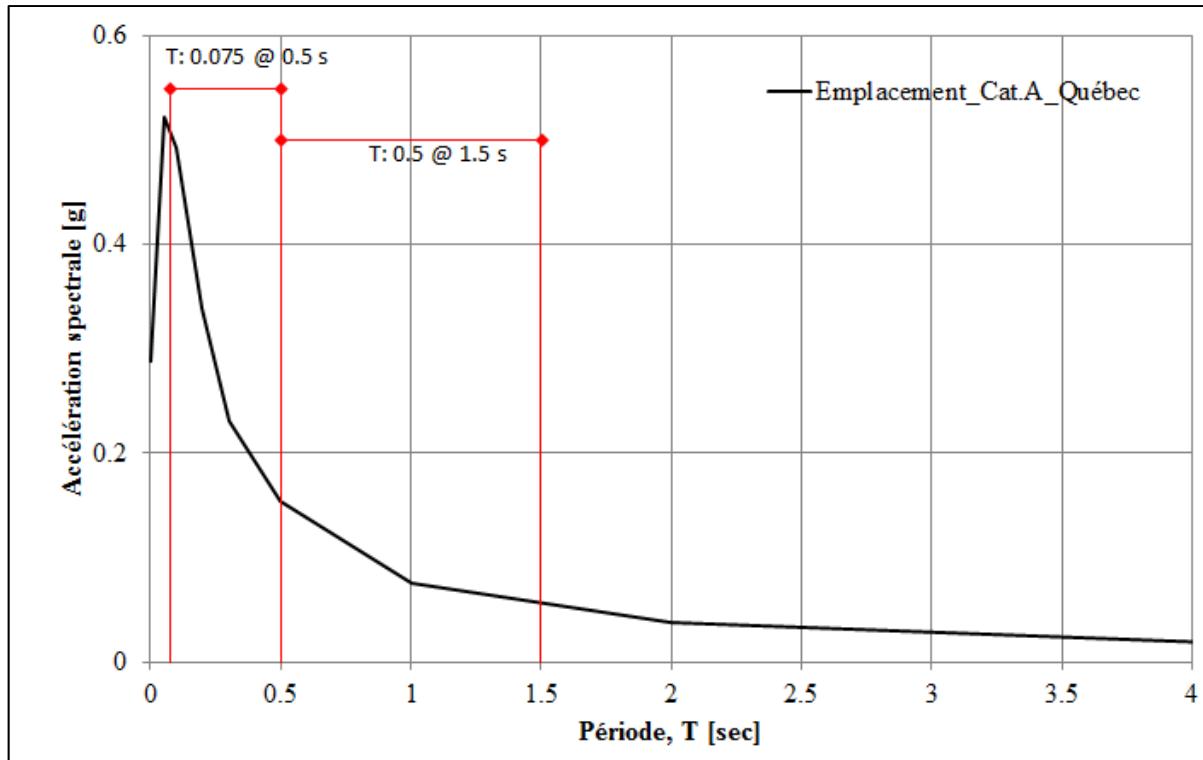


Figure 3.18 Plages de période spécifique

Tableau 3.7 Scénario d'analyse

Scénario	T_{rs}	M-R
1	$0,075 < T \leq 0,5$	6,4 – 30 km
2	$0,5 < T \leq 1,5$	7,4 – 30 km

Pour le choix des historiques de mouvements de sol, certains auteurs ont considéré un écart de magnitude de $\mp 0,5$ et un écart de distance de 30 % (Luabeya M. et al., 2015).

Puisque le choix d'accélérogrammes historiques représentatifs de l'Est du Canada demeure limité, il est nécessaire de recourir aux accélérogrammes synthétiques. Le site SeismoToolBox (Atkinson et al.) contient des signaux synthétiques pour différents scénarios magnitude distance et différents sols pour le cas de la sismicité de l'Est du Canada. Pour le scénario un, 45 signaux candidats sont disponibles pour un emplacement de catégorie A. Afin de choisir

parmi ceux-ci, on évalue la moyenne et l'écart-type de chacun des signaux par rapport au ratio $S_t(T)/S_s(T)$, où $S_s(T)$ est l'accélération spectrale du signal candidat. On choisit les signaux pour lesquels la valeur moyenne est la plus faible et pour lesquels la valeur de l'écart-type (SD), est comprise, lorsque possible, dans la plage 0,5 - 2 (Atkinson, 2009).

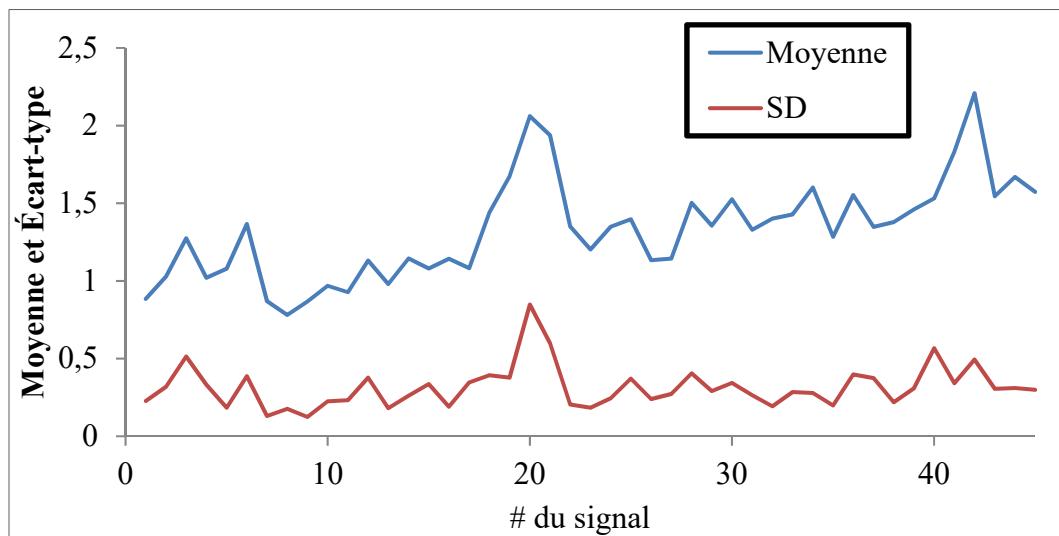


Figure 3.19 Valeur de la moyenne et de l'écart-type pour les signaux du scénario 1

Le graphique de la Figure 3.19 montre les valeurs moyennes et d'écart-types pour les 45 signaux candidats du scénario 1. Les signaux choisis sont les signaux 3, 40, 21, 20 et 41. Les valeurs des moyennes et des écart-types pour les 45 signaux candidats du scénario deux sont présentés au graphique de la Figure 3.20. Les signaux choisis sont les signaux 21, 40, 31, 20, et 17.

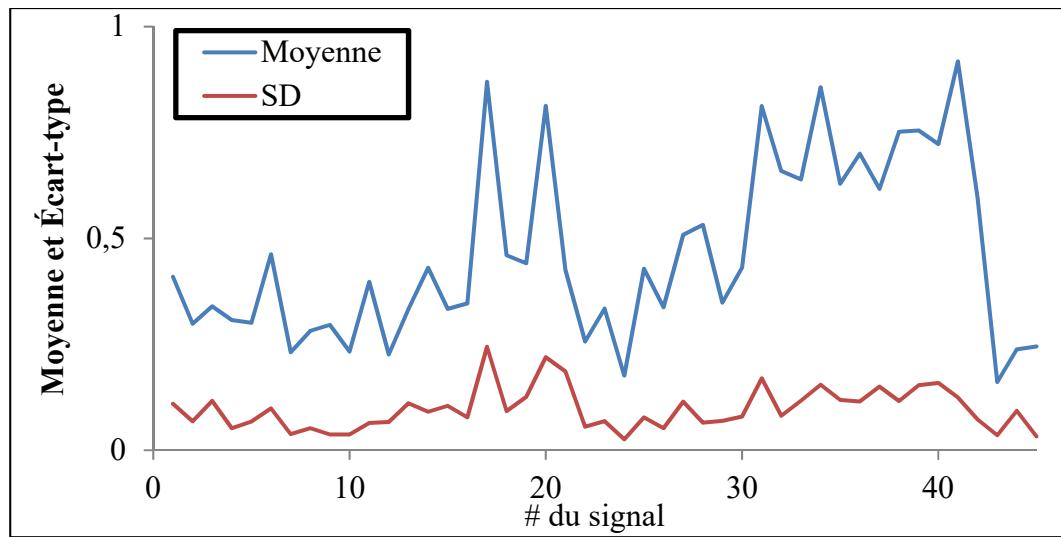


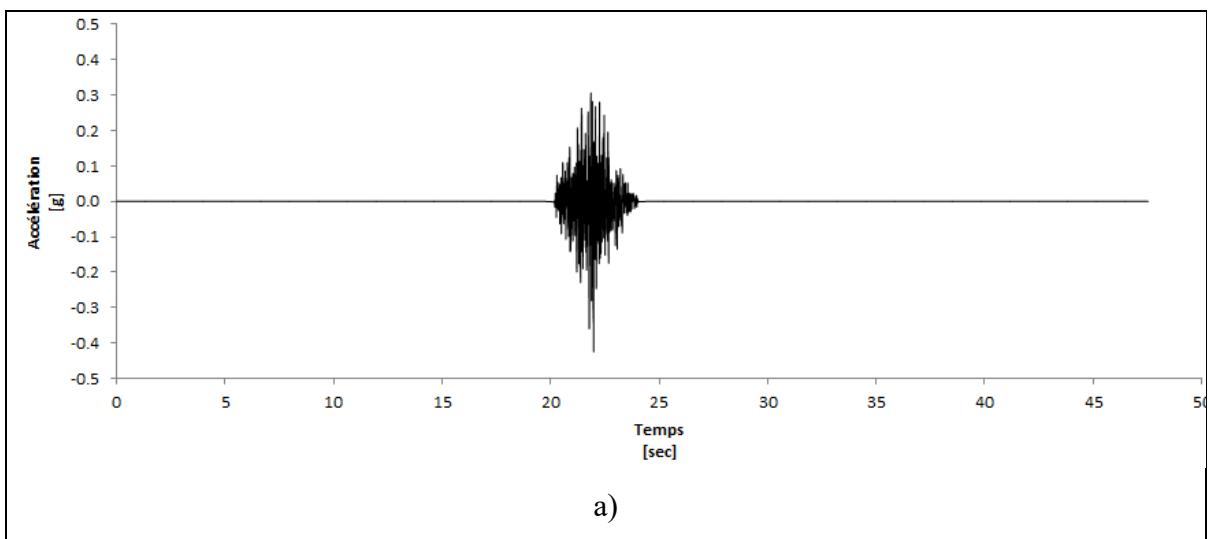
Figure 3.20 Valeur de la moyenne et de l'écart-type pour les signaux du scénario 2

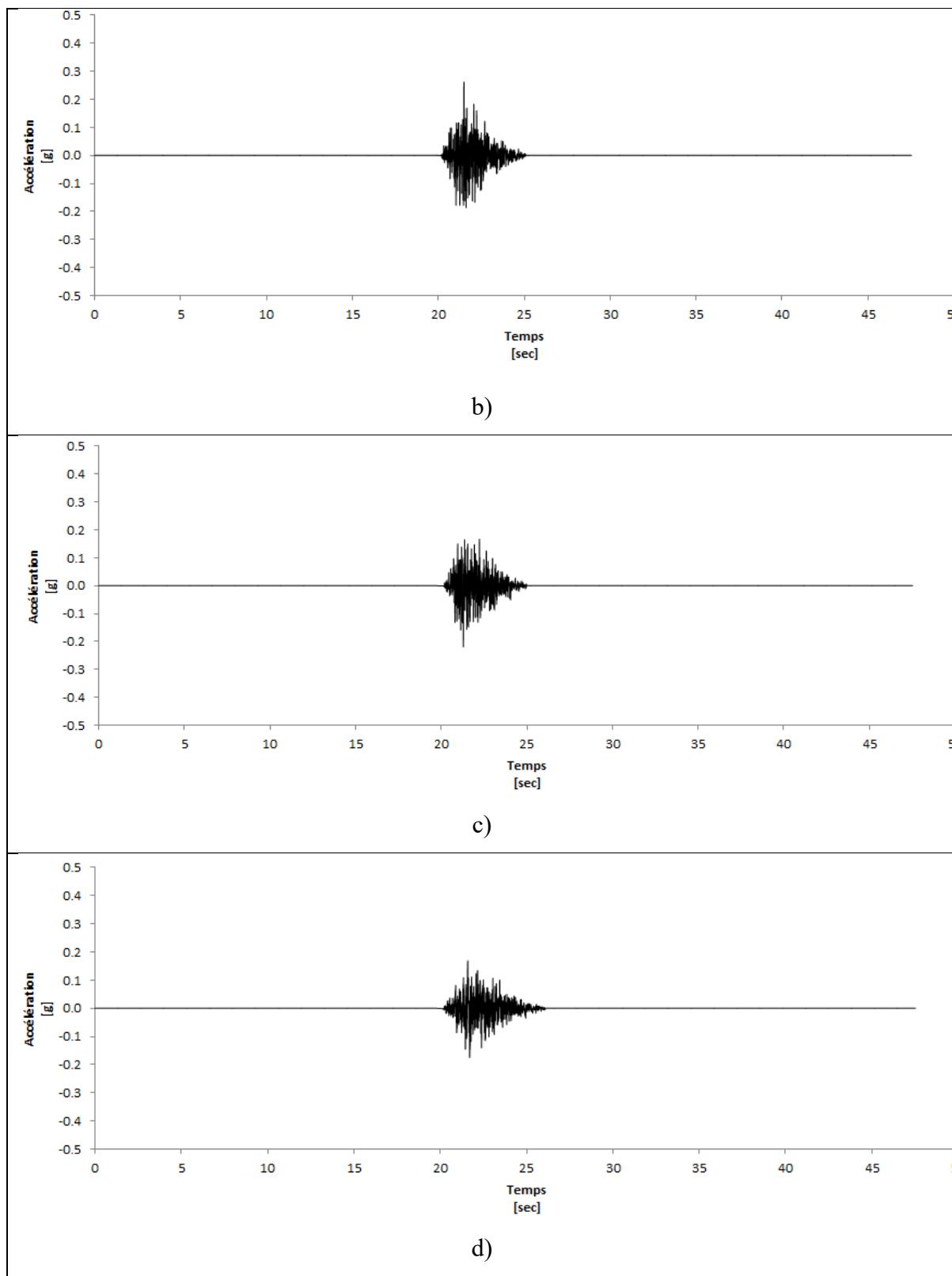
Les caractéristiques (Moyenne, SD) des différents signaux choisis pour les deux scénarios sont reportés au Tableau 3.8.

Tableau 3.8 Caractéristiques des signaux choisis / scénario

Scénario	Signal	Moyenne	SD
1	3	1,274	0,514
1	40	1,531	0,567
1	21	1,938	0,599
1	20	2,061	0,848
1	41	2,209	0,494
2	21	0,426	0,186
2	40	0,723	0,159
2	31	0,813	0,170
2	20	0,813	0,220
2	17	0,870	0,244

La Figure 3.21 et la Figure 3.22 présentent respectivement les accélérogramme des séismes synthétiques du scénario 1 (M_w 6) et du scénario 2 (M_w 7). La Figure 3.23 présente les spectres de réponse des signaux choisis pour le scénario 1 pour le cas d'un site de catégorie d'emplacement A situé dans la région de Québec.





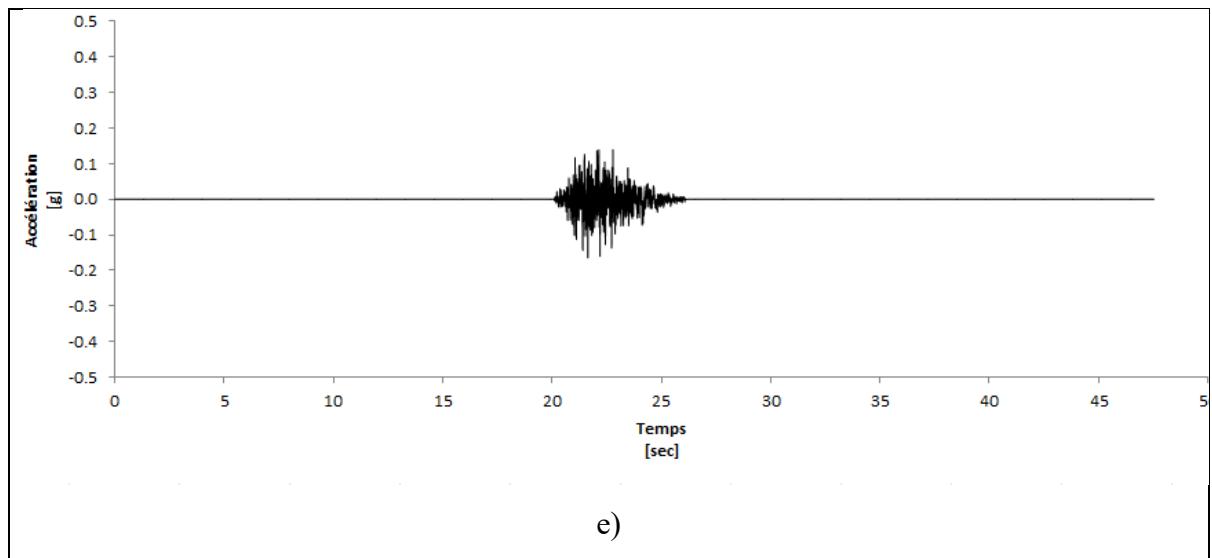
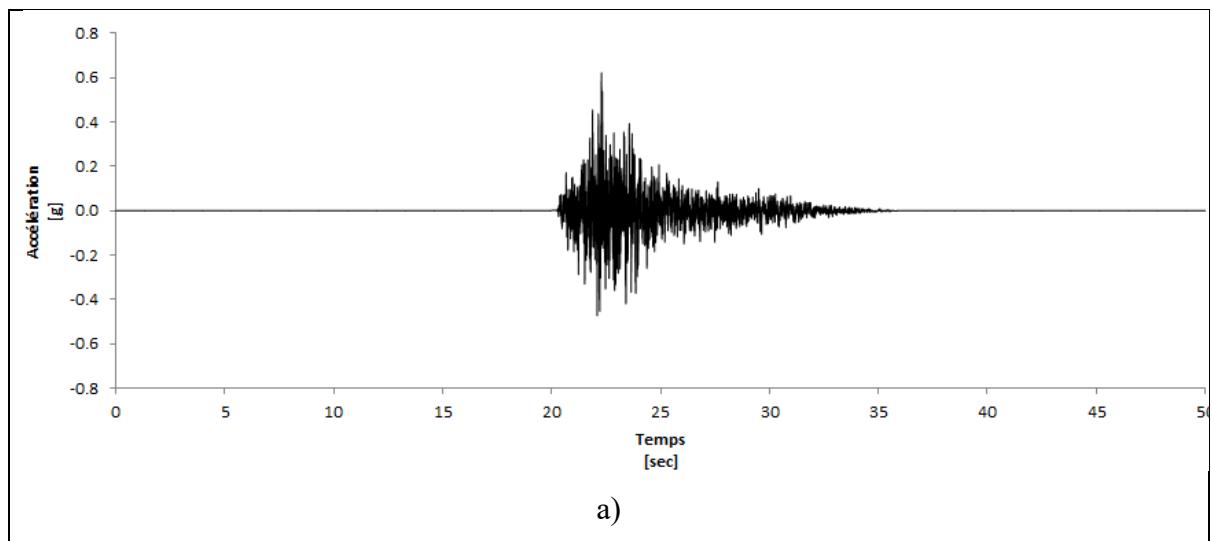
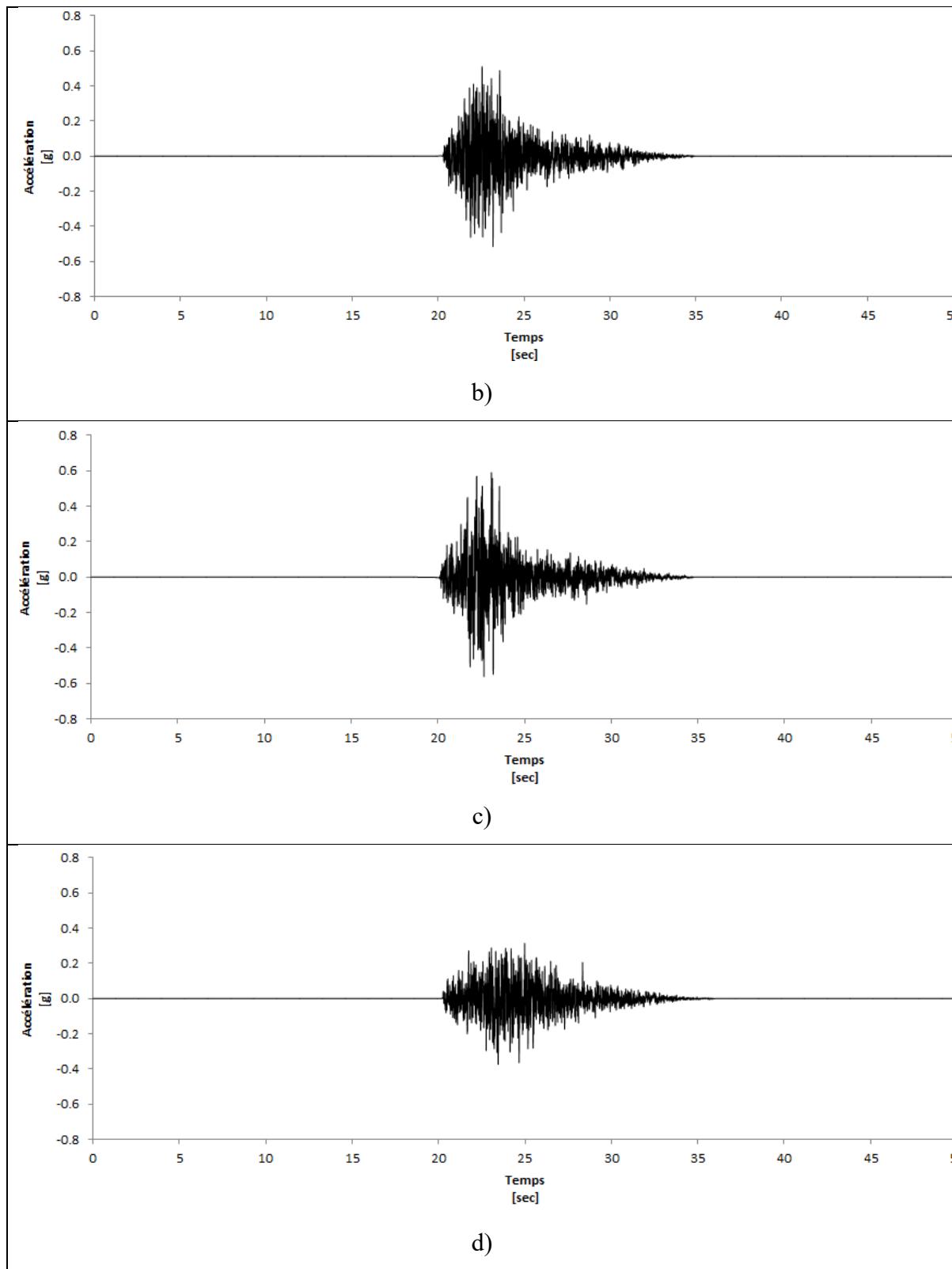


Figure 3.21 Accélérogramme source magnitude 6 a) Signal 3 b) Signal 20 c) Signal 21 d) Signal 40 e) Signal 41





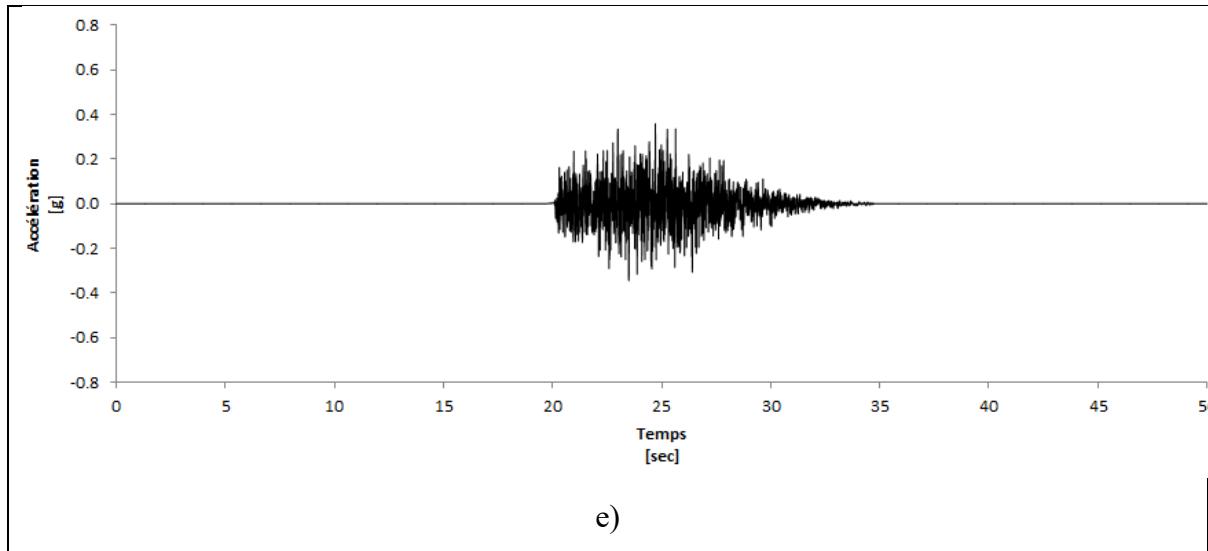


Figure 3.22 Accélérogramme source magnitude 7 a) Signal 17 b) Signal 20 c) Signal 21 d) Signal 31 e) Signal 40

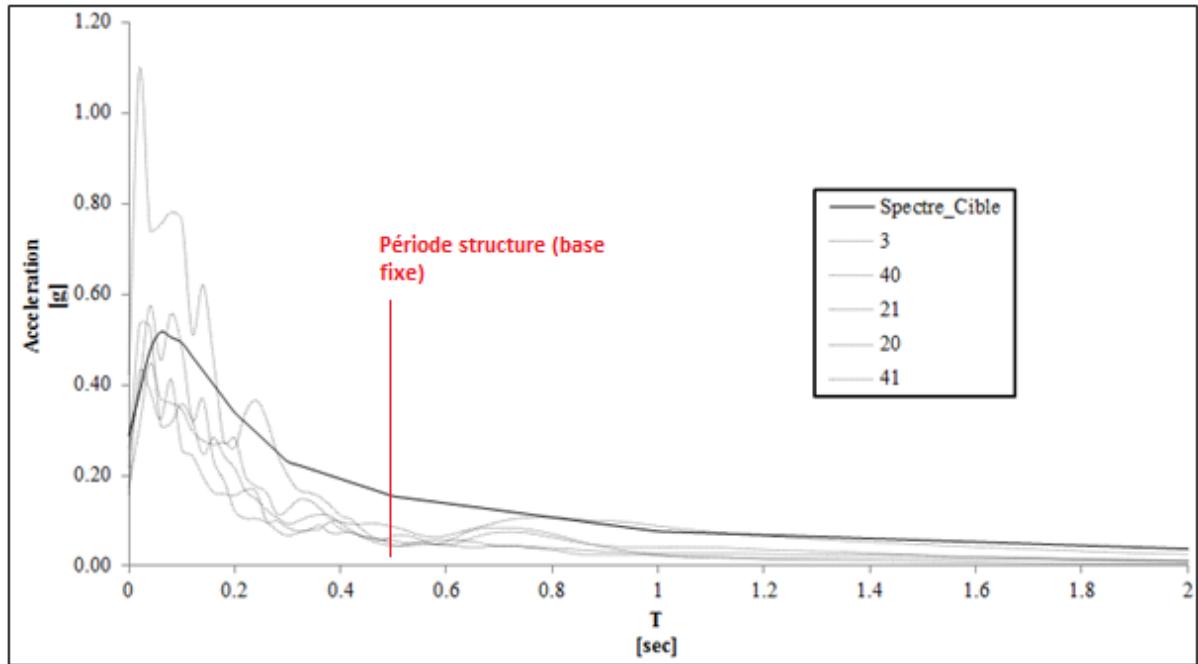


Figure 3.23 Spectres de réponses non calibrés - Scénario 1 – emplacement A – Québec

La Figure 3.24 présente les mêmes spectres de réponses calibrés pour les périodes allant de 0.075 à 0.5 secondes. La Figure 3.25 compare les spectres de réponses moyens pour les deux cas avec le spectre cible.

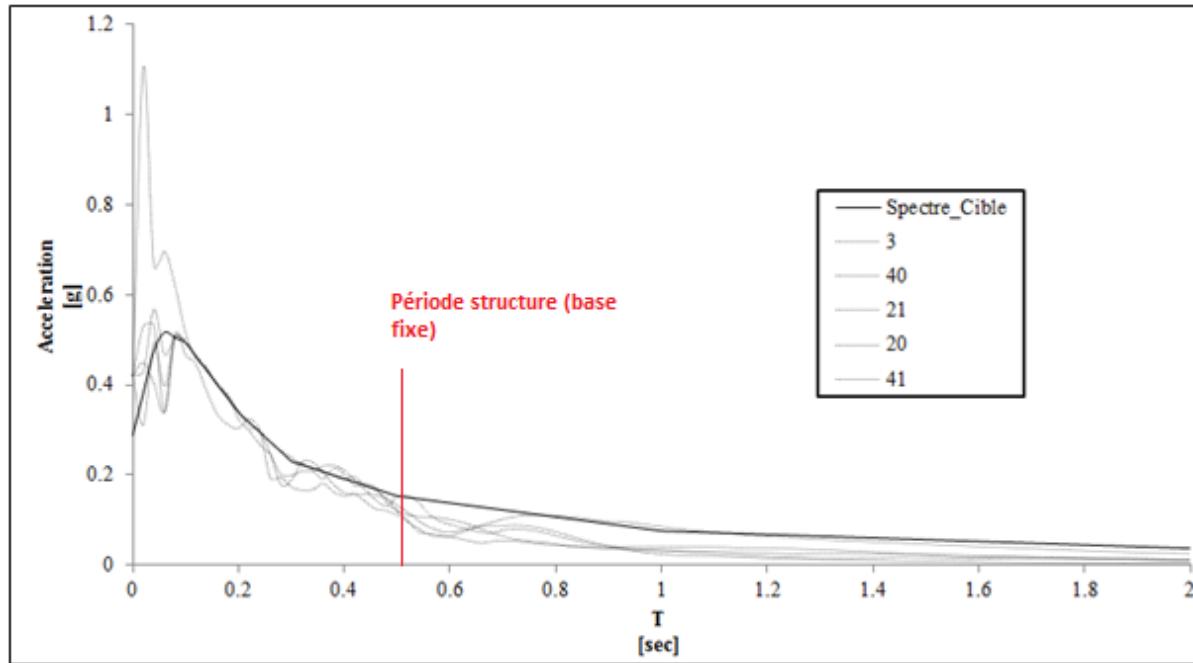


Figure 3.24 Spectres Réponses calibrés - Scénario 1 - Sol_A – Québec

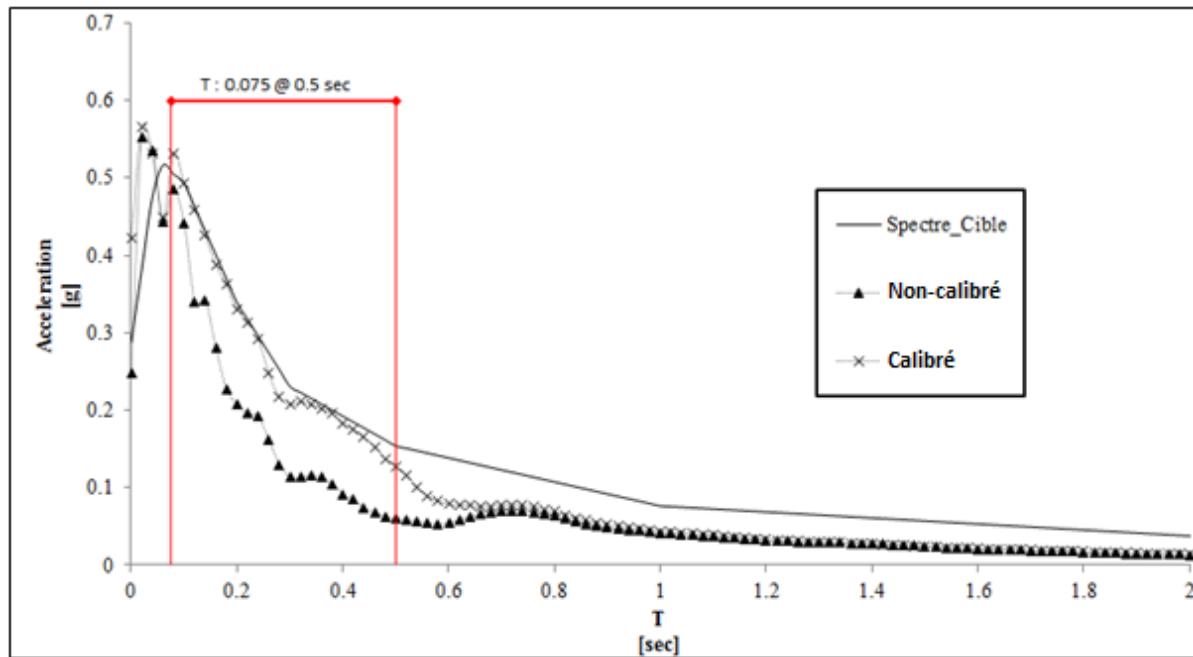


Figure 3.25 Spectres de réponses moyens – Cible, calibré et non calibré – Scénario 1

Les signaux historiques choisis sont le séisme du Saguenay du 25 novembre 1988 (Mitchell et al., 1989), enregistré à la station #1 de la Commission géologique du Canada (St-Ferréol, Qc.)

et le séisme de Miramichi au Nouveau-Brunswick (m_b 5,7) survenu le 9 janvier 1982 (Shutian et Motazedian, 2017), enregistré au site 2 (rue Mitchell) de la Commission géologique du Canada.

La station d'enregistrement choisie pour le séisme du Saguenay est localisée dans une voute sismique souterraine avec fondation au roc (Munro et Weichert, 1989). La station d'enregistrement pour le séisme de Miramichi (47° 02,05' N. 66° 36,62' W.) est également localisée sur du roc.

La Figure 3.26 montre les spectres de réponses élastiques ($\beta=5\%$) (SRE) calibrés sur le spectre de design de la ville de Québec du CNBC-2015 pour un site de catégorie d'emplacement A pour le séisme de Miramichi de 1982 enregistré à la station de la rue Mitchell et pour le séisme du Saguenay de 1988 enregistré à la station #1.

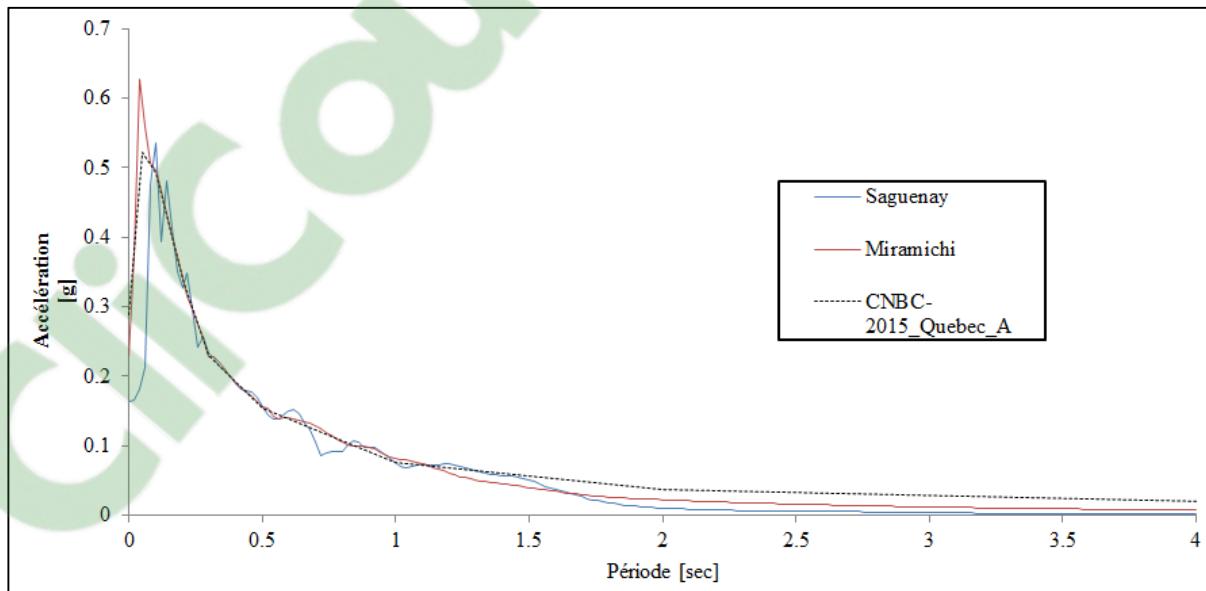


Figure 3.26 Spectre de réponse élastique calibré (Québec, CNBC-2015, A) pour les séismes de Saguenay 1988 et de Miramichi 1982

Le Tableau 3.9 contient les détails des signaux sismiques synthétiques utilisés pour le scénario 1 alors que le Tableau 3.10 contient les détails des signaux sismiques synthétiques utilisés pour le scénario 2, incluant le *Peak Ground Acceleration* (PGA).

Tableau 3.9 Détails des signaux sismiques synthétiques - scénario 1

	Scenario 1				
	Signal#3	Signal#20	Signal#21	Signal#40	Signal#41
PGA [m/sec ²]	4,15	2,26	2,29	2,14	1,95
Δt [sec]	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
Données	4 000	4 000	4 000	4 000	4 000

Tableau 3.10 Détails des signaux sismiques synthétiques - scénario 2

	Scenario 2				
	Signal#17	Signal#20	Signal#21	Signal#31	Signal#41
PGA [m/sec ²]	5,88	5,17	5,50	3,69	3,72
Δt [sec]	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
Données	8 250	8 250	8 250	8 250	8 250

3.6 Analyses de vérification des modèles

La présente sous-section présente une série d'analyses de validation des modèles numériques. L'objectif est de valider les différentes parties du modèle, soit le sol, la structure et l'interface sol-structure. Une série de quatre essais de complexité croissante ont ainsi été réalisés.

Le premier test est une validation de propagation de contraintes dans le sol qui a pour objectif de valider la capacité du modèle à calculer la distribution des contraintes dans le sol et

également de valider que la méthodologie employée permet de reproduire les conditions de contraintes rencontrées dans le dépôt de sol de Breckenridge. Le modèle est ainsi comparé, dans un premier essai de propagation de contraintes, à des solutions classiques provenant des solutions de Boussinesq et Westergaard. Dans un second temps, le modèle est comparé aux valeurs de contraintes effectives présentes sur le site de Breckenridge. Le test est présenté à la section 3.6.1.

Le second test est une analyse de capacité portante pour une fondation superficielle et a pour objectif de 1) valider que le modèle est en mesure de prédire la rupture et 2) d'évaluer l'impact de la présence d'une interface sol-structure sur les résultats. Les détails du test sont présentés à la section 3.6.2.

Le troisième test est une reproduction d'un essai expérimental en condition 1-g réalisé à l'Université Bristol (Massimino et Maugerie, 2013). Le test a pour objectif de confronter la capacité du modèle de sol et de l'interface sol-structure à bien reproduire des conditions dynamiques. Les détails du test sont présentés à la section 3.6.3.

Le quatrième test vise à évaluer l'impact du couplage de la structure avec le sol sur les propriétés dynamiques de la structure. L'essai a également comme objectif de comparer

différentes techniques permettant de modéliser les frontières artificielles du domaine de sol ainsi que d'en déterminer les dimensions optimales dans le contexte du problème de vibration de la structure (Rioux et al., 2018). Les détails du test sont présentés à la section 3.6.4.

3.6.1 Test #1 – Propagation de contrainte

Dans ce test, deux analyses sont réalisées. Dans la première, on considère une série de trois modèles pour lesquels une force unitaire de 1N est appliquée au haut et au centre du modèle de sol, tel qu'illustré à la Figure 3.27. Les contraintes dans le sol sont enregistrées et comparées aux valeurs prévues par 1) le modèle de Boussinesq, et 2) de Westergaard. Les valeurs utilisées pour la loi de comportement du sol PIMY d'OpenSees sont données au Tableau 3.11. Les paramètres géométriques utilisés pour les trois modèles, soit la profondeur du domaine de sol, sa largeur et la dimension du maillage, sont données au Tableau 3.12. La variation des dimensions géométriques du modèle est réalisée afin d'en évaluer leur impact sur les valeurs de contraintes calculées en fonction de la profondeur.

Tableau 3.11 Valeurs utilisées pour le modèle PIMY - analyse de propagation de contrainte pour le test #1

ρ (kg/m³)	G_{max} (MPa)	K_{max} (MPa)	c (kPa)	γ_{max} (0.01)	ϕ (°)	P_r (kPa)	d	#YS
0	100	200	100	0,01	0	101,3	0	1

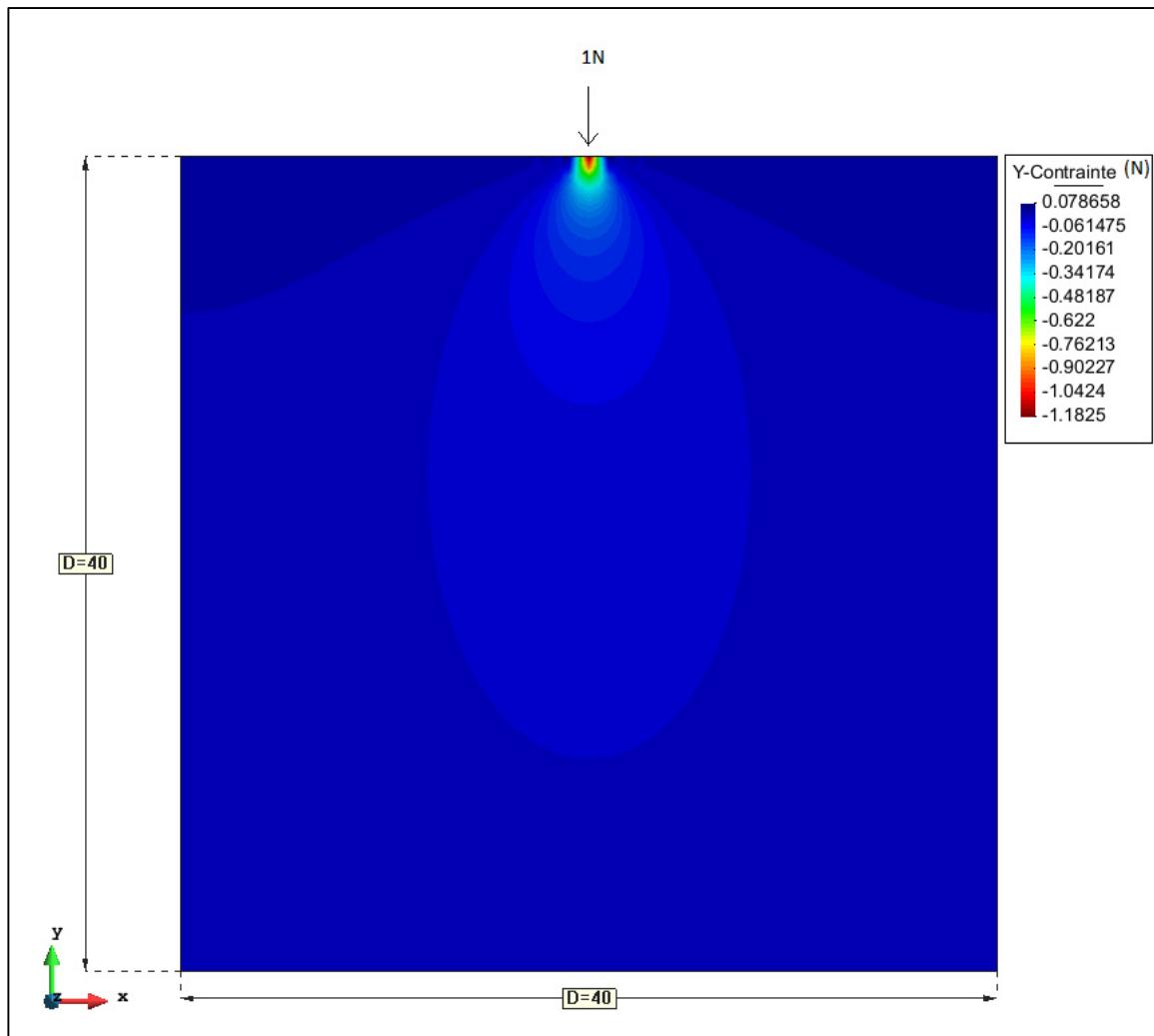


Figure 3.27 Vue du modèle de sol pour l'analyse de propagation de contrainte élastique

Tableau 3.12 Descriptions des modèles de propagation de contrainte élastique - test #1

Modèle	Maillage (m x m)	Dimension latérale du modèle (X - m)	Profondeur du modèle (Z - m)
A	0,5 x 0,5	20	20
B	0,1 x 0,1	20	20
C	0,5 x 0,5	40	40

Les résultats de la première analyse de propagation de contraintes sont présentés à la Figure 3.28. Les résultats montrent que la propagation de contraintes des trois modèles présentés au Tableau 3.12 est similaire et se retrouve à l'intérieur des prédictions des trois approches théoriques considérées. Dans tous les cas, le test démontre la capacité du modèle de sol à calculer correctement les contraintes.

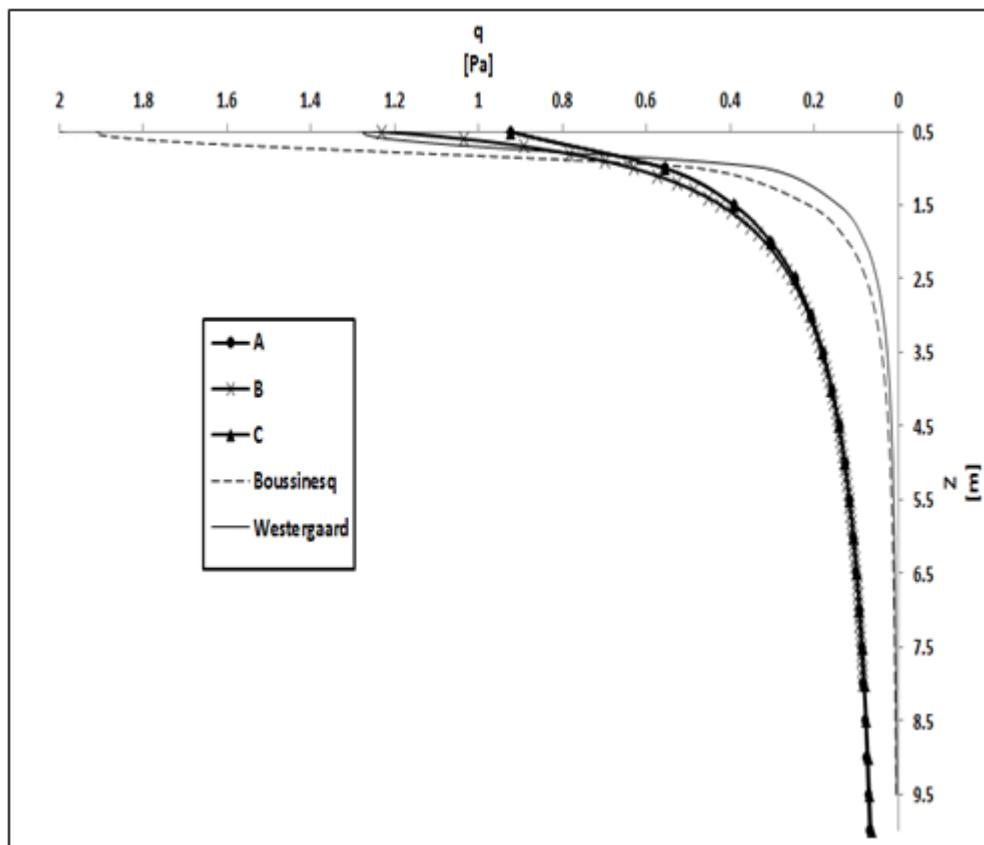


Figure 3.28 Propagation des contraintes selon la profondeur - comparaison des modèles A, B et C aux modèles théoriques

La seconde analyse est une analyse des contraintes effectives calculées par le modèle numérique et comparées aux valeurs in situ déterminées pour le site de Breckenridge. Dans le modèle numérique, la phase liquide n'est pas modélisée. Ainsi, pour obtenir les contraintes effectives, un poids volumique déjaugé est utilisé, ce qui produit, théoriquement, un niveau de contrainte similaire à ce que l'on retrouve dans le dépôt naturel. Cette vérification est nécessaire puisque la distribution de contraintes ainsi que les valeurs de G_{max} et de K_{max} sont

dépendantes du confinement. Pour tenter d'obtenir des valeurs aussi réalistes que possible, il importe d'obtenir une distribution de contraintes en fonction de la profondeur aussi proche possible que ce qui existe naturellement dans le dépôt de sol.

La Figure 3.29 montre les contraintes numériques calculées par OS en fonction de la profondeur. Les valeurs des contraintes effectives in situ sont également tracées en plus de la contrainte de pré-consolidation. Les valeurs numériques et les valeurs in situ sont à peu près égales. La distribution de contraintes dans le sol est donc adéquate. La Figure 3.30 présente une capture d'écran faite dans le logiciel de post-traitement GiD afin de montrer l'endroit dans la colonne de sol où les contraintes verticales ont été enregistrées afin de tracer la courbe de la Figure 3.29.

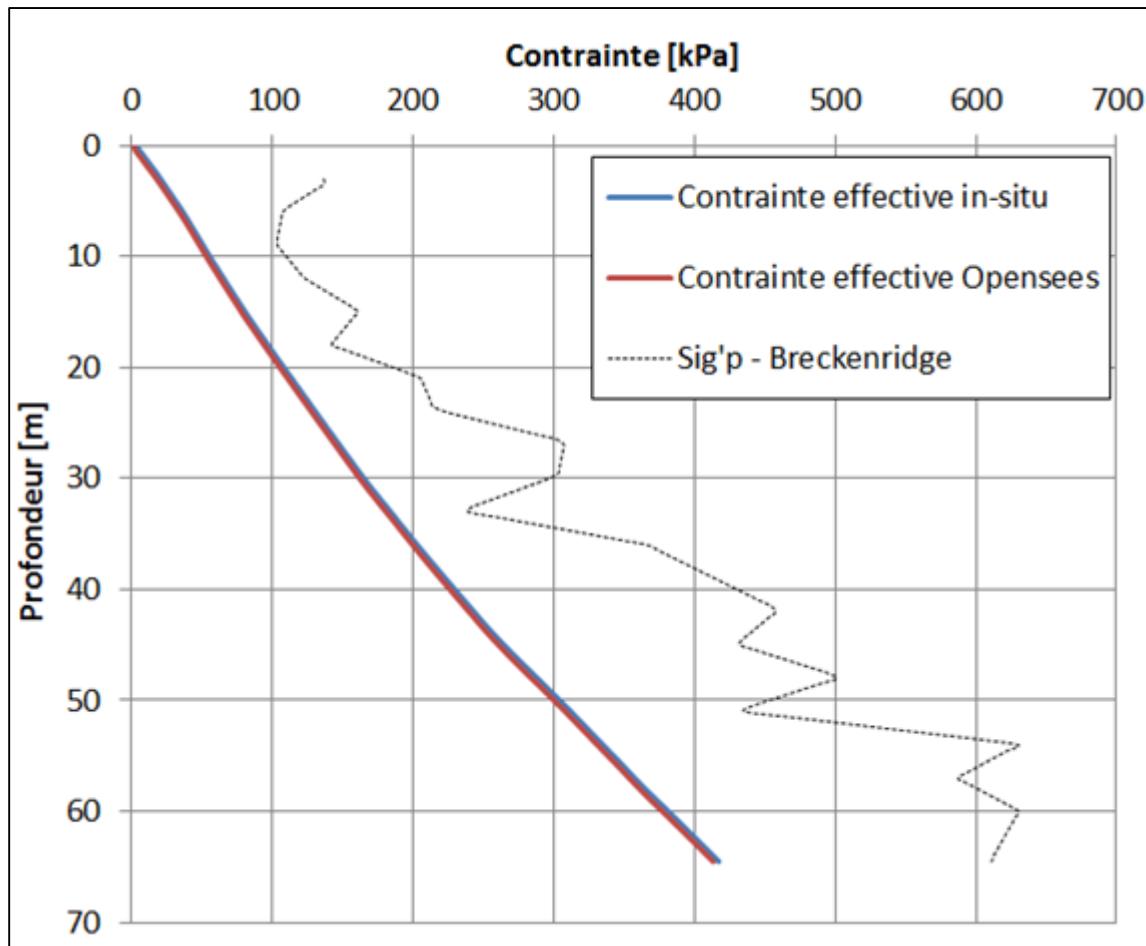


Figure 3.29 Comparaison des contraintes effectives in situ et des contraintes effectives numériques – Breckenridge

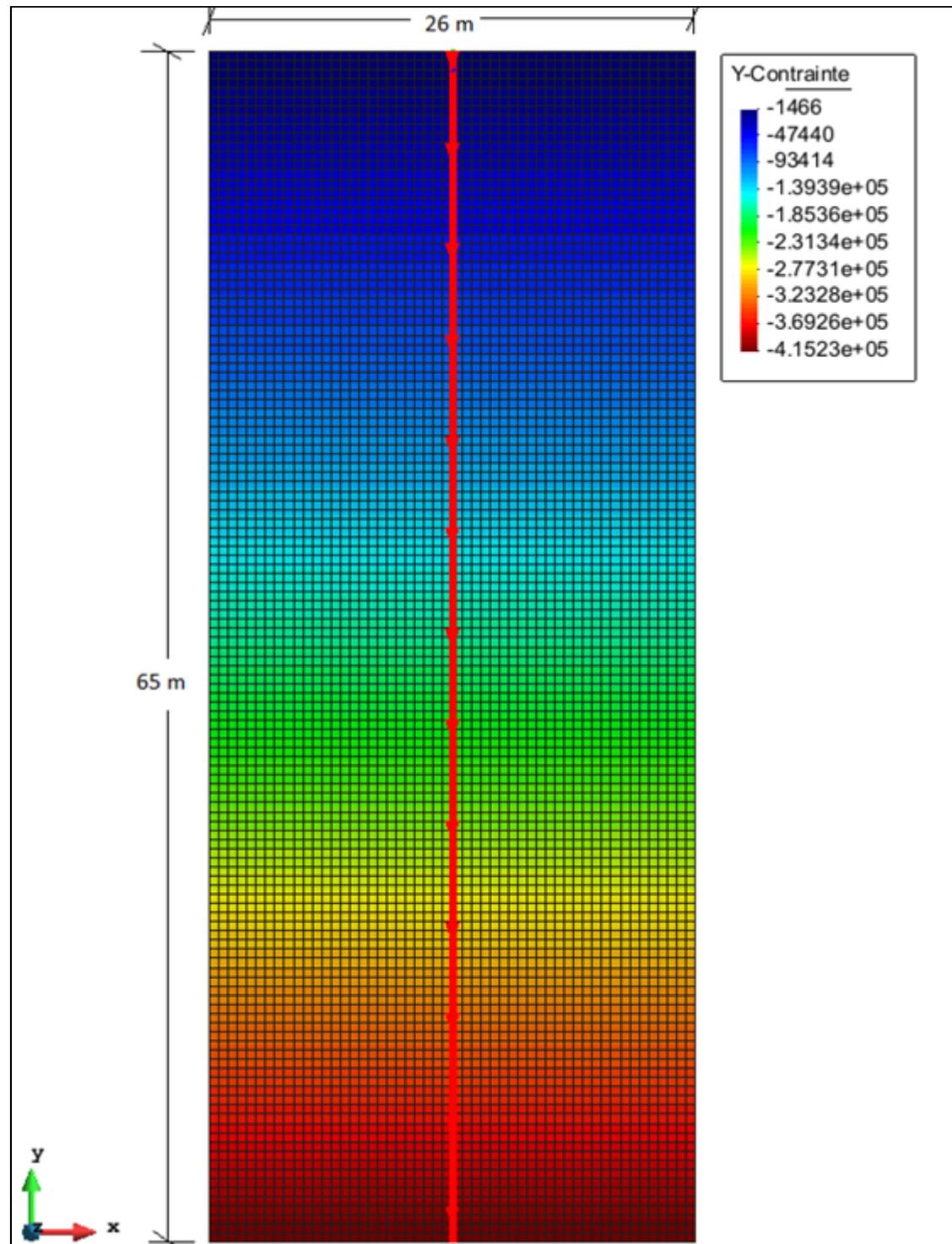


Figure 3.30 Capture d'écran - GiD - montrant la localisation où les contraintes verticales ont été enregistrées dans le modèle numérique

3.6.2 Test #2 – Capacité portante

Le second test est une analyse de capacité portante. Le problème de contrôle choisi est le problème dit du coin de Prandtl (Prandtl, 1920) pour lequel la solution théorique est donnée par (Terzaghi et Peck, 1967) :

$$q = (2 + \pi)c \quad (3.10)$$

où q est la contrainte ultime et c est la cohésion définie dans le modèle de Mohr-Coulomb. Une vérification numérique de ce problème est disponible dans le manuel de vérification de FLAC (version 7.0) (Itasca Consulting Group) et permet une comparaison additionnelle. Le chargement sur le modèle de sol est appliqué sous la forme d'un déplacement incrémental. Dans la première série d'analyses, le déplacement est appliqué directement sur les éléments de sol. Il n'y a pas d'éléments de fondation ni d'interface.

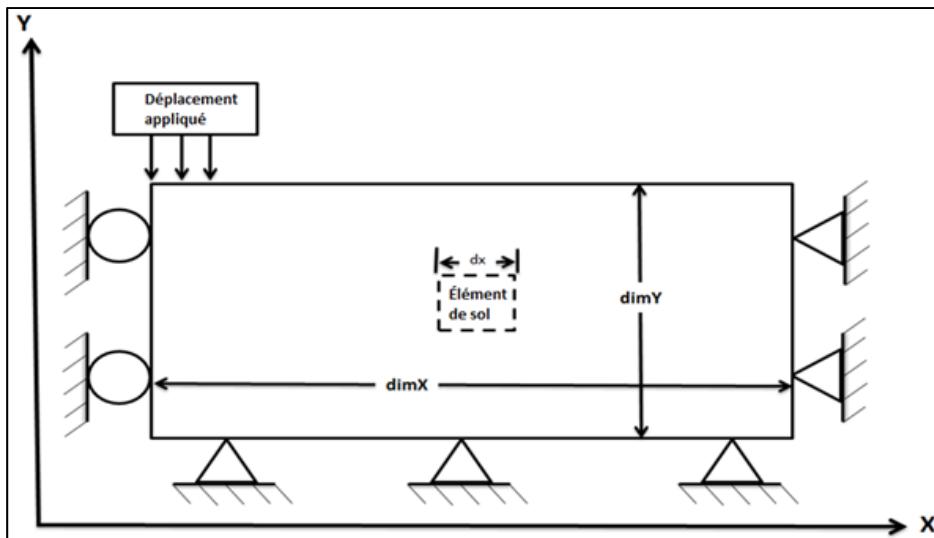


Figure 3.31 Schéma du modèle numérique utilisé pour les analyses de capacité portante

Adaptée du manuel de vérification de FLAC version 7.0

Dans la seconde série d'analyses, une interface ainsi que des éléments de fondations rigides sont mis en place et la déformation est appliquée sur les éléments de fondation. Le but est de

comparer la différence entre les deux approches afin de vérifier l'impact de la présence de l'interface sur la solution numérique. Deux valeurs de cohésion sont considérées lors de ces analyses, tel que vu au Tableau 3.13, soit 100 et 50 kPa. Le modèle de comportement du sol utilisé est le modèle PIMY. À l'exception des valeurs de cohésion, l'ensemble des autres paramètres pour le modèle sont les même que dans l'essai #1, présenté au Tableau 3.11 de la section 3.6.1. Le modèle est illustré de manière schématique à la Figure 3.31.

Tableau 3.13 Résultats et paramètres numériques pour l'analyse de capacité portante

Modèle	Cohésion (kPa)	dx (m)	dimX (m)	dimY (m)	qult (kPa)	qsol (kPa)	Diff. (%)	Interface Sol-structure
A-Sans fondation	100	0,5	20	10	514,0	514,16	0,02	Non
B-Sans fondation	50	0,5	20	10	257,15	257,08	0,03	Non
C-Avec fondation	100	0,5	20	10	514,0	514,16	0,03	Oui
D-Avec fondation	50	0,5	20	10	257,155	257,08	0,03	Oui

Les résultats des analyses sont présentés à la Figure 3.32. Les résultats numériques sont en accord avec les prévisions théoriques dans une proportion excédant 99 %.

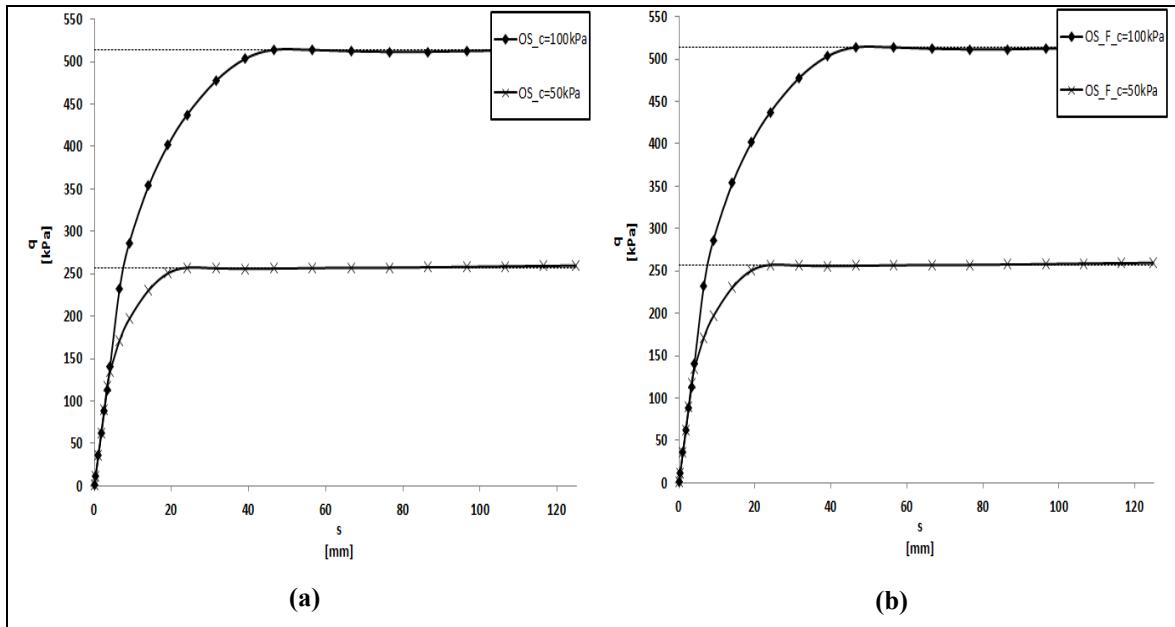


Figure 3.32 Résultats numériques de capacité portante (a) sans fondation (b) avec fondation

L'utilisation d'une interface et des éléments structuraux n'a pas eu d'impact sur la qualité de la solution. Pour le cas où $c=100$ kPa, la rupture est atteinte pour un déplacement avoisinant les 50mm, soit la même valeur de déplacement que celle obtenue dans le problème de vérification de la version 7.0 de FLAC, qui utilise également une cohésion de 100 kPa.

3.6.3 Test #3 – Modélisation de résultats expérimentaux 1-g publiés

Les résultats expérimentaux présentés par Massimino et Maugerie (2013) pour l'analyse dynamique d'un dépôt de sol supportant une masse en béton sont reproduits ici. La boîte de confinement utilisée pour les essais 1-g est présentée à la Figure 3.33-a) et b). Il s'agit d'un empilement de cadres rectangulaires, appelés « shear stack », qui permettent de simuler le mouvement d'une colonne de sol. Cette boîte est réputée pouvoir limiter l'impact des frontières sur le comportement dynamique du sol testé (Taylor et Crewe, 1996). La boîte mesure cinq mètres de long, 1,2 mètre de haut et un mètre de large.

Le signal dynamique utilisé dans les essais expérimentaux est décrit comme étant un sinus de fréquence 5 Hz, d'amplitude croissante durant les cinq premiers cycles, constant durant les 10 cycles suivants, puis décroissant durant les cinq derniers cycles.

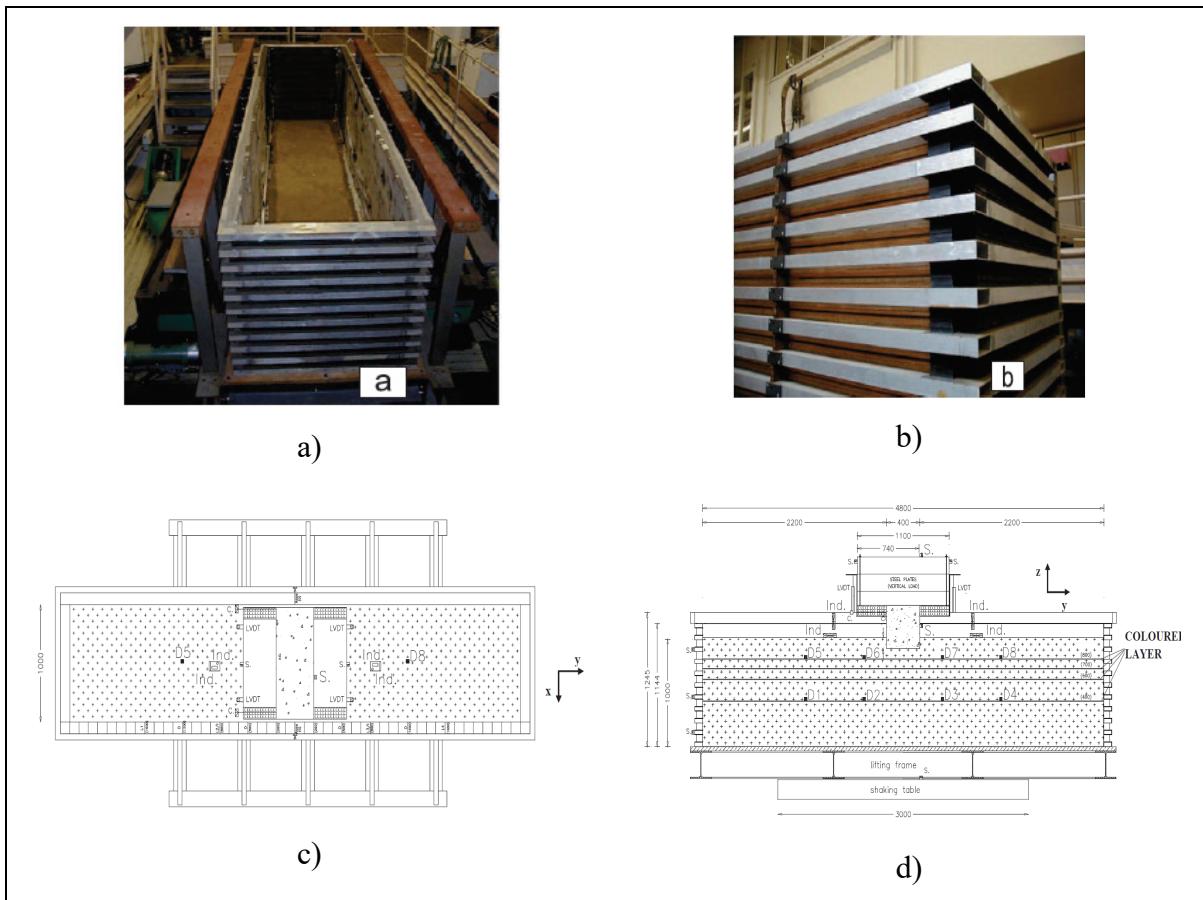


Figure 3.33 Montage expérimental – Massimino et Maugerie a) boîte de cisaillement vide, b) cadre mobile c) vue en plan du montage d) vue de face du montage
Tirée de Massimino & Maugerie (2013)

Deux types d'essais expérimentaux ont été réalisés. Dans les deux cas, il s'agit d'une base en béton sur laquelle sont posés des plaques d'acier pour simuler un chargement vertical. Dans la première série d'essais, les plaques d'acier sont localisées au centre du bloc de béton, tel que vu à la Figure 3.33-d). Dans le second essai, les plaques d'acier sont excentrées. Pour le présent problème de vérification, seul le cas où les plaques d'acier sont centrées a été reproduit et testé.

L'amplitude maximale du signal utilisé est de 0,27g. Les paramètres du sol utilisés pour l'expérience sont présentés au Tableau 3.14. Pour cette analyse, le modèle de comportement utilisé pour le sol est le modèle PDMY puisque le sol utilisé dans les essais expérimentaux est un sable. Les valeurs des paramètres utilisés pour le modèle sont définies au Tableau 3.14.

Tableau 3.14 Valeurs des paramètres utilisés pour définir le modèle PDMY pour modélisation de l'essai 1-g

e_{min}	e_{max}	$e_{in-situ}$	G_s	$D_r(%)$	G_{max} (kPa)	K_{max} (kPa)	ϕ^* (°)
0,465	0,745	0,6	2,679	45,6	2 696,92	4 760	35

* ϕ estimé à partir de relation empirique (USACE, 1992)

La Figure 3.34 a) présente une vue du modèle numérique réalisé par Massimino et Maugerie dans le logiciel FLAC. La Figure 3.34 b) présente le modèle numérique réalisé dans OS pour cette thèse. Dans le modèle OS, les plaques d'acier ont été simplement modélisées par un élément élastique possédant une masse concentrée localisée au centre de gravité des plaques du montage.

Le signal numérique a été appliqué suivant la méthode de champ de déplacements décrite à la section 1.4.6. L'intégration numérique de l'accélération en déplacement a été réalisée par la méthode de Runge-Kutta d'ordre 4 dans un chiffrier Excel.

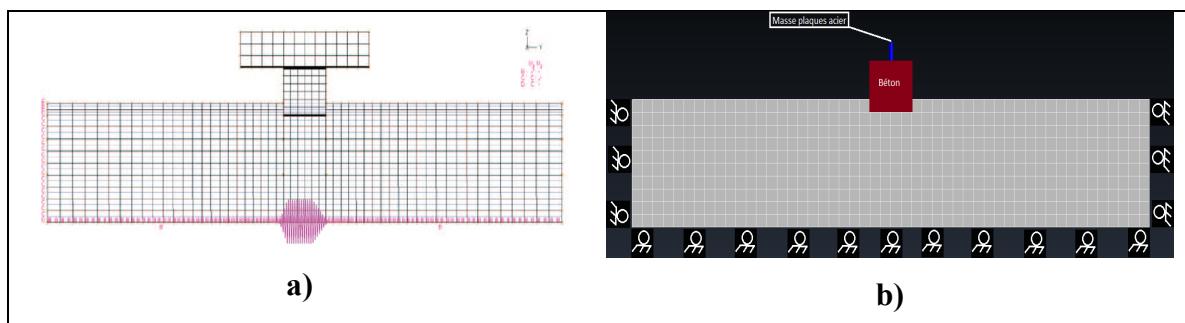


Figure 3.34 Modèle numérique a) FLAC Massimino & Maugerie (2013) b) Opensees

La Figure 3.35 montre, à gauche, les résultats numériques obtenus suite à l'analyse dynamique du modèle OS. Dans le coin gauche du haut, on voit le déplacement du coin gauche de la base de béton alors que le coin droit du haut montre les déplacements expérimentaux mesurés pour ce même coin. Le coin gauche du bas montre les déplacements du coin gauche de la base de béton calculés par le modèle OS alors que le coin droit du bas montre les déplacements expérimentaux mesurés.

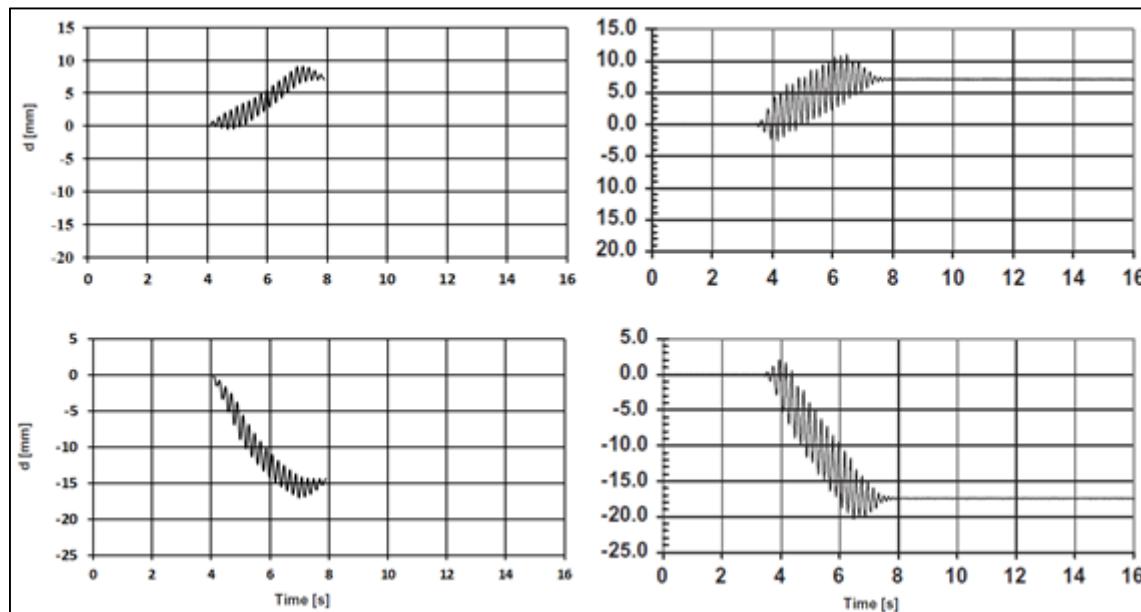


Figure 3.35 Comparaison des résultats numériques (gauche) avec les résultats expérimentaux (droite)

Les déplacements verticaux numériques du coin droit sont de ≈ -15 mm alors que ceux mesurés lors de l'essai expérimental sont d'environ ≈ -17 mm. Cela représente une différence de $\approx 11,7\%$. Au niveau coin gauche, la valeur numérique obtenue par le modèle d'OS est de l'ordre de $\approx +7$ mm, soit une valeur équivalente à celle mesurée lors des essais 1-g.

Les résultats montrent une différence entre les amplitudes de déplacement du modèle numérique par rapport aux mesures réalisées durant l'essai 1-g. Dans l'essai expérimental, les amplitudes de chaque cycle sont plus importantes que ce que calcule le modèle numérique,

bien que les valeurs finales de déplacement obtenues soient relativement similaires. Il est cependant difficile de déterminer la raison exacte expliquant cette différence dans les amplitudes de déplacements. Toutefois, la forme générale et les valeurs finales de déplacements sont en accord avec les résultats expérimentaux.

3.6.4 Test #4 – Vibration libre de la structure couplée au sol

Pour évaluer l'impact du couplage sol-structure sur les propriétés vibratoires fondamentales de la structure ainsi que l'efficacité du modèle à modéliser l'amortissement radiatif, le test s'intéresse à l'elongation de la période structurale ainsi qu'à la modification de l'amortissement global du système. Les valeurs numériques obtenues sont comparées aux valeurs théoriques attendues pour ces deux aspects de l'IDSS. Pour l'allongement de la période, la solution de référence est la prédition théorique donnée par l'équation (3.11) (NIST, 2012; Veletsos et Meek, 1974):

$$\frac{\hat{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \quad (3.11)$$

où \hat{T} est la période structurale pour la structure ayant une base flexible, T est la période pour la structure considérant une base fixe, k est la rigidité de la structure, k_x est la rigidité dynamique horizontale, k_{yy} est la rigidité rotationnelle et h la hauteur du centre de gravité du modèle équivalent à un degré de liberté ($\approx 2/3$ hauteur du bâtiment). L'équation (3.11) est dérivée pour un oscillateur élastique sur une fondation unique reposant sur un demi-espace élastique homogène alors que le modèle numérique est une structure à plusieurs degrés de liberté modélisée en condition inélastique et possédant quatre fondations superficielles distinctes. Il existe donc des disparités importantes entre les modèles théoriques et le modèle numérique. Toutefois, aucune autre relation permettant de donner un ordre de grandeur pour l'allongement de la période n'est connue de l'auteur.

Numériquement, la période de la structure à base fixe est obtenue en résolvant le problème aux valeurs propres. Pour le cas de la structure couplée avec le domaine de sol, cette résolution n'est pas aussi directe et une approche simplifiée a été préférée. Il s'agit d'imposer un déplacement de faible amplitude ($1 \text{ e}^{-6} \text{ m}$) à la structure, conformément à la première déformée modale puis de laisser la structure osciller librement. A l'aide de la méthode du décrément logarithmique, on peut alors estimer la valeur de la période ainsi que l'amortissement global de la structure (Paultre, 2005):

$$\xi \approx \frac{\delta_m}{2\pi} = \frac{1}{2\pi m} \ln \left[\frac{u_n}{u_{n+m}} \right] \quad (3.12)$$

Dans l'équation (3.12), u_n est le déplacement au cycle n et u_{n+m} est le déplacement après m cycle.

Afin de comparer différents types de formulations pour les frontières artificielles, trois types de formulations sont considérés, basées sur leur simplicité d'implémentation dans le cadre de la méthode des éléments finis standards et de leur efficacité. Pour chaque type de formulation de frontières artificielles latérales, on considère quatre ratios de distance entre les fondations de la structure et la frontière artificielle par rapport à la profondeur du dépôt, $\varpi = \frac{w}{H}$ (voir Figure 3.36), soit 0,67, 2, 5,3 et 8. Pour chaque ratio $\varpi = \frac{w}{H}$, deux conditions de base pour la colonne de sol, soit une condition où la frontière artificielle est modélisée comme infiniment rigide et une condition où elle est modélisée avec une rigidité finie (Lysmer, 1978).

Les formulations des frontières artificielles latérales sont les formulations 1) avec les noeuds fixés dans la direction horizontale (FLB) 2) avec amortisseurs selon les recommandations de Lysmer (visqueux) et 3) la méthode du tied degree of freedom (TDOF). Le Tableau 3.15 présente le détail de chaque analyse, incluant le ratio ϖ , le type de formulation pour les frontières artificielles latérales et la condition de base. Les aspects géométriques du modèle ainsi qu'un schéma du modèle numérique sont présentés à la Figure 3.36. Le sol a été modélisé à l'aide du modèle de comportement PIMY. Les valeurs des paramètres utilisés pour le modèle

PIMY sont données au Tableau 3.16. Les valeurs utilisées pour le modèle PIMY sont les valeurs in situ du site de Breckenridge présentées à l'ANNEXE II. Puisque le dépôt est modélisé sur 30 mètres, les valeurs in situ utilisées sont celles des 30 derniers mètres; les élévations comprises entre $z=0$ m et $z=25$ m ne sont pas incluses pour ce test.

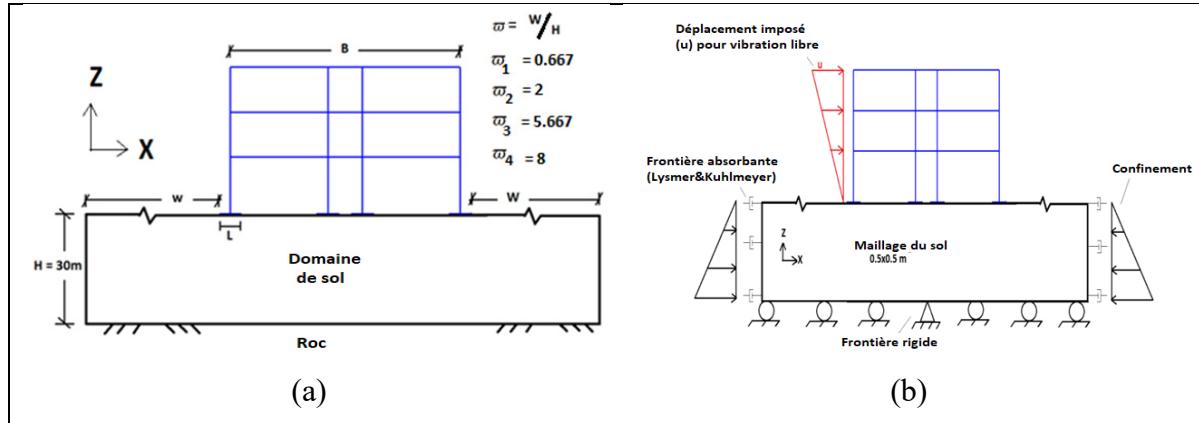


Figure 3.36 (a) Aspects géométriques du modèle; (b) Schéma du modèle numérique pour le cas de frontière artificielle latérale avec amortisseur et condition de base rigide

Tableau 3.15 Liste des modèles testés et de leurs caractéristiques

Base de la colonne de sol	$\omega = w/H$	FLB	Visqueux	TDOF
Rigidité infinie	0,667	1.A.1	2.A.1	3.A.1
	2	1.A.2	2.A.2	3.A.2
	5,667	1.A.3	2.A.3	3.A.3
	8	1.A.4	2.A.4	3.A.4
Rigidité finie	0,667	1.B.1	2.B.1	3.B.1
	2	1.B.2	2.B.2	3.B.2
	5,667	1.B.3	2.B.3	3.B.3
	8	1.B.4	2.B.4	3.B.4

Tableau 3.16 Valeur des principaux paramètres utilisés pour le modèle PIMY pour les analyses de vibration libre

ρ (kg/m^3)	ϕ ($^\circ$)	γ_{\max} (%)	P_r (kPa)	v
1635	37	1	101,3	0,27

Pour chaque analyse présentée au Tableau 3.15, l'oscillation est enregistrée pour un intervalle de 2,5 secondes. Les incrément de temps sont de 0,0005 secondes avec un total de 5 000 pas de temps pour chaque modèle. La Figure 3.37 montre un exemple de déplacement relatif du coin gauche du toit. L'amortissement et la différence entre les ratios d'allongement de périodes obtenues du modèle numérique et par l'équation (3.12) sont présentés à la Figure 3.37.

Les résultats numériques du modèle avec frontières latérales fixes (FLB) et conditions de bases de colonnes de sol rigides pour des valeurs croissantes du ratio ϖ (1.A.1, 1.A.2, 1.A.3 and 1.A.4) sont montrés à la Figure 3.37 a). Ces résultats montrent que l'augmentation du ratio ϖ , représentant l'augmentation de la distance entre les frontières latérales et la structure, a un impact significatif sur les déplacements relatifs enregistrés. Dans le modèle 1.A.1 ($\varpi = 0,667$), le déplacement relatif montre initialement une phase transitoire suivie d'une phase de régime permanent avec décroissance continue des amplitudes (amortissement $\approx 1,7\%$). Dans le modèle 1.A.2 ($\varpi = 2$), suite à la phase transitoire, le modèle ne développe pas de régime permanent clair, tel qu'illustré par le pic manqué à 0,5 s. Le modèle 1.A.3 ($\varpi = 5,667$) montre une tendance similaire au modèle 1.A.2. Le modèle 1.A.4 ($\varpi = 8$), développe un régime permanent, mais des variations dans les amplitudes de la phase permanente signalent que le déplacement est perturbé. Les estimations d'allongement de la période pour les modèles 1.A.2 et 1.A.3 sont impossibles. Les déplacements enregistrés pour ces modèles indiquent qu'une onde incidente perturbe le mouvement de vibration libre de la structure. Puisque tout mouvement dans le modèle provient de la structure, la perturbation est un effet des frontières, soit latérales ou de bases de colonnes.

Les résultats des modèles FLB avec rigidité finie en base de la colonne de sol pour des valeurs croissantes du ratio ϖ (1.B.1, 1.B.2, 1.B.3 and 1.B.4) sont montrés à la Figure 3.37 b). Après la phase transitoire initiale, les modèles développent tous un régime permanent montrant une décroissance des pics d'amplitudes. Toutefois, le niveau d'amortissement est différent d'un modèle à l'autre. Le modèle 1.B.1 ($\varpi = 0,667$) montre un amortissement de $\approx 2,25\%$ alors que les modèles 1.B.2 ($\varpi = 2$), 1.B.3 ($\varpi = 5,667$) et 1.B.4 ($\varpi = 8$) montrent un niveau d'amortissement croissant suivant l'augmentation du ratio ϖ , de 4,5 % pour le modèle 1.B.2

à 7,4 % pour le modèle 1.B.4. Cette tendance indique que dans le modèle 1.B.1, la frontière latérale du modèle est assez proche de la structure pour limiter l'impact de la modélisation de la rigidité finie du roc en base de la colonne. Dans le modèle 1.B.2, les frontières latérales sont plus loin de la structure et donc l'impact de la condition frontière en base de colonne est plus prononcé, amenant une valeur d'amortissement plus élevée.

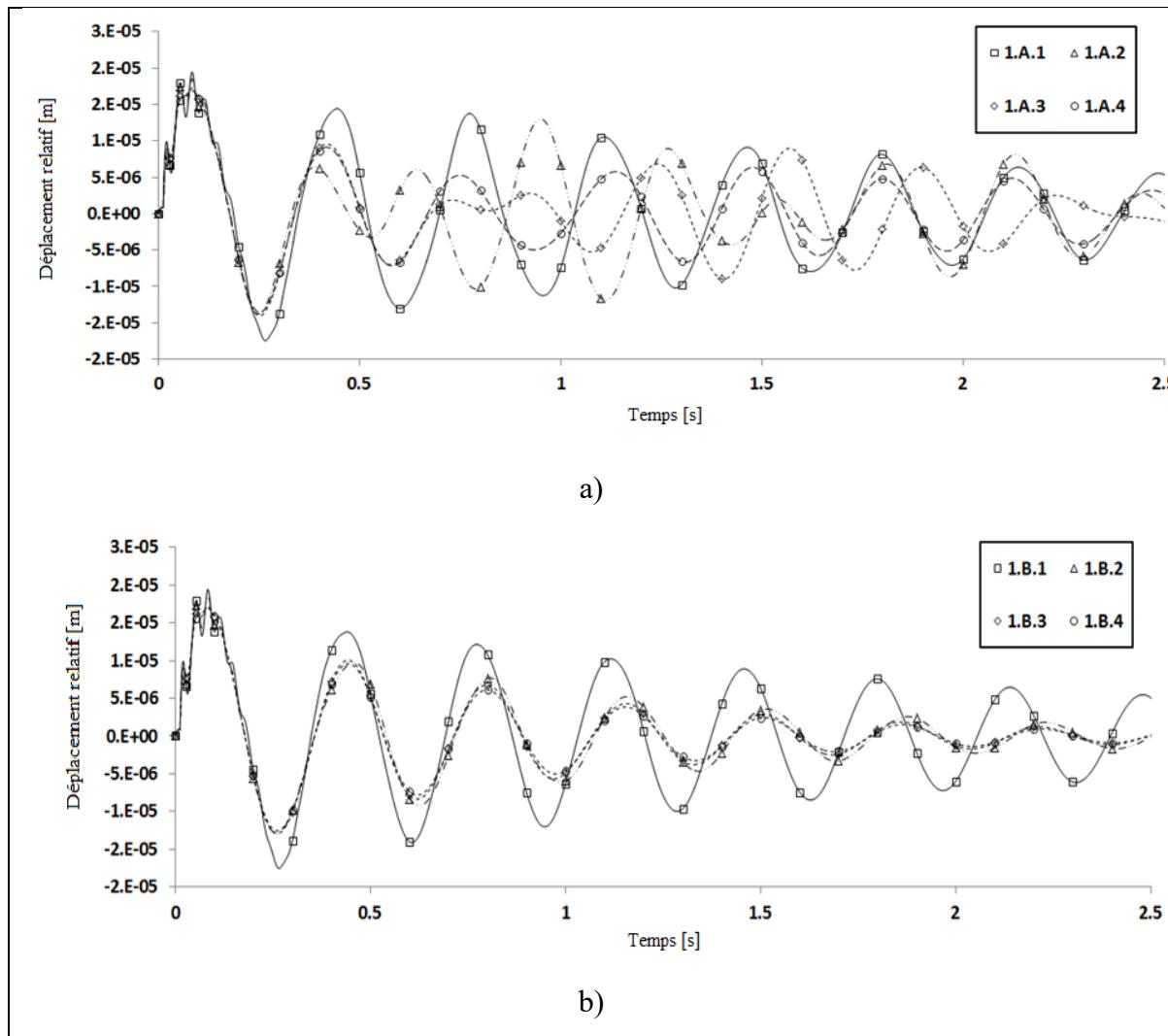


Figure 3.37 Déplacement relatif du coin gauche du toit de la structure pour le cas de conditions frontières de type FLB : a) roc rigide, b) roc avec une rigidité finie (voir Tableau 3.5)

Les résultats des modèles avec amortisseurs visqueux sur les frontières latérales considérant la base de la colonne comme rigide et pour des valeurs croissantes du ratio ϖ (2.A.1, 2.A.2, 2.A.3

and 2.A.4) montrent, indépendamment de la valeur du ratio ϖ , une phase transitoire initiale suivie par un régime permanent d'amplitude de pics décroissants. Des différences entre les modèles sont observées lorsqu'on considère les niveaux d'amortissement et les ratios d'élargissements de périodes. Le modèle 2.A.1 ($\varpi = 0,667$) montre un taux d'amortissement supérieur au modèle 2.A.2 ($\varpi = 2$) qui lui montre un taux d'amortissement supérieur au modèle 2.A.3 ($\varpi = 5,667$). Toutefois, l'amortissement du modèle 2.A.4 ($\varpi = 8$) est plus élevé que celui du modèle 2.A.3. Il était anticipé que l'amortissement irait décroissant avec l'augmentation du ratio ϖ jusqu'à atteindre une valeur stable. Lorsqu'on observe le ratio d'élargissement de période, on remarque que l'écart entre les valeurs théoriques obtenues de l'équation (3.12) et les valeurs numériques décroît avec l'augmentation du ratio ϖ , de 11,3 % pour le modèle 2.A.1 à environ 5 % pour le modèle 2.A.4.

Les résultats des modèles avec amortisseurs visqueux sur les frontières latérales considérant la base de la colonne comme ayant une rigidité finie et pour des valeurs croissantes du ratio ϖ (2.B.1, 2.B.2, 2.B.3 and 2.B.4) sont similaires aux résultats obtenus avec considération de la base de colonne comme rigide. Encore une fois, la tendance ne semble pas être fortement influencée par le ratio ϖ . Toutefois, lorsqu'on compare les ratios d'élargissements de périodes, l'écart entre les valeurs théoriques et numériques est plus élevé que dans les modèles avec condition de base de colonne rigide. La différence dans les ratios d'élargissements augmente avec la valeur de ϖ pour tous les modèles à l'exception du modèle 2.B.4 ($\varpi = 8$), pour lequel l'écart demeure relativement stable (+0,35 % par rapport au modèle 2.B.3). Au niveau de l'amortissement, l'impact de la rigidité finie de la base de la colonne apparaît. Avec l'augmentation du ratio ϖ l'amortissement augmente également et atteint des valeurs similaires à celles observées pour le modèle 1.B.4 ($\varpi = 8$), avoisinant les 7,4 %.

Les résultats des modèles avec frontières latérales de type TDOF et des conditions de base de colonne rigide montrent, pour des valeurs croissantes du ratio ϖ (3.A.1, 3.A.2, 3.A.3 et 3.A.4), une forme similaire à celle obtenue pour le cas des frontières latérales fixes (FLB). Cela suggère encore qu'une onde incidente perturbe le mouvement de la structure. Le modèle 3.A.4 ($\varpi = 8$) développe un régime permanent, toujours influencé par ondes incidentes, mais dans

une moindre mesure que le modèle 1.A.4. Le ratio d'allongement de période et l'amortissement pour les modèles 3.A.2 et 3.A.3 n'a pas été calculé puisque les courbes de déplacements ne le permettaient pas. Lorsqu'on compare le ratio d'allongement de période du modèle 3.A.1 et 3.A.4, la variation est très faible (+0,55 %). On remarque le même phénomène pour l'amortissement, qui se situe autour de 2,8 %.

Les résultats des modèles avec frontières latérales de type TDOF considérant la base de la colonne comme ayant une rigidité finie et pour des valeurs croissantes du ratio ϖ (3.B.1, 3.B.2, 3.B.3 and 3.B.4) montrent tous une phase transitoire initiale suivie par un régime permanent de décroissance des amplitudes des pics de déplacement relatif. À partir des résultats on remarque que le ratio d'allongement de la période est peu influencé par l'augmentation du ratio ϖ . Ceci n'est toutefois pas vrai pour l'amortissement, qui tend à augmenter avec ϖ . Pour le modèle 3.B.4, le niveau d'amortissement est grossièrement égal à celui du modèle 2.B.4, ce qui indique que l'impact de la frontière en base de colonne est prédominant.

La Figure 3.38 compare les valeurs d'amortissements calculées pour tous les modèles. On remarque que lorsque la rigidité finie de la base de la colonne de sol est prise en compte et que la dimension du domaine de sol modélisé est importante, le niveau d'amortissement pour tous les modèles augmente et tend vers une valeur commune lorsque le ratio ϖ atteint une valeur maximale. Lorsque la base de la colonne est considérée rigide, le modèle avec amortisseurs visqueux et un ratio $\varpi=8$ donne la meilleure prédition d'amortissement de tous les modèles.

La Figure 3.39 présente les valeurs de différences entre les ratios d'elongation de périodes numériques et théoriques. Les résultats montrent que l'augmentation de ϖ a un impact sur les valeurs. Lorsque la base de la colonne est considérée rigide, le ratio ne change pas pour les modèles avec frontières latérales de type TDOF. Le ratio décroît dans le cas des frontières avec amortisseurs visqueux. Lorsque la rigidité de la base de la colonne est considérée, tous les types de modèles convergent, suivant l'augmentation de ϖ , vers une valeur unique avoisinant les 7,6 % lorsque $\varpi=8$.

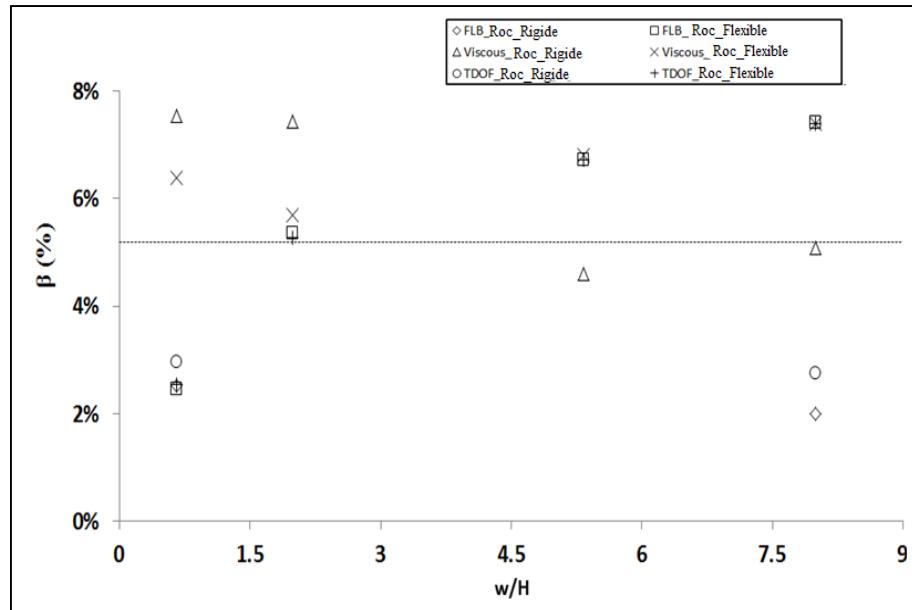


Figure 3.38 Comparaison de l'amortissement pour les différents modèles pour différents ratios w/H

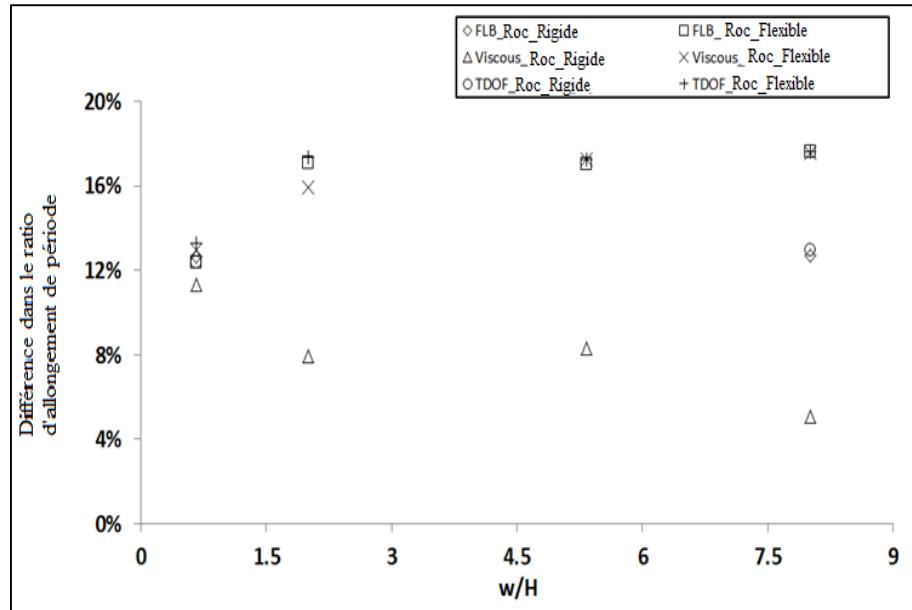


Figure 3.39 Comparaison de la différence entre l'allongement de période numérique et théorique

Au final, lorsque le ratio ϖ est plus grand que un pour le cas où des amortisseurs sont inclus en base de colonne pour simuler la rigidité d'une couche inférieure (comme le roc), le ratio d'allongement de périodes ainsi que l'amortissement global du système sont de plus en plus influencés par la frontière en base du modèle jusqu'à ce que ce soit cette frontière qui contrôle. Pour $\varpi < 1$, ce sont les frontières latérales qui contrôlent

CHAPITRE 4

RÉSULTATS DES ANALYSES SISMIQUES SANS CONSIDÉRATION DE L'INTERACTION DYNAMIQUE-SOL-STRUCTURE

Le présent chapitre a pour objet de présenter les résultats des phases d'analyses sans interaction sol-structure présentés au Tableau 2.1 de la section 2.2.

Les résultats de l'analyse pseudo-dynamique (méthode de la force statique équivalente) sont présentés dans un premier temps. Les calculs faits avec cette méthode se limitent à déterminer la valeur du cisaillement à la base de la structure pour fin de comparaison avec les autres approches puisque la méthode de la force statique équivalente est généralement la méthode employée pour un bâtiment régulier de faible hauteur.

4.1 **Calcul du cisaillement à la base - méthode la force statique équivalente – CNBC 2015**

La présente section présente succinctement les calculs faits selon la méthode la force statique équivalente du CNBC-2015 (voir section 2.1.1) pour obtenir la valeur du cisaillement à la base de la structure. Le cisaillement à la base du bâtiment est donné par l'équation (4.1) :

$$V = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_0} \quad (4.1)$$

La valeur de V ainsi calculée ne doit pas être inférieure à la valeur donnée par l'équation (4.2) :

$$\frac{S(2,0) * M_v * I_e * W}{R_d * R_0} \quad (4.2)$$

Les termes utilisés dans l'équation (4.1) et l'équation (4.2) sont définis en détails à l'Annexe I.

Le calcul pondéré du poids du bâtiment ainsi que sa répartition ont été réalisés par Apari-Lauzier pour son bâtiment type (Apari-Lauzier, 2016). Le lecteur désireux d'obtenir les détails du calcul est invité à le consulter. Puisqu'il n'existe aucune modification fonctionnelle ou géométrique susceptible de modifier les calculs de Apari-Lauzier, ceux-ci sont directement repris pour le calcul du poids sismique du bâtiment à l'étude, en y ajoutant le poids du plancher du niveau 000 ainsi que le poids vertical provenant de la terre imposée sur les semelles extérieures.

Le poids sismique du bâtiment (W) réparti sur le cadre analysé est de 10 030 kN en excluant les forces verticales imposées aux semelles extérieures. L'impact du poids sur la déformée initiale du cadre est simulé en imposant un chargement fonction de la masse assignée aux nœuds. Les forces inertielles de l'analyse dynamique sont obtenues en assignant aux nœuds de la structure des masses proportionnelles aux surfaces tributaires et aux charges gravitaires réparties (Apari-Lauzier, 2016). La répartition de la déformée initiale de la structure provenant du chargement initial aux nœuds est présentée à la Figure 4.1. Le Tableau 4.1 présente les valeurs et la distribution du poids sismique sur le cadre type.

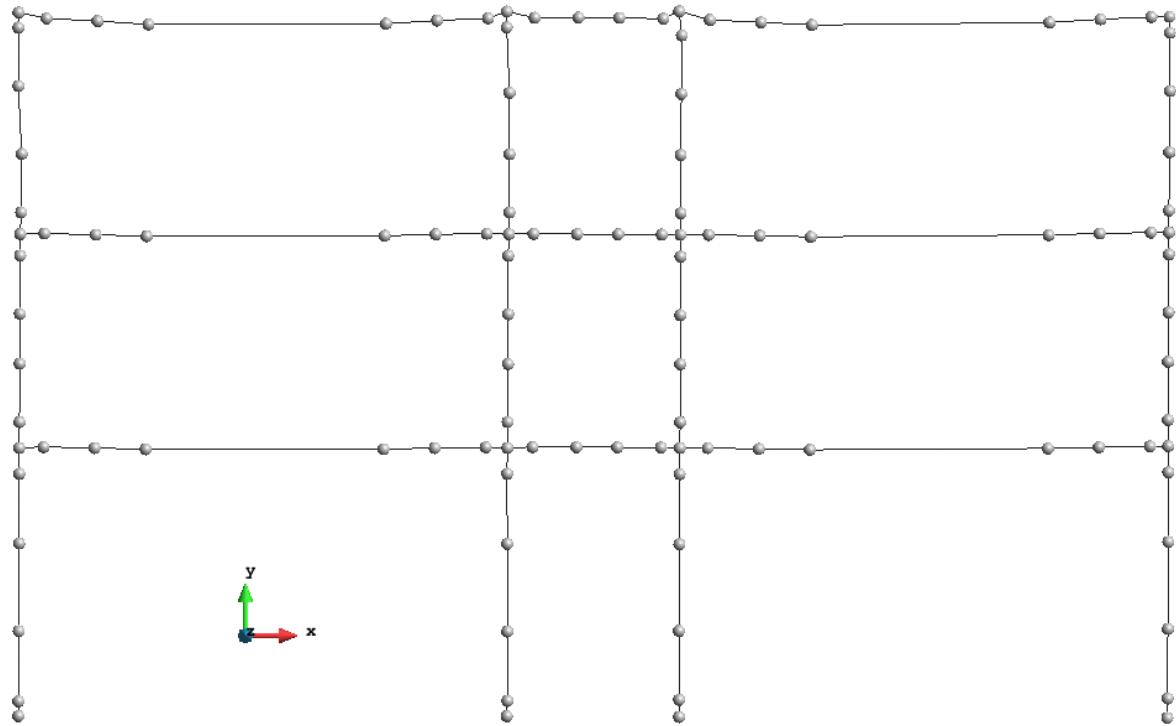


Figure 4.1 Déformée initiale de la structure provenant du chargement initial aux nœuds (x100)

Tableau 4.1 Valeur et distribution du poids sismique sur le cadre type

Niveau	Poids sismique (kN)
3 ^{ième}	2 617,75
2 ^{ième}	2 344,5
1 ^{er}	2 534,25
R.C.	2 534,25
W	10 030,75

Il s'agit ensuite de calculer la valeur de $S(T_A)$. Le Figure 4.2 montre le spectre de réponse élastique de conception du NBC-2015 pour la ville de Québec modifié pour les hautes fréquences conformément au paragraphe 4.1.8.12 2) du commentaire J du NBC-2015 pour

un emplacement de catégorie E. La période de la structure peut être calculée à l'aide de l'équation (4.3) (CNBC-2015) :

$$T_a = 0,075h_n^{0,75} \quad (4.3)$$

où h_n est la hauteur du bâtiment. Alternativement, la résolution du problème aux valeurs propres permet de calculer la période fondamentale du bâtiment. Le Tableau 4.2 présente les résultats des deux méthodes.

Tableau 4.2 Période fondamentale pour le cadre avec base fixe

Périodes	Équation (4.3) (s)	Valeur propre (s)
Ta	0,549	0,475

La période obtenue en solutionnant le problème aux valeurs propres est utilisée dans les calculs puisqu'elle est spécifique à la structure étudiée alors que la relation du CNBC est une relation empirique générale s'appliquant à plusieurs types de structures.

Les valeurs de R_d et R_0 sont estimées puisqu'il est *impossible de prévoir la ductilité attendue du bâtiment* (Apari-Lauzier, 2016). En se référant au formulaire de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique, pour un bâtiment OBM construit avant 1970, le R_dR_0 est 2,5 fois plus petit que celui des bâtiments construits en 1990 (année du manuel étant 1992). Les valeurs de R_d et R_0 de 1990 sont respectivement de 2,5 et 1,4. Il est donc raisonnable d'estimer R_dR_0 à 1,4 environ.

Le coefficient I_E prend une valeur de 1,0. Le coefficient M_v , puisque la valeur de la période fondamentale est inférieure à 0,5 sec, prend également une valeur de un. La valeur d'accélération spectrale pour la période fondamentale du bâtiment est de 0,397g, tel que vu à la Figure 4.2, alors que la valeur à 2 sec est de 0,122g.

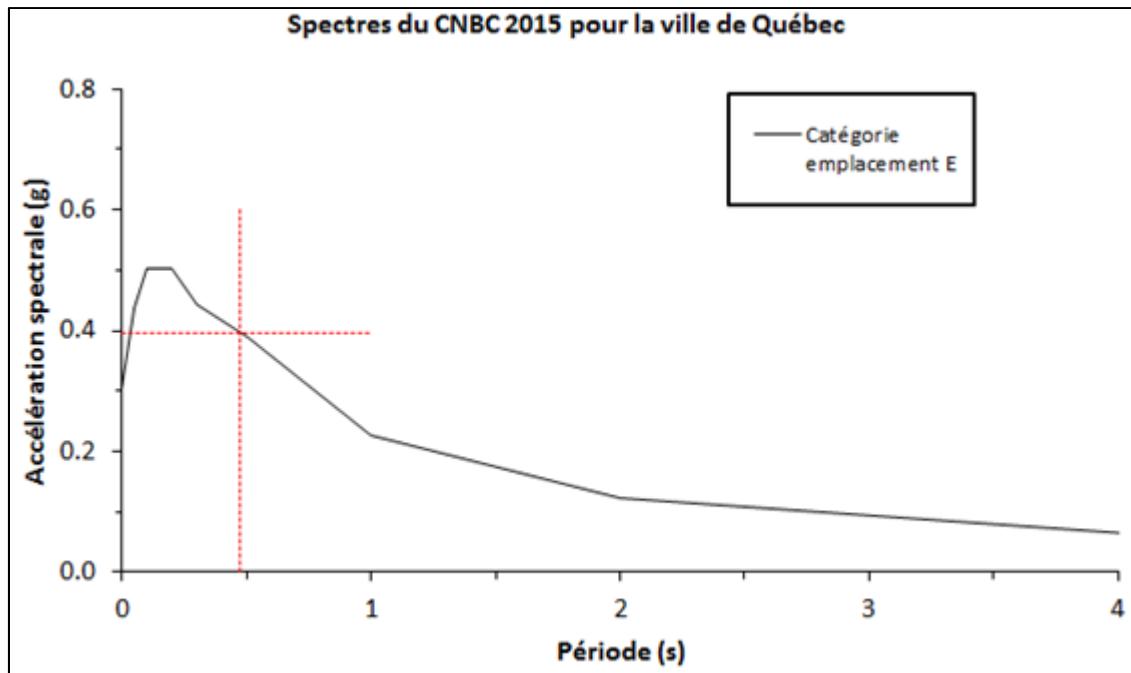


Figure 4.2 Valeur d'accélération spectrale pour la structure type pour la ville de Québec - catégorie d'emplacement E - CNBC-2015

Le Tableau 4.3 présente les valeurs du cisaillement à la base du cadre pour les deux relations considérées. La valeur de l'équation (4.2) est retenue.

Tableau 4.3 Valeur de cisaillement à la base selon CNBC-2015

Cisaillement base	équation (4.1) (kN)	équation (4.2) (kN)
V	3 982,2	1 225,76

4.2 Analyse dynamique temporelle non-linéaire de la structure sans l'IDSS

Cette section décrit les analyses et les résultats des modèles d'analyses numériques structurales pour lesquelles la fondation est considérée encastrée. Ces modèles n'incluent pas les effets de l'IDSS. Le modèle numérique structural a été décrit à la section 3.2. Les données analysées sont les déplacements inter étage, les accélérations maximales (valeurs absolues) aux étages

ainsi que les efforts de cisaillement et les moments dans les colonnes de la structure. Les signaux sismiques utilisés sont présentés à la section 1.4.6.2. Les signaux sont ensuite appliqués au modèle de sol pour une analyse de propagation d'ondes avec présence des éléments structuraux sans masse dans le sol afin d'obtenir les u_{fim} (voir section 5.2). Ce sont les u_{fim} qui sont utilisées pour les analyses dynamiques du modèle à base fixe (et également pour le modèle à base flexible, présenté à la section 5.3). Le Tableau 4.4 présente les différentes analyses réalisées.

Tableau 4.4 Résultats - Analyses avec la base fixe

Scénario M-R	Signal	A_{max} Étage 0 (m/sec ²)	A_{max} Étage 1 (m/sec ²)	A_{max} Étage 2 (m/sec ²)	A_{max} Étage 3 (m/sec ²)	$u_{ét}$ 0 (%)	$u_{ét}$ 1 (%)	$u_{ét}$ 2 (%)	$u_{ét}$ 3 (%)
1	3	1,58	2,83	4,03	3,7	0,00	0,13	0,18	0,22
1	20	1,51	4,93	4,91	5,77	0,00	0,18	0,26	0,31
1	21	1,44	3,73	4,26	5,13	0,00	0,16	0,21	0,23
1	40	1,81	3,13	3,02	3,82	0,00	0,10	0,13	0,17
1	41	1,74	2,95	4,76	4,56	0,00	0,09	0,13	0,16
2	17	2,31	4,53	5,04	5,01	0,00	0,23	0,32	0,37
2	20	1,82	3,82	5,38	6,30	0,00	0,16	0,24	0,29
2	21	1,87	3,61	4,21	4,62	0,00	0,21	0,29	0,36
2	31	1,94	3,95	4,06	4,32	0,00	0,19	0,26	0,32
2	40	1,64	4,45	4,38	4,53	0,00	0,21	0,30	0,37
Miramichi		0,51	1,07	2,09	2,26	2,37	0,00	0,03	0,02
Saguenay		0,58	1,22	3,17	3,74	5,30	0,00	0,07	0,09

Les résultats montrent que les signaux du scénario 2, soit les séismes de magnitude 7, ont induit un niveau d'accélérations en moyenne 18,5 % plus élevées au niveau de la base de la structure alors que la différence atteint 7,83 % au niveau du troisième étage. Dans le cas présent, l'impact de l'intensité du séisme est ainsi plus important à la base et diminue dans les étages du cadre. Les accélérations maximales au niveau du troisième étage engendrées par le séisme de

Miramichi sont environ égales à 50 % des accélérations engendrées par le séisme du Saguenay et ce bien que les deux signaux aient été calibrés sur le même spectre. Pour expliquer cette différence, il faut considérer le contenu fréquentiel des deux signaux ainsi que les caractéristiques dynamiques de la structure. La période fondamentale de la structure est de 0,475 seconde. La Figure 4.3 montre le spectre de puissance des signaux de Miramichi (en noir) et du Saguenay (en bleu) en plus de la valeur de la période la structure (ligne rouge pointillée). Il apparaît que, pour la période fondamentale, le spectre de Miramichi entraîne une amplitude équivalente à $\approx 5\%$ de l'amplitude de puissance du séisme du Saguenay. Cette réalité permet d'expliquer le faible impact que le séisme de Miramichi a sur la structure à l'étude.

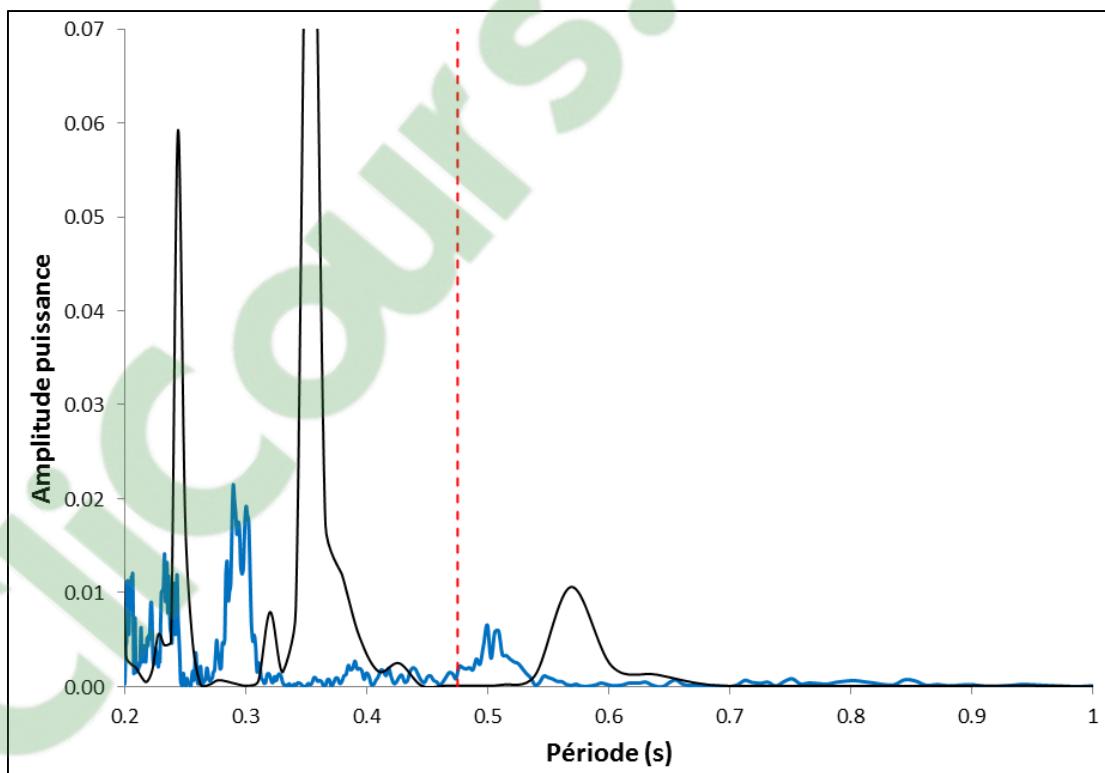


Figure 4.3 Spectre de puissance - Signaux historique de Miramichi (noir) et du Saguenay (bleu)

Les résultats des déplacements relatifs montrent une tendance similaire. Les déplacements induits par les séismes historiques, particulièrement le séisme de Miramichi, ont engendré des déformations et des accélérations faibles relativement aux séismes synthétiques et ce malgré qu'ils aient été calibrés sur le même spectre. Ces résultats mettent en lumière l'importance de

considérer plusieurs signaux sismiques dans l'étude de système non-linéaire lors d'analyses dynamiques temporelles.

4.2.1 Structure à base fixe – accélérations maximales et minimales aux étages

La Figure 4.4 présente les accélérations maximales enregistrées aux différents étages de la structure à base fixe pour les signaux du scénario 1. En comparant les valeurs des accélérations au premier étage pour les différents signaux de ce scénario, il appert que les accélérations les plus élevées ont été enregistrées pour les signaux #20 et #21.

Lorsqu'on étudie le spectre de puissance de ces signaux, on remarque que les amplitudes des signaux #41 et #21 sont les plus élevées pour la période fondamentale de la structure (Figure 4.5). Il ne faut toutefois pas perdre de vue que la structure est non-linéaire et que, conséquemment, suite à l'initiation de la plastification des éléments, la période de la structure s'allonge suivant la diminution de la rigidité. Lorsqu'on regarde l'évolution des amplitudes des différents signaux, on remarque que le signal #20 (courbe en rouge) est le seul pour lequel l'amplitude augmente fortement suivant l'augmentation de la période. Le signal #21 montre lui un léger pic puis une diminution. Le signal #40 diminue avec l'augmentation de la période, le signal #3 montre une amplitude très faible dans la zone de période d'intérêt alors que le signal #41 maintient une valeur quasi constante. Conséquemment, on peut prévoir que le signal #20 produira le niveau d'accélération le plus élevé, suivi du signal #21 alors que le signal #3 produira les accélérations les plus faibles. Lorsqu'on regarde les valeurs des accélérations maximales et minimales présentées au Tableau 4.4, les résultats obtenus des calculs sont conformes à ce qu'y est attendu de l'étude du spectre de puissance.

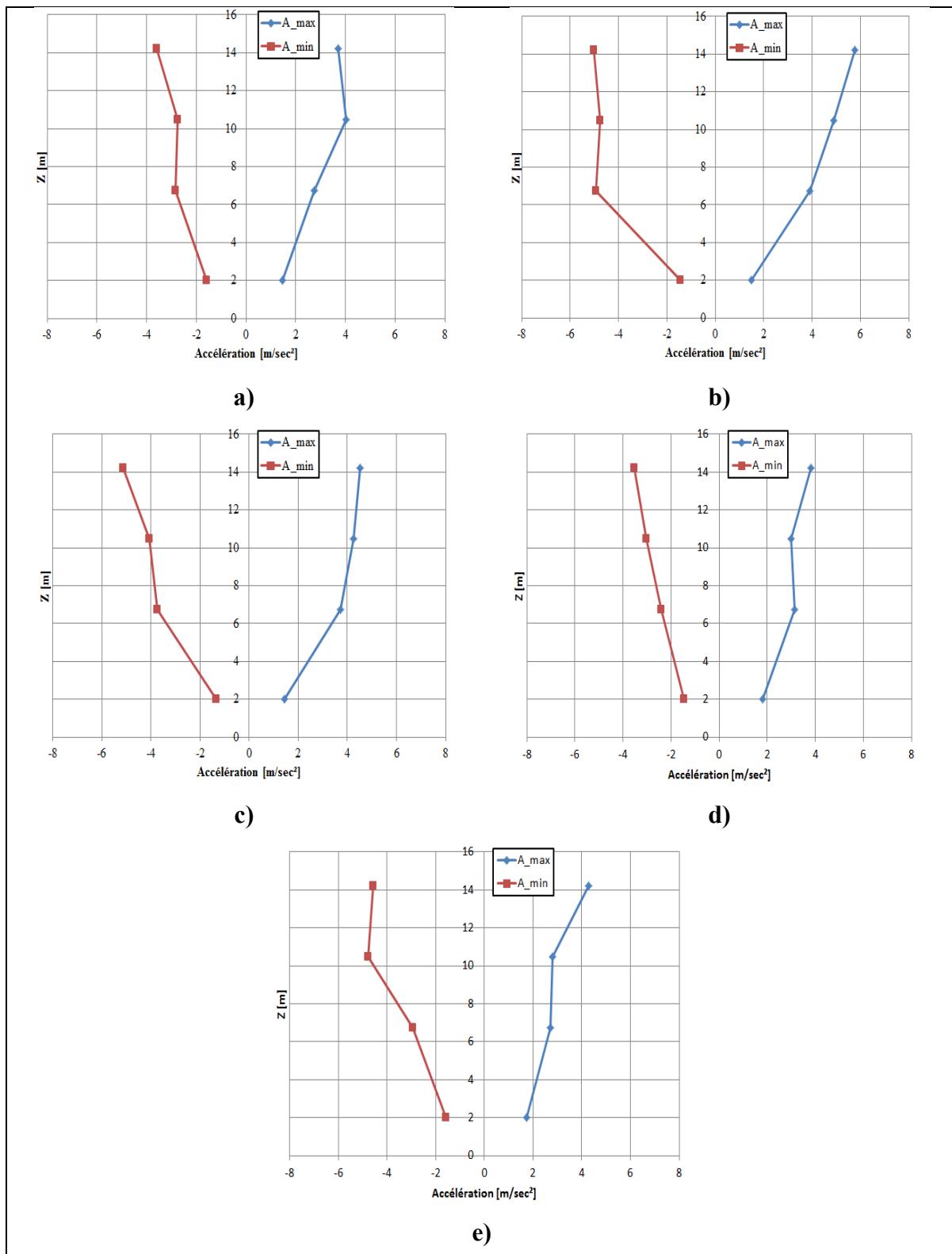


Figure 4.4 Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1 - Base fixe
a) Signal #3, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41

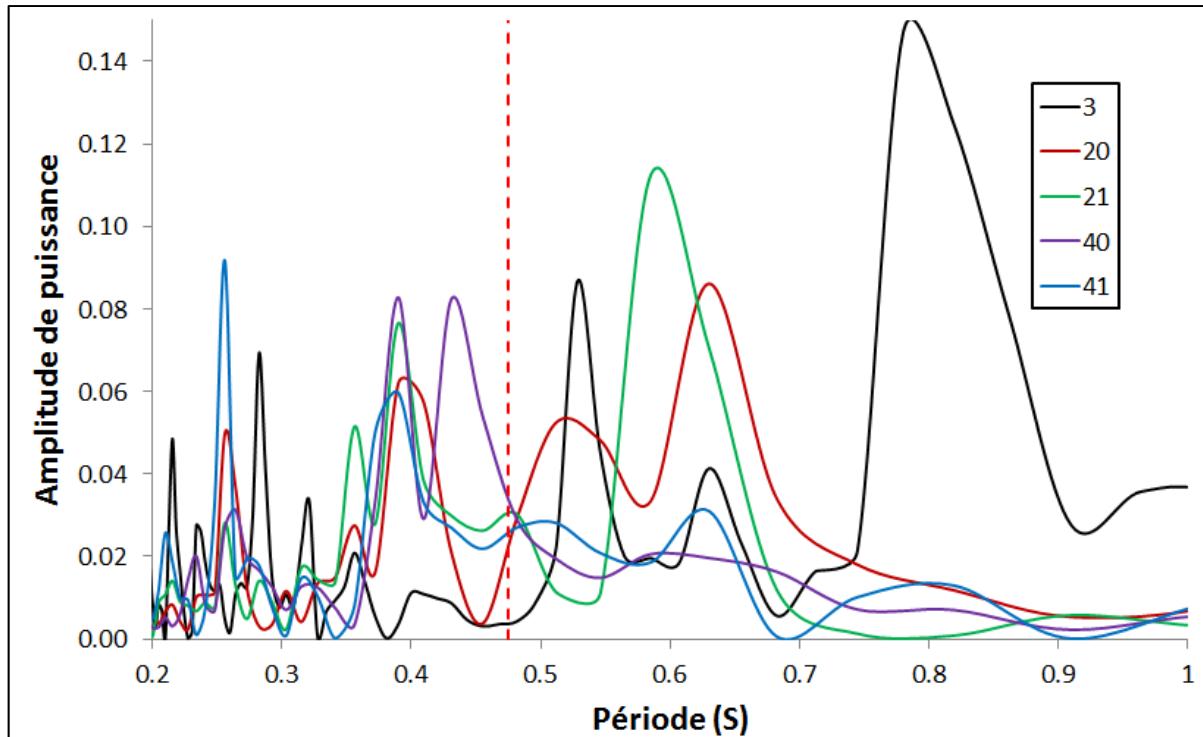


Figure 4.5 Spectre de puissance de Fourier des signaux du scénario 1

La Figure 4.6 présente les accélérations maximales enregistrées aux différents étages de la structure à base fixe pour les signaux du scénario 2. En comparant les valeurs d'accélérations aux étages avec les valeurs d'intensité de moment et de cisaillement, il appert que le signal #17 et le signal #31 ont provoqué les valeurs d'accélérations les plus élevées au premier étage. L'explication de la distribution des accélérations est ici similaire à ce qui a été présenté pour les signaux du scénario 1, mais en considérant une zone plus large d'allongement de période considérant le fait que les signaux du scénario 2 ont une magnitude du moment plus élevée que ceux du scénario 1.

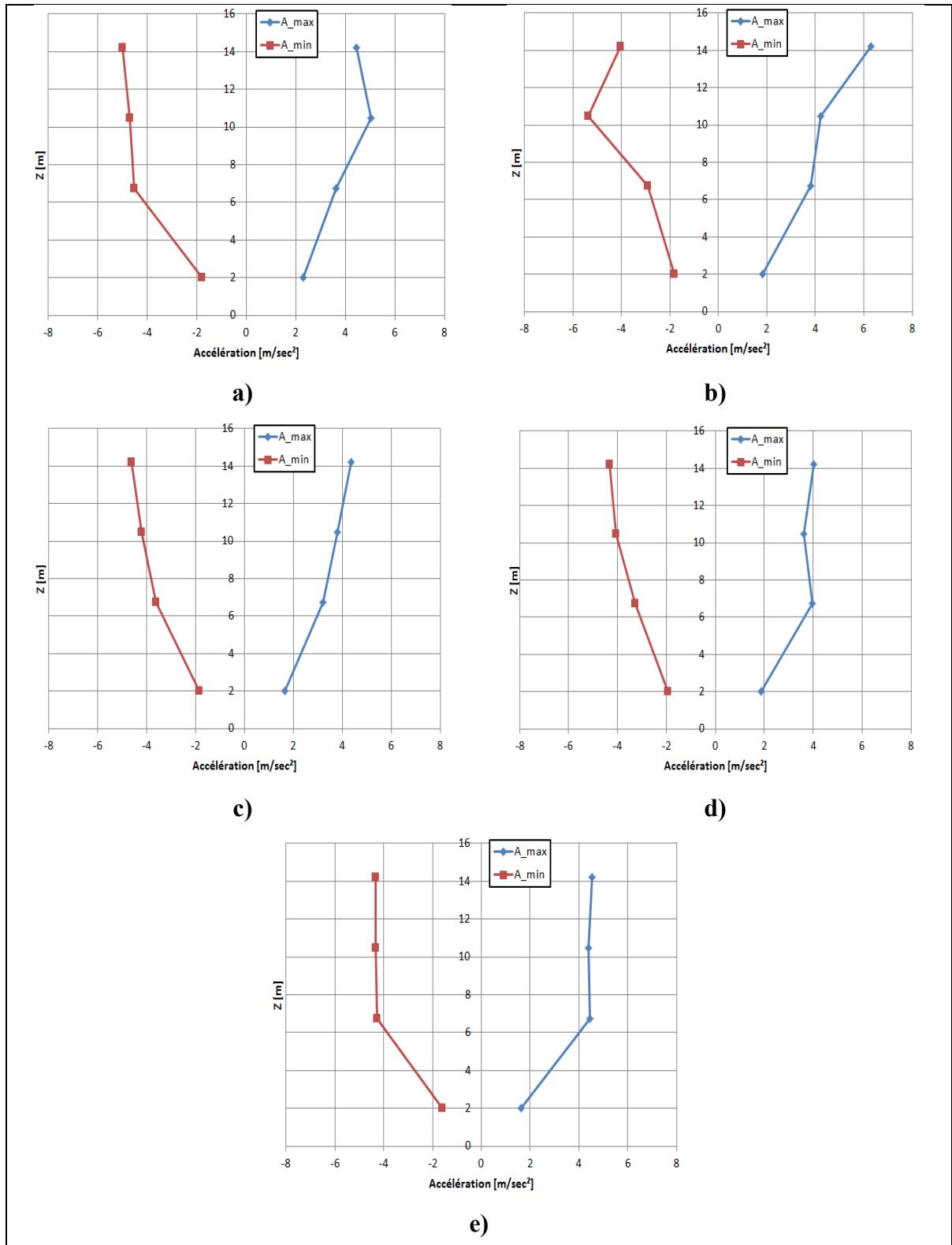


Figure 4.6 Accéléérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 - Base fixe
a) Signal #17, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #31, e) Signal #40

La Figure 4.7 présente les accélérations maximales enregistrées aux différents étages de la structure à base fixe pour les séismes historiques. La distribution des résultats des séismes de Miramichi et du Saguenay est similaire à la distribution observée pour les séismes du scénario 1. On note toutefois que les accélérations produites par le séisme de Miramichi sont largement plus faibles ($\approx 50\%$) que celles produites par le séisme du Saguenay. L'explication de ce phénomène dépend, comme il a été montré précédemment, du contenu fréquentiel du séisme couplé aux propriétés vibratoires de la structure étudiée.

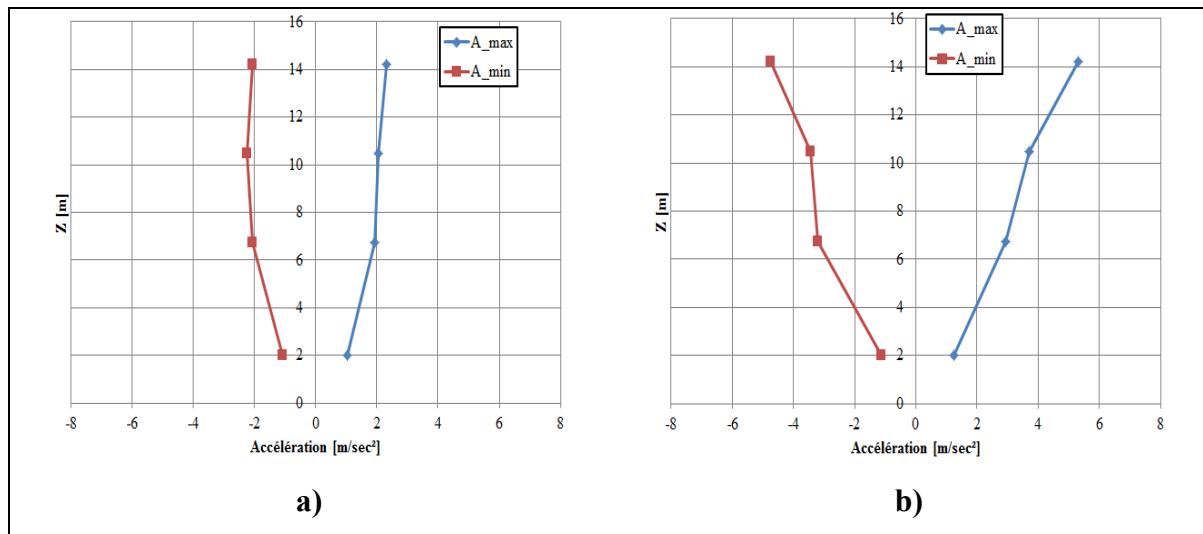


Figure 4.7 Accélérations maximales aux étages pour les séismes historiques - Base fixe
a) Miramichi b) Saguenay 1988

4.2.2 Structure à base fixe – Déplacements relatifs

La présente sous-section a pour objet de présenter les valeurs des déplacements relatifs sur la hauteur de la structure. Le Tableau 4.5 présente les déplacements relatifs pour le scénario 1. La tendance observée précédemment au niveau des accélérations demeure similaire pour les déplacements relatifs; les signaux ayant une amplitude de puissance plus élevée pour les valeurs de périodes égales à la période fondamentale de la structure montrent un niveau de déplacement relatifs plus élevés que les signaux pour lesquels l'amplitude est moins importante.

Tableau 4.5 Déplacements relatifs en fonction de la hauteur de la structure à base fixe - scénario 1

Hauteur (m)	Signal				
	#3	#20	#21	#40	#41
14,22	0,22 %	0,31 %	0,23 %	0,17 %	0,16 %
10,46	0,18 %	0,26 %	0,21 %	0,13 %	0,13 %
6,72	0,13 %	0,18 %	0,16 %	0,10 %	0,09 %
2,00	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %

De manière similaire aux valeurs d'accélérations, les déplacements relatifs sont plus importants avec l'augmentation de la hauteur. Les valeurs de déplacements relatifs pour le scénario 2 et les séismes historiques sont présentées à l'annexe III.

4.2.3 Structure à base fixe – Courbes d'interaction M-P

Les relations moment-charge axiale, ou courbes d'interactions M-P, sont présentées, pour les colonnes C104 gauche, droite et C105 gauche et droite, à la Figure 4.9 et à la Figure 4.10 respectivement, conformément au schéma de la Figure 4.8. Dans ces figures, la ligne pointillée indique l'enveloppe de résistance alors que les traits pleins, noirs ou rouges, sont les sollicitations dues au séisme.

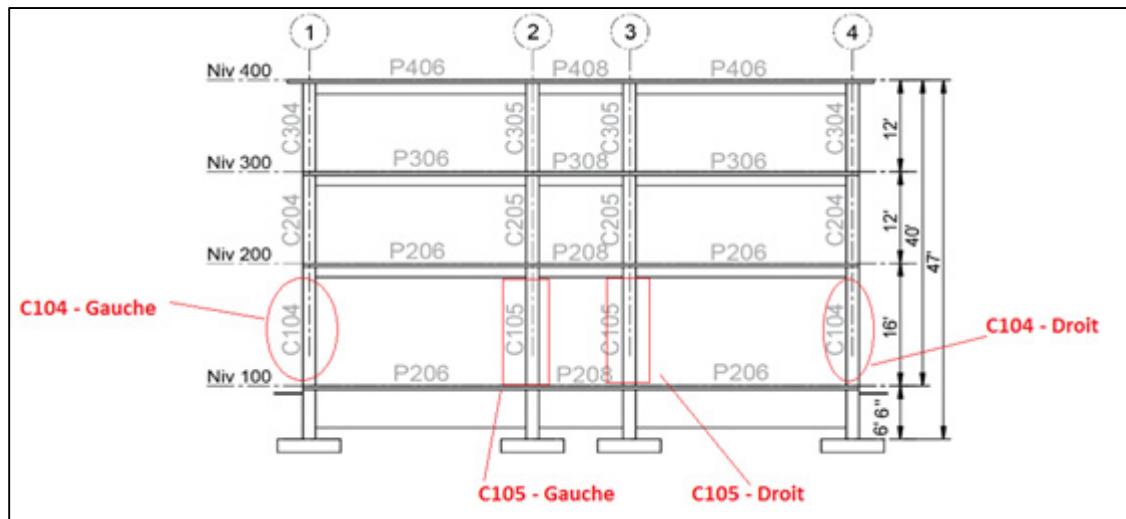


Figure 4.8 Schéma pour localisation des éléments C104 et C105

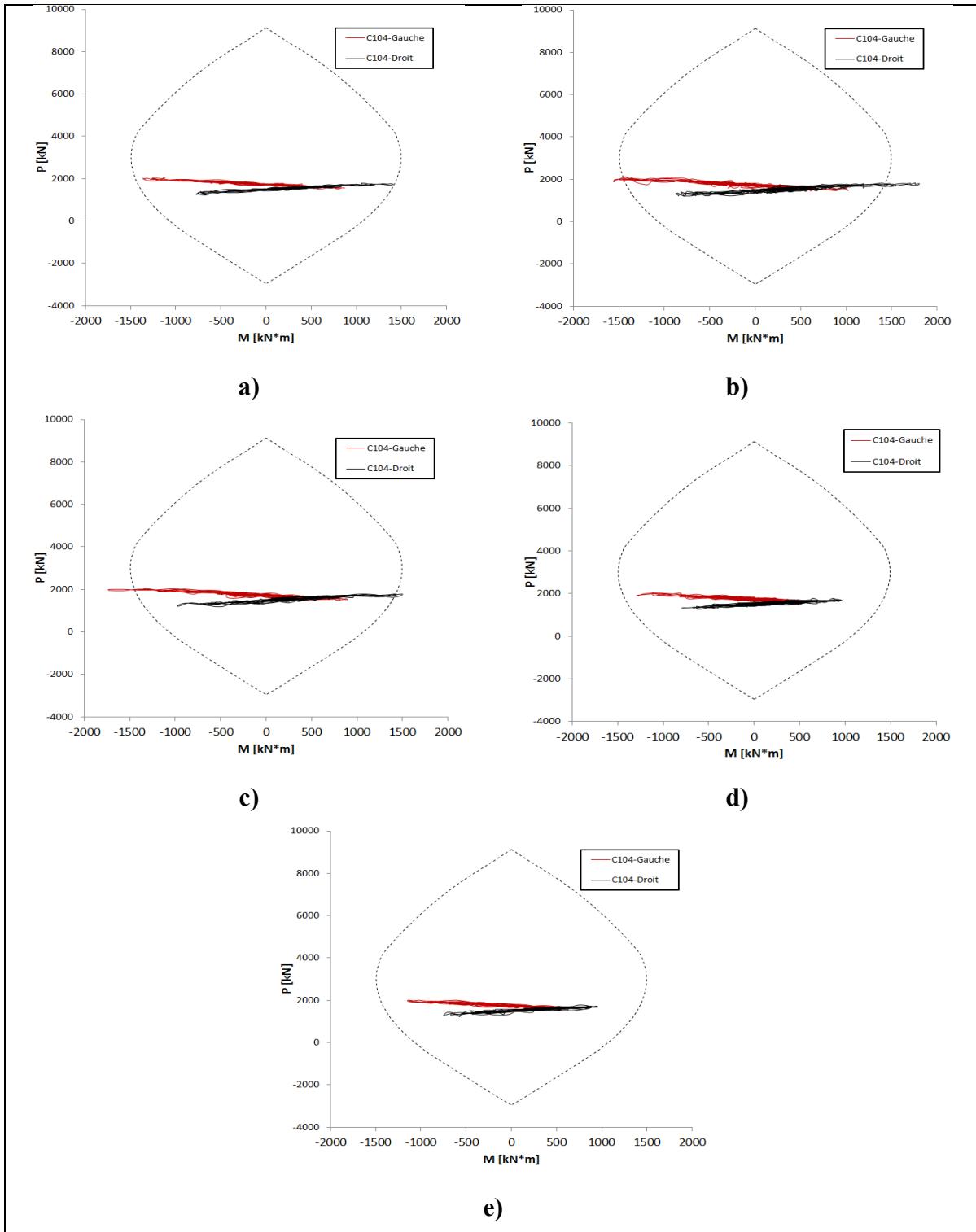


Figure 4.9 Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux du scénario 1
 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41

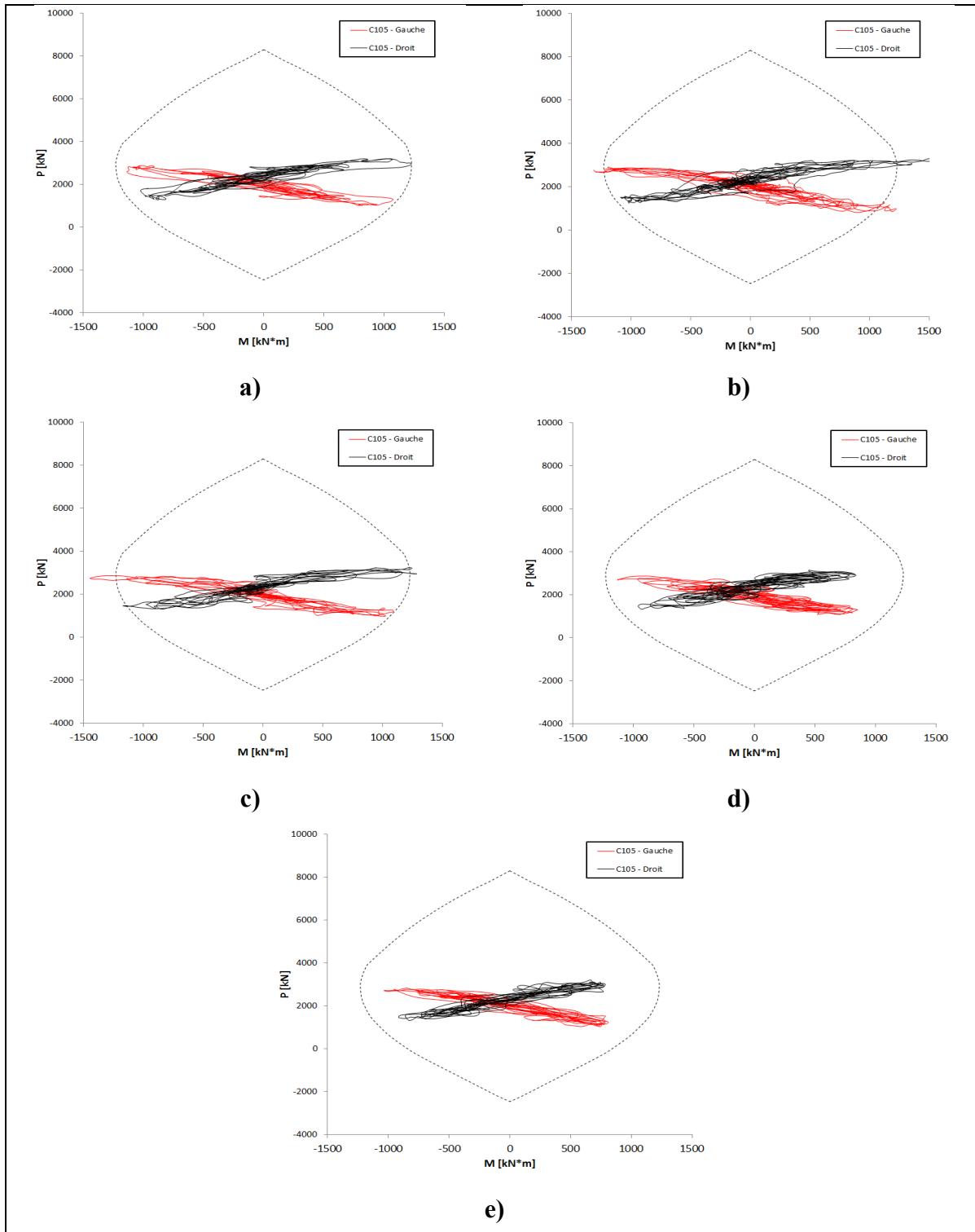


Figure 4.10 Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 1
 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41

Les résultats font ressortir que ce sont les colonnes situés à l'intérieur de la structure, soit les colonnes C105, qui subissent une plus grande variation au niveau de la charge axiale (P) comparativement aux éléments C104, situés sur l'extérieur de la structure. Ceci s'explique par un effet de balancier et par le fait que les colonnes C105 reprennent, en se basant sur le principe de surface tributaire, une plus grande part des charges verticales comparativement aux colonnes C104. Les colonnes C105 agissent ainsi comme un pivot dans les mouvements latéraux du bâtiment lors de la sollicitation sismique. Pour les signaux #20 et #21 du scénario 1, soit les signaux pour lesquels l'amplitude de puissance est la plus importante au cours du chargement dynamique (voir section 4.2.1), la plastification est atteinte à la fois pour les éléments C104 et pour les éléments C105.

Pour les analyses du scénario 2, les résultats font également ressortir que les colonnes localisées à l'intérieur de la structure, soit les colonnes C105, subissent une plus grande variation au niveau de la charge axiale (P) comparativement aux éléments C104, situés sur l'extérieur de la structure. De plus, contrairement aux analyses du scénario 1, la plastification est atteinte pour l'ensemble des analyses du scénario 2, à la fois pour les colonnes C104 et C105.

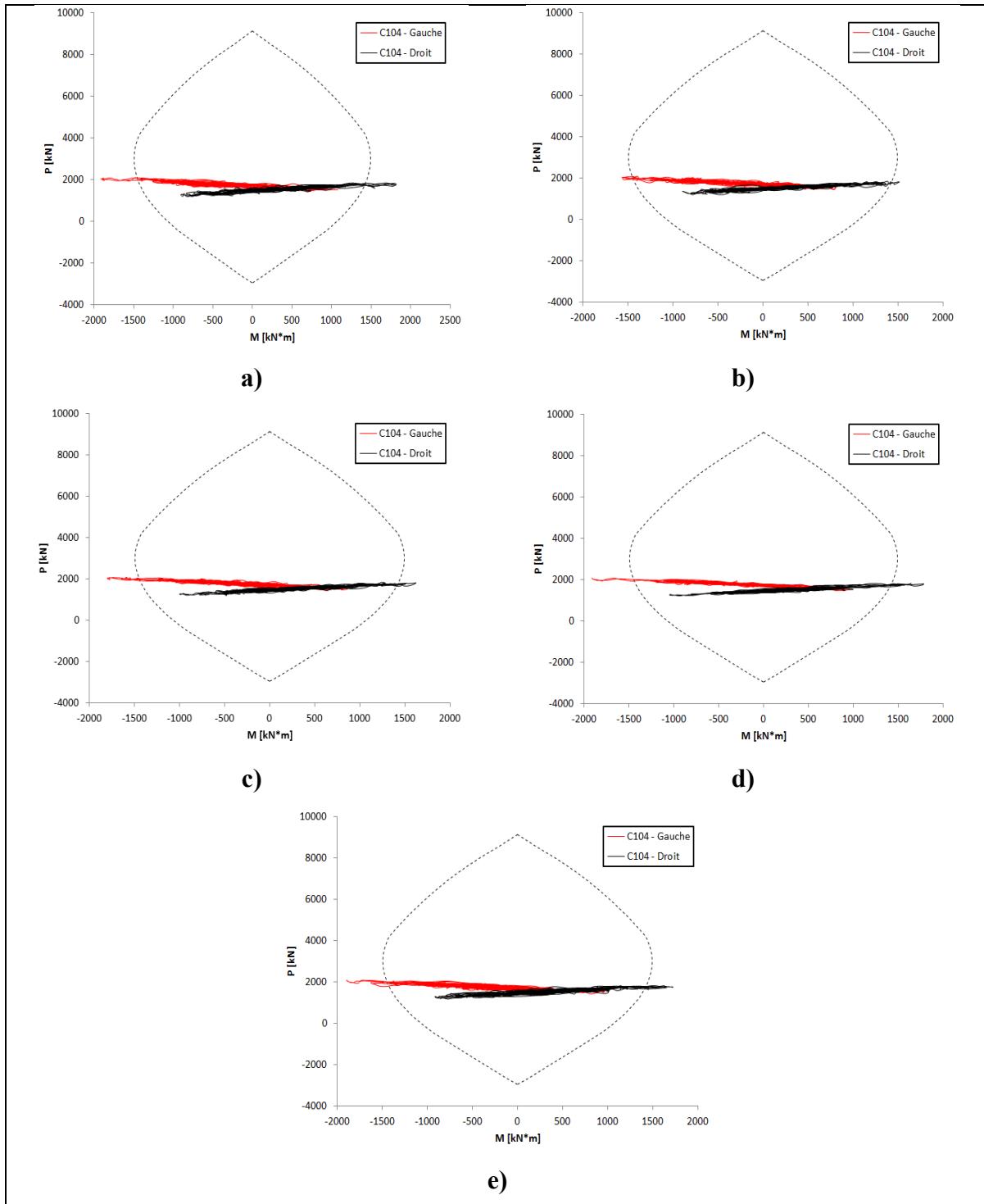


Figure 4.11 Courbes d'interactions $M-P$ des éléments C104 pour les signaux du scénario 2
 a) signal #17, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40

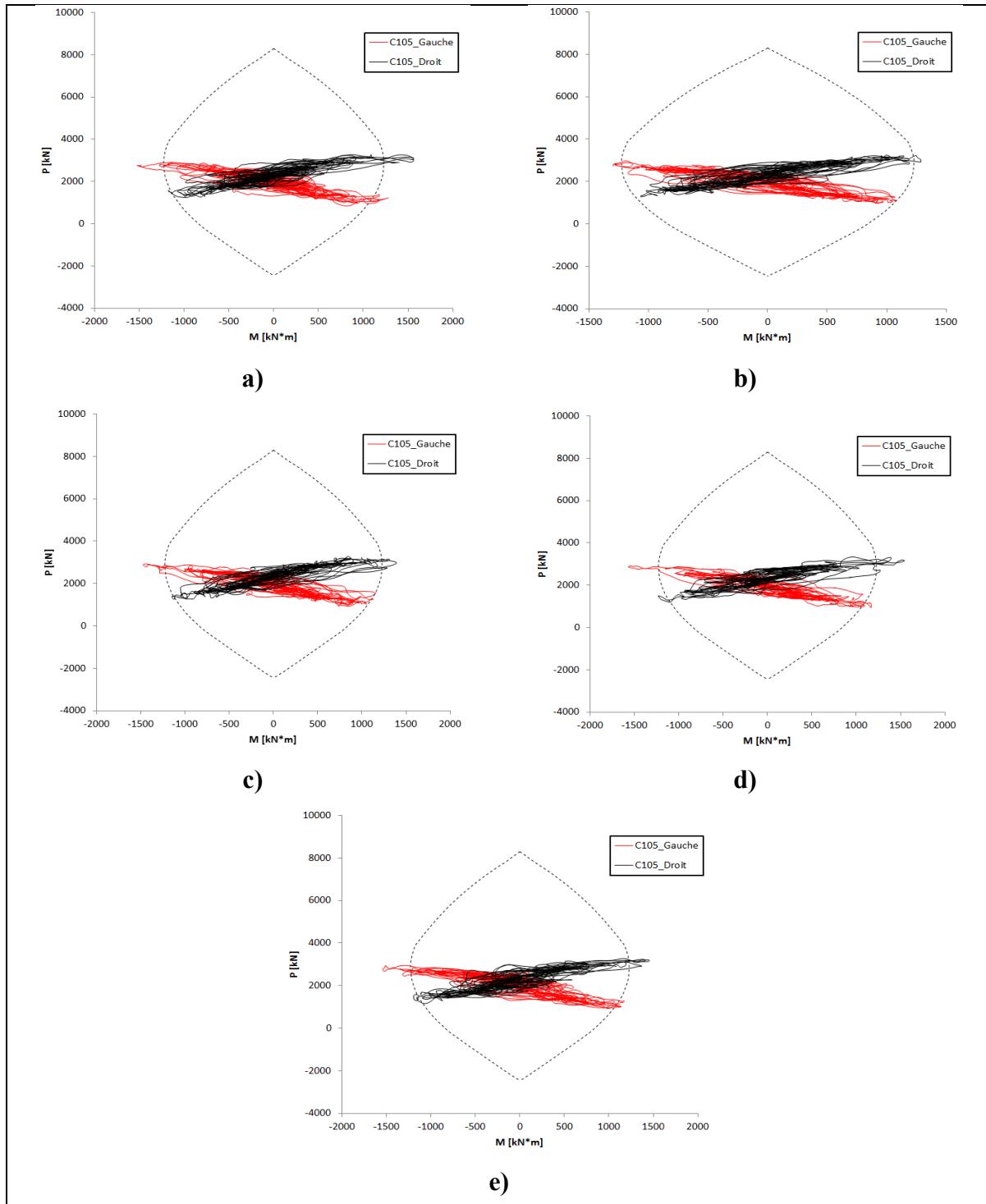


Figure 4.12 Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 2
 a) signal #17, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40

Les résultats montrent que le séisme historique calibré de Miramichi entraîne des efforts largement inférieurs à ceux du séisme historique calibré du Saguenay. Dans les deux cas toutefois, les efforts n'entraînent pas la plastification dans les éléments C104 ou C105. Cette différence s'explique ici aussi par la différence d'amplitude de puissance pour la période fondamentale de la structure entre les signaux historiques et les signaux synthétiques. La valeur du signal du Saguenay, qui est la plus élevée des signaux historiques, est $\approx 80\%$ plus petite que celle du signal #20 du scénario 1, qui est le plus élevé des signaux synthétiques, pour la période fondamentale.

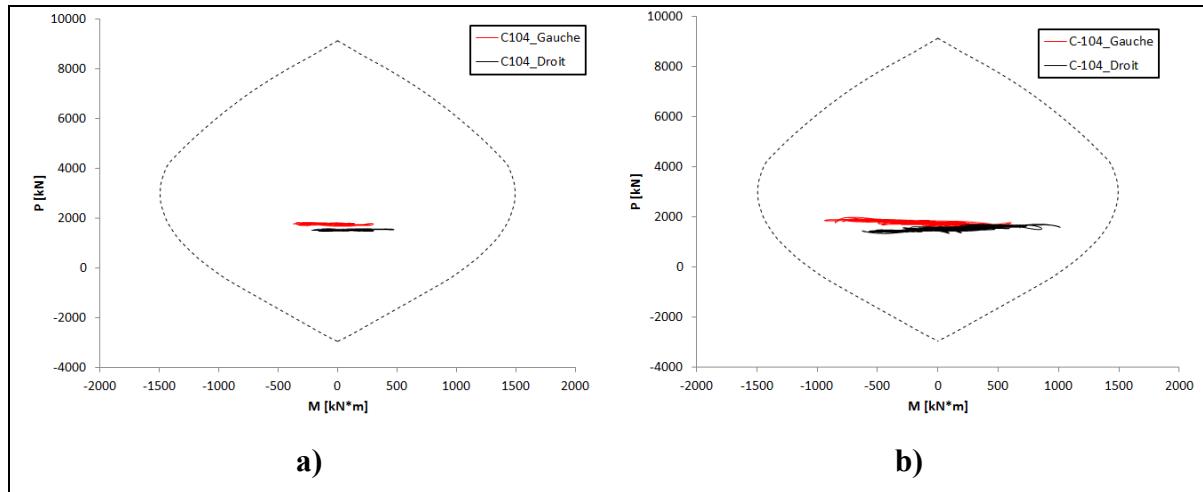


Figure 4.13 Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux historiques
 a) Miramichi b) Saguenay 1988

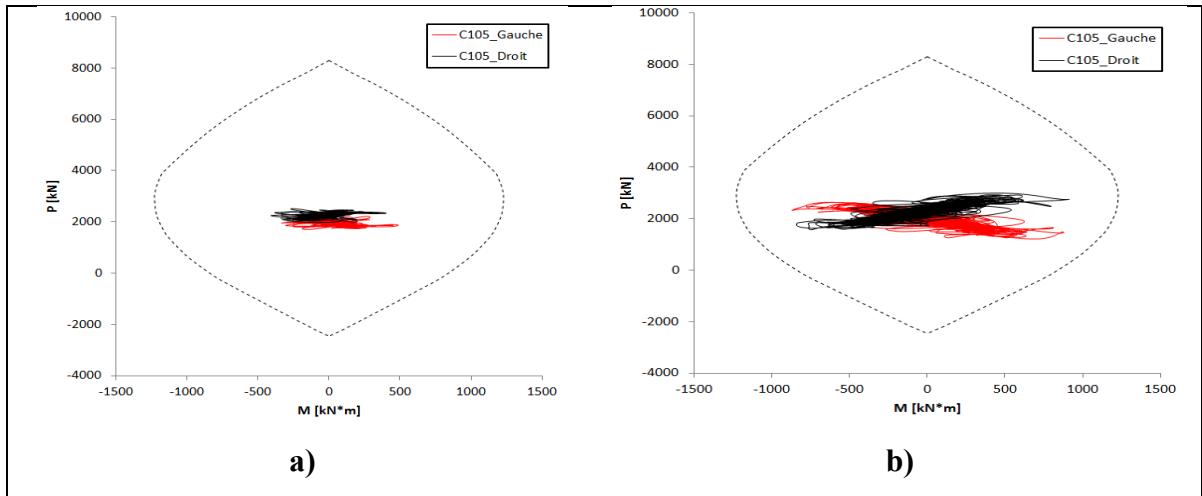


Figure 4.14 Courbes d’interactions M-P des éléments C105 pour les signaux historiques
a) Miramichi b) Saguenay 1988

4.2.4 Structure à base fixe – efforts de cisaillement et moments maximums

Le Tableau 4.6 et le Tableau 4.7 présentent les valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les colonnes de la structure à base fixe pour les signaux du scénario 1. Ces valeurs sont les valeurs maximales atteintes dans les éléments et, conséquemment, ne se produisent pas de manière concomitante. L’objectif étant de déterminer les valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moment subies par les différents éléments, ces résultats permettent d’identifier les signaux ayant eu l’impact le plus marqué sur la structure au niveau des forces et des moments. Par exemple, pour la colonne C104, localisée sur le côté gauche, le signal #21 a imposé le moment le plus élevé (1 737,63 kN.m) alors que pour la colonne C104, localisée sur le côté droit, c’est le signal #20 qui a imposé le moment le plus élevé (1 805,51 kN.m). Lorsqu’on observe les courbes d’interactions M-P présentées à la Figure 4.9, on remarque que les moments les plus élevés sont atteints dans la colonne C104 pour les signaux #20 et #21 du scénario 1.

Tableau 4.6 Valeurs maximales des efforts de cisaillement pour les colonnes de la structure - Scénario 1 - Base fixe

Scénario 1 – Base FIXE						
Élément	Côté	Signal #3 V (kN)	Signal #20 V (kN)	Signal #21 V (kN)	Signal #40 V (kN)	Signal #41 V (kN)
C104	Gauche	376,86	470,66	520,44	394,88	340,49
C105	Gauche	392,70	437,21	474,29	371,41	342,87
C105	Droit	386,21	490,41	422,58	341,08	330,44
C104	Droit	399,13	517,38	440,10	289,66	278,66
C204	Gauche	240,39	247,75	234,35	204,31	196,05
C205	Gauche	388,11	455,50	408,62	343,24	372,63
C205	Droit	375,76	402,99	417,75	381,31	347,20
C204	Droit	225,67	241,82	202,98	173,60	191,55
C304	Gauche	178,96	200,41	196,72	178,17	171,91
C305	Gauche	302,56	309,64	306,63	279,21	303,26
C305	Droit	297,48	320,00	304,15	284,26	270,60
C304	Droit	154,93	181,83	174,48	179,92	180,75

Le Tableau 4.8 et le Tableau 4.9 présentent les valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les colonnes de la structure à base fixe pour les signaux du scénario 2. Les signaux ayant eu le plus grand impact sont les signaux #17 et #31. L'intensité moyenne des efforts de cisaillement est 21 % plus élevée au niveau du premier étage par rapport aux signaux du scénario 1. Cette différence tombe à 7 % pour le troisième étage, confirmant le fait que la différence entre l'intensité des séismes se fait principalement sentir à la base de la structure et diminue avec la hauteur pour la structure à l'étude.

Tableau 4.7 Valeurs maximales des moments dans les colonnes de la structure - Scénario 1 - Base fixe

Scénario 1 – Base FIXE						
Element	Côté	Signal #3 M (kN.m)	Signal #20 M (kN.m)	Signal #21 M (kN.m)	Signal #40 M (kN.m)	Signal #41 M (kN.m)
C104	Gauche	1 364,11	1 559,13	1 737,63	1 292,86	1 149,07
C105	Gauche	1 137,14	1 314,16	1 446,00	1 130,94	1 034,61
C105	Droit	1 225,94	1 531,88	1 286,17	959,54	915,04
C104	Droit	1 405,04	1 805,51	1 500,64	979,78	956,80
C204	Gauche	599,12	565,99	574,89	533,05	447,83
C205	Gauche	935,57	1136,54	986,52	802,53	894,05
C205	Droit	979,32	984,18	1006,95	872,64	847,30
C204	Droit	567,54	554,88	479,72	442,35	596,45
C304	Gauche	375,66	498,04	458,34	353,74	334,84
C305	Gauche	597,99	631,71	603,47	572,75	615,61
C305	Droit	597,73	622,10	642,41	574,29	536,60
C304	Droit	341,50	411,37	421,80	396,02	405,94

Tableau 4.8 Valeurs maximales des efforts de cisaillement pour les colonnes de la structure - Scénario 2 - Base fixe

Scénario 2 – Base FIXE							
Element	Côté	Signal #17 V (kN)	Signal #20 V (kN)	Signal #21 V (kN)	Signal #31 V (kN)	Signal #40 V (kN)	
C104	Gauche	502,28	477,50	518,36	556,89	502,52	
C105	Gauche	464,24	429,28	450,16	494,67	455,43	
C105	Droit	506,81	402,19	428,26	454,54	432,46	
C104	Droit	557,27	415,56	432,89	483,06	472,14	
C204	Gauche	276,50	271,69	254,41	205,81	271,38	
C205	Gauche	451,58	426,65	433,69	446,29	464,49	
C205	Droit	504,24	433,54	434,28	433,78	458,53	
C204	Droit	214,12	244,63	237,85	243,28	223,87	
C304	Gauche	215,14	248,90	189,37	171,62	212,02	
C305	Gauche	328,99	316,02	324,24	316,02	332,26	
C305	Droit	316,02	313,48	293,74	300,59	303,49	
C304	Droit	202,01	182,63	199,01	182,87	173,80	

Le Tableau 4.10 présente les valeurs maximales de l'effort de cisaillement et du moment pour les signaux historiques. Au niveau du premier étage, le signal du Saguenay a engendré des efforts plus élevés dans l'élément C104 (+56.7 %) et C105 (+33.2 %) comparativement au signal de Miramichi et ce, malgré le fait que les deux séismes aient été calibrés sur le même spectre. Cette différence s'explique, comme discuté précédemment (section 4.2.1), par l'amplitude de puissance des deux signaux en fonction de la période fondamentale de la structure.

Tableau 4.9 Valeurs maximales des moments dans les colonnes de la structure - Scénario 2 - Base fixe

Scénario 2 – Base FIXE						
Element	Côté	Signal #17 M (kN.m)	Signal #20 M (kN.m)	Signal #21 M (kN.m)	Signal #31 M (kN.m)	Signal #40 M (kN.m)
C104	Gauche	1 917,24	1 567,68	1 803,02	1 913,48	1 898,17
C105	Gauche	1 526,79	1 298,97	1 474,04	1 570,08	1 541,25
C105	Droit	1 564,21	1 288,06	1 392,54	1 547,60	1 456,74
C104	Droit	1 819,89	1 517,30	1 625,53	1 787,70	1 725,64
C204	Gauche	643,57	779,98	602,02	774,79	695,78
C205	Gauche	1 171,43	1 025,36	1 207,80	1 271,54	1 122,29
C205	Droit	1 253,56	1 167,46	1 064,40	1 017,34	1 205,51
C204	Droit	683,32	593,14	697,98	680,83	668,66
C304	Gauche	504,09	633,51	479,48	349,72	548,04
C305	Gauche	703,79	653,30	710,49	607,61	660,52
C305	Droit	694,44	734,75	603,56	604,55	665,81
C304	Droit	500,47	573,52	440,01	375,70	463,14

Tableau 4.10 Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure – Séismes historiques - Base fixe

Séismes Historiques					
Élément	Côté	Miramichi		Saguenay	
		V (kN)	M (kN.m)	V (kN)	M (kN.m)
C104	Gauche	139,90	373,43	298,17	939,48
C105	Gauche	203,57	487,93	334,90	879,01
C105	Droit	168,40	409,18	324,20	914,91
C104	Droit	165,77	475,72	317,12	1 014,69
C204	Gauche	86,91	264,14	145,37	375,79
C205	Gauche	338,22	676,06	338,22	676,06
C205	Droit	134,59	296,64	327,52	638,21
C204	Droit	88,53	269,99	130,65	455,51
C304	Gauche	119,44	255,94	166,29	443,24
C305	Gauche	203,98	423,05	285,71	601,21
C305	Droit	184,79	386,82	258,76	561,39
C304	Droit	111,05	268,58	178,02	454,28

CHAPITRE 5

RÉSULTATS DES ANALYSES SISMIQUES AVEC CONSIDÉRATION DE L'INTERACTION DYNAMIQUE-SOL-STRUCTURE

Le présent chapitre a pour objet de présenter les résultats des analyses dynamiques des modèles prenant en considération les effets de l'interaction dynamique sol-structure présentés au Tableau 2.1 de la section 2.2. Le modèle de sol utilisé est présenté à la section 3.1.

Deux modèles ont été analysés, l'un prenant en considération l'IDSS via la méthode des sous-structures et l'autre via la méthode directe, une méthode plus complexe où le domaine de sol est discrétement via un maillage d'éléments plans quadratiques.

Pour les deux méthodes, une série de 12 signaux, comprenant deux accélérogrammes historiques et dix signaux synthétiques calibrés en fonction du spectre de design du CNBC-2015 et spécialement choisis en fonction des caractéristiques des séismes de l'Est du Canada sont utilisés. Les signaux ont été répartis en deux scénarios, soit le scénario 1 (M_w 6-R30) et le scénario 2 (M_w 7-R90), tel que décrit à la section 3.5.

Le chapitre présente dans un premier temps les analyses de propagation d'ondes en condition de champs libre pour la série de signaux considérée. Une série d'analyses comparatives est réalisée à cette étape afin d'évaluer l'impact de différents paramètres de modélisation sur les accélérations calculées en surface, soit les accélérations qui affecteront directement la structure. Cette analyse est réalisée afin d'illustrer l'impact des hypothèses simplificatrices inhérentes à la méthode des sous-structures dans laquelle le sol est modélisé comme un médium élastique-linéaire. L'amortissement hystérotique est simulé au moyen d'un modèle d'amortissement visqueux (voir section 1.4.7.2) dans lequel la dégradation du module de cisaillement (voir section 1.3.4) est généralement prise en compte au moyen de la méthode linéaire-équivalente (voir section 1.2.2.1).

Dans un deuxième temps, le chapitre s'intéresse à l'impact sur la réponse dynamique du dépôt de sol (section 3.5) et de la prise en considération du poids propre de la structure conformément à l'approche décrite à la section 3.1.2.

Troisièmement, les analyses d'interactions cinématiques sont réalisées, c'est-à-dire des analyses de propagations d'ondes où les éléments structuraux sans masse sont inclus dans le modèle afin d'induire une modification aux champs de déplacement provenant de la présence d'éléments dans le sol. Ces analyses permettent de déterminer les fonctions d'excitation de fondations (u_{fim}) qui sont ensuite utilisées comme signaux d'excitation pour évaluer l'interaction inertielle.

Le chapitre présente finalement les résultats des analyses dynamiques couplées sol-structure via la méthode directe. Dans cette approche, le modèle structural est directement couplé à un large domaine de sol et les signaux sismiques sont appliqués à la base du modèle de sol et le problème d'interaction sol-structure est solutionné dans le domaine temporel dans un modèle unique couplé.

5.1 Analyses dynamiques comparatives du dépôt de sol

La présente section présente les résultats d'analyses dynamiques sur les modèles de dépôt de sol développés à la section 3.1. Ces analyses visent à évaluer l'impact des hypothèses de modélisation du sol utilisées dans la méthode des sous-structures.

Dans une première série d'analyses, le sol est modélisé au moyen de la loi de comportement non-linéaire PIMY présentée à la section 1.4.5.4 avec 20 surfaces de ruptures. Les signaux utilisés sont les signaux du scénario 1, 2 et les signaux historiques présentés à la section 3.5.

Dans une seconde série d'analyse de propagation d'ondes, l'impact de l'utilisation de la méthode linéaire équivalente décrite à la section 1.2.2.1 est évalué en utilisant ici encore la réponse dynamique du même dépôt de sol. Cette fois, le comportement du sol est modélisé en

utilisant une loi de comportement linéaire-élastique et en utilisant différentes valeurs pour le ratio entre le module de cisaillement maximal (G_{\max}) et le module de cisaillement sécant (G_{\sec}).

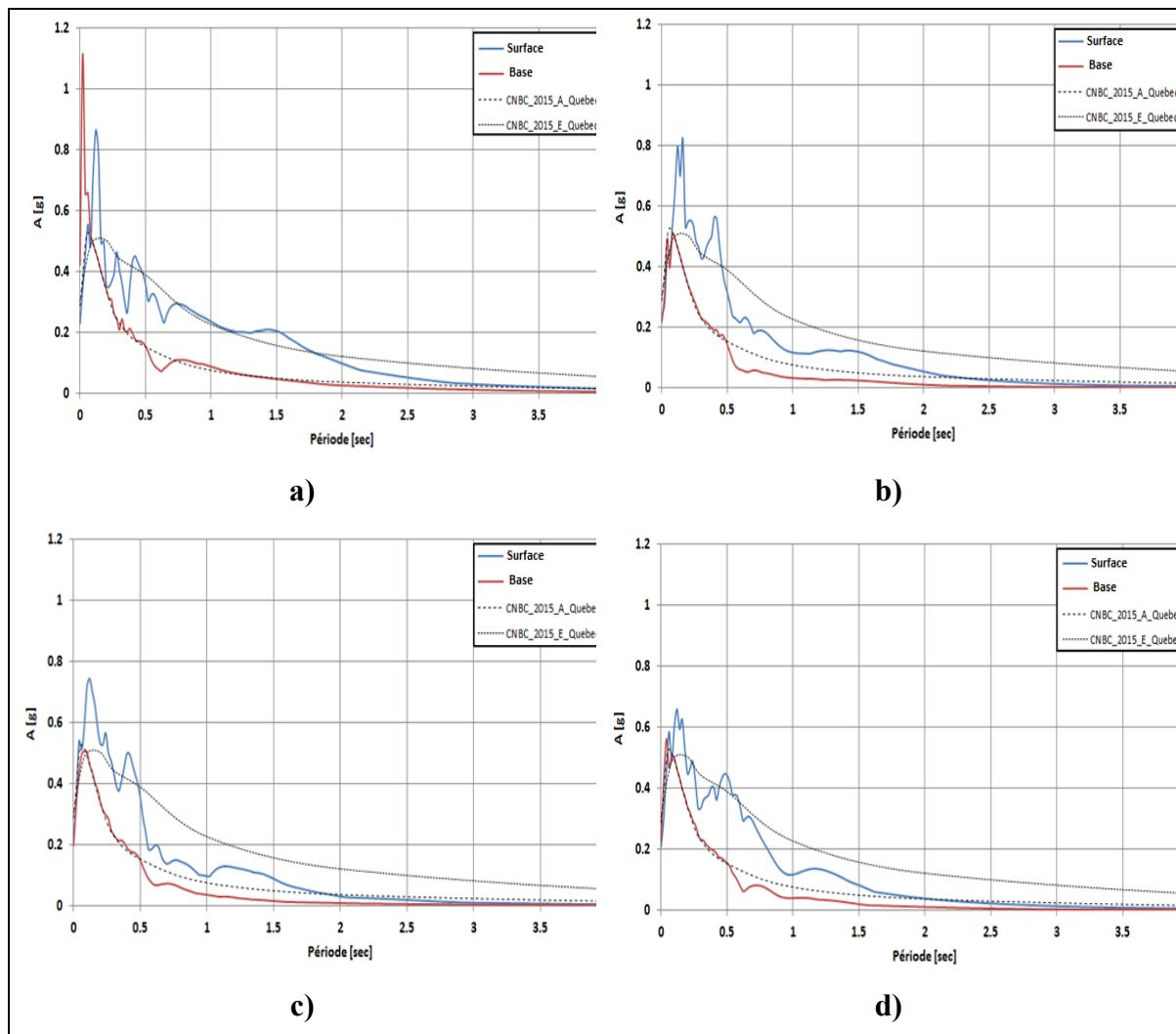
Dans une troisième série d'essais, des analyses de propagations d'ondes sont réalisées pour le même dépôt de sol en considérant à tour de rôle le sol comme étant 1) linéaire isotrope et 2) au moyen du modèle PIMY décrit à la Section 1.4.5.4. Avec le modèle PIMY, il est possible, via l'imposition d'une simple surface de rupture au modèle, de définir un matériel élastique parfaitement plastique tout en occultant la majeure partie du comportement hystéritique, puisque la courbe squelette est alors définie par deux segments (Figure 1.25). Le module de cisaillement demeure alors constant jusqu'à la rupture et ne subit pas de dégradation. L'hystéresis est conservée dans les phases de décharge et de recharge. On peut alors comparer les résultats d'un modèle de sol utilisant tour à tour un matériel PIMY avec plusieurs surfaces de rupture, un matériel PIMY avec une seule surface de rupture et un matériel linéaire élastique afin de quantifier les impacts de la prise en considération de la nature hystéritique du sol.

Enfin, une série d'analyses de propagation d'ondes est conduite sur le modèle numérique de sol pour évaluer l'impact de l'utilisation d'un amortissement de type Rayleigh. Le sol est modélisé à tour de rôle comme un médium élastique auquel on applique différentes valeurs de coefficient d'amortissement et les réponses sont comparées avec les résultats d'une analyse où le comportement du sol est modélisé au moyen d'une loi de comportement modélisant l'amortissement hystéritique du sol.

5.1.1 Analyses de champ libre des signaux calibrés et historiques

La présente sous-section contient les résultats des analyses de sites pour les signaux synthétiques et historiques. La Figure 5.1 présente les spectres de réponses élastiques (SRE) des signaux du scénario 1 (section 1.4.6.2) appliqués à la base du modèle de sol (section 2.2.4.1), les accélérations calculées à la surface du dépôt de Breckenridge ainsi que les spectres de design du CNBC-2015 pour des catégories d'emplacement A (au roc) et E (en surface). Les

signaux synthétiques ont été calibrés à l'intérieur des plages de périodes identifiées à la section 1.4.6.2. Les accélérations sont enregistrées au sommet du modèle de sol, c'est-à-dire en surface, et au milieu du dépôt de sol, telles que vues à la Figure 2.8.



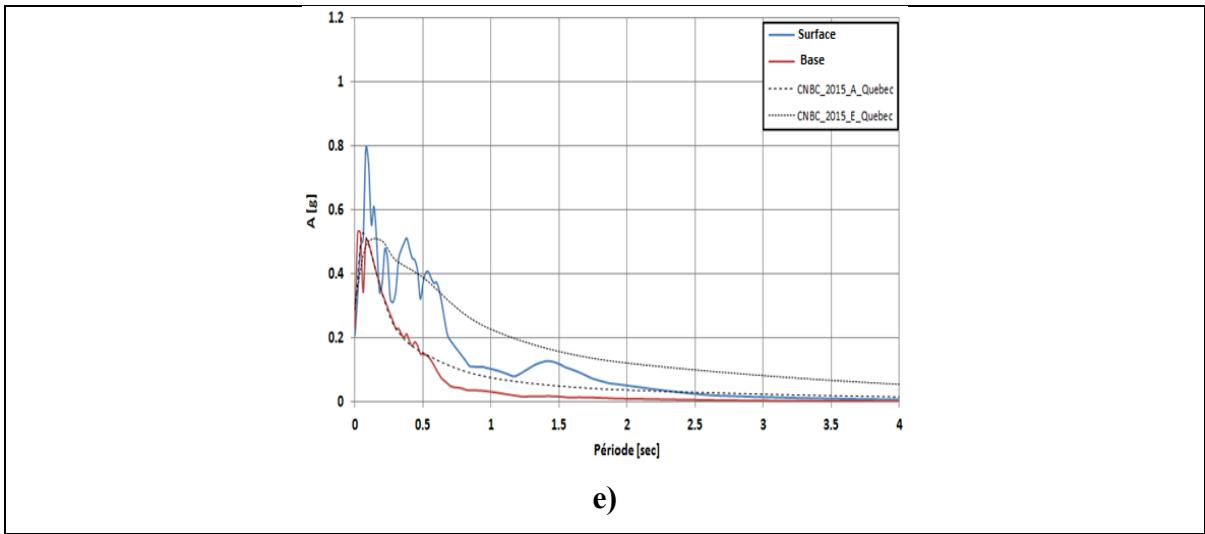


Figure 5.1 SRE signaux synthétiques scenario 1 ($0,075 < T < 0,5$) - a) Signal#3 b) Signal#40
c) Signal#41 d) Signal#20 e) Signal#21

Les SRE en surface correspondent approximativement au spectre de design d'un site de catégorie d'emplacement E pour la plage de valeurs correspondantes à celle pour laquelle la calibration a été faite pour le scénario 1 (0,075 à 0,5 sec).

La Figure 5.2 montre l'augmentation de l'accélération en surface par rapport au signal appliqué à la base, c'est-à-dire la différence entre les valeurs d'accélérations du signal calculées à la surface et celles appliquées à la base. Les valeurs montrées sont les valeurs maximales et minimales pour chaque période ainsi que la moyenne des valeurs des cinq signaux du scénario 1. Deux constats se dégagent rapidement. Premièrement, pour les basses périodes ($T < 0,1$ sec), l'impact du dépôt tend à diminuer les accélérations en surface. Toutefois, pour l'ensemble des périodes, et particulièrement pour les périodes comprises entre 0,1 et 0,8 seconde, l'impact du dépôt de sol augmente l'accélération du signal sismique appliqué à la base, jusqu'à 0,4g. Pour la période fondamentale de la structure étudiée ($T=0,475$ s), la différence moyenne est de 0,22g (+130 %) alors que la différence maximale atteint 0,28g (+168 %). L'impact du dépôt de sol sur la différence des accélérations du signal sismique est important et clairement mis en lumière par ces résultats. Il s'agit d'un résultat largement connu et admis.

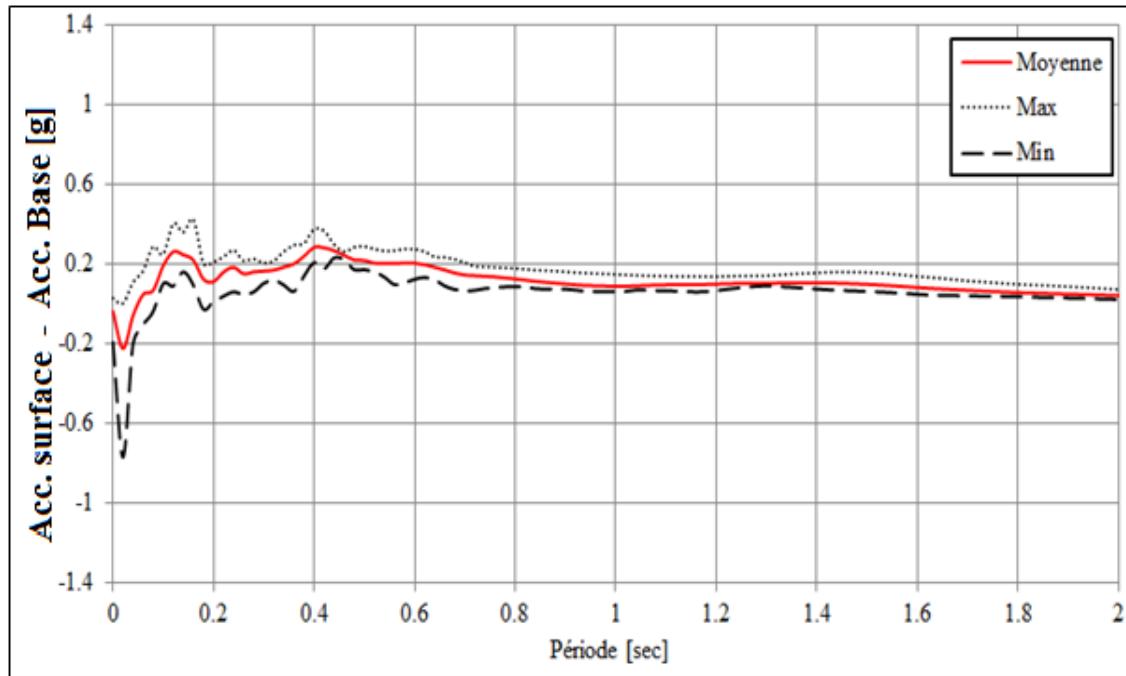


Figure 5.2 Différence dans les accélérations des signaux sismiques -
scénario 1 - condition champ libre

Le second constat est qu'il est difficile, sans procéder à une analyse spécifique d'un dépôt, d'anticiper la différence entre les accélérations au niveau du roc et les accélérations en surface et donc de prédire comment un signal affectera une structure en cas de séisme sans procéder à une analyse spécifique du dépôt.

Point intéressant, à la Figure 5.1, tous les signaux du scénario 1 montrent une augmentation de l'accélération dans des plages serrées de périodes ($T_{O.S.}$) comprises entre 1,18 sec et 1,44 sec (moyenne $T_{O.S.} \approx 1,3$ sec). Il est intéressant de noter que ce pic correspond approximativement à la valeur de la période fondamentale du dépôt lorsqu'on l'évalue au moyen de l'équation (5.1), où H est la profondeur du dépôt, n le mode considéré ($n=1$ pour la période fondamentale) et V_s la vitesse des ondes de cisaillement dans le dépôt de sol. L'équation (5.1) est valide pour un sol linéaire-élastique-isotrope. Lorsqu'on utilise la moyenne des vitesses de cisaillement mesurées in-situ au site de Breckenridge (≈ 182 m/s) et qu'on calcule la période fondamentale du dépôt, on obtient, pour une profondeur de 65 m, une valeur $T=1,42$ sec.

$$T_{el} = \frac{4H}{(2n-1)V_s} \quad (5.1)$$

Le Tableau 5.1 présente les valeurs des racines de l'équation caractéristique (λ), les valeurs des périodes (T_{num}) pour les quatre premiers modes vibratoires du modèle numérique de sol, les valeurs des périodes élastiques (T_{el}) et la valeur de la période fondamentale obtenue de l'analyse graphique des spectres de réponses ($T_{O.S.}$).

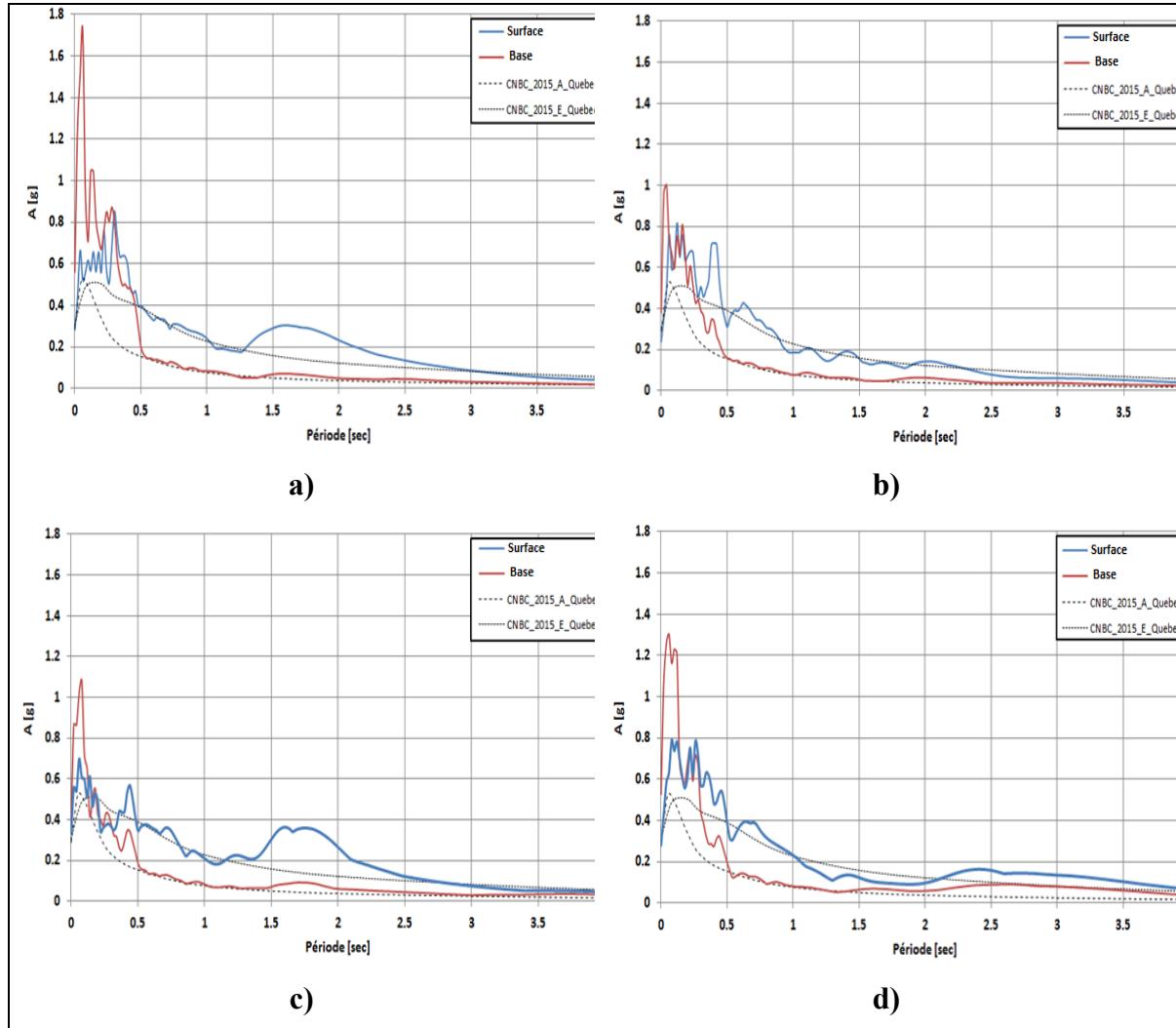
Tableau 5.1 Valeurs des périodes vibratoires du modèle numérique de sol

Mode	λ	T_{num} (s)	T_{el} (s)	$T_{O.S.}$ (s)
1	21,28	1,36	1,43	1,3
2	82,20	0,69	0,48	-
3	120,31	0,57	0,29	-
4	315,32	0,35	0,20	-

La valeur de T_{num} du premier mode vibratoire est similaire à la valeur moyenne obtenue graphiquement $T_{O.S.}$ avec un écart de $\approx 4,7\%$. La valeur de T_{el} est légèrement plus élevée avec une différence de 10 %. Il faut conserver à l'esprit que les valeurs de T_{el} sont calculées en supposant un dépôt de sol isotrope en se basant sur une valeur « moyenne » de V_s . Les différences entre ces hypothèses et le dépôt de sol étudié mènent invariablement à un écart entre les valeurs théoriques et les valeurs obtenues. Les valeurs obtenues de l'analyse du problème aux valeurs propres (T_{num}) sont ainsi des valeurs plus fiables puisqu'elles reflètent l'hétérogénéité du dépôt de sol ainsi que les variations dans les valeurs de V_s dans la colonne de sol.

La Figure 5.3 présente les spectres de réponses élastiques (SRE) des signaux du scénario 2 appliqués à la base du modèle de sol, des accélérations calculées à la surface du dépôt de Breckenridge ainsi que les spectres de design du CNBC-2015 pour des catégories

d'emplacements A (au roc) et E (en surface). Les SRE présentés sont ceux obtenus en surface, ceux du signal appliqué à la base ainsi que les spectres de conception du CNBC-2015 pour des catégories d'emplacements A (au roc) et E (en surface). Comme pour le cas du scénario 1, les SRE obtenus en surface correspondent approximativement au spectre de design d'un site de catégorie d'emplacement E pour la plage de valeurs correspondantes à celle pour laquelle la calibration a été faite pour le scénario 2 (0,5 à 1,5 sec). Les résultats confirment, pour ce site, la représentativité des facteurs d'amplification du CNBC-2015.



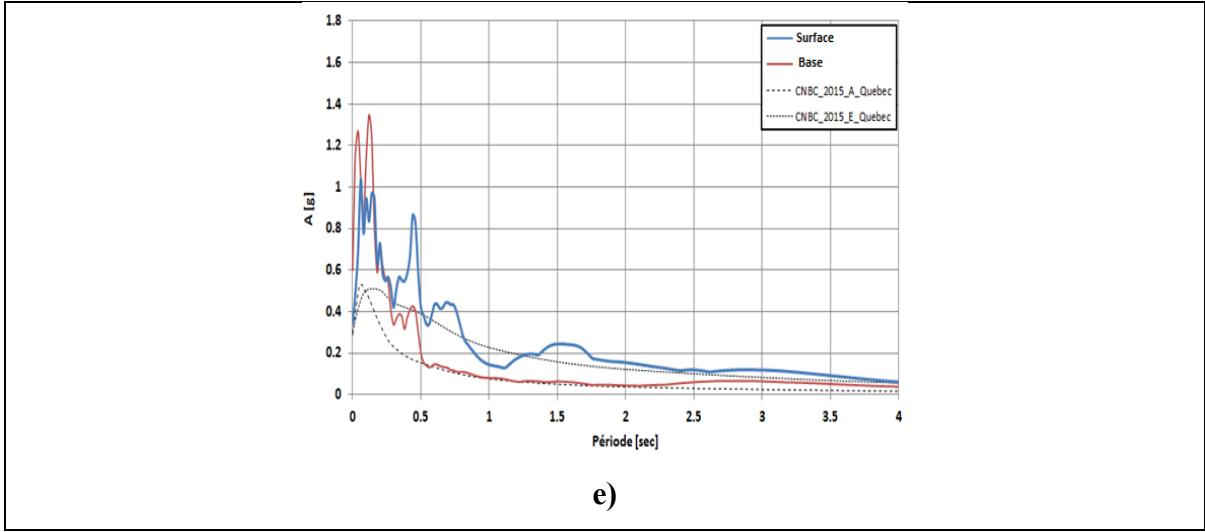


Figure 5.3 SRE signaux synthétiques scenario 2 ($0,5 < T < 1,5$) - a) Signal#21 b) Signal#40
c) Signal#31 d) Signal#20 e) Signal#17

La Figure 5.4 montre l'augmentation de l'accélération en surface par rapport au signal appliqué à la base, c'est-à-dire la différence entre les valeurs d'accélération du signal calculées à la surface et celles appliquées à la base. Les valeurs montrées sont les valeurs maximales et minimales pour chaque période ainsi que la moyenne des valeurs des cinq signaux du scénario 2. Pour les signaux du scénario 2, la réduction du signal est présente jusqu'à des périodes $T=0,2$ s en moyenne et la zone où la différence est la plus importante est légèrement décalée dans les périodes. Les résultats montrent un rehaussement de la différence pour les périodes près de 1,6 sec. Bien que les amplitudes d'accélérations soient plus importantes pour les séismes du scénario 2 comparativement aux signaux du scénario 1, particulièrement dans les basses fréquences, l'impact de la différence des accélérations des signaux dans le dépôt de sol, au niveau des accélérations, n'est pas plus important. Les différences sont de 78 % en moyenne pour la période égale à la période fondamentale de la structure ($T=0,475$ s) et de 96,4 % au maximum. Les raisons ayant menées à une différence plus faible pour ces valeurs de périodes comparativement aux signaux du scénario 1 sont, encore une fois, reliées au contenu fréquentiel des signaux par rapport aux propriétés dynamiques du dépôt de sol, à la différence que, pour le dépôt de sol, l'analyse est plus complexe, car la réponse dépend également des modes supérieurs. De plus, en cours de chargement dynamique, la plastification du sol a pour

effet d'allonger ces périodes, ce qui peut mener à un plus grand amortissement du dépôt pour des séismes plus importants dans certaines gammes de périodes.

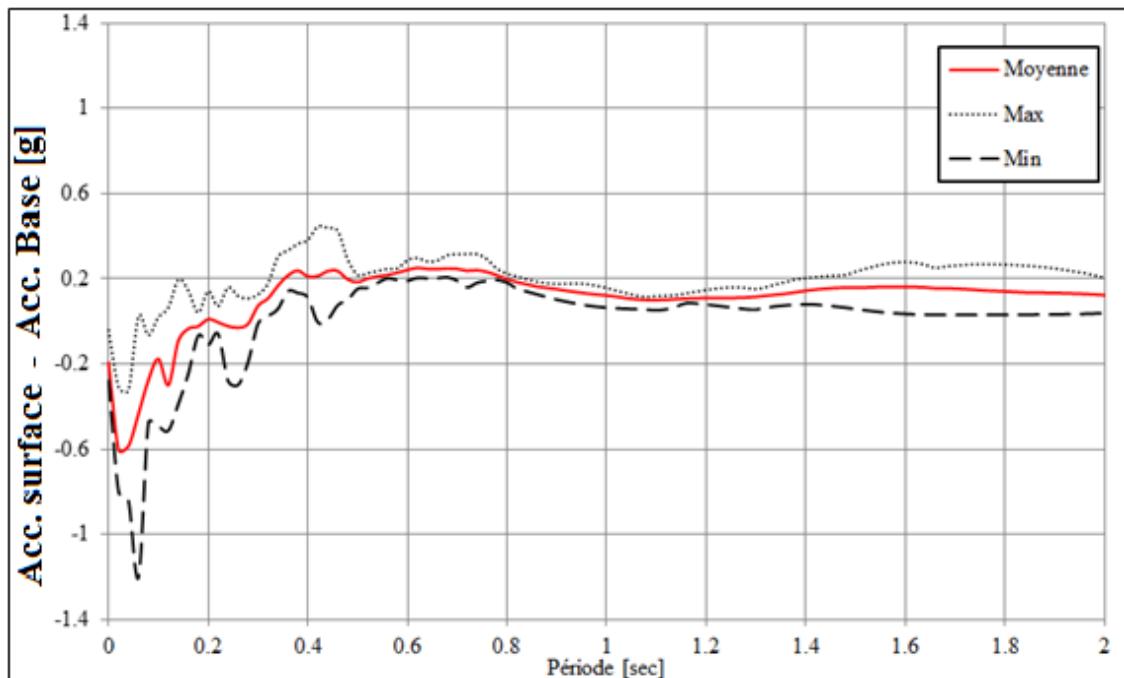


Figure 5.4 Différence dans les accélérations des signaux sismiques
scénario 2 - condition champ libre

Pour les signaux du scénario 2, les valeurs de $T_{O.S.}$ sont comprises cette fois entre 1,44 sec et 1,64 sec, ce qui donne une valeur moyenne $T_{O.S.} \approx 1,56$ sec. Lorsqu'on compare cette valeur à la valeur obtenue pour les signaux du scénario 1, on remarque une augmentation de la période de $\approx 19,6\%$. Cette augmentation traduit l'impact de la non-linéarité du dépôt de sol qui entraîne un allongement de la période avec l'augmentation de l'intensité du chargement, contrairement à ce que l'on observe lorsque le sol est modélisé comme un matériau linéaire-élastique. Ces résultats sont conformes avec les données présentes dans la littérature, présentées à la section 1.2.3.1.

La Figure 5.5 présente les spectres de réponses élastiques (SRE) des accélérogrammes historiques appliqués à la base du modèle de sol, des accélérations calculées à la surface du dépôt de Breckenridge ainsi que les spectres de design du CNBC-2015 pour des catégories

d'emplacements A (au roc) et E (en surface). Les SRE présentés sont ceux obtenus en surface, ceux du signal appliqué à la base ainsi que les spectres de conception du CNBC-2015 pour des catégories d'emplacements A (au roc) et E (en surface).

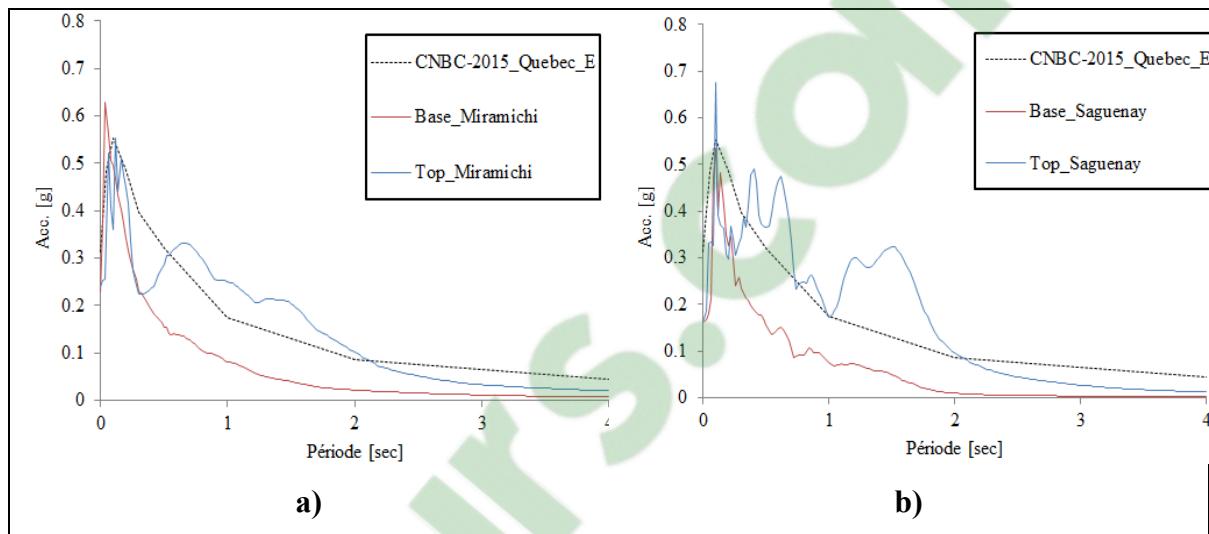


Figure 5.5 SRE signaux historiques - a) Miramichi b) Saguenay 1988

Pour les signaux historiques, $T_{O.S.}$ avoisine 1,36 s, soit une valeur approximativement égale à la valeur de T_{num} . Cela traduit le fait que les signaux historiques ont eu un impact moindre sur la non-linéarité du sol, car la période fondamentale du dépôt est demeurée à peu près inchangée.

La Figure 5.6 montre la différence entre les accélérations calculées en surface et celles appliquées à la base du modèle de sol pour les séismes du Saguenay et de Miramichi pour des conditions de champ libre. Il est intéressant de remarquer que, ici encore, les SRE obtenus en surface correspondent approximativement au spectre de design d'un site de catégorie d'emplacement E pour la plage de valeurs correspondantes à celle pour laquelle la calibration a été faite pour le scénario 2 (0,075 à 1,5 sec). Toutefois, la variabilité est ici plus importante et certaines zones se retrouvent en deçà du spectre alors que d'autres sont largement au-dessus. Par exemple, pour les périodes <0.2 s, le SRE de Miramichi est largement plus bas que la courbe de catégorie d'emplacement E, alors que le séisme du Saguenay montre des amplitudes d'accélérations plus élevées pour cette plage de périodes.

La différence observée à la période égale à la période fondamentale de la structure ($T=0,475$ s) est également variable, et prend une valeur de +69 % pour le séisme de Miramichi et de 117 % dans le cas du séisme du Saguenay.

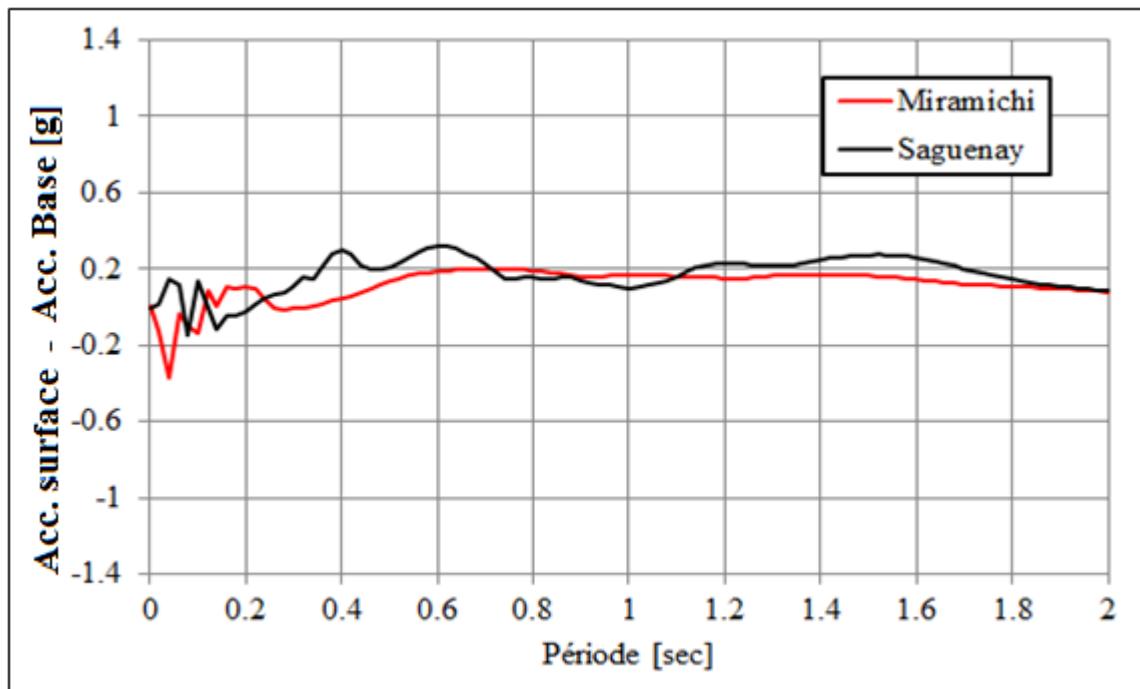


Figure 5.6 Différence dans les accélérations des signaux sismiques
Signaux historiques condition champ libre

5.1.2 Évaluation de l'impact de la prise en considération de l'amortissement hystérétique du sol sur la réponse dynamique du dépôt

La présente sous-section évalue l'impact de la prise en considération de l'amortissement hystérétique dans la réponse dynamique du dépôt de sol étudié. La Figure 5.7 présente les spectres de réponse du site de Breckenridge sous l'effet du signal #41 du scénario 2 pour quatre modèles :

- EL-1 : Modèle linéaire élastique;
- PIMY_1 : Modèle PIMY avec une surface de rupture (matériaux élastiques parfaitement plastique);

- PIMY_20 : Modèle PIMY avec 20 surfaces de ruptures;
- PIMY_40 : Modèle PIMY avec 40 surfaces de ruptures.

Les surfaces de ruptures du modèle PIMY sont définies par le critère de Drucker-Prager, tel qu'expliqué à la section 1.4.5.4.

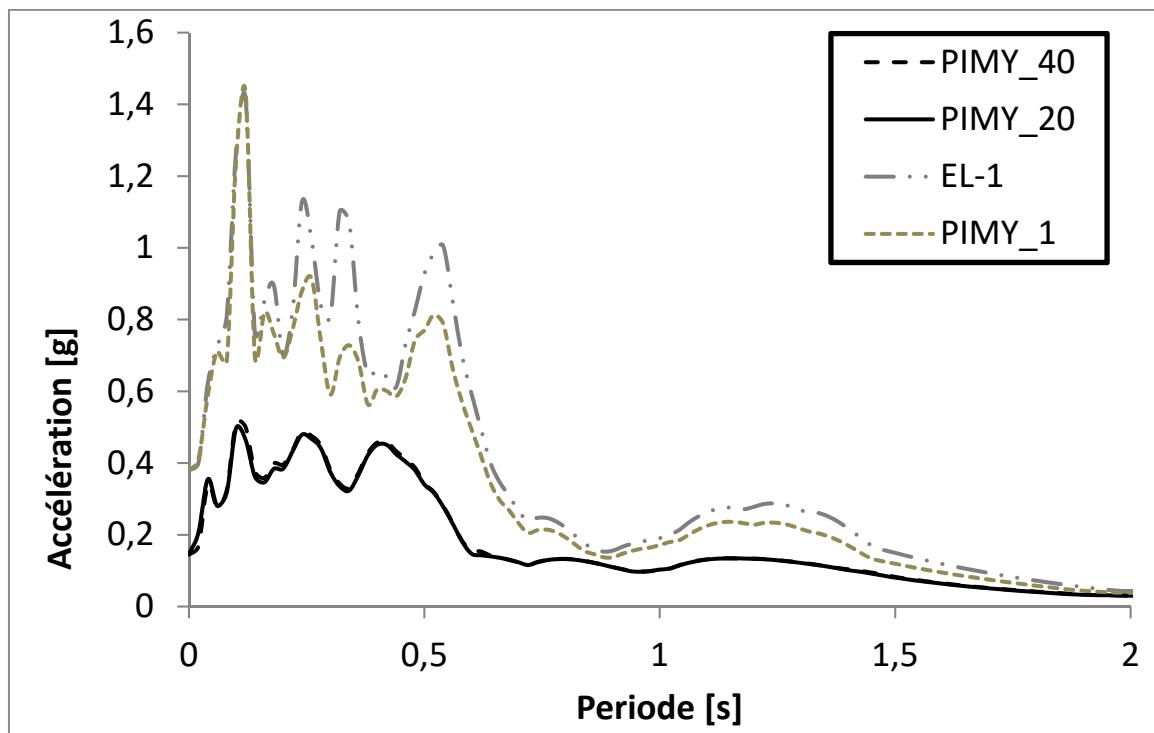


Figure 5.7 Spectre de réponse - analyses du site de Breckenridge - impact du comportement hystérotique – signal #41 scénario 2

Les résultats du modèle PIMY-1 (une seule surface de rupture), montrent que la réponse est similaire à celle du modèle linéaire élastique pour les périodes inférieures à 0,2 sec. Pour les périodes plus élevées, la différence dans l'amortissement se fait sentir, et ce malgré le fait que la distribution des deux modèles (PIMY-1 et EL-1) est similaire, c'est-à-dire les valeurs d'accélérations obtenues des deux modèles à des périodes spécifiques, les amplitudes du modèle PIMY-1 sont inférieures à celles du modèle EL-1. Pour les périodes supérieures à 0,6 seconde, les deux courbes coïncident à nouveau. Les résultats montrent que les valeurs des PGA calculées pour les modèles EL-1 et PIMY-1 sont supérieures à celles calculées avec les

modèles PIMY-20 et PIMY-40, traduisant l'impact de l'amortissement hystérotique du sol. En outre, les résultats du modèle PIMY-20 et PIMY-40 sont similaires et permettent de conclure que l'utilisation de 20 surfaces de ruptures est suffisante.

La Figure 5.8 montre le spectre de réponses pour le modèle élastique linéaire (EL-1) avec 10 % d'amortissement visqueux (Rayleigh, voir section 1.4.7.2) ainsi que les résultats du modèle PIMY-20 et 40 sans amortissement visqueux. Les fréquences w_i et w_j pour le calcul des coefficients d'amortissement (section 1.4.7) sont respectivement égaux à T_0 , la période fondamentale du dépôt calculée avec le logiciel Opensees et $8T_0$. Les résultats montrent que 10 % d'amortissement visqueux permet de ramener les courbes à des valeurs d'amplitudes similaires pour des périodes allant jusqu'à $\approx 0,15$ s mais pas pour des périodes plus élevées. Lorsque le niveau d'amortissement est augmenté, les amplitudes des hautes fréquences sont sur-amorties. Si on conserve un amortissement adéquat dans les hautes fréquences, les plus élevées s'en trouvent sous-amorties. L'utilisation d'un amortissement visqueux ne permet donc pas d'obtenir des valeurs d'amplitudes adéquates sur l'ensemble de la plage de périodes. Cette conclusion est conforme avec les discussions présentes dans la littérature sur le sujet (Tsai et al., 2014).

L'étude de la distribution des pics permet de remarquer que les périodes spécifiques ne sont pas les mêmes, pas plus que la forme générale du spectre de réponse. Pour mieux comparer, le spectre de puissance des signaux PIMY-20, PIYM-40 et EL-1 est tracé et montré à la Figure 5.9.

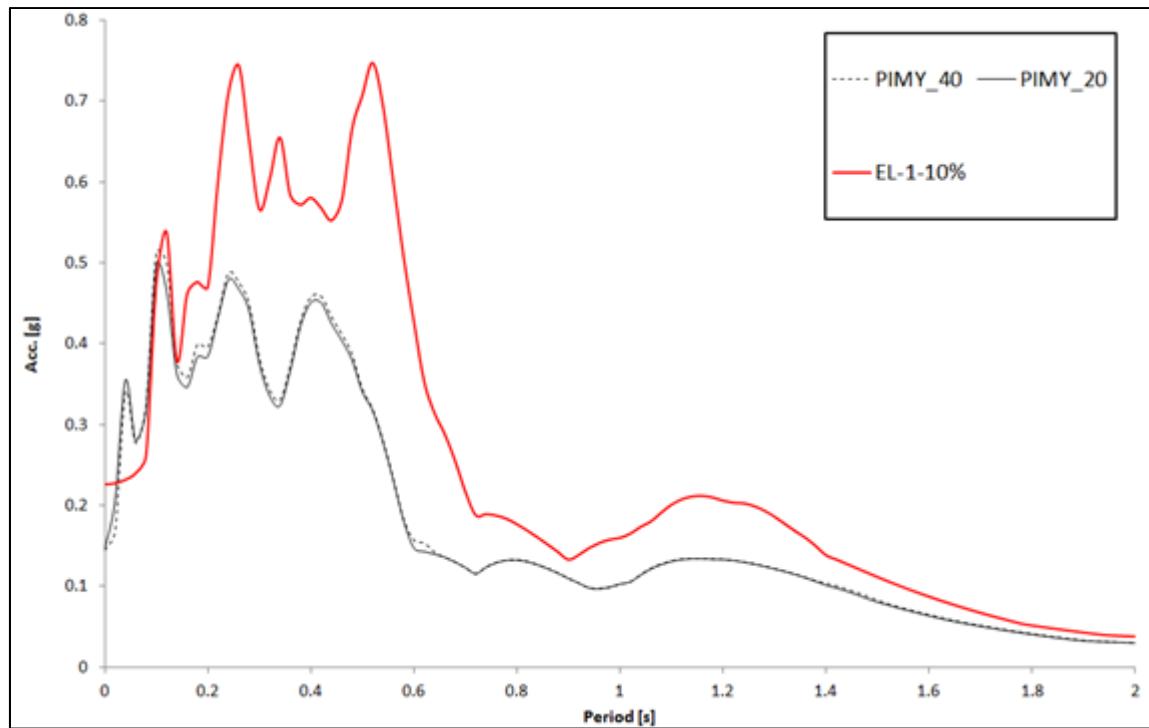


Figure 5.8 Comparaison des SRE (5 %) pour le modèle élastique linéaire (EL-1) avec 10 % d'amortissement, , le modèle PIMY-20 et le modèle PIMY-40 – signal #41 scénario 1

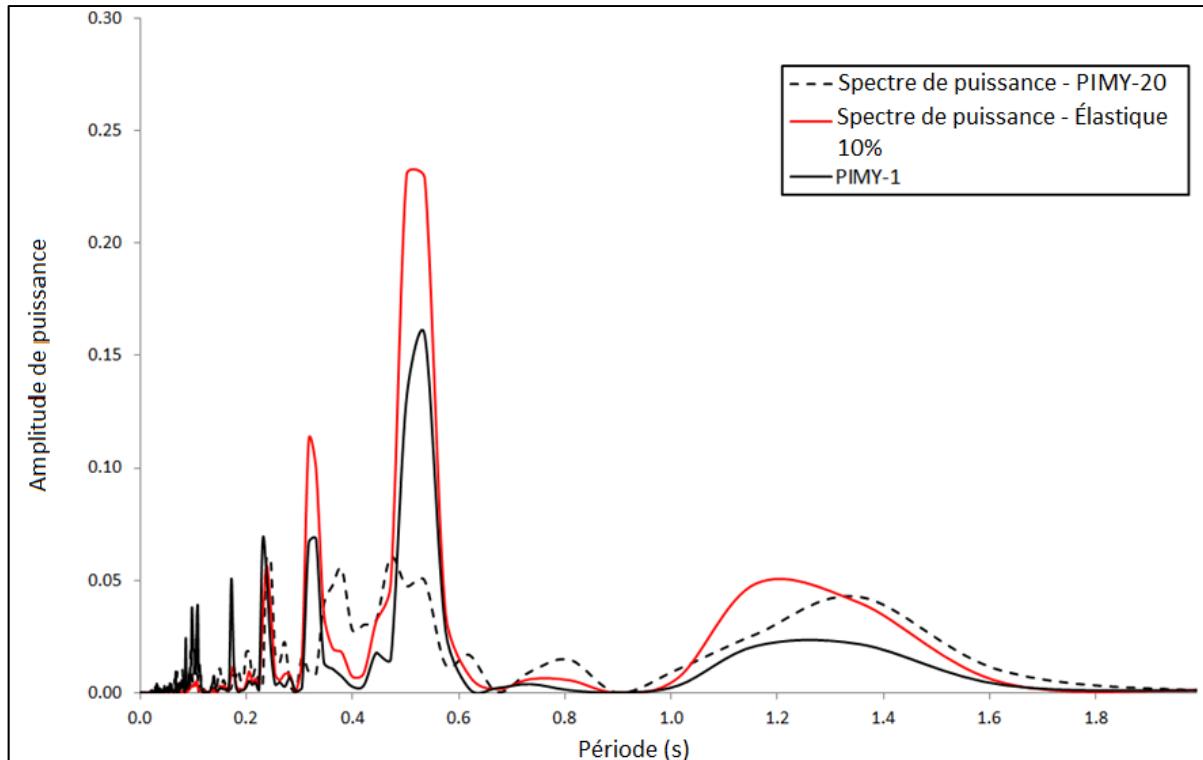


Figure 5.9 Spectre de puissance pour le modèle élastique linéaire (EL-1) avec 10 % d'amortissement, le modèle PIMY-1 et le modèle PIMY-20 – signal #41 scénario 1

La comparaison des amplitudes de puissance montre que le modèle PIMY-1 et le modèle EL-1 (10 % amortissement) ont des valeurs de périodes amplifiées très similaires. Ce n'est toutefois pas le cas pour le modèle PIMY-20 qui montre des périodes d'amplifications différentes. Au niveau de l'amortissement, la différence entre le modèle PIMY-1 et le modèle PIMY-20 repose sur la définition de la courbe de réduction de module, (section 1.4.5). Cette analyse démontre que, pour le signal et le dépôt de sol analysé, l'utilisation d'un amortissement hystéritique comparativement à l'utilisation d'un amortissement visqueux a un impact fondamental sur les propriétés vibratoires et la réponse dynamique d'un dépôt de sol. Cela est causé par le fait que la courbe de réduction de module amène une modification à la rigidité du sol durant la phase de chargement dynamique, entraînant par le fait même une modification à la solution du problème aux valeurs propres et donc une modification aux caractéristiques vibratoires. Bien que le modèle PIMY-1 soit un matériel inélastique, le fait qu'il ne possède pas une courbe de réduction de module adéquate l'empêche de capturer ce phénomène.

5.1.3 Évaluation de l'impact de l'utilisation d'un modèle linéaire équivalent pour simuler la perte de résistance des sols

La présente sous-section vise à évaluer l'impact de l'utilisation d'un modèle linéaire équivalent pour simuler la perte de résistance des sols sur la réponse dynamique d'un dépôt. Pour y parvenir, des analyses comparatives sont réalisées en utilisant les mêmes conditions numériques que celles décrites à la section 5.1.2 (séisme appliqué à la base du modèle de sol, accélération enregistrée en surface, fréquences d'amortissements). Un modèle de comportement linéaire élastique est utilisé dans chacune des analyses pour modéliser le comportement du sol et la valeur du module de cisaillement est progressivement réduite dans chacune des analyses. Les données obtenues sont comparées aux valeurs obtenues du modèle PIMY-20 à la Figure 5.10 et présentées sous la forme d'un spectre de réponse élastique pour trois valeurs du coefficient de réduction de module ou ratio G/G_{max} : 0,6, 0,8 et 1,0.

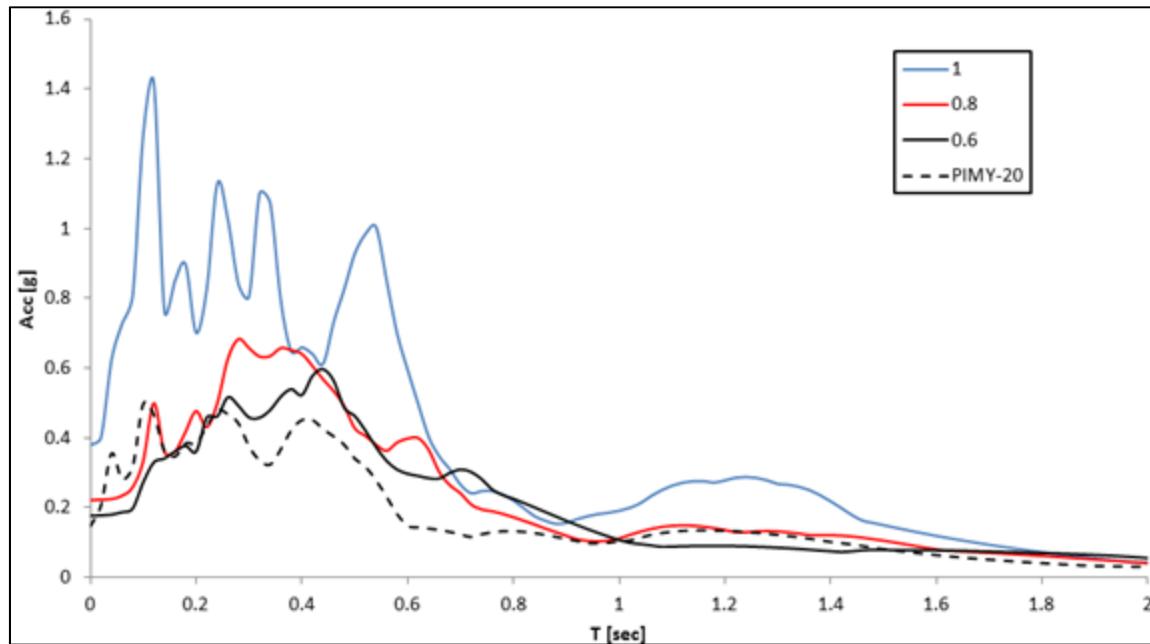


Figure 5.10 Impact de l'utilisation d'un coefficient de réduction de module sur le SRE (5 %) – signal #41 scénario 1

Les valeurs du coefficient de réduction sont directement appliquées à la valeur de G_{max} . Par exemple, pour une valeur G_{max} de 100 GPa, une valeur de coefficient de 0,5 se traduit par une valeur linéaire équivalente de 50 GPa.

Les résultats montrent que lorsque le ratio G/G_{max} est ramené à 0,8 il y une baisse marquée des accélérations, particulièrement dans les hautes fréquences. Les résultats montrent néanmoins que les périodes amplifiées par le modèle élastique avec un ratio G/G_{max} de 0,8 et le modèle PIMY-20 sont différentes. Pour des périodes comprises entre 0,25 et 0,8 seconde, l'amplification du modèle élastique est plus importante que le modèle PIMY-20. Lorsque le ratio G/G_{max} est de 0,6, la réduction dans les amplitudes est moins marquée que lors du passage d'un ratio de 1 à 0,8. Toutefois, l'amplitude maximale est alors atteinte pour une période plus élevée que dans le cas du modèle avec un ratio de 0,8. Dans les hautes fréquences, les amplitudes sont plus faibles que le modèle PIMY-20 et le modèle avec un ratio de 0,8. Pour des périodes comprises entre 0,4 et 1 seconde, le modèle montre des valeurs d'accélérations moyennes plus élevées que le modèle PIMY-20 et le modèle avec un ratio G/G_{max} de 0,8. En conclusion, pour le dépôt de sol étudié et le signal considéré, l'application d'un facteur de réduction de module à la valeur de G_{max} pour prendre en compte la réduction de module ne permet pas d'obtenir une distribution d'accélération similaire à celle obtenu d'un modèle avec une courbe de réduction de module pour l'ensemble des périodes étudiées.

5.1.4 Évaluation de l'impact de l'anisotropie provenant du poids de la structure sur la réponse dynamique du dépôt

Pour évaluer l'impact de l'anisotropie de la distribution des modules dans le sol dû aux poids transférés par la structure (voir section 2.2.4.1), une contrainte de 200 kPa est appliquée à la surface du sol et au centre du modèle de sol. Dans tous les cas, le modèle PIMY utilisé est défini avec 20 surfaces de ruptures. Trois modèles sont ensuite considérés :

- 1) le modèle PIMY-IND. ne prend pas en considération l'impact du confinement (σ'_m) sur les valeurs des modules élastiques et n'est pas soumis à la contrainte en surface de 200 kPa;

2) le modèle PIMY-DEP prend en considération l'impact du niveau de confinement, mais n'est pas soumis à un chargement localisé produisant une contrainte de 200 kPa. Théoriquement, les valeurs des modèles PIMY-DEP et PIMY-IND devraient être identiques. Toutefois, il existe une erreur numérique inhérente à l'utilisation de la méthode de mise à jour des modules. Cette légère différence provient des calculs des contraintes numériques qui montrent une légère différence avec les valeurs calculées à la main. Il appert nécessaire de quantifier cette différence et surtout son impact.

3) le modèle PIMY-DEP200 prend en considération l'impact du confinement et est soumis à la charge de 200 kPa en surface, tel qu'illustré schématiquement à la Figure 3.4..

Une série de cinq séismes synthétiques de magnitude six (scénario 1) et une série de cinq séismes synthétiques de magnitude sept (scénario 2) en plus du séisme du Saguenay de 1988 sont utilisés comme signaux (voir 1.4.6.2). Ceux-ci sont appliqués à la base de la colonne de sol selon l'approche présentée à la section 1.4.6. Les spectres de réponses calibrées de ces signaux sont présentés à la Figure 5.11.

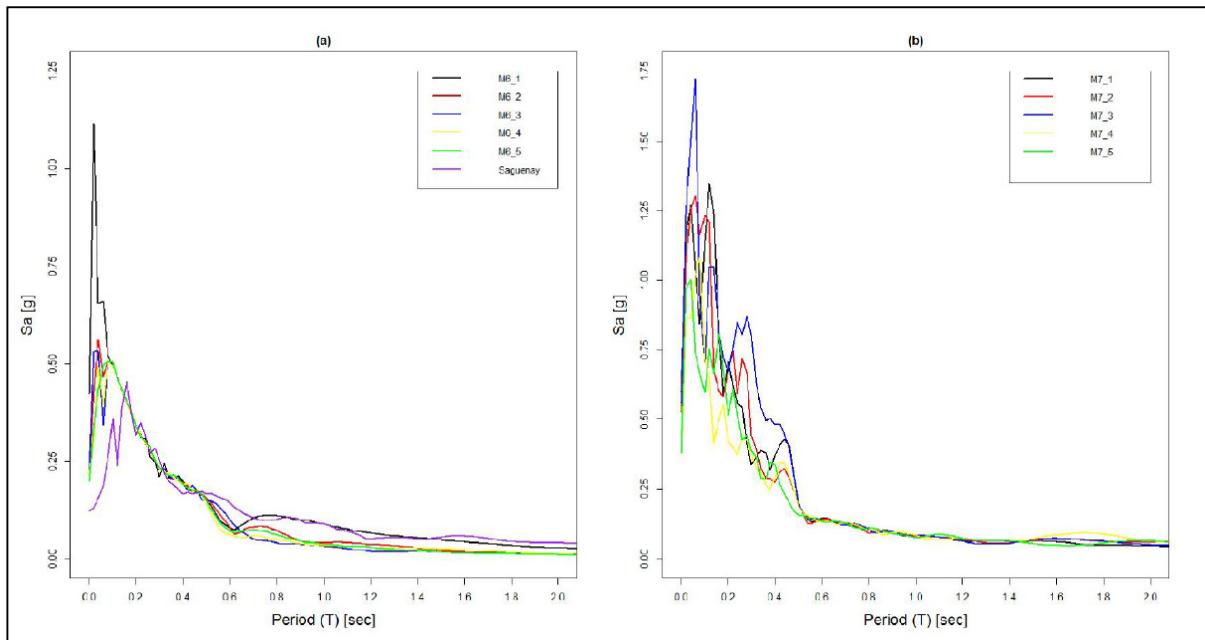


Figure 5.11 Spectre de réponse élastique (5 %) des signaux appliqués à la base du modèle
 (a) $M_w = 6$ (b) $M_w = 7$

La Figure 5.12 et la Figure 5.13 montrent la comparaison des spectres de réponses élastiques des accélérations calculées en surface pour les modèles PIMY-IND et PIMY-DEP. L'objectif de comparer la réponse du modèle PIMY-IND et du modèle PIMY-DEP est d'évaluer si la procédure itérative décrite à la section 3.1.2 pour l'ajustement de la valeur du module de cisaillement a un impact sur la réponse. La valeur moyenne des SRE est utilisée pour comparer les modèles PIMY-IND et PIMY-DEP.

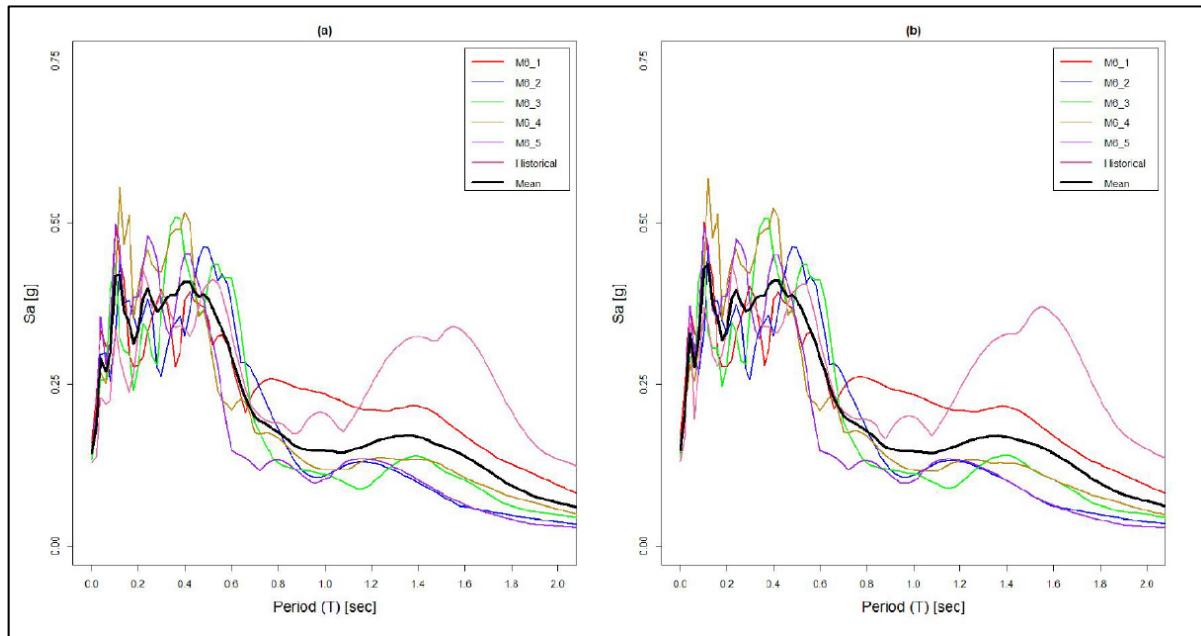


Figure 5.12 Comparaison du spectre de réponse élastique en surface pour les séismes de magnitude 6 a) modèle PIMY-IND b) modèle PIMY-DEP

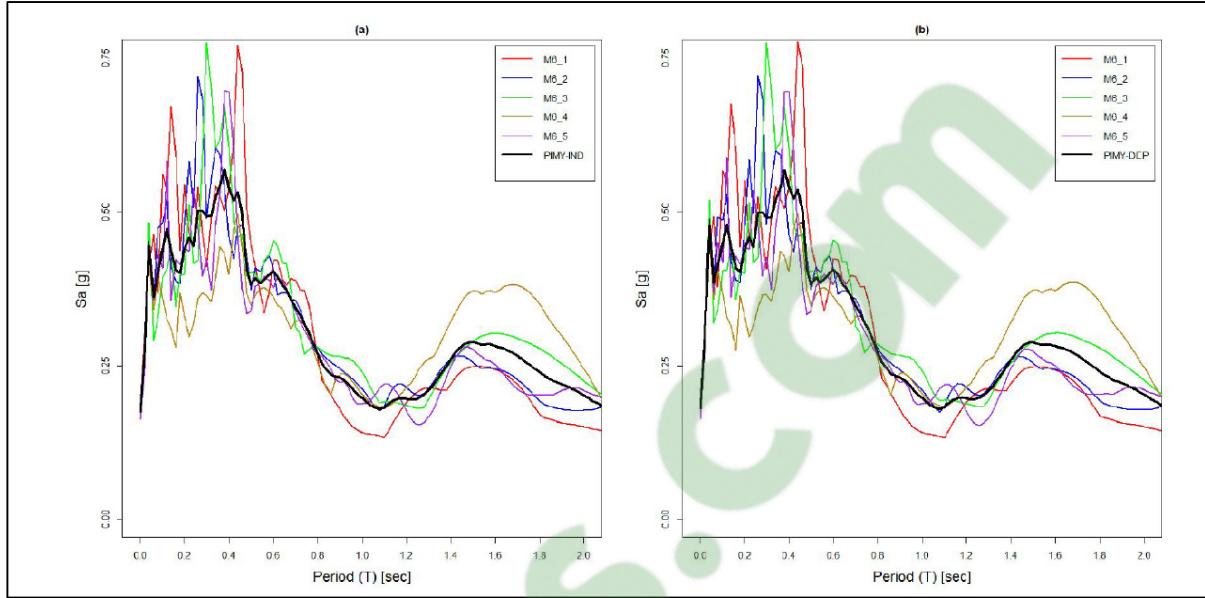


Figure 5.13 Comparaison du spectre de réponse élastique en surface pour les séismes de magnitude 7 a) modèle PIMY-IND b) modèle PIMY-DEP

La Figure 5.14 a) et b) montre la comparaison entre les valeurs moyennes du modèle PIMY-IND et le modèle PIMY-DEP pour les séismes M_w 6 et M_w 7.. Les résultats montrent que la différence de réponse entre les modèles PIMY-IND et PIMY-DEP est faible. La différence la plus élevée des moyennes des réponses est de 0,04g à $T=0,04$ s pour les séismes M_w 6 et M_w 7. Conséquemment, l'approche de mise à jour des modules n'induit pas de différence significative dans les réponses des modèles numériques.

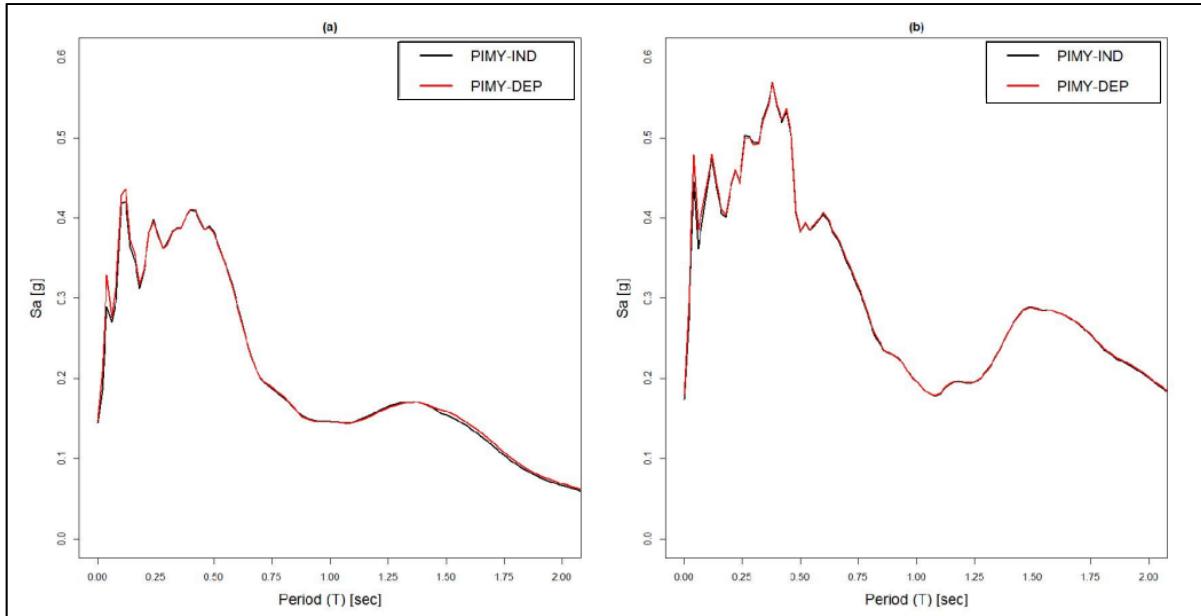


Figure 5.14 Comparaison entre les valeurs moyennes du modèle PIMY-IND et PIMY-DEP pour séismes a) M_w 6 et b) M_w 7

Il s'agit maintenant d'établir si la mise à jour des modules a un impact sur la réponse dynamique du dépôt de sol et celle de la structure lorsqu'une contrainte est appliquée à la surface du sol. Pour y parvenir, les résultats moyens de la série de signaux pour le modèle PIMY-DEP et le modèle PIMY-DEP200 sont comparés. La Figure 5.15 a) et b) présentent les valeurs moyennes du modèle PIMY-DEP et PIMY-DEP200 pour les séismes de M_w 6 et 7 respectivement. Les résultats montrent qu'il y a une différence dans la réponse dynamique des modèles, particulièrement dans les courtes périodes ($T < 0,5$ s) et dans le voisinage de $T = 0,7$ s. Les résultats montrent qu'il y a une différence marquée dans les périodes plus petite que 0,3 sec pour les séismes de M_w 6 et 7. Pour mieux visualiser la différence, la Figure 5.16 indique l'écart en pourcentage entre les accélérations spectrales en fonction de la période obtenue par les modèles PIMY-DEP et PIMY-DEP200.

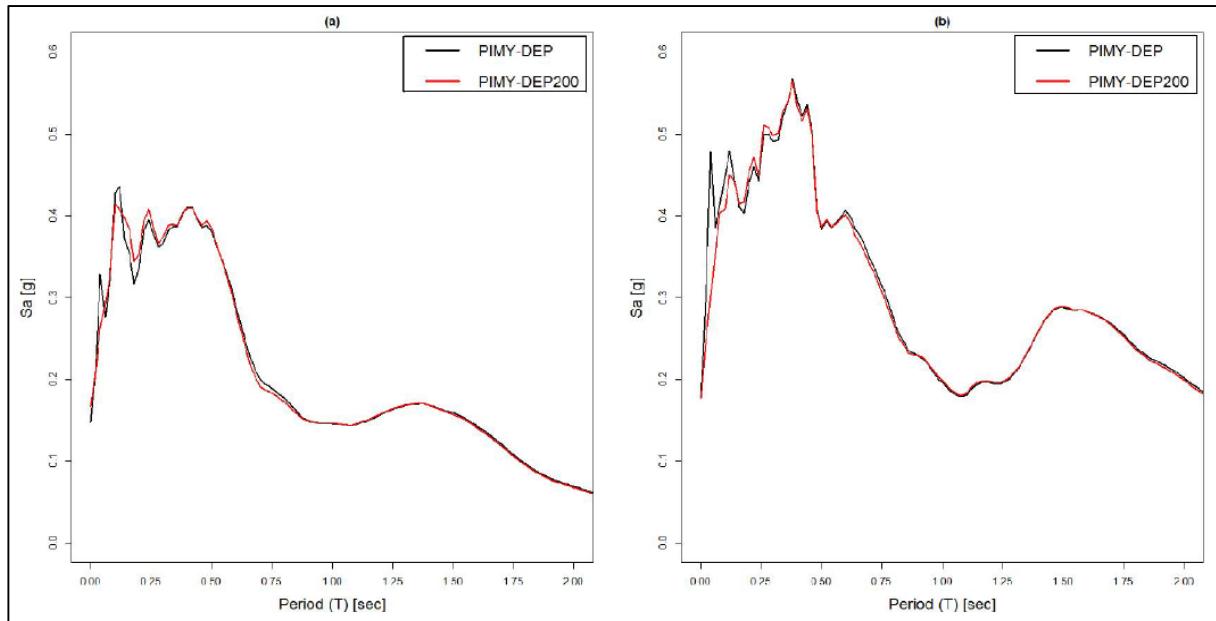


Figure 5.15 Comparaison des valeurs moyennes du modèle PIMY-DEP et PIMY-DEP200 pour les séismes a) M_w 6 et b) M_w 7

Lorsque l'écart est $>0\%$, l'accélération spectrale donnée par le modèle PIMY-DEP200 est plus petite que celle du modèle PIMY-DEP alors qu'à l'inverse, lorsque l'écart est $>0\%$, l'accélération spectrale donnée par le modèle PIMY-DEP200 est plus grande que celle du modèle PIMY-DEP.

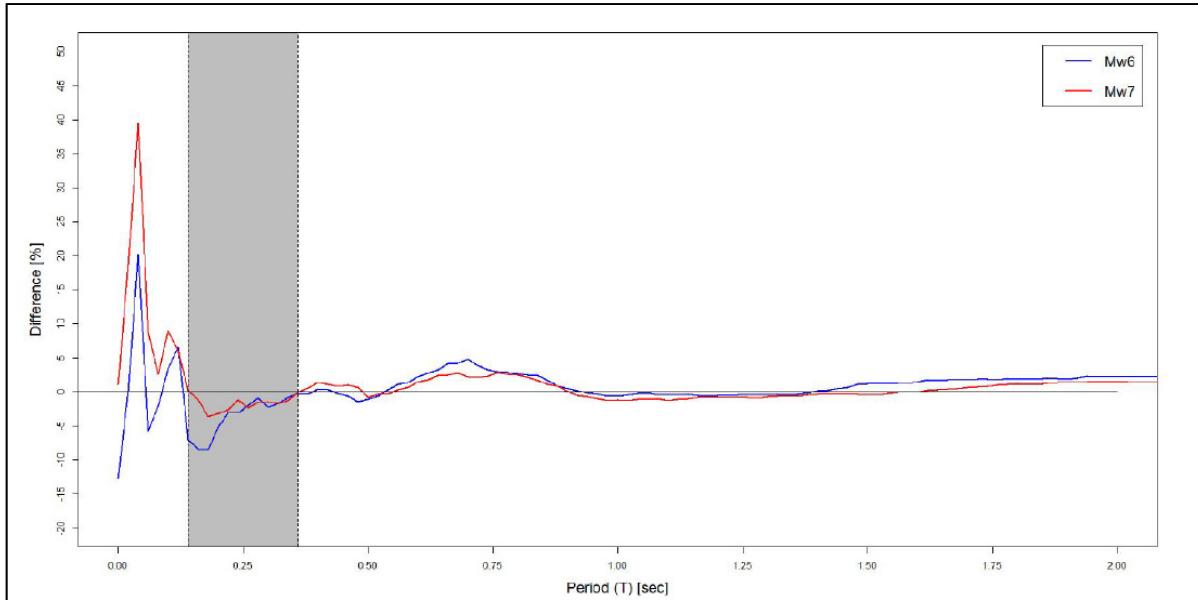


Figure 5.16 Différence (%) entre le modèle PIMY-DEP et le modèle PIMY-DEP200 pour les séismes M_w 6 et M_w 7

Pour la plage de périodes $<0,14$ s, le modèle PIMY-200DEP donne des valeurs d'accélérations plus faibles que le modèle PIMY-DEP. Pour la plage de périodes comprises entre $0,14$ s et $0,36$ s (en gris sur la Figure 5.16), les résultats montrent une tendance à l'opposé alors que les valeurs d'accélérations du modèle PIMY-DEP200 sont plus élevées dans une proportion moyenne de 3,6 % pour le scénario 1 et par 1,67 % pour le scénario 2. Pour la plage de périodes $0,56$ s à $0,9$ s, les valeurs du modèle PIMY-DEP200 sont plus faibles que celles du modèle PIMY-DEP de 2,51 % pour le scénario M_w 6 et par 1,69 % pour le scénario M_w 7.

Ces résultats montrent qu'ignorer l'impact du poids de la structure sur les valeurs des modules du sol entraîne une modification à la réponse, particulièrement dans les hautes fréquences. Considérant que les séismes de l'Est du Canada sont riches en hautes fréquences, cet effet peut être important.

5.2 Analyses de l'interaction cinématique

L'objet de la présente section est de présenter les résultats des analyses de propagations d'ondes réalisées avec présence des éléments structuraux sans masse dans le sol. L'enregistrement des déplacements à la base des colonnes permet alors de déterminer les fonctions d'excitations de fondations qui sont utilisées comme signaux dynamiques pour l'analyse de la structure avec base flexible (ressort et amortisseur).

La Figure 5.17 présente les spectres de réponses des fonctions d'excitations de fondations (u_{fim}) pour les signaux du scénario 1 à la base des quatre colonnes de la structure, où la colonne 1 est la colonne C104 gauche, la colonne 2 et 3 sont les colonnes C105 gauche et droite et la colonne 4 est la colonne C104 droite. Tel que décrit à la section 3.3.2, les u_{fim} sont les fonctions de déplacements qui sont utilisées pour l'analyse dynamique du modèle de structure avec ressorts et amortisseurs. Les u_{fim} diffèrent des fonctions de déplacements obtenues en condition de champ libre dû à la présence, lors de l'analyse dynamique, des éléments rigides (sans masse) de la fondation de la structure.

Le modèle de sol considéré est celui développé à la section 3.1 dans lequel le comportement du sol est simulé au moyen de la loi de comportement PIMY utilisant 20 surfaces de ruptures. La procédure de mise à jour des modules décrite à la section 3.1.2 est utilisée afin de tenir compte du poids de la structure sur le niveau de confinement du sol.

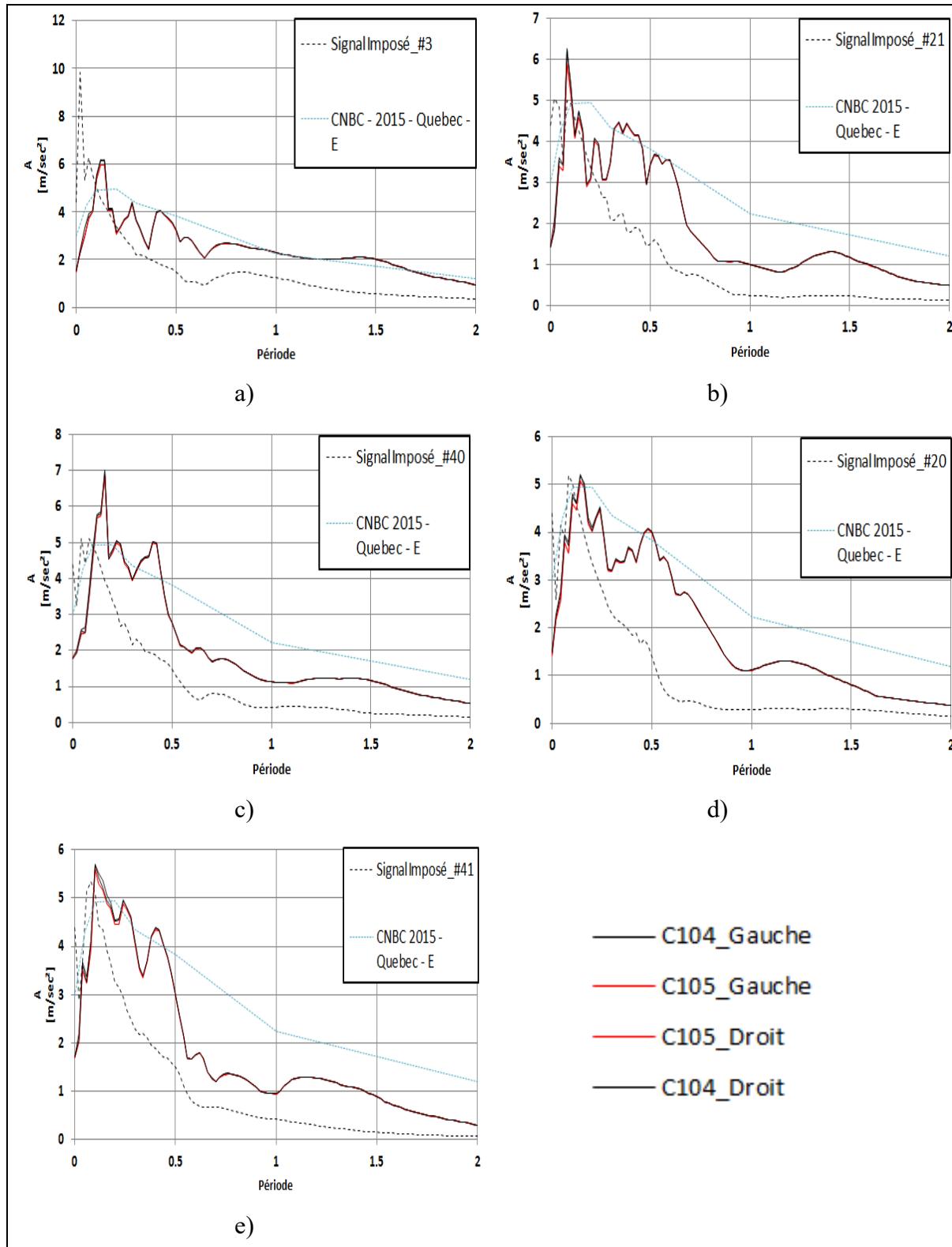


Figure 5.17 Spectre de réponse - scénario 1 - u_{FIM} des colonnes a) signal #3, b) signal #20
c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41

L'étude des spectres de réponses présentée à la Figure 5.17 permet de mettre en évidence que le spectre de réponses des colonnes situées sur l'extérieur du bâtiment (éléments C104) est légèrement différent de celui des colonnes situées à l'intérieur du bâtiment (éléments C105). De plus, pour certaines plages de fréquences, la valeur de l'accélération est plus élevée que ce que prévoit le CNBC-2015 pour les sites de catégorie d'emplacement E. Dans tous les cas, les courbes du spectre des colonnes C104 gauche et droite se superposent.

Selon la disposition des pics d'accélérations, une augmentation de la période ne se traduit pas nécessairement par une diminution de l'accélération subie.

Pour des valeurs de périodes supérieures à 0,5 s, le spectre de réponses des signaux du scénario 1 est bien en deçà du spectre normatif du code, tel qu'attendu.

La Figure 5.18 présente les spectres de réponses des FIM pour le scénario 2. Les signaux 17 et 20 montrent des valeurs d'accélérations supérieures aux valeurs normatives pour une large gamme de périodes, particulièrement dans les hautes fréquences.

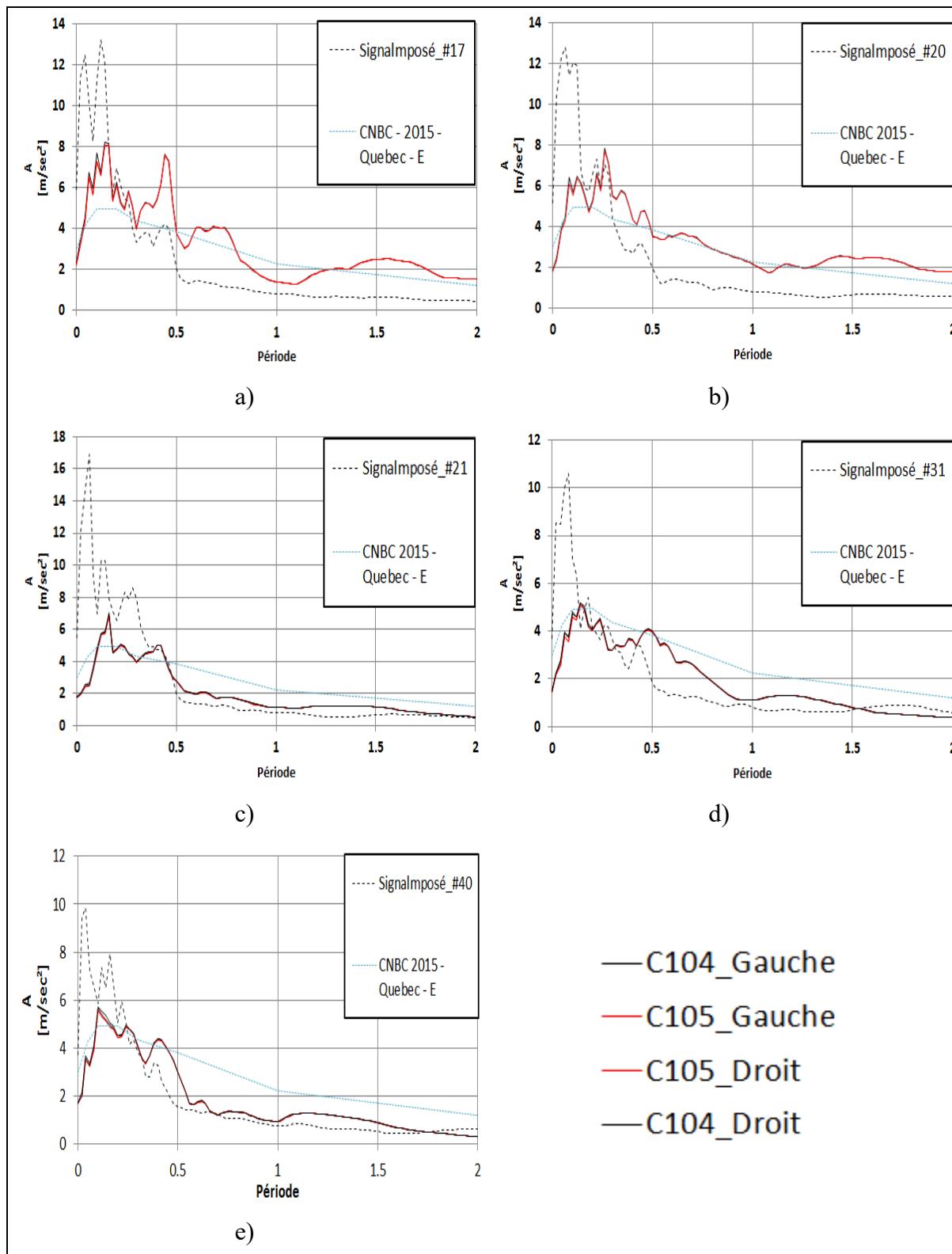


Figure 5.18 Spectre de réponses - scénario 2 - u_{FIM} des colonnes - a) signal #17
 b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40

L'étude du spectre de réponses des signaux imposés par rapport aux signaux obtenus indique clairement que les accélérations pour les très hautes fréquences ont été réduites de manière marquée par le passage dans le dépôt de sol. Pour les périodes supérieures à 0,25 seconde, les signaux, à l'exception du signal 21, ont tous été amplifiés par rapport au signal appliqué à la base du modèle. De manière similaire à ce qui a été observé dans le cas du scénario 1, l'allongement de la période du dépôt ne se traduit pas nécessairement par une réduction de l'accélération associée.

La Figure 5.19 présente les spectres de réponses des séismes historiques de Miramichi et du Saguenay de 1988. Le séisme de Miramichi montre une dé-amplification alors que le séisme du Saguenay montre une amplification entre les périodes 0,1 et 0,25 sec.

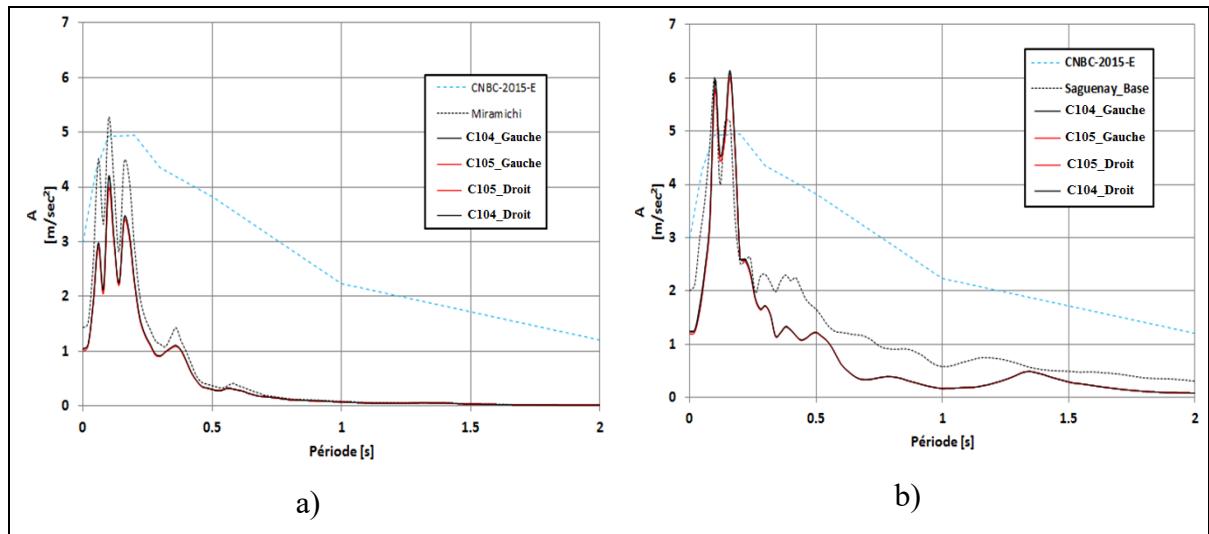


Figure 5.19 Spectre de réponse - séisme historique - u_{FIM} des colonnes A) séisme de Miramichi B) Séisme du Saguenay de 1988

Les accélérations sous les colonnes pour le séisme du Saguenay dépassent légèrement les valeurs maximales prévues par le spectre de dimensionnement du code pour les périodes inférieures à 0,3 sec.

La visualisation et la quantification de l'impact de la présence des éléments de fondations sur le spectre de réponse sont faites en considérant les valeurs obtenues pour l'analyse de

propagation d'ondes en champ libre du séisme du Saguenay de 1988 qui sont comparées avec les valeurs obtenues pour ce même signal, mais avec la présence des éléments rigides de fondations structuraux. Les accélérations sont calculées directement sous les colonnes C104 gauche et droite et C105 gauche et droite dans le modèle avec éléments structuraux sans masse et aux mêmes points dans le modèle de propagation d'ondes en champ libre. La différence moyenne absolue entre les valeurs d'accélérations calculées sous les semelles des colonnes (C104_Gauche, C105_Gauche, C105_Droit, C104_Droit) et celles calculées aux mêmes élévations dans l'analyse en champ libre pour les différentes périodes d'intérêts est présentée à la Figure 5.20.

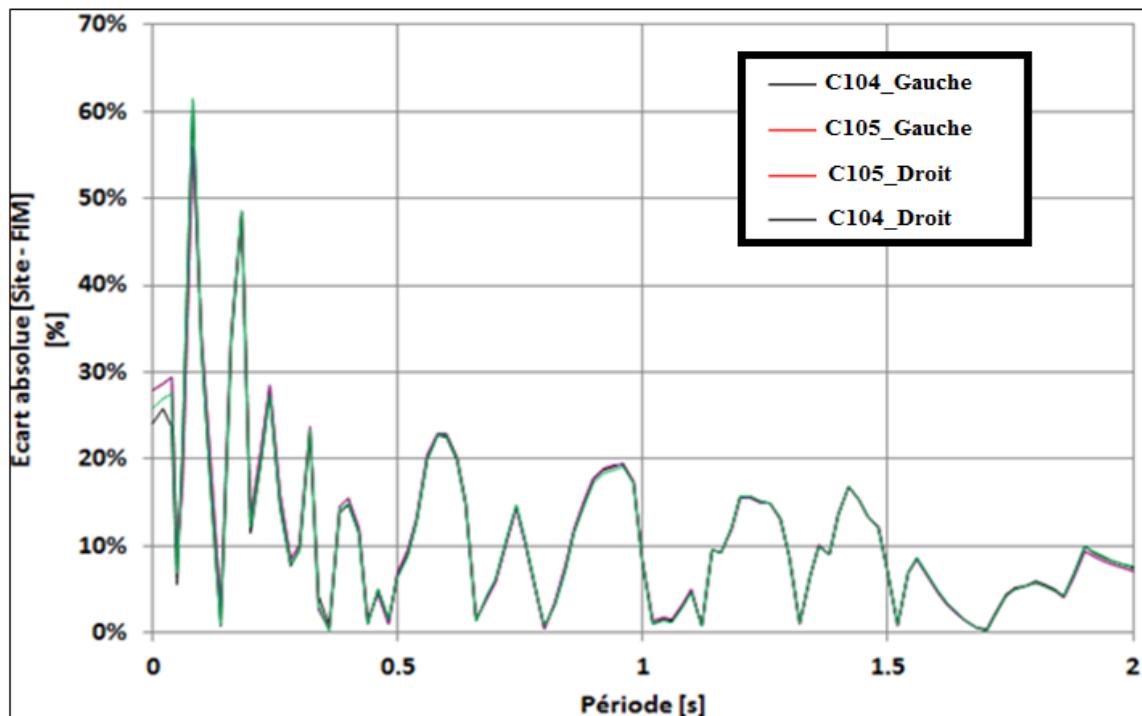


Figure 5.20 Différence absolue entre les accélérations obtenues d'une analyse de propagation d'onde en champ libre et d'une analyse avec éléments rigides de fondation pour le séisme du Saguenay de 1988

Deux constats sont faits. Premièrement, l'écart dans les hautes fréquences est important, atteignant des valeurs de 60 %, ce qui, considérant les valeurs d'accélérations associées à ces périodes, implique des valeurs non-négligeables. Deuxièmement, pour les périodes supérieures

à 1,5 seconde, l'écart demeure inférieur à 10 %, ce qui représente, pour ces plages de valeurs, une différence, pour le signal de Saguenay 1988, de $0,03 \text{ m/sec}^2$. L'écart entre les deux spectres de réponses est ainsi dépendant de la période.

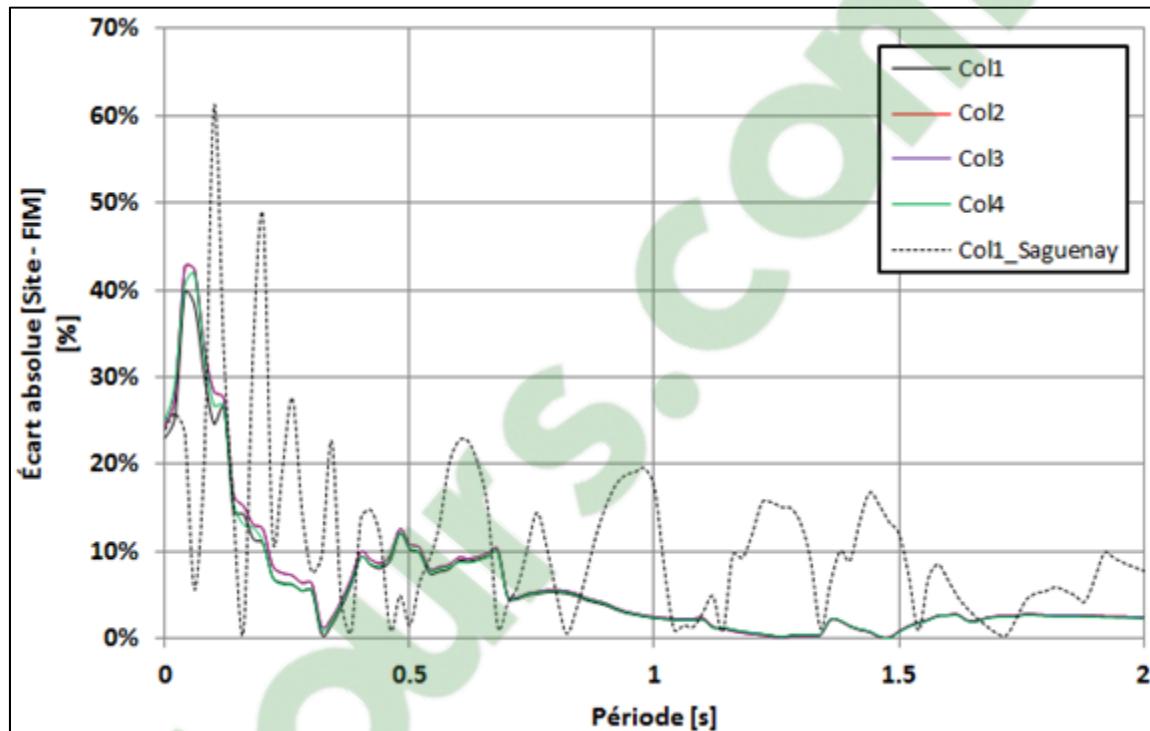


Figure 5.21 Différence absolue entre les accélérations obtenues d'une analyse de propagation d'ondes en champ libre et d'une analyse avec éléments rigides de fondation pour le signal #40 du scénario 1

La Figure 5.21 présente également la différence absolue entre les valeurs d'accélérations obtenues de l'analyse de site et de l'analyse FIM pour le signal #40 du scénario 1 pour les différentes périodes d'intérêts en plus d'inclure, à titre comparatif, les valeurs de l'écart pour le séisme du Saguenay de 1988 enregistrées sous la colonne 1 (C104 gauche) du cadre. Ici encore, les résultats montrent que l'écart est plus marqué dans les hautes fréquences et qu'il diminue graduellement avec l'augmentation de la période.

Une tendance similaire, c'est-à-dire un écart plus important dans les hautes fréquences versus les basses fréquences, est observable pour les autres signaux. Les résultats mènent ainsi à

conclure que l'impact de l'interaction cinématique est en fonction de la fréquence et montre une plus grande valeur dans le domaine des hautes fréquences.

5.3 Analyses dynamiques temporelles non-linéaires de la structure avec la méthode des sous-structures (fondation flexible)

L'objet de cette section est de présenter les résultats de l'interaction inertielle. Le modèle structural ainsi que les valeurs des ressorts et amortisseurs utilisés pour simuler la flexibilité du sol ont été déterminés à la section 3.3.1.

Les résultats des analyses dynamiques temporelles non-linéaires du système à base flexible en termes d'accélérations maximales et de déplacements relatifs sont présentés au Tableau 5.2 pour les différents signaux considérés.

D'une manière similaire à ce qui a été observé pour le cas de l'analyse temporelle de la structure à base fixe, les accélérations moyennes des signaux du scénario 1 et 2 engendrent des accélérations plus élevées en fonction des étages. Ici encore, les valeurs d'accélérations provenant des accélérogrammes historiques sont plus faibles que ceux des signaux synthétiques (-34,5 %). Les raisons permettant d'expliquer cette différence, soit la composition fréquentielle du signal et les propriétés dynamiques du système à l'étude, ont été détaillées à la section 4.2.

Tableau 5.2 Résultats des analyses dynamiques - modèle à base flexible

Scénario	Signal	A_{max} Étage 0 (m/sec ²)	A_{max} Étage 1 (m/sec ²)	A_{max} Étage 2 (m/sec ²)	A_{max} Étage 3 (m/sec ²)	$u_{ét}$ 0 (%)	$u_{ét}$ 1 (%)	$u_{ét}$ 2 (%)	$u_{ét}$ 3 (%)
1	3	1,97	3,53	4,15	3,75	0,07	0,26	0,34	0,39
1	20	1,77	2,78	3,37	3,71	0,06	0,21	0,28	0,33
1	21	1,30	2,96	2,76	3,47	0,05	0,15	0,19	0,22
1	40	1,91	2,43	2,30	3,26	0,05	0,14	0,19	0,23
1	41	2,07	2,93	2,96	3,60	0,04	0,10	0,13	0,15
2	17	2,69	3,94	4,02	4,47	0,06	0,22	0,31	0,39
2	20	2,22	6,18	4,59	4,56	0,07	0,32	0,40	0,43
2	21	3,88	5,30	6,55	4,27	0,07	0,37	0,5	0,58
2	31	2,13	3,22	3,52	4,38	0,06	0,28	0,36	0,40
2	40	2,18	3,90	3,71	4,86	0,06	0,25	0,33	0,39
Miramichi		0,70	1,14	1,27	1,39	1,05	0,01	0,03	0,03
Saguenay		0,76	1,22	1,67	1,99	1,80	0,02	0,04	0,04

5.3.1 Structure avec base flexible – Accélérations maximales aux étages

La Figure 5.22 présente les accélérations maximales enregistrées aux différents étages de la structure à base flexible pour les signaux du scénario 1. En comparant les valeurs des accélérations au premier étage pour les différents signaux de ce scénario, il appert que les accélérations les plus élevées ont été enregistrées pour le signal #3, de 17,9 % en moyenne sur la hauteur de la structure. Lorsqu'on observe rapidement la Figure 4.5, qui montre le spectre de puissance des signaux du scénario 1, on constate que le signal #3 est celui pour lequel l'amplitude est la plus faible pour la valeur de la période fondamentale de la structure (T=0,475 s), ce qui contredit les résultats obtenus. Il ne faut toutefois pas perdre de vue que la structure avec base flexible possède une période fondamentale plus longue, due à la baisse de sa rigidité provenant des ressorts à la base. La période allongée de la structure à base flexible est ainsi de 0,66 sec. Il faut ensuite considérer l'allongement de la période dû à la plastification des

éléments structuraux. Une analyse statique de poussée latérale de la structure avec calcul intermittent de la période par analyse modale a permis de montrer que la période passe de 0,66 sec en position initiale à 0,73 sec pour un déplacement au toit de 0,008 m. La distribution des accélérations en fonction des signaux s'explique alors de la même manière que pour le cas où la structure à une base fixe, à la différence que ce ne sont pas les mêmes signaux qui ont le plus d'impacts sur la structure.

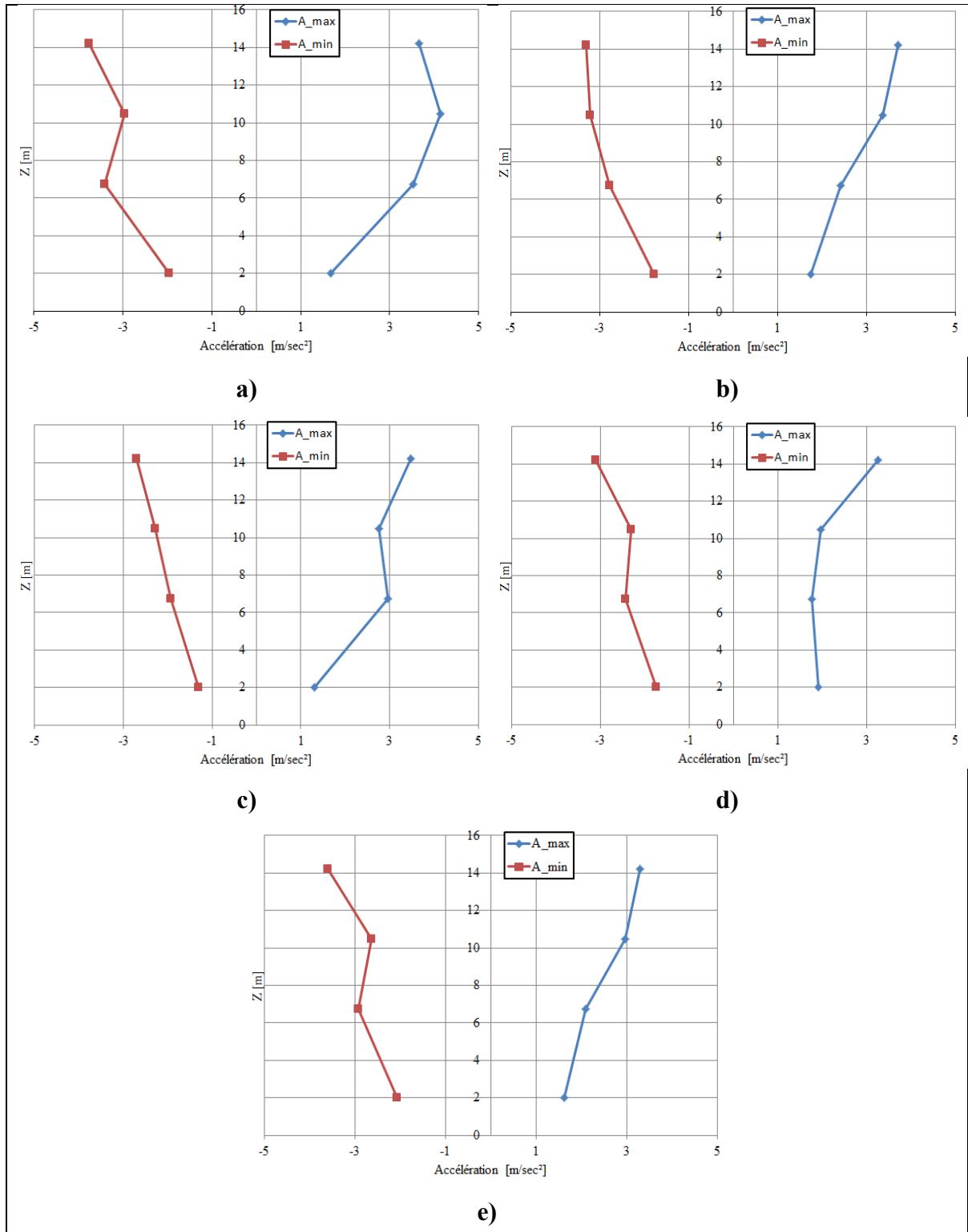


Figure 5.22 Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1 - Base flexible
 a) Signal #3, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41

La Figure 5.23 présente les accélérations maximales enregistrées aux différents étages de la structure à base flexible pour le signal 20 et 21 du scénario 2, qui sont les signaux ayant induit les valeurs d'accélérations les plus élevées sur les étages de la structure pour ce scénario. Les autres signaux du scénario 2 sont présentés à l'annexe IV.

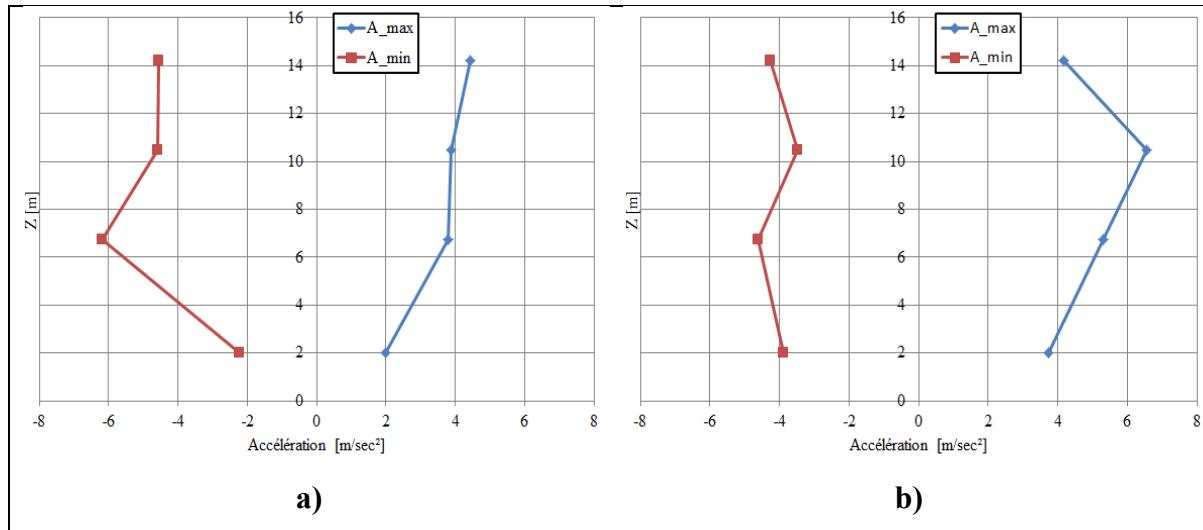


Figure 5.23 Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 - Base flexible a) Signal #20, b) 21

5.3.2 Structure avec base flexible – Déplacements relatifs

Les valeurs de déplacements relatifs obtenues pour la structure à base flexible pour les signaux du scénario 1 en fonction de la hauteur sont données au Tableau 5.3.

Tableau 5.3 Déplacement relatif sur la hauteur de la structure - base flexible scénario 1

Étage	Signal				
	#3	#20	#21	#40	#41
3	0,39 %	0,33 %	0,22 %	0,23 %	0,15 %
2	0,34 %	0,28 %	0,19 %	0,19 %	0,13 %
1	0,26 %	0,21 %	0,15 %	0,14 %	0,10 %
R.C.	0,07 %	0,06 %	0,05 %	0,05 %	0,04 %

À la différence du cas où les fondations sont fixes, la structure à base flexible permet des déplacements des bases des colonnes ce qui produit un déplacement relatif au niveau du R.C. De plus, on remarque que les valeurs des déplacements les plus élevées sont produites par le signal #3, contrairement au cas où la fondation est fixe. L'augmentation des déplacements relatifs en fonction des étages de la structure est également moins prononcée que dans le cas de la structure à base fixe, mais les valeurs sont plus élevées pour le cas de la structure à base flexible. Les valeurs des déplacements pour les signaux du scénario 2 et les accélérogrammes historiques sont présentés à l'annexe IV.

5.3.3 Structure avec base flexible – Courbes d'interactions M-P

Les courbes d'interactions M-P du signal #3 du scénario 1 sont présentées, pour les colonnes C104 gauche, droite et C105 gauche et droite, à la Figure 5.24, conformément au schéma de la Figure 4.8. Le lecteur qui le désire est invité à consulter l'annexe IV pour visualiser l'ensemble des courbes d'interactions M-P de tous les signaux.

Les résultats des analyses avec flexibilité de la fondation font ressortir que ce sont les colonnes localisées à l'intérieur de la structure, soit les colonnes C105, qui subissent une plus grande variation au niveau de la charge axiale (P) comparativement aux éléments C104 situés sur l'extérieur de la structure.

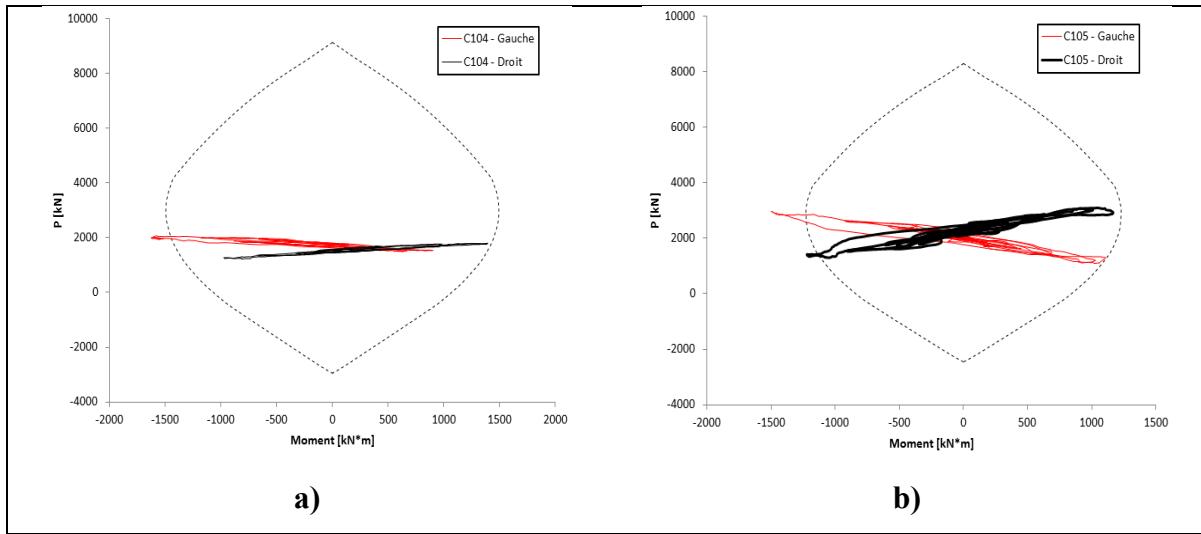


Figure 5.24 Courbes d'interactions M-P du signal 3 du scénario 1
a) Colonne C104 b) Colonne C105

Au niveau de la plastification des éléments, on remarque que contrairement à ce qui a été observé pour le système à base fixe, le signal du scénario 1 ayant entraîné la plastification des poutres C104 pour le système à base flexible est le signal #3 uniquement. Pour l'ensemble des signaux du scénario 1, les efforts (moment et cisaillement) calculés sont plus élevés dans le cas du système à base fixe qu'à base flexible, à l'exception du signal #3 et ce, uniquement pour les éléments du niveau 1.

Au niveau du scénario 2, lorsque le système est considéré à base fixe, l'ensemble des signaux entraîne la plastification des éléments C104 et C105. Lorsque la fondation est considérée flexible, le signal 17 n'entraîne pas la plastification des éléments C105 et entraîne une très légère plastification des éléments C104. Le signal 21, tel que vu à la Figure 5.25, entraîne une plastification importante de la poutre C104 gauche, mais n'entraîne qu'une très légère plastification des éléments C105. En fait, dans presque tous les cas, la prise en considération de la flexibilité des fondations a entraîné une baisse des efforts au niveau des éléments. L'ensemble des courbes d'interactions M-P pour le scénario 2 est présenté à l'annexe IV.

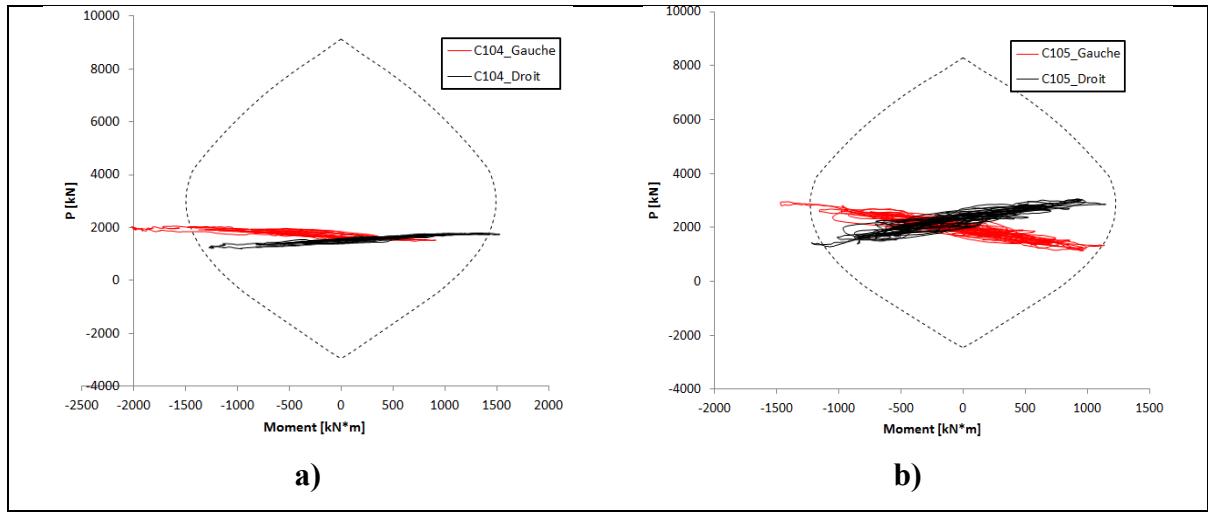


Figure 5.25 Courbes d'interactions M-P du signal 21 du scénario 2
a) Colonne C104 b) Colonne C105

Les courbes d'interactions M-P pour les séismes historiques sont présentées à la Figure 5.26 pour les colonnes C104 et à la Figure 5.27 pour les colonnes C105. Dans le cas du séisme de Miramichi, les valeurs des efforts demeurent très faibles comparativement aux valeurs obtenues lors des analyses avec séismes synthétiques. Les efforts calculés pour le séisme du Saguenay sont plus élevés que ceux de Miramichi, mais sont plus faibles que dans le cas de la structure à base fixe. Dans le cas des deux séismes, ni les colonnes C104 ou C105 ne subissent de plastification.

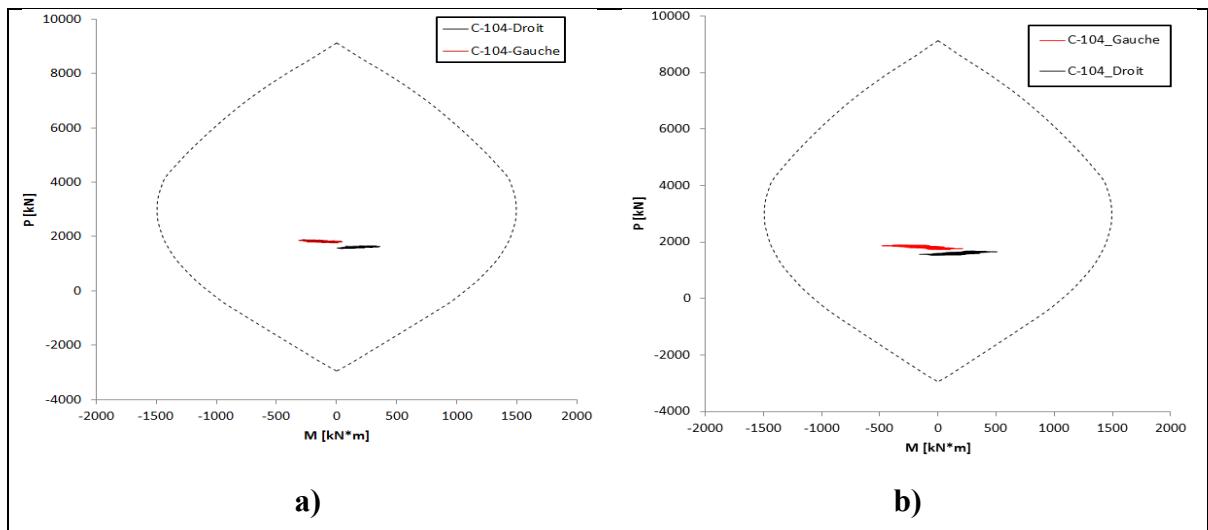


Figure 5.26 Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux historiques
a) Miramichi b) Saguenay 1988

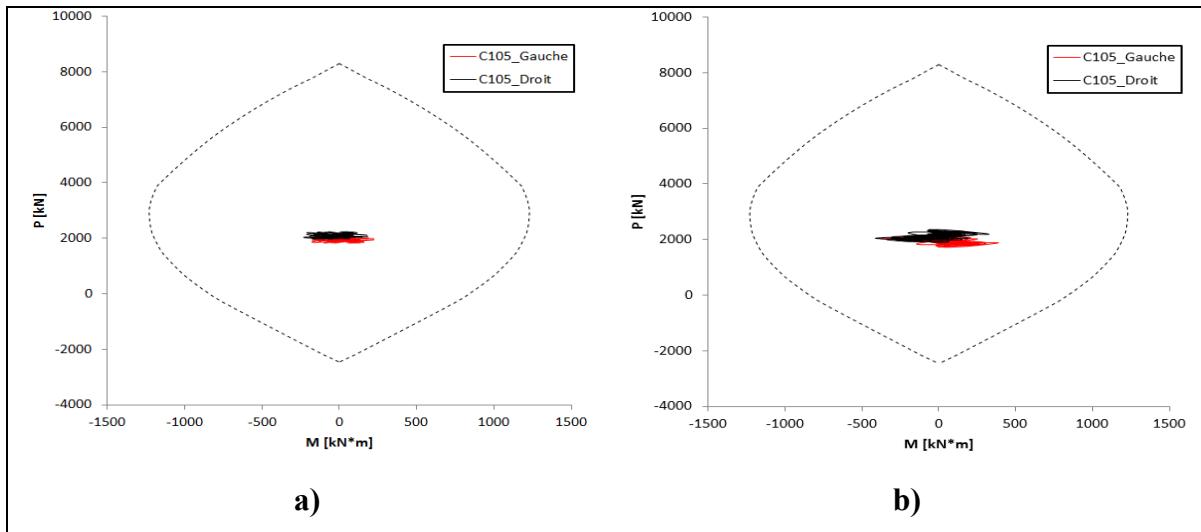


Figure 5.27 Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux historiques
a) Miramichi b) Saguenay 1988

5.3.4 Structure avec base flexible – Efforts de cisaillement et moments maximums

Cette section a pour objet de présenter les efforts (V-M) les plus élevés pour les colonnes de la structure. Pour éviter les répétitions, l'intérêt est placé ici au niveau des colonnes en base de la structure, soit les éléments C104 et C105. L'ensemble des valeurs pour les autres éléments de la structure est présenté à l'annexe IV.

Le Tableau 5.4 présente les valeurs du moment de flexion et de l'effort de cisaillement pour la structure à base flexible pour les signaux #3 et #20 du scénario 1. Les valeurs des autres signaux sont données à l'annexe IV. Le moment le plus élevé (1 625 kN.m) imposé à la colonne C104 provient du signal #3 alors que pour la colonne C105, le moment maximal (1 512 kN.m) provient du signal #20. Le signal #3 est également le signal ayant engendré le plus grand effort de cisaillement. En additionnant les efforts de cisaillement des colonnes à la base pour ce signal, on obtient une valeur de 1 716 kN, soit une réduction de l'ordre de 7 % du cisaillement maximal obtenu avec l'analyse temporelle non-linéaire sans considération de l'IDSS (section

4.2). Notons également que, dans le cas de la structure à base fixe, le signal #3 n'a pas induit d'efforts importants à la structure comparativement aux autres signaux.

Tableau 5.4 Résultats base flexible éléments C104 et C105
signal #3 et #20 scénario 1

Scénario 1 – Base FLEXIBLE					
Element	Côté	Signal #3		Signal #20	
		V (kN)	M (kN.m)	V (kN)	M (kN.m)
C104	Gauche	435,06	1 625,98	378,89	1 321,06
C105	Gauche	424,33	1 500,09	374,10	1 091,07
C105	Droit	402,24	1 221,28	347,83	1 180,61
C104	Droit	454,82	1 395,20	406,26	1 512,69

Dans le cas des signaux du scénario 2, les signaux ayant provoqués les efforts les plus élevés sont les signaux #20 et #21, contrairement au cas où la structure est fixe, où les signaux 17 et 31 avaient provoqué les efforts les plus élevés. Ici encore, la prise en considération de la flexibilité de la fondation a mené à une réduction (-3 %) du cisaillement en base de la structure comparativement aux analyses temporelles non-linéaires ne prenant pas en compte l'IDSS (section 4.2).

Tableau 5.5 Résultats base flexible éléments C104 et C105
signal #20 et #21 scénario 2

Scénario 2 – Base FLEXIBLE					
Element	Côté	Signal #20		Signal #21	
		V (kN)	M (kN.m)	V (kN)	M (kN.m)
C104	Gauche	473,92	1 773,77	489,35	2 015,63
C105	Gauche	487,95	1 567,44	505,22	1 679,68
C105	Droit	496,78	1 679,32	464,09	1 466,10
C104	Droit	483,46	1 788,97	505,28	1 531,78

L'allongement de la période provenant de la flexibilité de la fondation a ainsi modifié la manière dont les différents signaux, en fonction de leur contenu fréquentiel, ont affecté la structure.

Au niveau des accélérogrammes historiques, on note une forte diminution de l'intensité du moment provoqué par le séisme du Saguenay sur la colonne C104 droite (-49,8 %). Comparativement, le séisme de Miramichi a subi une réduction de 24 %.

De manière générale, les efforts induits à la structure à base flexible par les signaux du scénario 1, du scénario 2 et des accélérogrammes historiques ont tous subis une réduction. L'analyse détaillée de ces différences est l'objet du chapitre 6.

5.4 Analyse dynamique temporelle non-linéaire couplée sol-structure – Méthode directe

La présente sous-section présente les résultats des analyses dynamiques réalisées à l'aide de la méthode directe. Dans cette approche, le sol et la structure sont analysés de manière couplée, tel que décrit à la section 1.2.3.

Les signaux sismiques utilisés sont les signaux synthétiques calibrés présentés à la section 1.4.6.2. Les signaux sont appliqués au maillage de sol conformément à la méthodologie présentée à la section 3.4.3 à la différence qu'ici les masses et les déformations initiales dans la structure sont considérées. Pour chaque nœud structural, incluant les éléments de fondation, les déplacements et les accélérations à chaque itération numérique sont enregistrés. L'ensemble des efforts de tous les éléments structuraux est également enregistré à chaque pas de temps de l'analyse.

5.4.1 Méthode directe – Accélérations maximales aux étages

La Figure 5.28 présente les accélérations relatives maximales pour le signal #3 (a) du scénario 1 et le signal 17 (b) du scénario 2 aux différents étages de la structure. Les accélérations

relatives maximales pour l'ensemble des signaux sont présentées à l'annexe IV. La première observation est que la forme des graphes montre que les accélérations du dernier étage sont moins élevées que celles du premier et du deuxième. Cette forme est similaire pour l'ensemble des signaux à l'exception du signal #20 du scénario 1 (voir annexe IV).

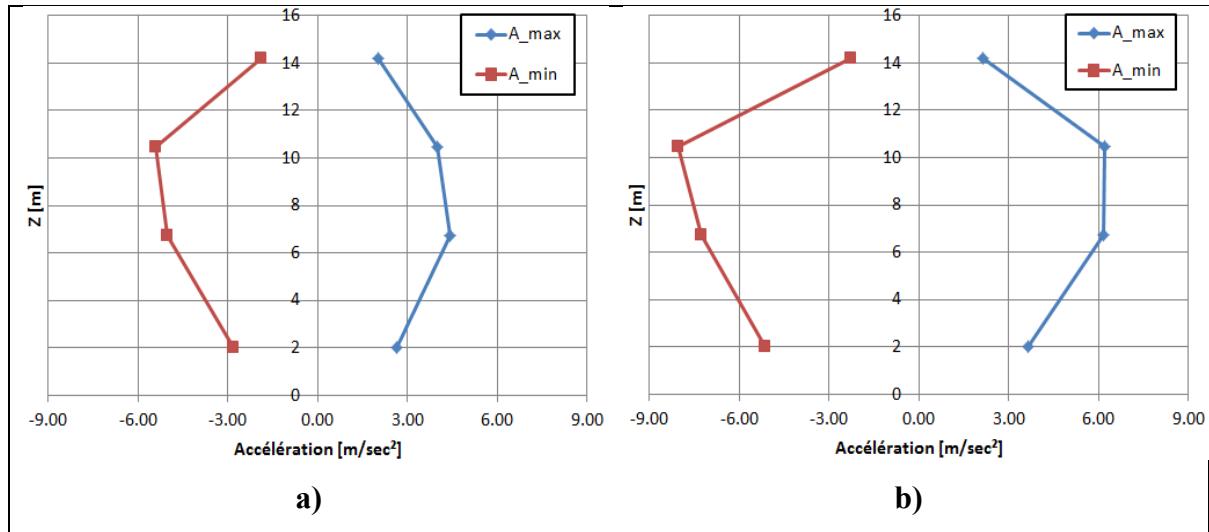


Figure 5.28 Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 – Méthode directe a) Signal #3, b) Signal #17

Au niveau des valeurs d'accélérations, les valeurs obtenues du scénario 1 sont comparables, en intensité, à celles où la base est considérée fixe (voir section 4.2), à l'exception du signal #3 où les accélérations sont plus élevées. Pour le scénario 2, les valeurs d'accélérations sont très similaires, en termes d'intensité, aux valeurs obtenues des deux autres approches, soit à base fixe (section 4.2) et à base flexible (section 5.3), à l'exception du signal #17 qui montre des valeurs plus élevées à tous les étages. Ici encore, les accélérations maximales relatives enregistrées au troisième étage sont plus faibles que celles enregistrées aux étages inférieurs. Les valeurs d'accélérations pour les accélérogrammes historiques ainsi que leurs distributions sont très similaires, aux valeurs obtenues avec l'approche à base flexible (section 5.3).

5.4.2 Méthode directe – Déplacements relatif

Les déplacements relatifs calculés avec la méthode directe pour les signaux du scénario 1 sont présentés au Tableau 5.6. Les valeurs des déplacements relatifs des signaux du scénario 2 et des accélérogrammes historiques sont donnée à l'annexe IV.

Le premier constat est que les déplacements au niveau du R.C. sont beaucoup plus élevés (+228 %) comparativement à l'approche avec base flexible. Le second constat est que l'augmentation des déplacements relatifs en fonction de la hauteur est moins importante que dans le cas des deux autres approches, c'est-à-dire que la différence entre les valeurs de déplacements relatifs calculés entre l'étage 1 et le R.C. ou entre l'étage 3 et l'étage 2 est plus faible, en moyenne, pour la méthode directe que pour la méthode avec base flexible ou l'approche avec fondation fixe.

Tableau 5.6 Déplacements relatifs en fonction de la hauteur méthode directe - scénario 1

Étage	Signal				
	#3	#20	#21	#40	#41
3	0,30 %	0,22 %	0,25 %	0,21 %	0,28 %
2	0,28 %	0,21 %	0,23 %	0,20 %	0,25 %
1	0,25 %	0,19 %	0,21 %	0,18 %	0,22 %
R.C.	0,20 %	0,18 %	0,18 %	0,14 %	0,18 %

Un troisième constat est que les séismes ont généré des déplacements relatifs similaires pour trois séismes sur cinq, particulièrement au niveau du R.C. (=18 %). De-même, l'écart entre le signal ayant engendré les déplacements relatifs les plus élevés au niveau du 3ème étage (signal #3) et le signal ayant engendré les déplacements les moins importants est relativement faible (8 %), comparativement au cas où la fondation est considérée fixe (15 %) ou la méthode avec base flexible (24 %).

Dans l'ensemble donc, les déplacements relatifs des différents signaux sont, en moyenne, beaucoup moins dispersés en termes de distribution et d'amplitude, ce qui mène à conclure que le contenu fréquentiel des signaux a eu un impact moins prononcé que dans le cas des deux autres approches.

5.4.3 Méthode directe – Courbe d'interaction M-P

La Figure 5.29 présente les courbes d'interactions M-P pour les colonnes C104 et C105 droites de la structure pour le signal #17 du scénario 2 au moyen de la méthode directe.

Les zones de variations des moments entre les colonnes de droite et de gauche ne se superposent pas, c'est-à-dire, alors que les efforts obtenus en considérant la base flexible ou fixe montrent une forme en X, les efforts obtenus de la méthode directe ne s'entrecoupent pas. Cette réalité provient du fait que, avant même le lancement du chargement dynamique, le sol sous la structure se déforme et impose des moments dans les colonnes. Une fois le chargement transitoire lancé, la position initiale des colonnes et leurs moments initiaux viennent modifier la distribution des courbes d'interactions par rapport à une méthode de calcul où la base de la structure est fixe ou modélisée avec des ressorts et des amortisseurs.

Les efforts obtenus de la méthode directe ont également moins tendance à voir leurs directions changer, c'est-à-dire que les efforts de la colonne C104 gauche, qui sont considérés négatifs, demeurent négatifs, contrairement à ce qui a été observé pour le cas de la base fixe et flexible. De plus, alors que les colonnes C105 étaient les éléments les plus chargés avec la méthode à base fixe ou la méthode à base flexible, ce sont plutôt les éléments extérieurs, soit les colonnes C104, qui sont les plus sollicitées dans la méthode directe quant à l'intensité du moment.

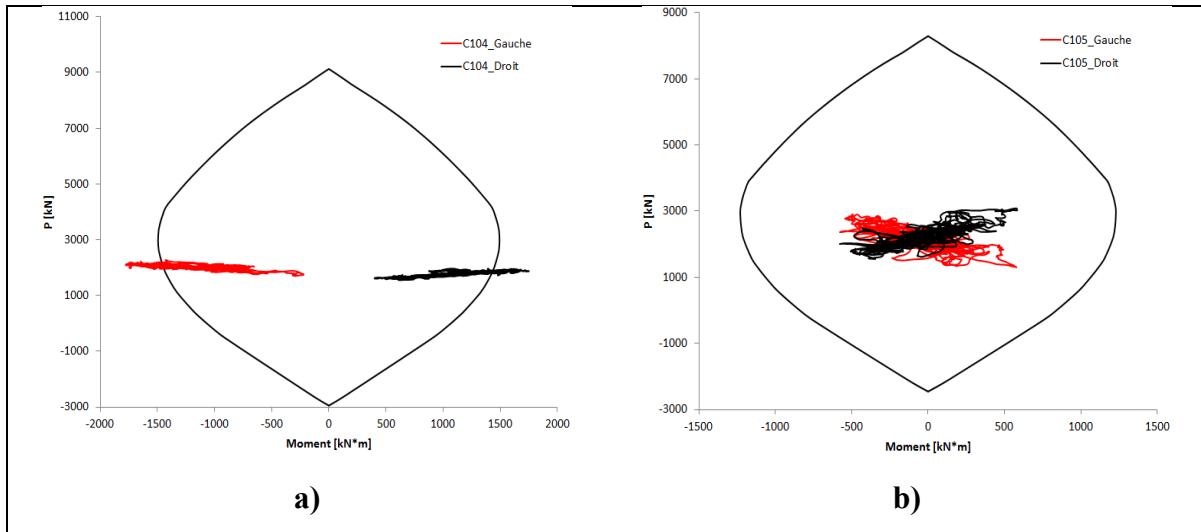


Figure 5.29 Courbes d'interactions M-P - signal #17 scénario 2 -
Colonne C104 et C105 droite

Un autre constat est que, pour les colonnes C105 dans le cas du scénario 1, aucun signal n'a entraîné la plastification de la colonne, contrairement à ce qui a été observé dans le cas de la base flexible et de la base fixe. Une seconde observation est que la variation de la charge axiale est plus importante que dans le cas où la base est considérée flexible ou fixe.

Dans le cas des signaux du scénario 2, toutes les colonnes C104 ont atteint la plasticité alors que les colonnes C105 sont demeurées élastiques. Ici encore, une observation importante est que les signaux des moments des éléments gauches et droits ne s'inversent pas, contrairement aux résultats obtenus de la méthode à base flexible et à base fixe. Notons que la forme des courbes d'interactions M-P des colonnes C105 est relativement symétrique (forme en X) comparativement à ce qui a été observé pour les colonnes C104.

Au niveau des accélérogrammes historiques, on remarque la même forme dans la distribution des efforts entre les éléments C104 et C105, comme ce fut le cas pour les autres résultats obtenus de la méthode directe, quoi que le niveau d'intensité soit moindre, tel que vu à la Figure 5.30 et à la Figure 5.31.

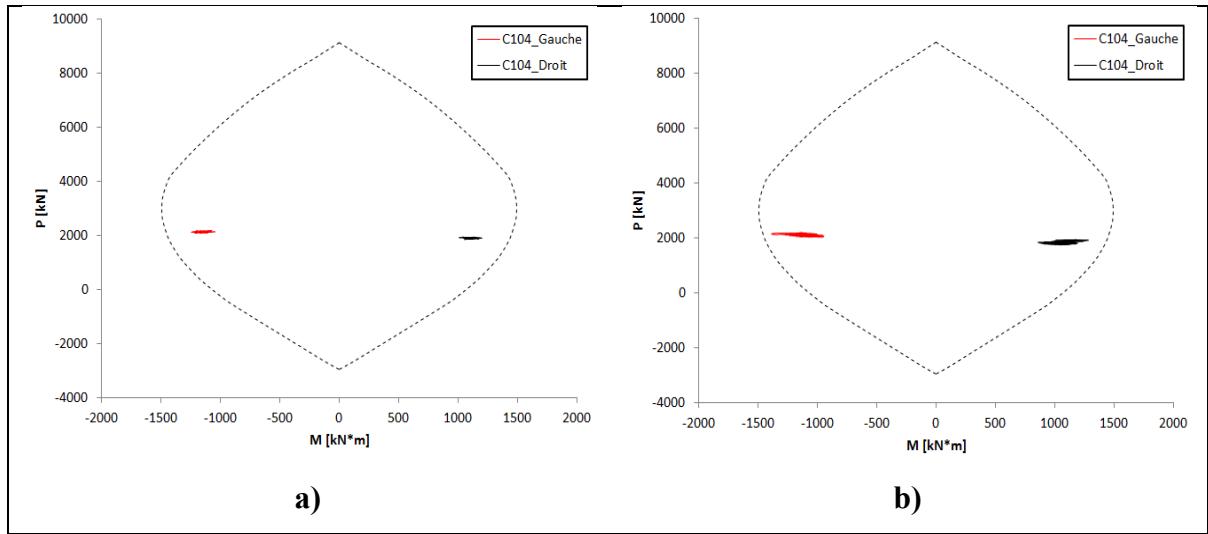


Figure 5.30 Courbes d'interactions M-P - éléments C104 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988 – méthode directe

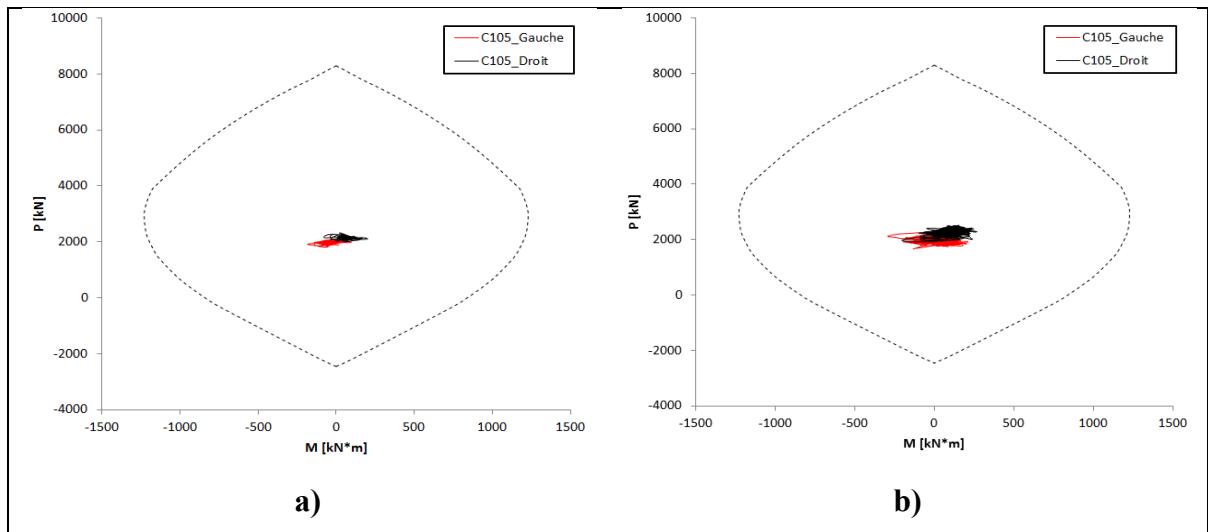


Figure 5.31 Courbes d'interactions M-P - éléments C105 pour les signaux historiques a) Miramichi b) Saguenay 1988 – méthode directe

Pour expliquer la distribution particulière des efforts obtenue de la méthode directe, il convient de considérer le modèle numérique d'une manière globale et de conserver à l'esprit les caractéristiques numériques du modèle de comportement utilisé pour décrire le comportement du sol. Une discussion plus détaillée est présentée à la section 0.

5.4.4 Méthode directe – Efforts de cisaillement et moments maximums

Cette section a pour objet de présenter les efforts (V-M) les plus élevés pour les colonnes de la structure. Seules les valeurs relatives aux colonnes à la base de la structure, soit les éléments C104 et C105, sont discutés ici. L'ensemble des valeurs pour les autres éléments de la structure et l'ensemble des signaux sont présentés à l'annexe IV.

Dans le cas du scénario 1, le signal #3 et le signal #41 sont les signaux ayant imposés les plus grands efforts à la structure, soit 1 676 kN.m et 1 443 kN.m. Notons que la différence entre l'intensité des moments induits par les signaux est moins importante que dans les deux autres approches. Au scénario 2, c'est le signal #21 qui a engendré le moment le plus élevé à la structure (2 276 kN.m).

Le Tableau 5.7 présente les valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les colonnes de la structure pour les accélérogrammes historiques. Le signal du Saguenay est celui ayant imposé les plus grands efforts à la structure (1 310 kN.m). On remarque aussi que les efforts sont largement plus élevés que dans le cas des méthodes avec base fixe et par sous-structure. Ces efforts ne sont toutefois pas dûs strictement au séisme, mais au mouvement de la structure dû au tassement différentiel dans le sol.

Tableau 5.7 Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure – Séismes historiques – Méthode directe

Séismes Historiques					
Élément	Côté	Miramichi		Saguenay	
		V (kN)	M (kN.m)	V (kN)	M (kN.m)
C104	Gauche	397,19	1 244,32	406,07	1 310,86
C105	Gauche	89,70	183,97	204,31	479,33
C105	Droit	102,34	201,64	217,90	471,77
C104	Droit	385,61	1 202,21	381,78	1 424,01
C204	Gauche	169,35	301,68	188,47	445,71
C205	Gauche	169,68	359,67	271,67	630,89
C205	Droit	167,74	363,49	264,90	613,98
C204	Droit	187,25	343,36	219,09	507,71
C304	Gauche	185,80	356,93	178,48	336,48
C305	Gauche	91,88	185,59	227,25	463,74
C305	Droit	86,15	187,38	207,56	413,62
C304	Droit	173,71	315,64	168,52	303,03

CHAPITRE 6

ANALYSE DES RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Le présent chapitre a pour objectif d'évaluer l'applicabilité des hypothèses de modélisation utilisées dans la pratique (NIST 2012 et CNBC 2015) pour l'évaluation de l'IDSS via la méthode des sous-structures dans le contexte des sols postglaciaires du Québec en s'appuyant sur l'ensemble des résultats présentés dans les chapitres précédents. Les hypothèses utilisées par la méthode des sous-structures sont :

- 1) le sol est modélisé comme un médium élastique linéaire avec amortissement visqueux;
- 2) l'anisotropie des contraintes effectives de confinement dans le sol provenant de la structure du sol n'est pas considérée;
- 3) la flexibilité du sol est simulée par l'utilisation d'éléments ressorts dont la valeur de rigidité est fixe pour l'ensemble de l'analyse;
- 4) la réduction du module de cisaillement lors du séisme est simulée par l'application d'un coefficient de réduction de module.

Les résultats des différents modèles d'analyses présentés dans les chapitres précédents sont comparés et discutés en considérant :

- 1) les accélérations aux étages;
- 2) les déplacements relatifs;
- 3) les efforts en base de la structure;
- 4) l'impact de la prise en considération de l'anisotropie du confinement dû au poids de la structure dans le sol;
- 5) l'impact de la prise en considération de la nature hystéritique de l'amortissement dans le sol sur la réponse versus une simplification où l'amortissement est considéré visqueux.

Les résultats des analyses avec le modèle direct qui considère la non-linéarité du sol et de la structure sont utilisés comme référence lorsqu'on considère l'IDSS. La comparaison des résultats avec ceux obtenus avec le modèle à base fixe (sans considération de l'IDSS) permet de dégager l'impact de la considération de l'IDSS pour le problème étudié (structure, dépôt,

signaux sismiques). La comparaison des résultats du modèle direct avec ceux du modèle selon la méthode des sous-structures permet d'évaluer l'applicabilité des hypothèses usuelles de cette méthode (points 1 à 4). Les résultats sont présentés pour les scénarios 1 et 2, M6.4-R30km et M7.4-R30km, respectivement ainsi que pour les séismes historiques.

6.1 Comparaison des accélérations maximales et minimales

La première série de comparaisons est réalisée pour les valeurs d'accélérations maximales et minimales au niveau des différents étages de la structure. Elle présente les valeurs des accélérations maximales et minimales moyennes aux différents étages pour les signaux du scénario 1 et 2 alors que la Figure 6.4 présente les valeurs d'accélérations maximales et minimales des séismes historiques.

Les graphiques de comparaisons des valeurs d'accélérations maximales et minimales aux étages pour chaque signal, du scénario 1, 2 et pour les signaux historiques, sont présentés à l'annexe V pour chacune des trois méthodes d'analyse (base fixe, base flexible, méthode directe).

Pour les signaux du scénario 1, à l'exception du signal #3, les résultats montrent que le modèle à base fixe et le modèle à base flexible surestiment généralement les accélérations maximales absolues relatives subies par la structure au niveau du toit. Les valeurs d'accélérations du modèle à base fixe sont, en moyenne pour le scénario 1, surestimées de 38 % au niveau du toit et de 7,3 % en moyenne sur l'ensemble de la hauteur de la structure. Les valeurs d'accélérations du modèle à base flexible sont, en moyenne pour le scénario 1, surestimées de 31 % au niveau du toit alors qu'elles sont sous-estimées en moyenne de 14 % sur la hauteur de la structure. Les résultats indiquent que le modèle à base flexible sous-estime plus fortement les accélérations que le modèle à base fixe comparativement aux résultats du modèle direct. Les résultats sont néanmoins hautement variables en fonction de l'étage considéré et en fonction du signal appliqué.

Les résultats montrent une distribution différente des valeurs d'accélérations sur la hauteur de la structure entre, d'une part, les modèles à base fixe et à base flexible et, d'autre part, le modèle direct. Pour ce dernier, les valeurs d'accélérations minimales au niveau du 1^{er} étage sont plus élevées, en moyenne, de 44 % et de 80 % par rapport au modèle à base fixe et flexible respectivement. L'explication de ce phénomène est en lien direct avec l'impact des déformations non-linéaires sous chargement cyclique dans le sol de fondation.

En condition de chargement statique drainée (long terme), le sol de fondation possède une capacité portante suffisante pour supporter les contraintes verticales imposées par la semelle. Toutefois, lors de l'initiation du chargement dynamique, la sollicitation cyclique imposée au sol de fondation entraîne la rupture et des déplacements importants, particulièrement sous les semelles des colonnes C105. La Figure 6.1 illustre schématiquement la position des éléments sous la semelle de fondation de la colonne C105 gauche. Pour l'élément A, le ratio de contrainte de pré-cisaillement cyclique à la résistance au cisaillement non-drainé (τ_0 / s_u^c) est ≈ 3 .

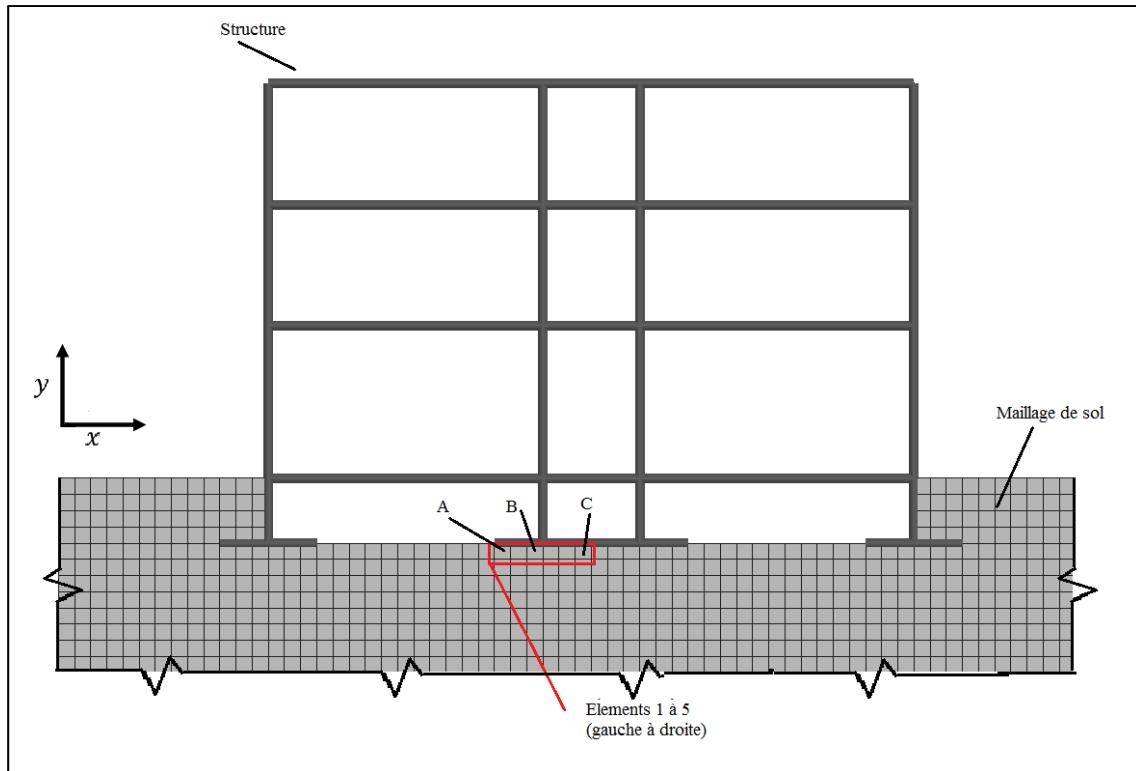


Figure 6.1 Localisation schématique des éléments de sol sous la semelle de la colonne C105 gauche

Puisque le ratio τ_0 / s_u^c est élevé, dès les premiers cycles de chargements, il y a rupture du sol et d'importants tassements sont observés sous la semelle, tel que mis en évidence à la Figure 6.2 qui présente les déplacements cycliques des nœuds des éléments A, B et C. L'augmentation des déplacements est directement reliée aux cycles de chargements imposés par le séisme. Les tassements étant importants et soudains, ils entraînent des accélérations importantes dans la structure, particulièrement au niveau des étages inférieurs, ce qui explique la différence dans la répartition et dans les valeurs d'accélérations entre les modèles.

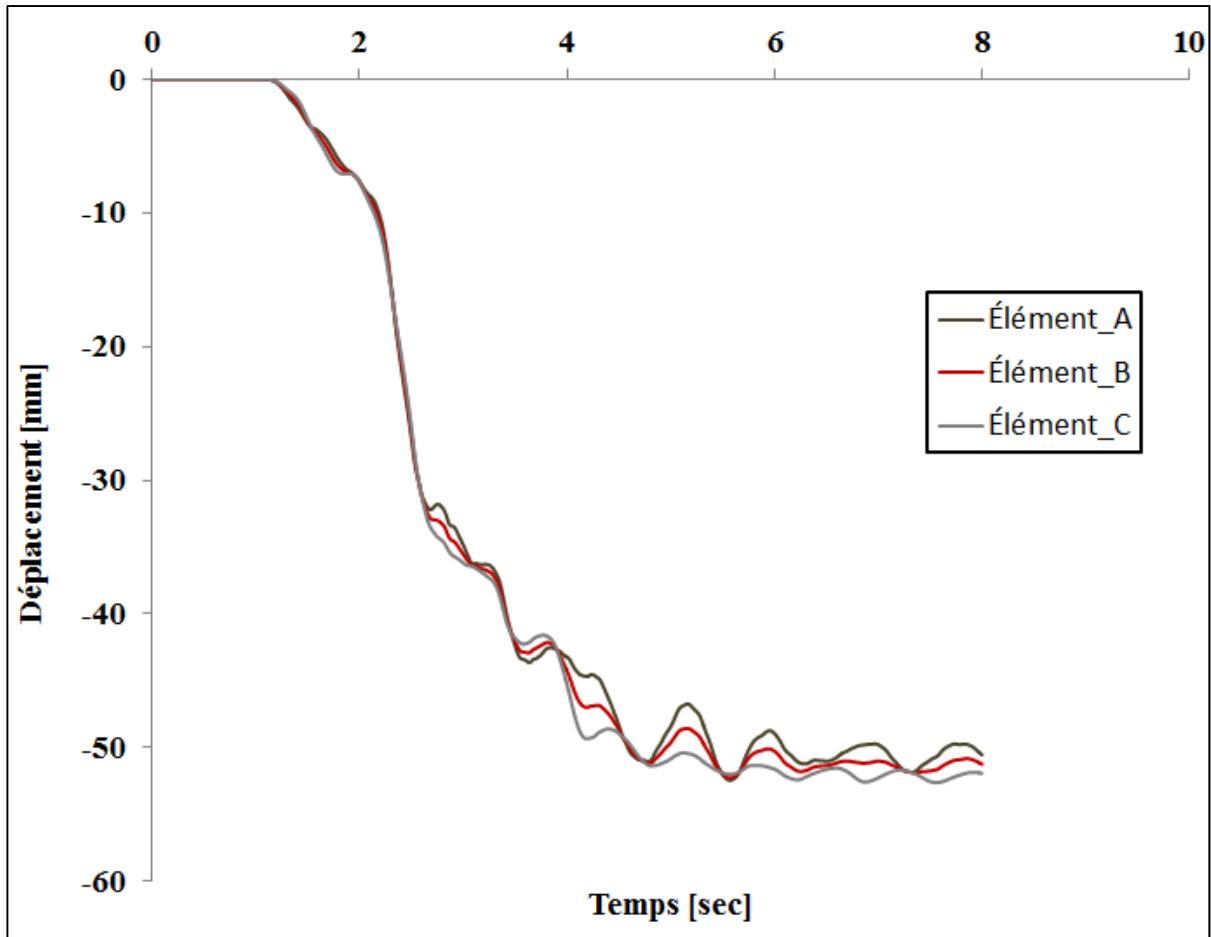


Figure 6.2 Déplacements verticaux cycliques des nœuds des éléments A, B et C
Signal 20 scénario 1

Il convient de noter que ce mécanisme de rupture n'est pas capturé par la méthode des sous-structures. Lorsque sont considérées les valeurs d'accélérations moyennes du scénario 1 et du scénario 2 (Figure 6.3), les résultats montrent que, pour le scénario 1, l'impact de ce mécanisme est beaucoup moins prononcé que dans le cas du scénario 2, où d'importantes accélérations sont observées à la base de la structure et traduisent la rupture cyclique du sol de fondation.

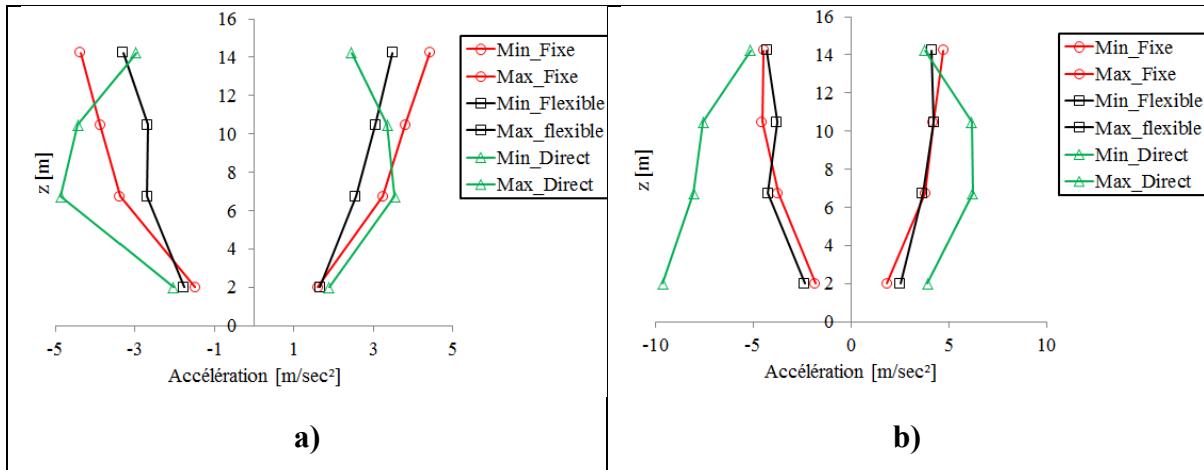


Figure 6.3 Valeurs des accélérations maximales et minimales moyennes pour a) le scénario 1 et b) le scénario 2

Au niveau des séismes historiques, les résultats présentés à la Figure 6.4 indiquent que la méthode directe et le modèle à base flexible donnent des résultats très similaires alors que le modèle à base fixe surestime les accélérations à tous les étages, particulièrement au niveau du toit. L'écart maximal entre le modèle à base fixe et le modèle direct est obtenu pour le signal du Saguenay au troisième étage avec une surestimation des valeurs d'accélérations d'un facteur trois.

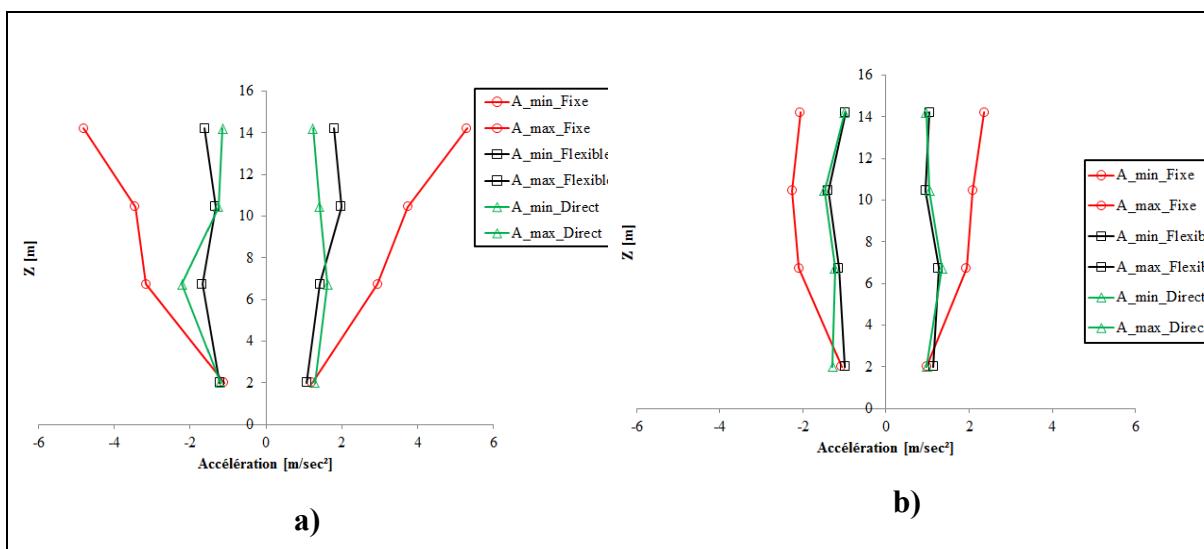


Figure 6.4 Valeurs des accélérations maximales et minimales moyennes aux étages a) Saguenay b) Miramichi

Pour le séisme de Miramichi, la méthode flexible sous-estime les valeurs d'accélérations en moyenne de 4,5 % alors que pour le séisme du Saguenay la méthode flexible surestime les accélérations en moyenne de 9,8 % sur la hauteur de la structure. Pour ces séismes, la méthode directe et la méthode des sous-structures donnent des valeurs d'accélération aux étages quasi-identiques. Cela s'explique par le fait qu'il n'y a eu aucune plastification au niveau des éléments en base de la structure et que les déplacements du sol sous la fondation sont largement inférieurs à ceux observés pour les signaux du scénario 1 ou du scénario 2, tel que mis en évidence à la Figure 6.5.

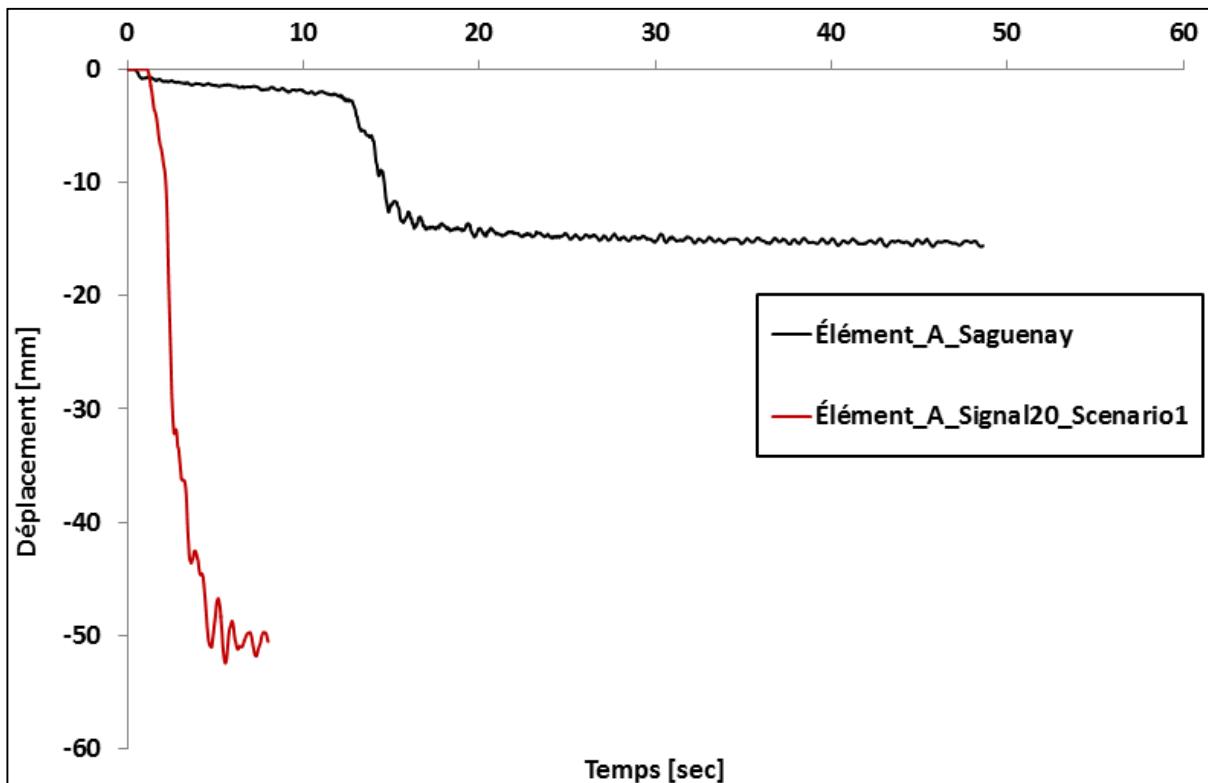
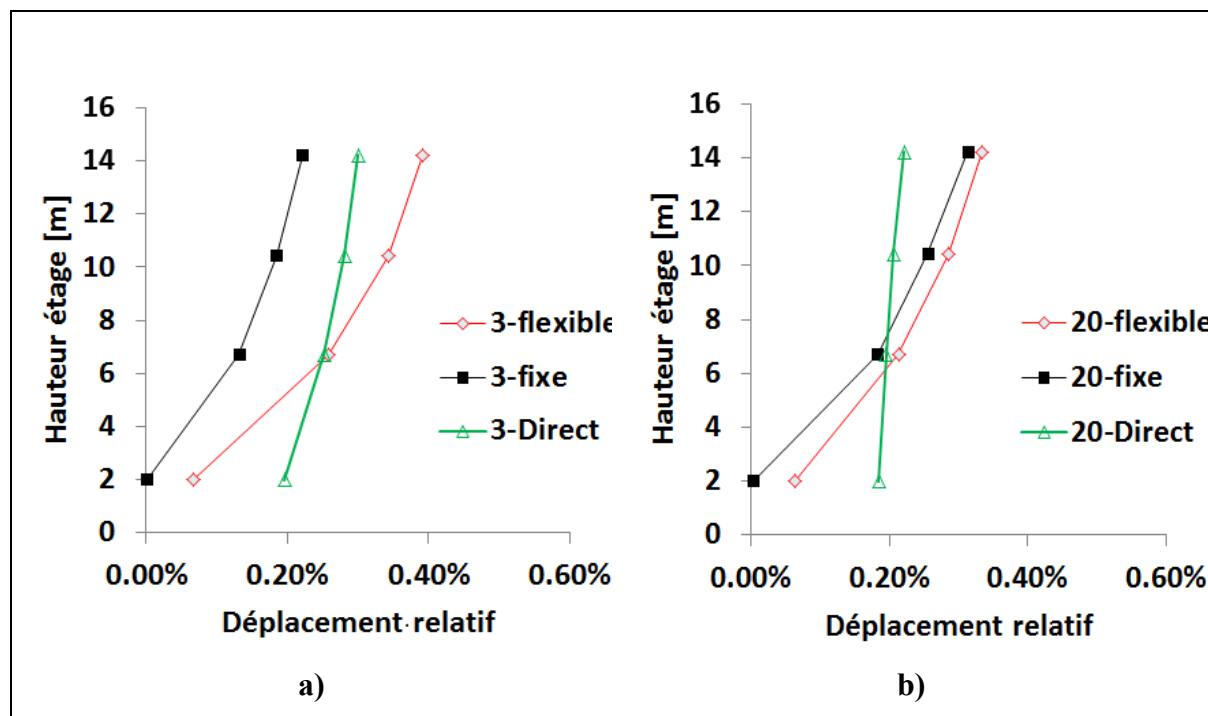


Figure 6.5 Déplacements verticaux cycliques du sol de l'élément A pour le signal du Saguenay et le signal 20 du scénario 1

6.2 Comparaison des déplacements relatifs

La Figure 6.6 présente les valeurs des déplacements relatifs en fonction de la hauteur de la structure pour les trois modèles pour le scénario 1. Les graphiques du scénario 2 sont présentés à l'annexe V.



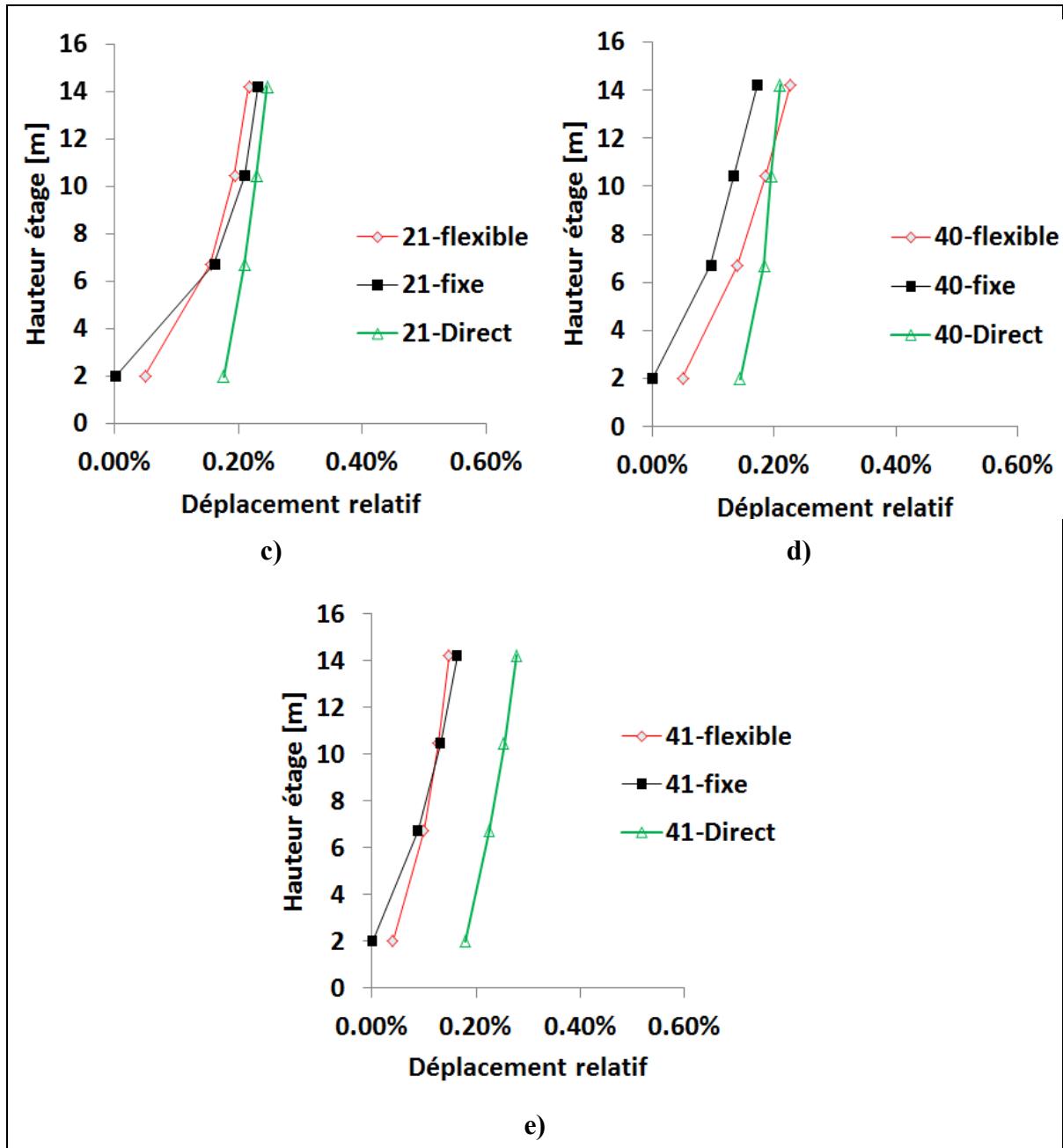


Figure 6.6 Déplacements relatifs aux étages pour les signaux du scénario 1 a) Signal 3, b) Signal 20, c) Signal 21, d) Signal 40, e) Signal 41

Pour le scénario 1, les valeurs moyennes des déplacements relatifs montrent que le modèle à base fixe sous-estime les déplacements relatifs à tous les étages dans le cas des signaux du scénario 1, d'une moyenne de 12,2 % pour le troisième étage, 21,4 % pour le deuxième étage et de 38,3 % pour le premier étage. La tendance est similaire pour l'ensemble des signaux du

scénario 1, à l'exception du signal #20 pour lequel les déplacements relatifs de la structure à base fixe sont surestimés aux deux derniers étages (+41,8 % et +24 %) et sous-estimés au premier étage (-6,41 %). Pour le modèle à base flexible, les résultats montrent que les déplacements relatifs sont surestimés au troisième étage de 4,9 % et sous-estimés au deuxième, au premier et au rez-de-chaussée de 2,6 %, 19 % et 69,6 % respectivement. L'étude spécifique des signaux montrent que, pour l'ensemble des signaux du scénario 1, la méthode flexible a systématiquement sous-estimé les valeurs de déplacements relatifs à la base de la structure. Au niveau du troisième étage, seuls les signaux 3, 20 et 40 ont surestimé les déplacements relatifs alors que les signaux 21 et 41 les ont sous-estimé sur la hauteur complète de la structure.

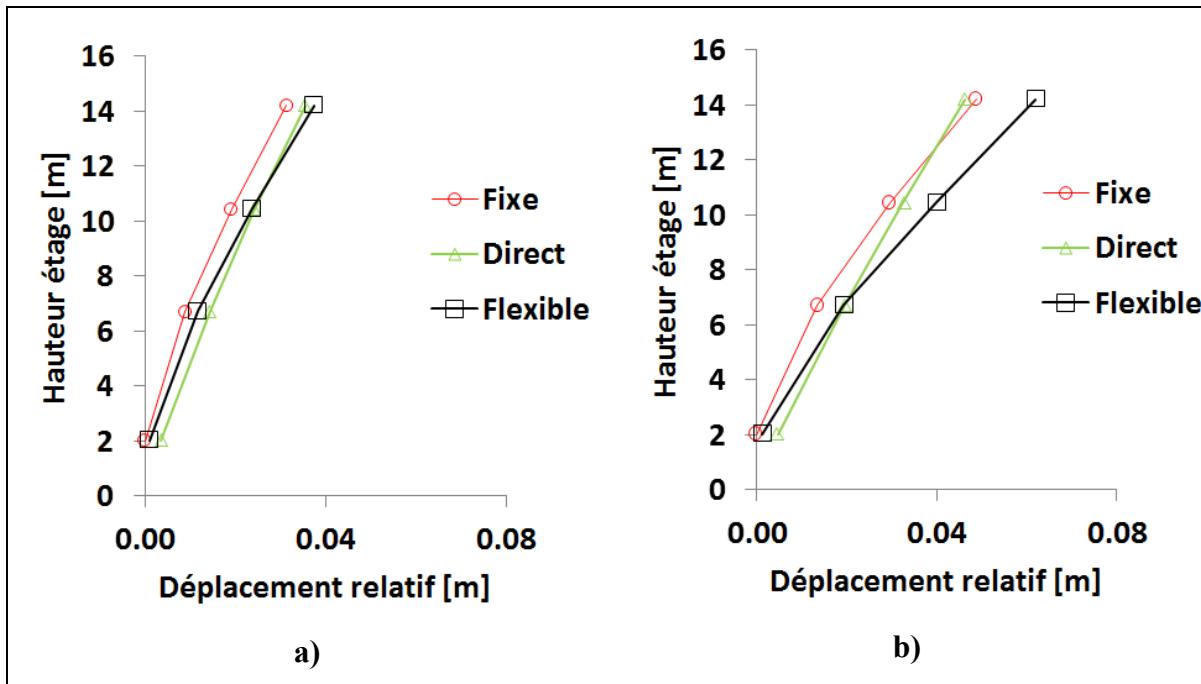


Figure 6.7 Moyenne des valeurs des déplacements relatifs aux étages pour les signaux du
a) Scénario 1 b) Scénario 2

Dans le cas des signaux du scénario 2, les valeurs moyennes de déplacements relatifs du modèle à base fixe sont surestimées au troisième étage de 5,6 %, alors qu'ils sont sous-estimés au deuxième et au premier, de 9,6 % et 30,7 % respectivement. Ici encore, cette tendance n'est pas suivie par tous les signaux; les déplacements relatifs du signal 21 sont systématiquement sous-estimés à tous les étages. De manière générale, la méthode à base fixe sous-estime les

déplacements, particulièrement aux étages du bas de la structure. Alternativement, les résultats montrent que la méthode à base flexible sous-estime encore une fois les déplacements relatifs à la base mais la tendance à surestimer est plus forte. Ainsi, une surestimation des valeurs est observée pour le deuxième étage et pour le troisième étage de 22,6 % et 34,3 % respectivement, contrairement au scénario 1, où seules les valeurs du troisième étage étaient surestimées. L'étude des signaux montrent que cette tendance est respectée par tous les signaux, à l'exception du signal 17 qui est le seul signal du scénario 2 à sous-estimer les déplacements relatifs du deuxième étage.

La Figure 6.8 présente les résultats des déplacements relatifs pour les séismes de Miramichi et du Saguenay respectivement. Les résultats montrent que, pour le séisme de Miramichi, les déplacements relatifs sont surestimés par la méthode à base fixe au troisième étage, au deuxième et au premier étage, de 9,8 %, 67,7 % et 54,5 % respectivement. Les résultats montrent que la méthode flexible surestime les déplacements relatifs pour le premier, le deuxième et le troisième étage de 50,5 %, 76,6 % et 59,9 % respectivement. Pour le séisme du Saguenay, le modèle à base fixe surestime les déplacements relatifs au premier, deuxième et troisième étage d'une valeur de 54,5 %, 67,7 % et 9,8 % respectivement. Comparativement, le modèle à base flexible surestime les déplacements relatifs de 50,4 % au premier étage et de 60 % au troisième étage. Les résultats du modèle à base fixe et à base flexible sont ainsi très similaires pour le séisme de Miramichi. Pour le séisme du Saguenay, le modèle à base fixe surestime les déplacements relatifs de 25 % au premier étage à 50,4 % au troisième étage. Le modèle à base flexible sous-estime systématiquement les déplacements relatifs, de -19 % au premier étage à 22,1 % au troisième étage. Ces résultats traduisent que le système à base fixe est plus fortement sollicité par le séisme puisque la dissipation d'énergie provenant du sol n'est pas prise en considération.

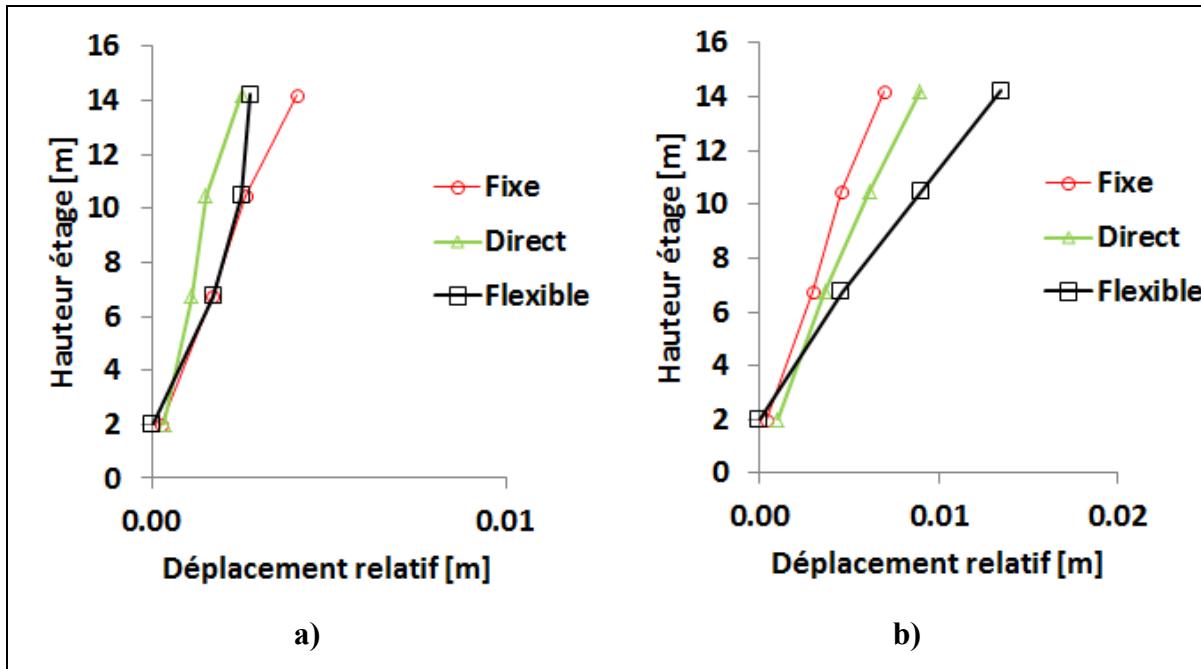


Figure 6.8 Moyenne des valeurs des déplacements relatifs aux étages pour le modèle à base flexible et la méthode directe a) Miramichi b) Saguenay

De manière générale, une tendance générale se dessine lorsque sont considérées les valeurs moyennes des déplacements relatifs du scénario 1 et 2. En moyenne, les déplacements relatifs prévus par le modèle à base flexible sont surestimés de 19 % à 55 % au troisième étage, avec une moyenne de 19 %. Les résultats montrent que les différences moyennes dans les valeurs des déplacements relatifs demeurent relativement faibles pour les signaux du scénario 1 et que cette différence est plus importante dans le cas des signaux du scénario 2. Il est donc conclu, pour la structure et le dépôt et sol considéré, que les déplacements relatifs sont surestimés par la méthode à base flexible par rapport à la méthode directe. Cette surestimation est croissante avec l'augmentation de l'intensité du séisme qui affecte la structure. La méthode avec base fixe sous-estime systématiquement les déplacements, ce qui est en accord avec la littérature publiée sur le sujet (Giorgini et al., 2012). Le fait que cette tendance s'inverse pour les séismes historiques (Miramichi et Saguenay), où les résultats montrent que la méthode à base fixe surestime les déplacements, traduit le second impact de l'IDSS, soit la réduction de la rigidité globale du système qui entraîne, avec une augmentation de l'intensité du signal sismique, une augmentation des déplacements relatifs. Ainsi, la surestimation des déplacements relatifs de la

méthode fixe dans le cas des séismes historique est en lien direct avec une sous-estimation de la dissipation d'énergie qui se produit dans le sol de fondation durant le séisme. Cette dissipation d'énergie entraîne néanmoins des déformations dans le sol d'amplitudes croissantes avec l'intensité du séisme, ce qui mène à des déplacements plus importants dans les modèles prenant en compte l'IDSS pour les signaux du scénario 2.

6.3 Comparaison des efforts de cisaillement à la base de la structure

Cette section compare les valeurs des efforts de cisaillement obtenus dans les colonnes (C104 et C105) à la base de la structure. Les Figure 6.9 a) et b) présentent les valeurs du cisaillement à la base de la structure pour les scénarios 1 et 2 respectivement.

Pour le scénario 1, les données montrent que la structure à base fixe a surestimé le cisaillement pour tous les signaux, à l'exception du séisme historique de Miramichi. L'écart moyen dans les valeurs de cisaillement est de 16,78 % avec une valeur maximale de 60,25 % pour le signal 20. Les résultats de la méthode avec base flexible montrent que la méthode a surestimé les efforts de cisaillement en base d'une valeur moyenne de 11,51 %, à l'exception des signaux 40 et 41 où elle a sous-estimé la valeur du cisaillement de 1,20 et 0,61 % respectivement. Au niveau des signaux historiques, l'approche par la méthode flexible a sous-estimé les valeurs du cisaillement par une valeur moyenne de 42 %. Au niveau du scénario 2, la méthode à base flexible a surestimé les valeurs du cisaillement pour tous les signaux d'une moyenne de 23,51 %. Les résultats tendent à indiquer que l'approche avec base flexible tend à surestimer les valeurs du cisaillement obtenues, ce qui apparaît comme un résultat conservateur.

Pour le scénario 2, les données indiquent une tendance similaire. La structure à base fixe a surestimé les valeurs de cisaillement de tous les signaux. L'écart moyen est ici de 29,78 % avec une valeur maximale de 57,19 %.

Pour l'ensemble des signaux considérés (scénario 1 et 2 confondus), la structure à base fixe a surestimé les valeurs de cisaillement d'une valeur moyenne de 23,29 %.

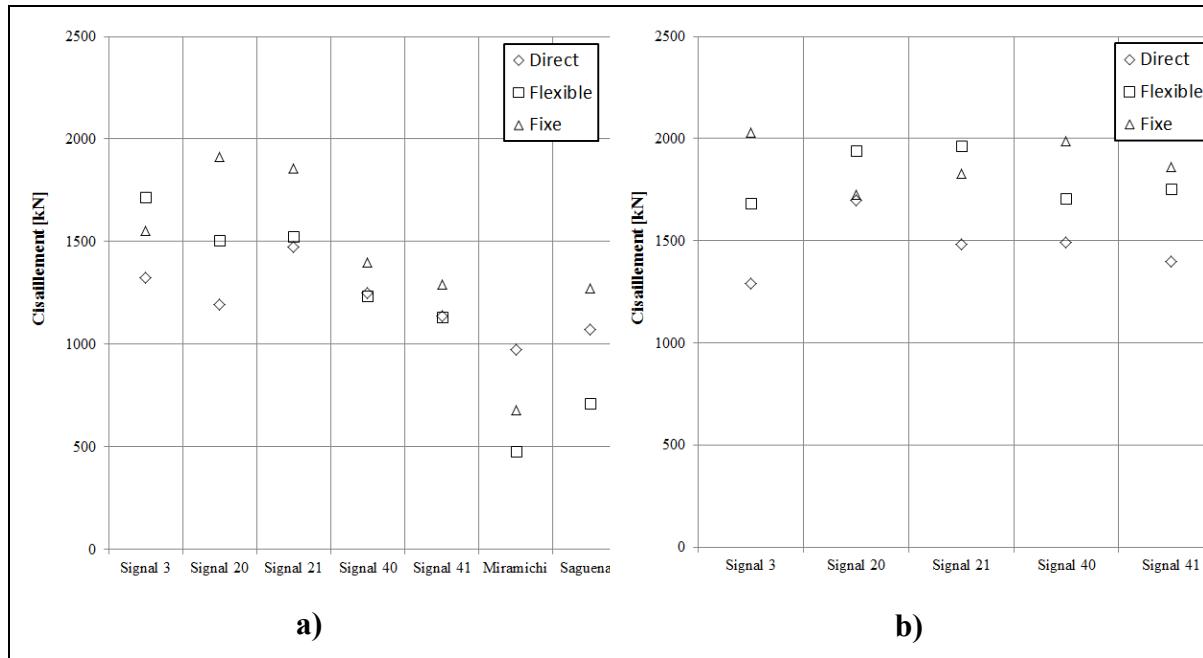


Figure 6.9 Valeurs du cisaillement en base a) Scénario 1 b) Scénario 2

Ces résultats sont comparables aux résultats rapportés par Apari-Lauzier (2016), qui note une réduction de 16 % à 30 % du cisaillement ainsi qu'à ceux de RayChowdhury (Raychowdhury, 2011) qui note une réduction comprise entre 30 % et 60 % pour des cadres en acier lorsque l'IDSS n'est pas pris en compte.

6.4 Comparaison des moments de flexions à la base de la structure

Cette section compare les valeurs des moments de flexions obtenus dans les colonnes (C104 et C105) à la base de la structure. Les Figure 6.10 a) et b) présentent les valeurs du moment de flexion à la base de la structure pour les scénarios 1 et 2 respectivement.

Pour le scénario 1, les résultats montrent que la méthode à base fixe a surestimé le moment de flexion pour tous les signaux d'une valeur moyenne de 12 %, à l'exception du signal de Miramichi où la méthode a sous-estimé la valeur du moment de flexion (38,3 %). Les résultats montrent que l'approche avec base flexible surestime les moments de flexion pour les signaux synthétiques 3 et 20 du scénario 1 d'une valeur moyenne de 26,4 % alors qu'elle sous-estime

les moments de flexion des signaux 21, 40 et 41 d'une moyenne de 9,4 %. Pour l'ensemble des signaux du scénario 1, la méthode à base flexible surestime les moments de flexion de 4,9 %. Au niveau des séismes historiques, la méthode à base flexible sous-estime les moments de flexion d'une valeur moyenne de 52,4 %.

Pour le scénario 2, la tendance est similaire et la méthode à base fixe surestime les moments de flexion d'une valeur moyenne de 24,7 %, à l'exception du signal #20 où la méthode a sous-estimé le moment de flexion (6,2 %). La méthode à base flexible surestime tous les moments de flexion d'une valeur moyenne de 14,7 %.

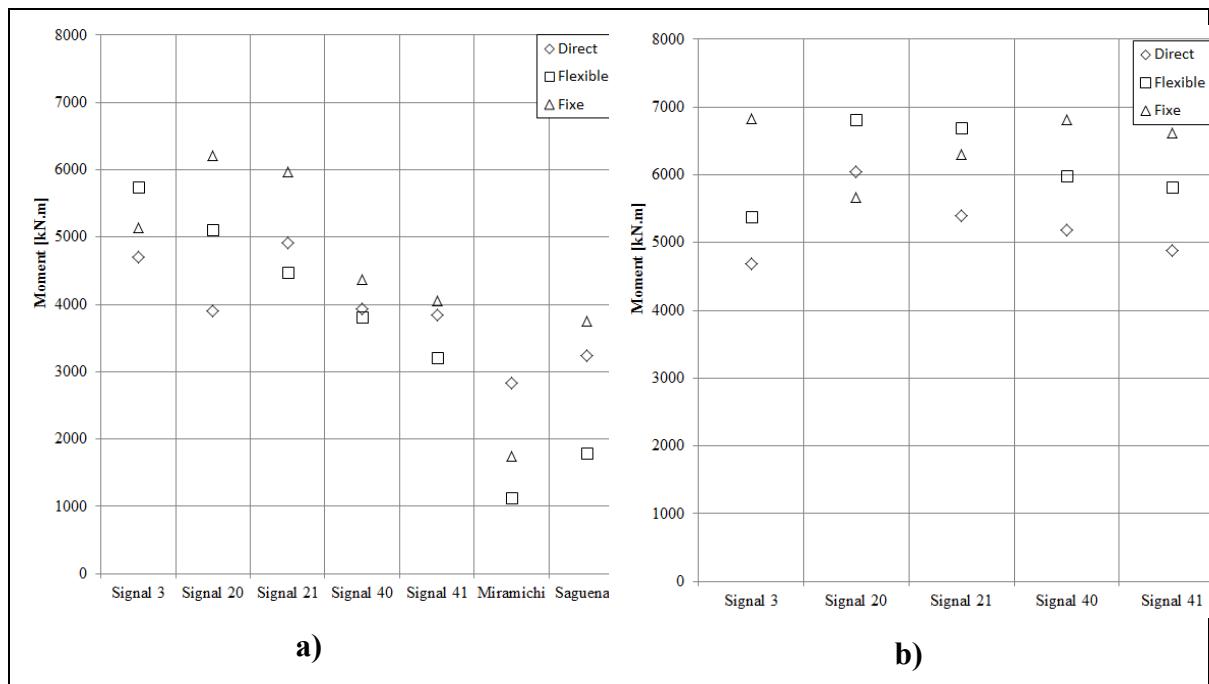


Figure 6.10 Valeurs du moment en base pour la structure à base fixe versus méthode directe -
a) Scénario 1 b) Scénario 2

De manière générale, la structure à base fixe surestime les valeurs du moment de flexion en base de structure pour la majorité des signaux d'une moyenne de 17,3 %, avec une valeur maximale de 58,9 %. Ces résultats sont cohérents avec les résultats de Raychowdhury (2011), qui note une réduction de 20 % dans le cas d'une semelle avec ressort élastique et jusqu'à 50 % dans le cas d'une semelle avec ressort inélastique.

Les résultats tendent à montrer que l'écart entre la méthode à base flexible et la méthode directe augmente avec l'augmentation de l'intensité du chargement dynamique.

6.5 Discussion

L'objectif de l'analyse comparative était de vérifier l'impact du choix de la méthode d'évaluation de l'IDSS dans le contexte de l'Est du Canada. Les comparaisons ont été réalisées en fonction des accélérations dans la structure, des déplacements relatifs et des efforts de cisaillement et de moments dans les colonnes à la base de la structure. Les résultats obtenus ont également permis de comparer la réponse structurale avec et sans prise en compte de l'IDSS.

Les résultats ont mis en lumière que de modéliser l'IDSS avec l'approche directe (globale) permet de considérer la résistance et la dégradation cyclique des sols, ce que ne permet pas de faire la méthode simplifiée (sous-structure). L'impact des déplacements de la fondation lors du chargement cyclique sur la réponse structurale est ainsi mieux capturé par la méthode directe, qui permet une modélisation fine du comportement du sol. La méthode directe peut ainsi capturer la rupture cyclique et également de prendre en compte les déformations permanentes dans le sol. Les résultats ont également mis en lumière que la méthode directe réduit davantage les efforts, les accélérations et les déplacements relatifs structuraux comparativement à la méthode simplifiée.

En outre, la comparaison des accélérations, des déplacements relatifs et des valeurs des efforts de cisaillement et de moments de flexion à la base des colonnes de la structure entre le modèle d'analyse où la fondation est en condition fixe, la méthode avec flexibilité des fondations et la méthode directe a permis de mettre en lumière que pour :

- 1) les accélérations : globalement, le modèle à base fixe et le modèle à base flexible sous-estiment les accélérations par rapport au modèle direct, d'une valeur moyenne sur la

hauteur de la structure de 6 % et 14 %, respectivement. Une surestimation est observée dans certains cas :

- a) le modèle à base fixe surestime les accélérations au niveau du toit pour tous les signaux du scénario 1 et pour une majorité de signaux du scénario 2 d'une moyenne de 44 %;
- b) l'approche flexible surestime les valeurs d'accélérations au niveau du toit pour tous les signaux, à l'exception du signal 17 du scénario 2, d'une moyenne de 21 %;
- 2) les déplacements : globalement, le modèle à base fixe sous-estime les déplacements relatifs alors que le modèle à base flexible surestime les déplacements. De manière plus spécifique, les résultats montrent également que :
 - a) pour le modèle à base fixe, les déplacements relatifs du troisième étage sont parfois surestimés par rapport au modèle directe;
 - b) pour le modèle à base flexible, la surestimation des déplacements relatifs est particulièrement marquée au niveau du troisième étage et pour les signaux de magnitude plus élevée (Mw 7);
 - c) les déplacements relatifs obtenus avec l'approche à base flexible sont généralement proches de ceux obtenus avec la méthode directe;
 - d) l'augmentation de la différence des déplacements relatifs entre les modèles qui considèrent l'IDSS et le modèle fixe est directement attribuée à l'impact du sol, qui diminue la rigidité du système et permet des déplacements plus importants de la structure;
- 3) les efforts de cisaillement : globalement, le modèle à base fixe et le modèle à base flexible surestiment les valeurs de cisaillement en base de la structure d'une valeur moyenne de 23,3 % et de 17,5 % respectivement. Toutefois, les résultats montrent que :
 - a) pour le modèle à base fixe, la valeur du cisaillement à la base est sous-estimée pour le signal historique de Miramichi;
 - b) pour le modèle à base flexible, la valeur du cisaillement à la base est sous-estimée pour les signaux 40 et 41 du scénario 1 et pour les signaux historiques du Saguenay et de Miramichi;

- c) lorsqu'on considère la méthode de la force statique équivalente, les résultats indiquent que cette approche surestime les valeurs du cisaillement en base de 59 % à 67 % lorsque la période structurale est calculée avec l'approche proposée par le CNBC-2015 (voir Tableau 4.3);

4) les moments de flexion : globalement, le modèle à base fixe et le modèle à base flexible surestiment les valeurs du moment de flexion en base, de 12 % pour le scénario 1 jusqu'à 24,7 % pour le scénario 2 dans le cas du modèle fixe et de 9,8 % en moyenne pour le modèle à base flexible. Une sous-estimation est observée dans certains cas :

- a) pour le modèle à base fixe, pour le séisme de Miramichi et pour le signal 20 du scénario 2, le moment de flexion en base est sous-estimé;
- b) pour le modèle à base flexible, pour les signaux 21, 40 et 41 du scénario 1 et le séisme de Miramichi, le moment de flexion en base est sous-estimé.

Les résultats montrent ainsi que, globalement, le modèle structural à base fixe tend à surestimer les efforts, les accélérations et à sous-estimer les déplacements. Il importe toutefois de ne pas généraliser ces résultats et de considérer les observations suivantes. Ces observations permettent d'expliquer l'apparente dichotomie qui existe entre plusieurs publications sur l'IDSS (Mylonakis et Gazetas, 2000) concluant, pour certaines, à un effet bénéfique de l'IDSS (Ciampoli et Pinto, 1995), alors que d'autres études concluent à un effet défavorable (Miranda et Bertero, 1994).

Lorsqu'on compare les résultats de la structure à base fixe avec la méthode des sous-structures, il est intéressant de noter que les résultats montrent que les déplacements relatifs ne sont pas toujours plus élevés pour une structure ayant une base flexible comparativement à une structure en condition de base fixe. Le signal #21 et le signal #41 montrent des déplacements plus élevés au premier, deuxième et au troisième étage respectivement, comparativement à la structure à base flexible, tel que vu à la Figure 6.11. Pour expliquer cette différence, les spectres de Fourier, présentés à la Figure 4.5, sont encore une fois très utiles.

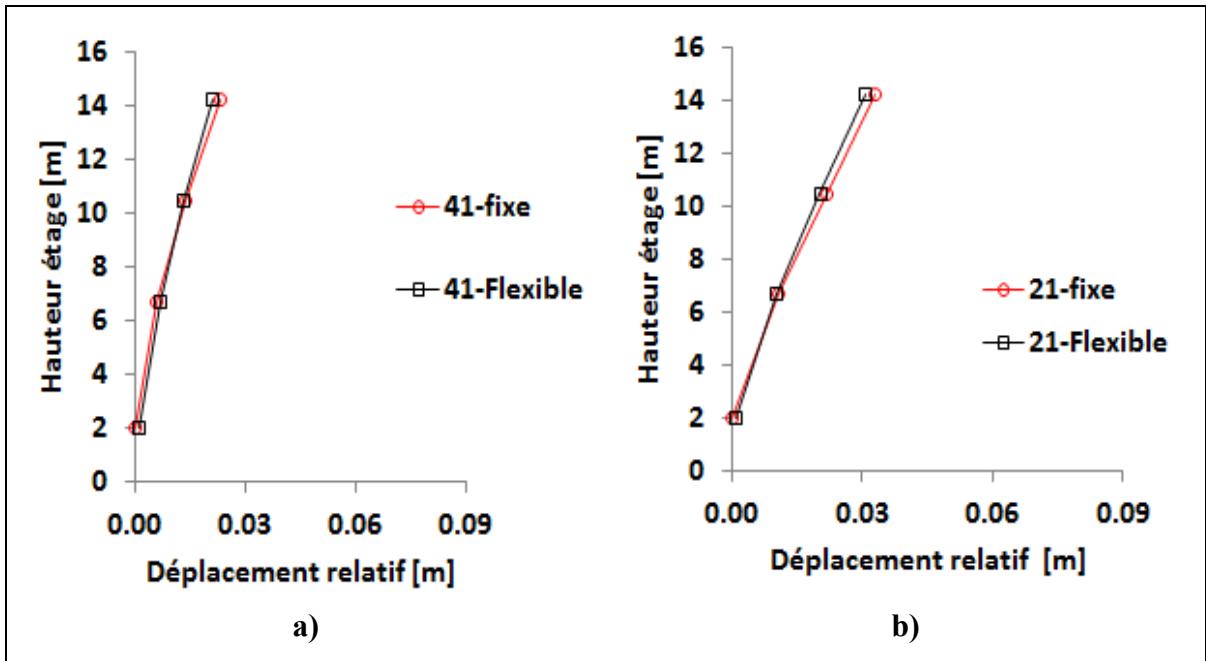


Figure 6.11 Comparaison des déplacements relatifs entre l'approche avec base fixe et l'approche avec flexibilité de la fondation

L'étude des spectres de Fourier montre que, pour le signal 41, l'allongement de la période de la structure à base fixe n'entraîne pas de réduction notable de l'amplitude, et peut même entraîner une légère augmentation. Parallèlement, l'allongement de la période de la structure à base flexible entraîne une réduction de l'amplitude qui, malgré qu'elle soit suivie d'un pic de remontée, demeure toujours très inférieure à celle de la structure à base fixe.

Dans le cas du signal 21, le spectre de Fourier montre qu'un allongement de la période de la structure à base fixe entraîne une légère réduction de l'amplitude, qui ne devient néanmoins jamais inférieure à celle de la structure à base flexible. Le spectre montre ensuite une augmentation soudaine et importante. En parallèle, l'allongement de la période de la structure à base flexible entraîne une réduction importante et significative de l'amplitude subie.

Il appert ainsi que **l'apport en flexibilité entraîne généralement une réduction des accélérations subies par la structure ainsi qu'une augmentation des déplacements de la structure, mais qu'en fonction de la signature fréquentielle du signal, de la période du système structural et du niveau de variation de la période structurale durant le chargement**

dynamique, qui se traduit concrètement par le niveau de plastification subi durant le chargement (deux structures ayant des systèmes structuraux différents ne subiront pas un allongement de période égal sous un même signal dynamique), le constat peut s'inverser, c'est-à-dire *qu'une structure à base flexible peut subir des accélérations plus élevées ou des déplacements relatifs plus faibles*.

Un constat similaire peut être fait au niveau des efforts en base de colonne. La Figure 6.12 présente la comparaison entre les moments équivalents à la base de la structure pour les signaux du scénario 2. Pour ce scénario, les valeurs obtenues de la méthode directe sont toujours inférieures à la méthode des sous-structures et à la méthode fixe. Toutefois, la méthode des sous-structures, dans 2 scénarios sur cinq, entraîne des valeurs de moments équivalents en base plus élevés que la méthode fixe. Ce résultat apparaît, à première vue, contradictoire puisque la structure à base flexible possède une période plus longue ainsi qu'un mécanisme de dissipation d'énergie supplémentaire. On s'attendrait donc à des valeurs de moments équivalents en base plus faibles comparativement à la méthode à base fixe. Pour expliquer ces résultats, il faut considérer le spectre de Fourier des signaux du scénario 2, présentés à la Figure 6.13.

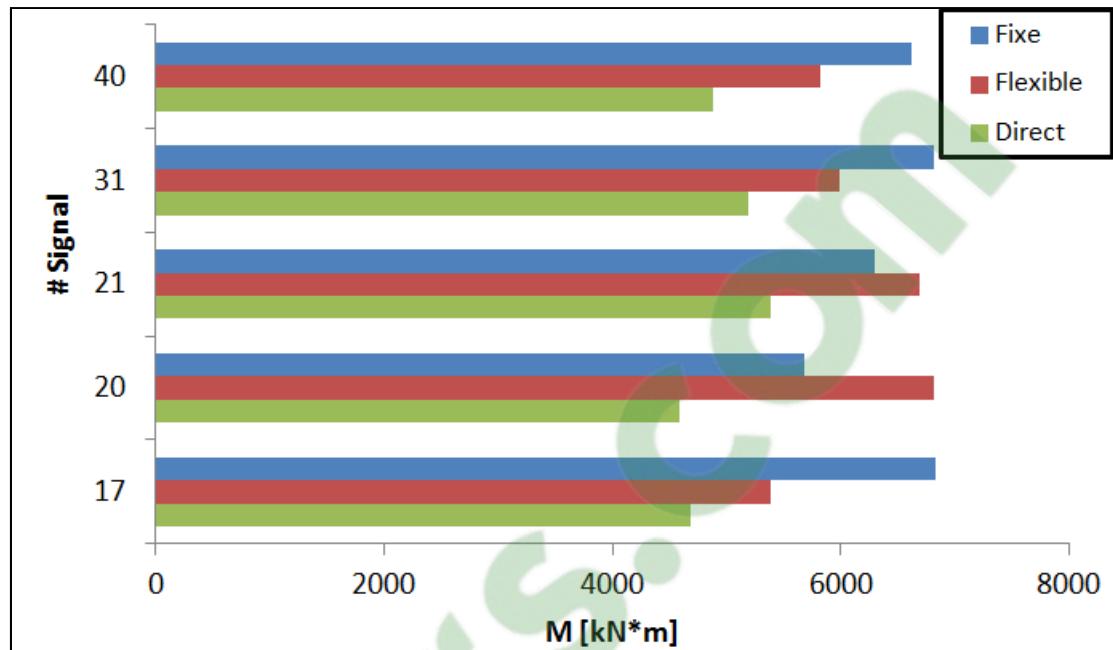
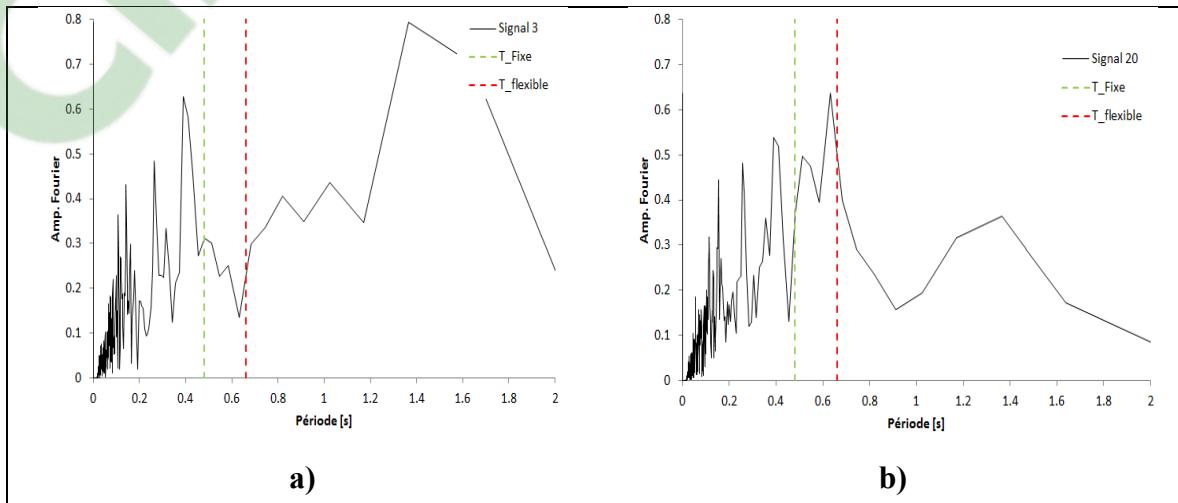


Figure 6.12 Comparaison du moment équivalent à la base de la structure pour les signaux du scénario 2

En plaçant des lignes verticales aux périodes correspondantes aux valeurs des périodes de la structure à base fixe et de la structure à base flexible sur les spectres de la Figure 6.13, un constat intéressant se dégage.



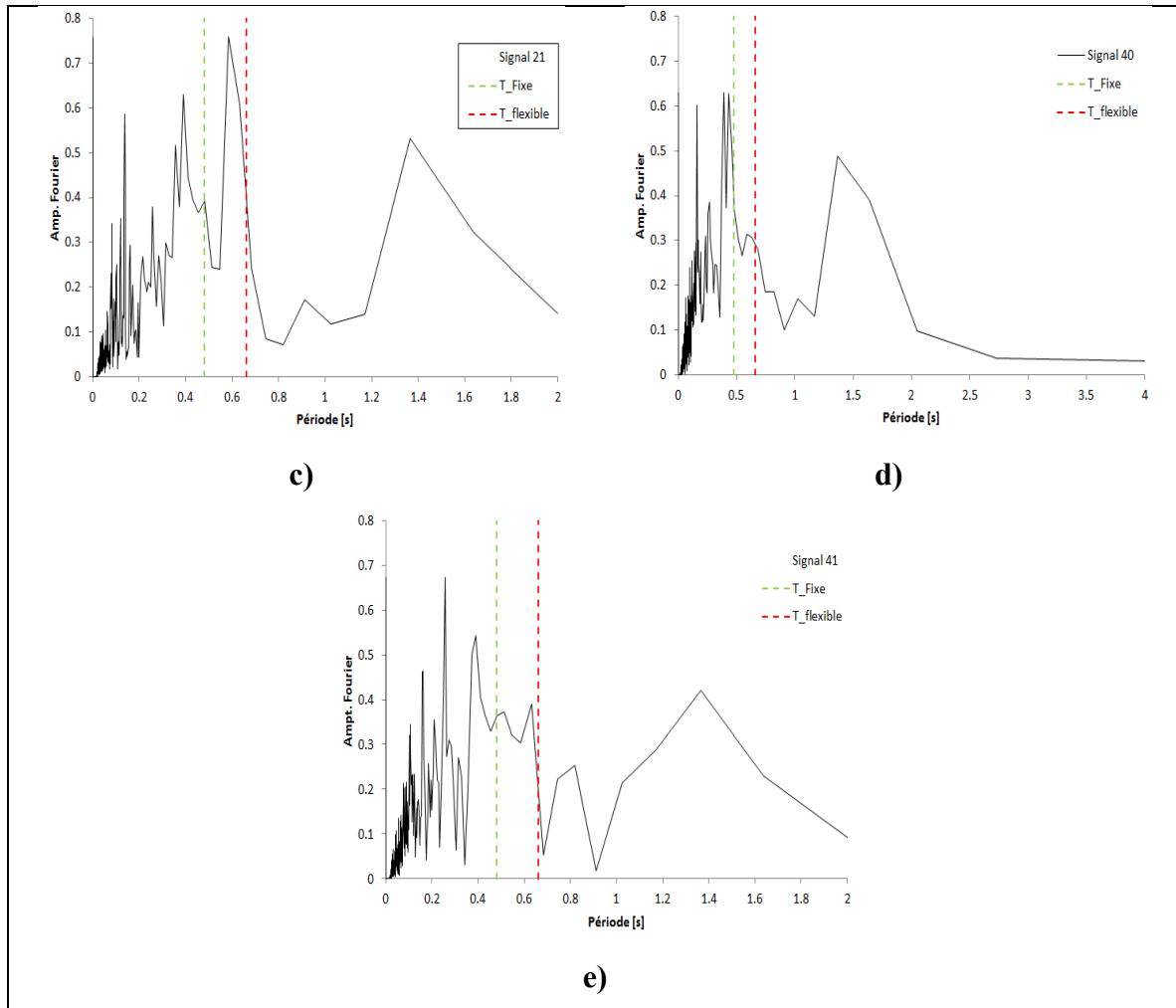


Figure 6.13 Spectre de Fourier pour les signaux du scénario 1 a) Signal #3, b) Signal 20
c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41

Lors de la phase dynamique de chargement, suite à l'atteinte de la plasticité, la rigidité de la structure diminue ce qui entraîne invariablement un allongement de la période structurale. Il faut imaginer que la ligne pointillée représentant la période de la structure à base fixe (pointillé vert sur la Figure 6.13 c)) se déplace alors vers la droite. Dans le signal #21 cela entraîne comme conséquence que l'amplitude du spectre Fourier associée au signal devient plus faible. A contrario, le même exercice avec la ligne représentant la période de la structure à base flexible (pointillé rouge sur la Figure 6.13 a)) montre que les amplitudes du spectre du signal augmentent avec l'allongement de la période. Il importe également de considérer les graphiques M-P présentés, respectivement, à la Figure 4.9 et à la Figure 4.10 pour les colonnes

C104 et C105 de la structure à base fixe et à la Figure-A V-3 et à la Figure-A V-4 pour les colonnes C104 et C105 de la structure à base flexible. Ces graphiques montrent que, dans le cas où la structure est considérée avoir une base fixe, la plastification des colonnes a été atteinte, ce qui n'est pas le cas dans la situation où les fondations de la structure ont été considérées flexibles. Cela signifie que la période de la structure pour le scénario #21 dans le cas de la période à base flexible n'a pas varié, puisque les éléments sont demeurés dans le domaine élastique. Toutefois, la période de la structure à base fixe a subi un léger allongement découlant de la plastification des membrures. Lorsqu'on considère le spectre de Fourier du signal 21, cela conduit à une réduction subite d'environ 37 % (de 0,4 à 0,25) des accélérations appliquées à la structure à base fixe comparativement à celles à base flexible. Ce mécanisme explique ainsi l'apparente contradiction observée dans les résultats.

Dans le cas du scénario #20, le même mécanisme peut être invoqué pour expliquer les résultats obtenus. Dans ce cas toutefois, la structure à base flexible subit une très légère plastification, ce qui entraîne une baisse des accélérations. Au contraire, l'allongement de la période de la structure à base fixe découlant de la plastification entraîne une augmentation rapide et importante des accélérations suivie d'un creux la faisant passer rapidement de 0.5 à 0.4. La différence entre les deux est toutefois moins importante que dans le cas du signal 21, ce qui transparaît dans les résultats obtenus à la Figure 6.12, qui montrent que l'écart entre les valeurs de moments équivalents en base est plus faible dans le cas du signal 20 que dans le cas du signal 21.

Cette analyse démontre clairement le lien qui existe entre les caractéristiques dynamiques du système étudié et les caractéristiques du signal d'excitation. Il est donc difficile de prévoir, a priori, le résultat exact d'une excitation dynamique sur un système structural, même si les caractéristiques structurales de celui-ci sont connues. La solution d'utiliser une moyenne lissée comme il est actuellement d'usage occulte l'impact singulier d'un signal précis sur la réponse de la structure et peut masquer des effets spécifiques d'amplification dû à un couplage entre les caractéristiques dynamiques structurelles et celles du signal.

Il convient également de noter que les résultats obtenus de la méthode directe montrent que cette approche est extrêmement sensible aux caractéristiques fréquentielles du signal injecté dans le modèle, aux caractéristiques dynamiques du modèle de sol ainsi qu'aux caractéristiques dynamiques de la structure. Les caractéristiques dynamiques du modèle de sol, c'est à dire les paramètres qui ont un impact sur la propagation du signal dans le sol, sont de nature a) numérique et b) géotechnique. Les paramètres numériques sont les choix faits par l'expérimentateur au niveau du choix des éléments numériques, du type de loi de comportement, du raffinement du maillage, de la construction du système numérique (types d'algorithmes de résolution, niveau d'amortissement numérique, critères de convergence, pas de temps numérique). Au niveau géotechnique, les paramètres sont évidemment les valeurs spécifiques à utiliser qui ont été obtenues via des essais *in situ* ou en laboratoire, mais également les valeurs obtenues de relations empiriques. D'un point de vue d'analyse, dans le cas de la méthode directe et de la méthode des sous-structures, le niveau d'incertitude au regard des critères géotechniques est similaire. La différence majeure se situe ainsi dans les critères numériques.

Par exemple, l'impact du choix au niveau des lois de comportements utilisées pour modéliser le comportement du sol peut être illustré en considérant les tassements initiaux sous les semelles (à l'amont de l'analyse dynamique donc). Le modèle PIMY possède, tel que décrit à la section 1.4.5.4, plusieurs surfaces de ruptures permettant de capturer l'écrouissage. A contrario, le modèle élastique parfaitement plastique utilisé pour modéliser le comportement du sol utilisé dans les éléments discrets de la méthode des sous-structures ne comporte qu'une seule limite de rupture, soit la limite « ultime ». Avant l'atteinte de la limite de rupture du sol, le modèle de comportement élastique parfaitement plastique demeure dans le domaine élastique et conserve un module élastique constant. Ainsi, suivant la phase de chargement initiale, précédent la phase de chargement dynamique, les tassements sous les semelles des deux modèles sont très différents. De plus, le fait que les semelles aient été explicitement modélisées dans la méthode directe versus la méthode des sous-structures entraîne une seconde disparité importante. Ainsi, avant même d'entrer en phase de chargement dynamique, la structure considérée dans la méthode directe possède déjà une déformée structurale provenant

du chargement dans la structure, mais également une déformation au niveau des éléments de fondation, due aux caractéristiques du sol. Cette déformation initiale a un rôle décisif dans la réponse subséquente de la structure. La Figure 6.14 présente les déplacements initiaux (facteur d'amplification x10) dans la structure et également dans les semelles.

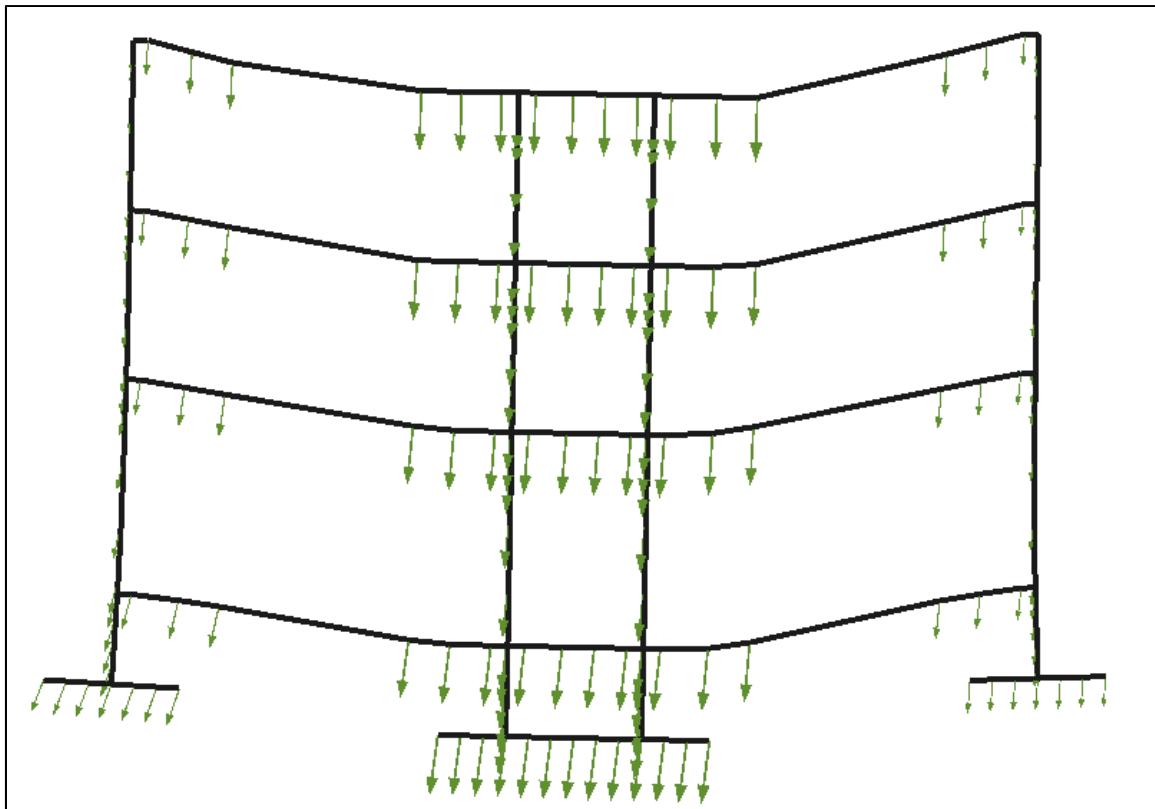


Figure 6.14 Déplacements initiaux de la structure et de la fondation – méthode directe (facteur d'amplification x10)

Les semelles des colonnes C104 ont, avant même l'application du séisme, déjà subi une petite rotation orientée vers l'intérieur de la structure. Notons également que cette rotation n'est pas symétrique. La raison de cette rotation est que les charges verticales transmises par la structure ont provoqué des tassements différentiels orientés vers le centre de la semelle centrale de la structure, ce qui provoque un effet d'entonnoir.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1 Contexte de l'étude

Le but de ce travail était de déterminer l'impact de l'IDSS sur l'évaluation sismique d'un bâtiment type dans le contexte géotechnique et sismique de l'Est du Canada construit sur un dépôt de sol argileux sensible. L'une des questions à laquelle cherchait à répondre ce travail est d'évaluer l'applicabilité de la méthode des sous-structures dans le contexte géotechnique particulier de l'Est du Canada où de nombreux dépôts de sol argileux sensible sont présents dans des zones densément peuplées. Pour y parvenir, une série d'analyses dynamiques d'IDSS comparatives ont été réalisée en utilisant tour à tour la méthode des sous-structures et la méthode directe.

7.2 Conclusions

Cette sous-section présente les conclusions relatives aux objectifs de la recherche. Il convient de noter que les conclusions suivantes sont applicables uniquement pour le bâtiment, le sol et les signaux considérés dans le présent travail et ne devraient pas être généralisées à d'autres systèmes.

7.2.1 **Objectif #1 – développer et évaluer un modèle de comportement non-linéaire pour l'évaluation de l'IDSS**

Le premier objectif du travail était de développer et d'évaluer un modèle de comportement non-linéaire permettant de réaliser des analyses temporelles non-linéaires d'IDSS.

Un modèle numérique par éléments finis bidimensionnel couplé entre une structure type représentative des bâtiments institutionnels construits au Québec dans les années 1970 et un

dépôt de sol postglaciaire type de l'Est du Canada a été spécifiquement développé. Le modèle numérique développé dans la plateforme OpenSees permet une résolution dynamique dans le domaine temporel. L'inélasticité de la structure a été considérée au moyen d'éléments fibres permettant de modéliser les sections de béton confiné composant les éléments poutres et colonnes. La plasticité a été modélisée au moyen d'une approche par plasticité distribuée basée sur la méthode de la force. L'inélasticité du sol a été modélisée au moyen d'une loi de comportement présentant une série de surfaces de ruptures imbriquées et permettant de considérer la nature hystérétique du comportement du sol. Des analyses de vérifications ont permis d'évaluer le niveau de précision du modèle et d'en valider la robustesse.

Au final, il est conclu que le modèle développé dans le cadre du présent travail est conforme aux objectifs et permet de réaliser des analyses d'IDSS non-linéaire dans le domaine temporel.

7.2.2 Objectif #2 - évaluer l'impact des conditions de modélisation de l'IDSS sur la réponse dynamique temporelle non-linéaire d'une structure type

Le second objectif de la recherche était d'évaluer l'impact des conditions de modélisation de l'IDSS sur la réponse de la structure. Pour y parvenir, des analyses comparatives ont été réalisées en utilisant trois méthodes de modélisation différentes : une structure avec base fixe (pas d'IDSS), une structure où la flexibilité et l'amortissement du sol ont été modélisés à l'aide de ressorts et d'amortisseurs au niveau des fondations (méthode des sous-structures) et une structure couplée à un maillage de sol (méthode directe). La comparaison des résultats des différentes approches s'est fait relativement aux accélérations aux étages de la structure, aux déplacements relatifs de la structure, aux efforts de cisaillement et aux moments de flexion dans les colonnes en base de la structure.

Selon les résultats, il est conclu que la méthode des sous-structures et la méthode directe donnent des résultats similaires dans des conditions de sismicité modérée où la non-linéarité des systèmes demeure faible (M_w 6). Toutefois, dans le cas de forts séismes (M_w 7), des écarts importants au niveau des intensités des efforts, des accélérations dans la structure et des déplacements ont été observés entre les deux méthodes. Ces écarts sont attribuables aux

importantes déformations dans le sol de fondation qui ne sont pas capturées adéquatement par la méthode des sous-structures.

Il est également conclu que la méthode directe avec prise en considération de la non-linéarité du sol et de la structure tend à réduire davantage les efforts structuraux comparativement à la méthode des sous-structures. Cela conduit à conclure que la méthode des sous-structures est plus conservatrice, donc plus sécuritaire dans un contexte de conception. Cette méthode implique également un nombre plus restreint de choix de la part de l'utilisateur et fait l'objet de plusieurs documents de références pouvant servir de guide. Nous notons toutefois que les déplacements obtenus de la méthode directe sont en général plus élevés que ceux prévus par les modèles de sous-structure.

Les résultats ont également mis en lumière que la méthode directe permet de capturer la rupture cyclique du sol de fondation, ce que ne permet pas la méthode des sous-structures. Ce point est important pour deux raisons. Premièrement, les déplacements et la rupture potentielle du sol de fondation ont un impact important sur la réponse globale de la structure. Cet impact a été clairement mis en lumière dans les résultats d'analyses de la présente étude. Deuxièmement, le contexte géotechnique particulier de l'Est du Canada fait en sorte que des dépôts de sols à grains fins sensibles, soit des dépôts sujets à une rupture cyclique sous chargement sismique, sont fréquemment rencontrés et sont présents dans des zones densément peuplées. Pour des bâtiments érigés sur des dépôts d'argile sensible ou des dépôts de sol mou, la méthode directe paraît mieux adaptée pour modéliser le comportement du sol de fondation, des fondations et celui de la structure.

La méthode des sous-structures a globalement surestimé les valeurs de cisaillement à la base d'une moyenne de 17,5 % et les valeurs de moments de flexion de 9,8 %. Au niveau des accélérations, l'approche par la méthode des sous-structures sous-estime généralement les accélérations à tous les étages, à l'exception du toit où elle les a majoritairement surestimées. Les résultats montrent également que les déplacements relatifs sont surestimés, et ce, particulièrement au niveau du troisième étage et pour les séismes du scénario 2 (M_w 7).

D'une manière générale, il est également conclu que la prise en considération de l'IDSS permet une réduction du cisaillement à la base d'une valeur moyenne de 23 % et du moment de flexion d'une valeur oscillant entre 12 à 25 %. La prise en considération de l'IDSS amène également une réduction moyenne des accélérations au toit, de 21 % avec la méthode des sous-structures et de 44 % avec la méthode directe, et une augmentation des déplacements relatifs, particulièrement au premier et au deuxième étage. Ces valeurs sont en accord avec la majorité de la littérature publiée sur le sujet. Conséquemment, il est conclu que la prise en considération de l'IDSS mène généralement, pour les situations considérées, à :

- 1) une réduction des efforts transmis à la structure;
- 2) une réduction des accélérations aux étages de la structure;
- 3) une augmentation des déplacements relatifs.

Les analyses comparatives ont également permis d'étudier l'impact des hypothèses de modélisation de la méthode des sous-structures ainsi que l'impact de l'interaction cinématique sur la réponse du système sol-structure. Ces observations sont importantes dans un contexte d'évaluation de bâtiments existants car elles tendent à indiquer que l'utilisation de la méthode directe permettrait d'éviter des interventions sur la structure.

7.2.2.1 Impact des hypothèses de modélisation

Les impacts des hypothèses de modélisation de la méthode des sous-structures sur les résultats des analyses de propagation d'ondes ont été investigués à la section 5.1 au moyen d'analyses comparatives. Relativement à l'impact du choix de type d'amortissement (visqueux versus hystérétique) sur la réponse du dépôt de sol, les résultats ont démontré que de considérer un amortissement visqueux dans les calculs numériques entraîne des différences significatives au niveau des propriétés dynamiques, ce qui se traduit par des écarts importants sur la réponse transitoire comparativement au cas où l'amortissement hystérétique du sol est pris en compte dans le modèle numérique (voir section 5.1.2). Spécifiquement, l'analyse comparative des réponses de ces modèles dans le domaine fréquentiel a permis de mettre en évidence que l'utilisation d'un modèle élastique avec amortissement visqueux entraîne des disparités

importantes tant au niveau des amplitudes que des périodes amplifiées par rapport à l'utilisation d'un modèle inélastique avec amortissement hystérotique. Les résultats présentés à la section 5.1.2 montrent également que l'utilisation d'un amortissement visqueux ne permet pas de capturer la dégradation du module qui s'opère naturellement dans les sols ce qui entraîne des écarts importants au niveau de la réponse dynamique comparativement à un modèle avec amortissement hystérotique (voir section 1.2.3.1). Finalement, les résultats ont montré que la différence d'amplitude entre un modèle élastique linéaire avec amortissement visqueux et un modèle inélastique avec amortissement hystérotique dépend de la période du dépôt.

De manière similaire, les analyses comparatives sur l'impact de l'utilisation d'un modèle élastique équivalent pour simuler la dégradation de la résistance du sol présentées à la section 5.1.3 ont permis de conclure que cette approche permet effectivement de réduire les valeurs d'accélérations sans recourir à l'utilisation d'un amortissement artificiel, mais qu'il est impossible de capturer à la fois la distribution d'accélérations en fonction des périodes obtenues avec un modèle prenant en compte la perte de résistance au moyen d'une courbe de réduction de module. Deux conclusions peuvent être tirées des résultats. Premièrement, l'utilisation d'un coefficient de réduction de module permet de réduire les valeurs d'accélérations sans recourir à l'utilisation d'un amortissement artificiel. Toutefois, la distribution des valeurs d'accélérations aux différentes périodes pour un modèle linéaire élastique avec un coefficient de réduction de module n'est pas similaire à celle d'un modèle linéaire élastique sans coefficient de réduction. Deuxièmement, il apparaît impossible de capturer à la fois les mêmes valeurs d'amplifications et les distributions de fréquences obtenues d'un modèle avec une courbe de réduction de module (modèle PIMY-20) en utilisant un coefficient de réduction de module. Par exemple, les résultats ont montré que l'utilisation d'un modèle linéaire élastique avec un ratio G/G_{max} de un entraîne des accélérations supérieures à celles obtenues avec le modèle PIMY-20. La distribution des périodes est différente des périodes amplifiées par le modèle PIMY-20.

Finalement, l'impact du poids de la structure sur les contraintes de confinement dans le sol a été investigué. À la section 5.1.4, une série d'analyses dynamiques en condition de champ libre

avec application d'une contrainte en surface du dépôt de sol de Breckenridge ont été réalisées en considérant soit i) la dépendance aux pressions effectives de confinement du sol ou ii) en ne la considérant pas. Les résultats ont permis de mettre en évidence que l'amplitude des accélérations du modèle i) par rapport à celle du modèle ii) est directement affectée et ce, particulièrement dans les hautes fréquences. Considérant que les séismes de l'Est du Canada sont connus pour produire un contenu fréquentiel plus riche dans les hautes fréquences, ces conclusions sont importantes. Les résultats ont également démontré que cet effet peut potentiellement augmenter les valeurs d'accélérations pour une structure typique.

7.2.2.2 Interaction cinématique

L'étude de l'interaction cinématique (section 5.2), c'est-à-dire la réalisation d'analyses de propagation d'ondes en condition de champ libre et en présence d'éléments de fondations sans masses, a permis de mettre en évidence que l'impact de la présence d'éléments de fondation dans le sol entraîne une différence minime, mais réelle sur les accélérations enregistrées. De plus, les spectres de réponses des enregistrements des accélérations à la base des colonnes ont montré une légère différence dans les valeurs enregistrées pour les colonnes localisées sur l'extérieur comparativement à celles localisées au centre de la structure. Les fonctions d'excitation de fondation (u_{fim}) obtenues de ces analyses ont permis de réaliser une série d'analyses d'IDSS au moyen de la méthode des sous-structures.

7.2.3 Objectif #3 - proposer des recommandations relativement à la prise en considération de l'IDSS pour le contexte géotechnique et sismique de l'Est du Canada

Le troisième objectif de la recherche était de proposer des recommandations pour la prise en considération de l'IDSS dans le contexte géotechnique et sismique de l'Est du Canada.

Il est conclu que l'interaction dynamique-sol-structure est un phénomène important pouvant amener une réduction importante des efforts structuraux. Toutefois, la grande variabilité des résultats impose qu'une analyse spécifique soit réalisée lorsqu'on désire en inclure les effets,

car certaines situations ont montré qu'au lieu de réduire les efforts structuraux, l'IDSS les a amplifiés.

Il est recommandé, lorsqu'on inclut les effets de l'IDSS dans l'évaluation d'une structure, dans le cas où le sol de fondation est mou et/ou lorsque le niveau d'intensité sismique anticipé risque d'entrainer la rupture du sol de fondation, d'utiliser la méthode directe. Bien que la méthode directe soit plus difficile à mettre en œuvre et plus coûteuse en termes de ressource de calculs, elle permet de capturer la rupture cyclique du sol de fondation et son impact marqué sur la réponse dynamique de la structure.

Toutefois, lorsque le sol de fondation est compétent où lorsque l'intensité sismique anticipé ne risque pas d'entrainer la rupture du sol de fondation, il est recommandé de recourir à la méthode des sous-structures. Celle-ci est plus simple que la méthode directe, a été éprouvée et pose un risque réduit d'erreur numérique.

7.3 Recommandations

Les résultats présentés dans le présent travail sont en accord avec la majorité des travaux déjà présentés sur le sujet. Cependant, tel que mentionné en début de document, les analyses réalisées dans le cadre de cette recherche sont limitées sur certains aspects.

Premièrement, l'analyse se déroule en deux dimensions. Il serait intéressant, dans des travaux de recherche subséquents, de procéder à des analyses similaires, mais cette fois en incluant un modèle tridimensionnel.

Deuxièmement, les analyses ayant été réalisées en condition de contraintes totales pour un sol à grains fin sensible, la phase liquide du sol a été ignorée dans les calculs. Or il est bien connu que l'eau a un impact important sur le comportement des sols granulaires en condition dynamique. En ce sens, il serait intéressant de réévaluer les conclusions du travail en considérant un sol granulaire et en prenant en considération l'impact de la phase liquide.

Finalement, un nombre plus élevé d'analyses avec différents signaux, différents bâtiments et différents types de dépôts de sol apparaît souhaitable afin d'augmenter la validité statistique des résultats obtenus et pouvoir déterminer une tendance générale.

Finalement, une modélisation plus complexe des frontières artificielles du modèle afin de permettre de considérer à la fois une propagation des ondes sismiques et d'assurer l'amortissement radiatif en même temps est nécessaire. Il serait également souhaitable de reproduire les essais avec différentes géométries structurelles et différents types de dépôts afin d'identifier des tendances générales.

ANNEXE I

INFORMATIONS ADDITIONNELLES SUR LES MODÈLES NUMÉRIQUES

A.I.1 Généralités

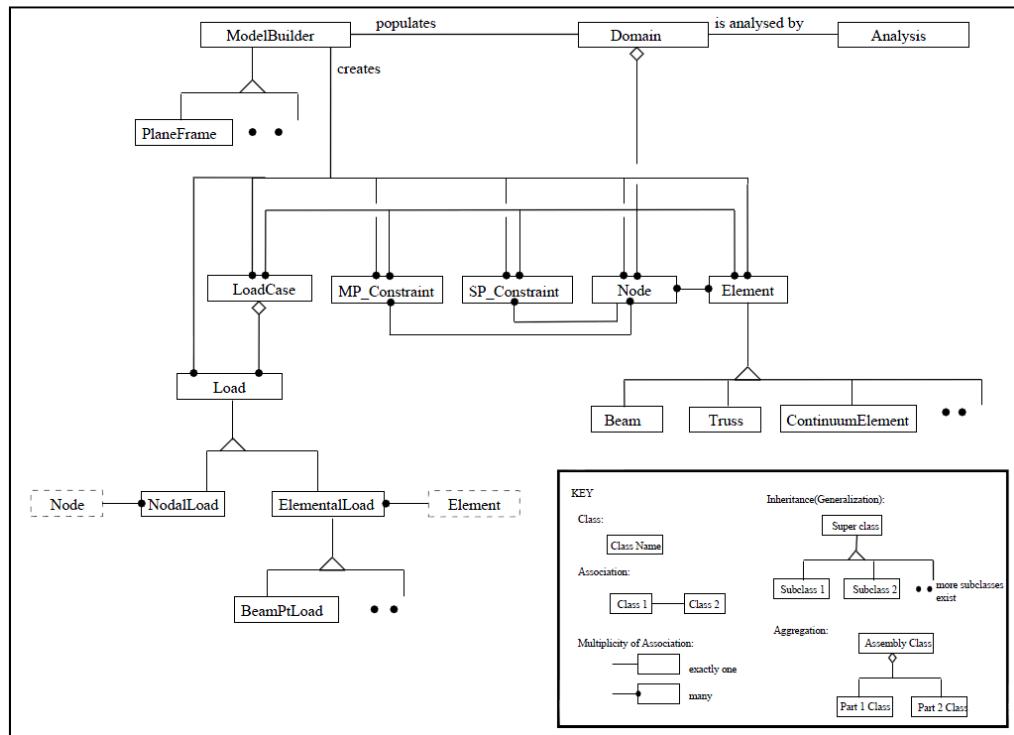


Figure-A I-1 Schéma d'organisation OpenSees
Tirée de McKenna (1997)

La figure-A I-1 présente le diagramme organisationnel de la structure du logiciel OpenSees.

Le diagramme utilise la notation de Rumbaugh :

- 1) les rectangles sont des classes, avec le nom de la classe à l'intérieur du rectangle;
- 2) les relations entre les classes sont représentées par des lignes entre les classes. Il y a trois types de relations (McKenna, 1997).

La classe Model Builder permet la création des classes d'objets tels les nœuds, les éléments, les contraintes et les chargements. L'objet nœud contient l'information sur la position qu'il

transmet à l'objet Domain. Les objets Élément ont comme fonction de fournir les matrices linéarisées à jour pour la rigidité, les masses et l'amortissement ainsi que le vecteur des forces résiduelles pour les conditions actuelles de contraintes et de chargement.

A.I.2 Commandes OpenSees

La commande pour la création des éléments poutre-colonne utilisée pour modéliser la structure est :

```
element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <
mass $massDens> <-iter $maxIters $tol> <-integration $intType>
```

où \$eleTag est le numéro associé à l'élément, \$iNode et \$jNode sont, respectivement, les nœuds aux points i et j de l'élément, \$numIntgrPts est le nombre de points d'intégrations le long de l'élément, \$secTag est le numéro de la section associé à l'élément, \$transTag est le numéro de la méthode transformation du système local au système global pour l'élément et les autres termes sont des termes optionnels régissant la masse volumique de l'élément, le nombre maximal d'itérations à réaliser pour satisfaire l'équilibre de l'élément et le type d'intégration (défaut=Gauss-Lebatto). La position des points d'intégrations est conforme au schéma classique de Gauss-Lobatto. Le Tableau-A I-1 présente la position des points d'intégrations pour le cas où n (le nombre de points d'intégrations) est de sept et ce, dans les coordonnées naturelles de l'élément, définies telles que vues à la figure-A I-2.

Tableau-A I-1 Position des points
d'intégrations Gauss-Lobato (n = 7)

i	x_i
1	-1
2	-0,830223896278566929872
3	-0,4688487934707142138038
4	0
5	0,468848793470714213804
6	0,830223896278566929872
7	1

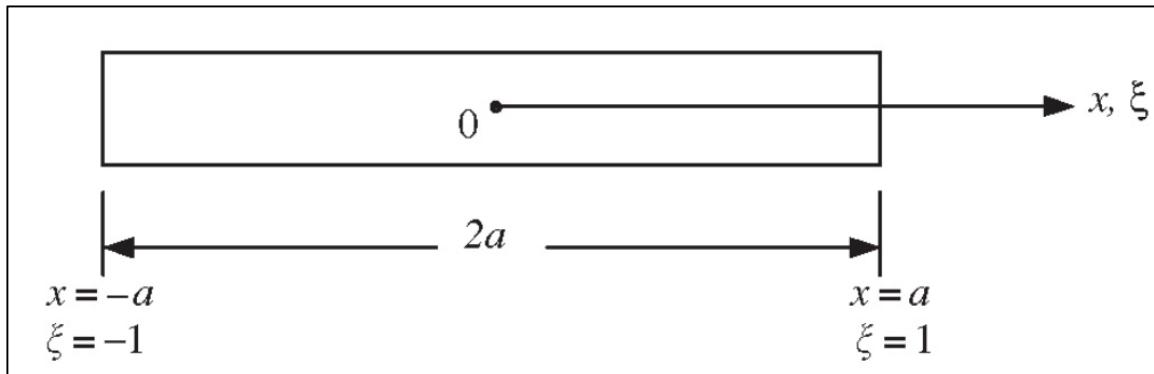


Figure-A I-2 Définition des coordonnées naturelles pour un élément ligne

La commande pour générer les éléments plans isoparamétriques à points d'intégrations stabilité utilisée pour construire le modèle de sol est :

```
element SSPquad $eleTag $iNode $jNode $kNode $lNode $matTag $type $thick <$b1
$b2>
```

où \$eleTag est le numéro associé à l'élément, \$iNode, \$jNode, \$kNode et \$lNode sont les numéros des nœuds, entrés en ordre antihoraire (voir Figure 1.20) qui définissent l'élément, \$matTag est le numéro du matériau associé à l'élément, \$type est soit contrainte-plan ou

contrainte-plane, \$thick est l'épaisseur hors plan de l'élément et \$b1 et \$b2 sont, respectivement, le poids volumique de l'élément dans les directions horizontales et verticales.

La commande pour créer les éléments de longueur zéro est :

```
element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2
...
...
```

où \$eleTag est le numéro de l'élément, \$iNode et \$jNode sont les numéros des nœuds utilisés pour définir l'élément, \$matTag1, \$matTag2, etc. sont les identifiants des matériaux à utiliser dans les degrés de liberté définis par \$dir1, \$dir2, etc.

A.I.3 Loi de comportement

Pour modéliser le béton, le choix s'est porté sur une loi de comportement unique : Concrete02 (Mohd-Yassin, 1994). Ce choix a été motivé, entre autres, par les travaux antérieurs réalisés par Antoinne Lebec (LeBec, 2009) sur la modélisation du béton sur le logiciel OS. Lauzier explique ainsi le choix de la loi de comportement :

Bien que plusieurs autres lois de comportement soient facilement accessibles dans OpenSEES, tel que « concrete07 » basé sur Chang & Mander (1994), c'est la relation concrete02 qui a été utilisée dans cette présente recherche en raison de sa stabilité et de la consistance de ces résultats obtenus par les travaux de Le Bec (2010). Il est à noter que cette recherche se concentre sur l'interaction sol-structure et qu'une modélisation plus complexe du béton n'a pas été jugée nécessaire. Par ailleurs, un modèle test incluant la loi de comportement « concrete07 » a causé à plusieurs reprises des erreurs de stabilité numérique menant rapidement au retrait de ce choix (Apari-Lauzier, 2016)

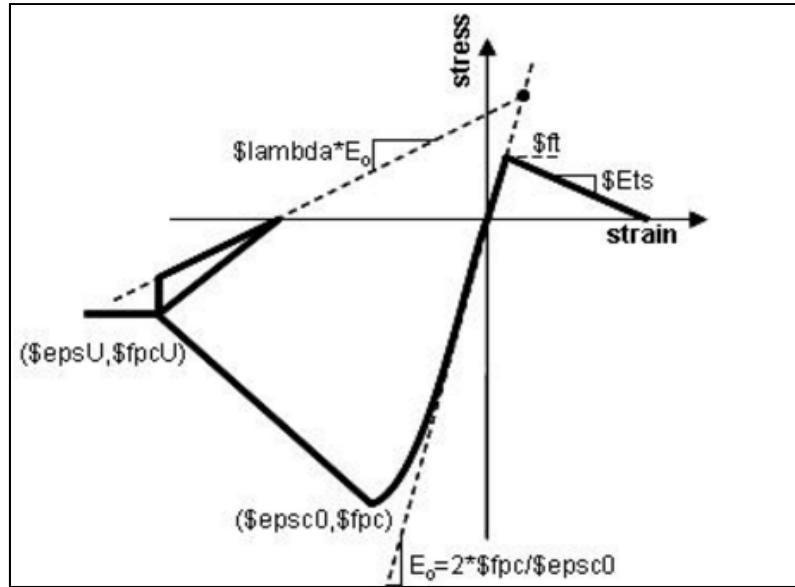


Figure-A I-3 Loi de comportement Concrete02 - OpenSees

Les paramètres de la loi de comportement Concrete02 sont f'_c , ϵ_{c0} , f'_{cu} , ϵ_{cu} , λ , f_t et E_{ts} , qui représentent respectivement la résistance à la compression du béton à 28 jours, la déformation du béton à résistance maximale, la résistance à l'écrasement du béton, la déformation du béton à l'écrasement, le ratio entre la courbe de déchargement et la courbe initiale, la résistance à la traction et la pente de réduction de la rigidité en tension. La relation est présentée, avec les différents paramètres, à la Figure-A I.3.

Dans le cas du béton non confiné, le module élastique initial, E_{c0} , est estimé via l'équation (A I-1) (Chang et Mander, 1994):

$$E_{c0} = 8200(f'_c)^{3/8} \quad (\text{A I-1})$$

La valeur de la déformation associée est calculée via l'équation (A II-2) (Apari-Lauzier, 2016; LeBec, 2009) :

$$\epsilon_c = \frac{2f'_c}{E_{c0}} \quad (\text{A I-2})$$

Notons ici que la provenance initiale de l'équation (A I-2) n'a pu être identifiée clairement par le présent auteur puisqu'elle n'est pas spécifiquement donnée par Le Bec ni par Lauzier. Dans les travaux de Lauzier, il semble être suggéré que la relation provient des travaux de (Chang et Mander, 1994), ce qui n'est pas le cas, alors que dans les travaux de Le Bec, on semble faire référence aux travaux de Martinelli et al. (Martinelli et Filippou, 2009). Bien qu'aucune équation de la forme de l'équation (A I-2) ne soit présentée dans les travaux de Martinelli et al., lorsqu'on considère les valeurs des paramètres utilisés dans cette étude, on retrouve bien l'équation (A I-2).

Dans le cas du béton non confiné, la résistance ultime en compression ainsi que la résistance à la traction ont été considérées nulles. Les relations précédentes sont également applicables au cas du béton confiné. Toutefois, pour prendre en considération l'impact du confinement sur les propriétés du béton, un facteur k est appliqué afin de rendre compte de la modification des propriétés mécaniques du béton confiné (Apari-Lauzier, 2016) :

$$k = -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94K_e\rho f_y}{f'_c} - \frac{2K_e f_y}{f'_c}} \quad (\text{A I-3})$$

$$f'_{cc} = k f'_c \quad (\text{A I-4})$$

$$\varepsilon'_{cc} = k \varepsilon'_c \quad (\text{A I-5})$$

$$f'_{cuc} = \frac{2}{10} k f'_{cc} \quad (\text{A I-6})$$

$$\varepsilon'_{cuc} = 0,004 + 1,4 \rho_s f_y \frac{\varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (\text{A I-7})$$

où k est le degré de confinement du béton, K_e est le coefficient de confinement, ρ est le ratio de l'armature de confinement minimal entre chacune des deux directions de la section, ρ_s est

le ratio volumétrique de l'armature de confinement (pour une section rectangulaire, somme des deux directions), f_y est la limite élastique pour l'acier des étriers, ε_{sm} est le niveau de déformation à la contrainte maximale de l'acier, et les indices cc font références au béton confiné (« confined concrete »).

Le degré de confinement du béton est variable d'une section à une autre. La surface effective, ou nette, de béton confiné est évaluée à l'aide de l'équation (A I.8) (Chang et Mander, 1994):

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - 0,5 \frac{s'}{b_c} \right) \left(1 - 0,5 \frac{s'}{d_c} \right) \quad (\text{A I-8})$$

avec b_c et d_c les dimensions de la section passant par le centre des étriers, s' l'espacement net des étriers et w' l'espacement net entre les barres longitudinales, le tout tel que vu à la Figure-A I-4

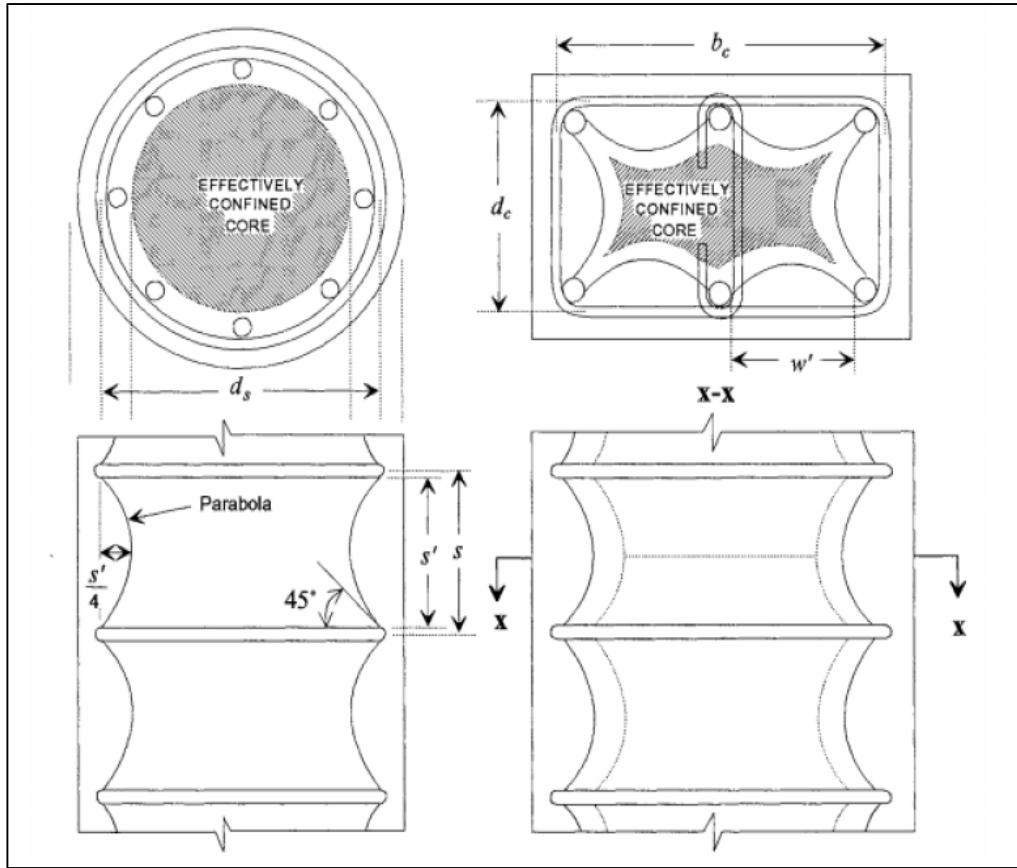


Figure-A I-4 Évaluation du degré de confinement des sections circulaires et rectangulaires
Tirée de Apari (2016)

La résistance à la traction du béton est définie selon l'équation A II-9 (Chang et Mander, 1994) :

$$f_t = 0,5\sqrt{f'_c} \quad (\text{A I-9})$$

La valeur de la pente de réduction de la rigidité en tension est définie par l'équation (A I-10) (Apari-Lauzier, 2016) :

$$E_{ts} = \frac{f'_c}{0,001} \quad (\text{A I-10})$$

A.I.4 Acier d'armature

La loi de comportement choisie pour modéliser l'acier d'armature est Steel02 (Filippou et al., 1983). Il s'agit d'une relation de type Giuffre-Menegotto-Pinto avec écrouissage isotropique. Les paramètres intervenant dans la définition de cette loi de comportement sont f_y , E , b , R_0 , cR_1 et cR_2 , représentant respectivement la limite élastique, le module élastique initial, le ratio d'écrouissage, c'est-à-dire le ratio entre les modules élastiques initiaux et le module plastique (E_p), et des paramètres permettant le contrôle de la zone de transition entre la partie élastique et la partie plastique. Des coefficients optionnels permettant de définir l'écrouissage isotropique sont inclus en option dans la définition du matériau, mais n'ont pas été considérés dans la présente recherche (a1, a2, a3 and a4).

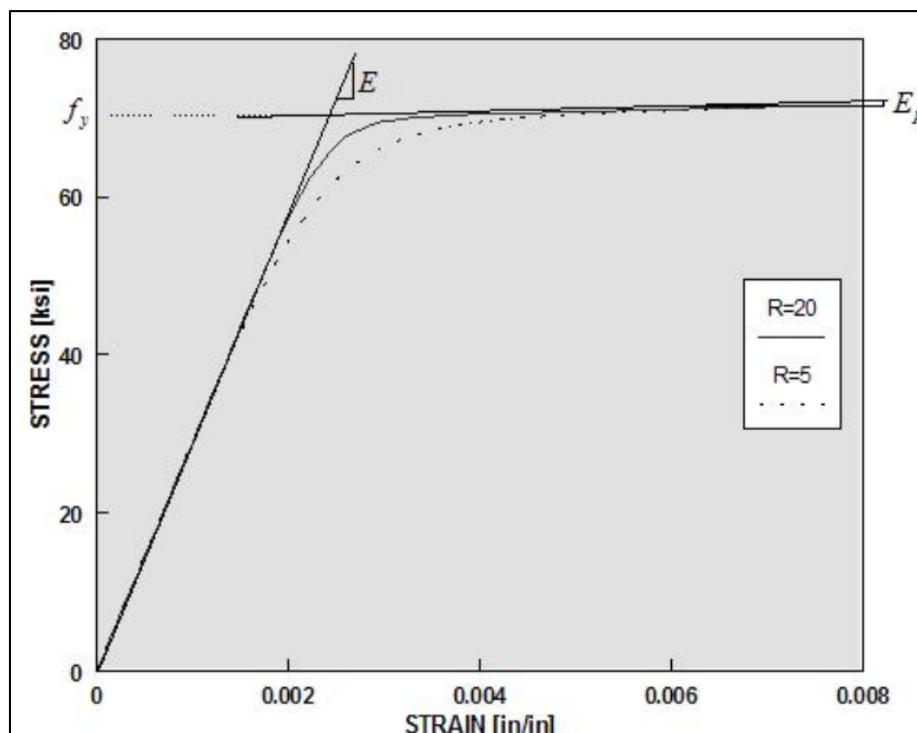


Figure-A I-5 Loi de comportement Steel02 du Logiciel Opensees

La limite élastique de l'acier est basée sur la norme ASCE/SEI 41-13 qui fournit des informations relativement à la valeur de la limite élastique de différentes nuances d'acier à

différentes époques. Le ratio d'écrouissage est défini en estimant la valeur de la pente plastique basée sur les recommandations de la norme de l'acier d'armature (Apari-Lauzier, 2016).

A.I.5 Loi de comportement multi-axe – critère de rupture

A.I.5.1 Critère de rupture de Von Mises (J2)

Le critère de rupture de Von Misses, aussi appelé J2, est défini par l'équation (A I-11).

$$J_2 = k^2 \quad (\text{A I-11})$$

où J_2 est le second invariant tensoriel du tenseur déviatorique (\mathbf{S}), lui-même défini comme étant la partie antisymétrique du tenseur de contrainte de Cauchy (\mathbf{T}) (Malvern, 1969) :

$$S_{ij} = T_{ij} - p\delta_{ij} \quad (\text{A I-12})$$

où δ_{ij} est le Kronecker delta et p la pression hydrostatique, définis comme :

$$p = \frac{1}{3} \text{tr}(\mathbf{T}) \quad (\text{A I-13})$$

où $\text{tr}(\mathbf{T})$ est la trace du tenseur \mathbf{T} . J_2 s'exprime alors comme :

$$J_2 = II_S = S_{12}^2 + S_{23}^2 + S_{13}^2 - S_{11}S_{22} - S_{22}S_{33} - S_{11}S_{33} \quad (\text{A I-14})$$

J_2 peut également être exprimé en fonction du tenseur de contrainte \mathbf{T} , en contrainte totale donc, selon l'équation (A I-15).

$$J_2 = II_S = \frac{1}{6} [(T_{11}-T_{22})^2 + (T_{22}-T_{33})^2 + (T_{33}-T_{11})^2] + T_{12}^2 + T_{23}^2 + T_{13}^2 \quad (\text{A I-15})$$

A.I.5.1 Critère de rupture de Drucker-Prager

Le critère de Drucker-Prager s'exprime selon l'équation (A I-16).

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k \quad (\text{A I-16})$$

où α est le terme relié au coefficient de friction, k est le terme relié à la cohésion, et I_1 est le premier invariant tensoriel du tenseur de contraintes ($I_1 = \text{tr}(\sigma)$) et J_2 est le second invariant tensoriel déviatorique.

Les valeurs des paramètres du critère de Drucker-Prager présentent l'avantage de pouvoir être directement déterminées à partir des paramètres du critère de Mohr-Coulomb. Il s'agit d'un point important puisque les données géotechniques, particulièrement les mesures in situ, sont le plus souvent exprimées en fonction du modèle de Mohr-Coulomb. De plus, la littérature empirique permettant d'estimer les valeurs des composantes du modèle de MC avec confiance est abondante.

L'utilisation du critère de Drucker-Prager dans OS nécessite la détermination des paramètres k , α , $\bar{\alpha}$, ρ , K et G où ρ est la masse volumique; $\bar{\alpha}$ contrôle l'évolution de l'écoulement une fois la plasticité atteinte, ce qui est l'équivalent de l'angle de dilatance ; K est le module de compressibilité volumique et G est le module de cisaillement. Les valeurs de k et α s'obtiennent directement à partir de l'équation (A I-18) et de l'équation (A I-19). Le calcul de $\bar{\alpha}$ est réalisé avec l'équation (A I-18) en remplaçant l'angle de friction, ϕ , par l'angle de dilatance, ψ . On peut estimer la valeur de ψ à l'aide de l'équation (A I-17).

$$\psi \rightarrow \begin{cases} \phi < 30^\circ = 0^\circ \text{ à } 10^\circ \\ \phi \geq 30^\circ = \phi - 30^\circ \end{cases} \quad (\text{A I-17})$$

$$\alpha = \frac{2\sin(\phi)}{\sqrt{3}(3 \pm \sin(\phi))} \quad (\text{A I-18})$$

$$k = \frac{6ccos(\phi)}{\sqrt{2}(3 - \sin(\phi))} \quad (\text{A I-19})$$

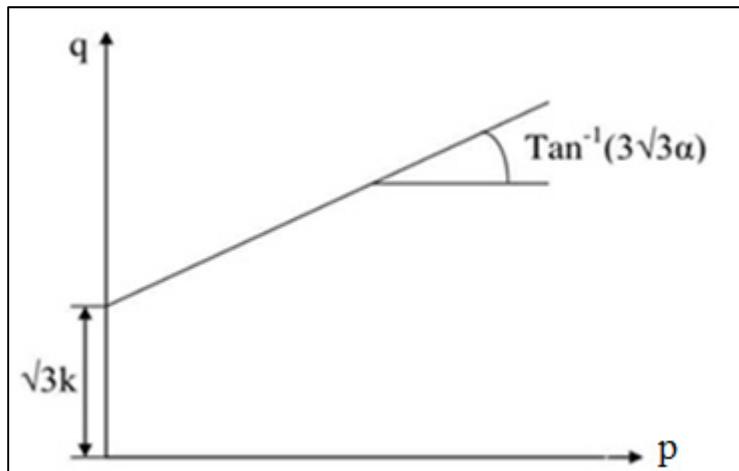


Figure-A I-6 Critère de rupture Drucker-Prager
plan q-p

A.I.6 Géométrie de la structure et détails d'armatures

Les dimensions et les détails d'armatures pour les colonnes sont donnés au Tableau-A I-2 alors que le Tableau-A I-3 contient les détails des poutres. Les éléments sont numérotés conformément au schéma de la Figure 2.2 b). Les valeurs des paramètres des lois de comportements de l'acier et du béton utilisées dans le modèle numérique structural sont données au Tableau-A I-4 et au Tableau-A I-5.

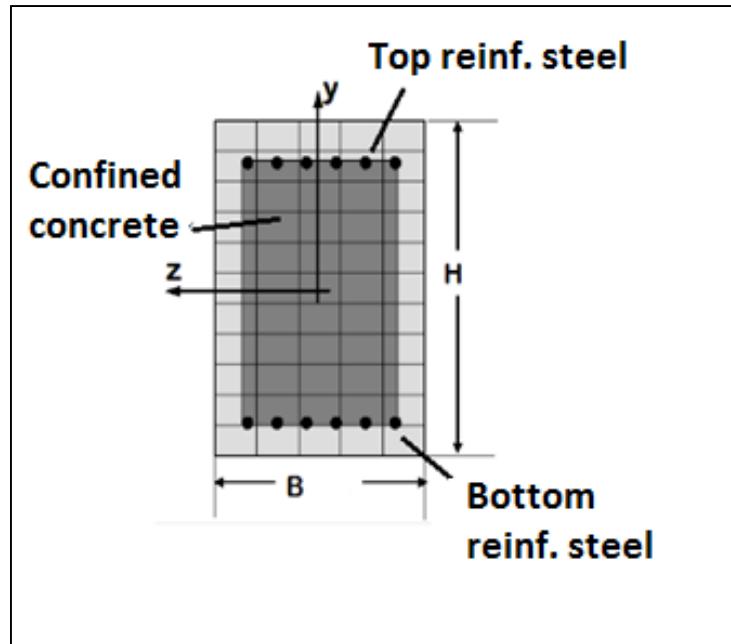


Figure-A I-7 Schéma type d'une section des éléments structuraux

Tableau-A I-2 Propriétés des colonnes

Colonne	H ("")	B ("")	Bar haut	Bar bas	Bar lat
C-104	34	20	6-#9	6-#9	12-#7
C-105	32	20	5-#9	5-#7	10-#7
C-204	28	18	4-#9	4-#9	8-#7
C-205	30	20	5-#9	5-#7	10-#7
C-304	28	16	5-#9	5-#9	12-#7
C-305	28	20	3-#8	3-#7	6-#7

Tableau-A I-3 Propriétés des poutres

Poutre	H (")	B (")	Bar haut	Bar bas
P-206-C1	36	10	5-#8	3-#8
P-206-C2	36	10	2-#8	3-#8
P-208	36	10	5-#8	5-#8
P-306-C1	30	10	5-#8	3-#7
P-306-C2	30	10	2-#8	3-#7
P-308	30	10	5-#8	3-#7
P-408	22	10	5-#7	3-#7
P-406-C1	22	10	5-#7	3-#7
P-406-C2	22	10	5-#7	3-#7

Tableau-A I-4 Valeur des paramètres du béton non confiné

Section	f'_c (MPa)	ε_{c0}	f'_{cu} (MPa)	ε_{cu}	λ	f_t	E_{ts} (GPa)
C-104	29,6	0,0021	6,4	0,0146	0,1	2,6	2,6
C-105	29,8	0,0021	6,4	0,0148	0,1	2,6	2,6
C-204	30,1	0,0021	6,6	0,016	0,1	2,6	2,6
C-205	31,1	0,0022	7,0	0,02	0,1	2,6	2,6
C-304	30,6	0,0022	6,8	0,0193	0,1	2,6	2,6
C-305	30,6	0,0022	6,8	0,0173	0,1	2,6	2,6
P-206-C1	29,1	0,002	6,1	0,0175	0,1	2,6	2,6
P-206-C2	29,1	0,002	6,1	0,0175	0,1	2,6	2,6
P-208	29,5	0,002	6,3	0,0206	0,1	2,6	2,6
P-306-C1	29,4	0,0021	6,3	0,0179	0,1	2,6	2,6
P-306-C2	29,4	0,0021	6,3	0,0179	0,1	2,6	2,6
P-308	29,9	0,0021	6,5	0,0211	0,1	2,6	2,6
P-408	29,7	0,0021	6,4	0,0166	0,1	2,6	2,6

Section	f'_c (MPa)	ϵ_{c0}	f'_{cu} (MPa)	ϵ_{cu}	λ	f_t	E_{ts} (GPa)
P-406-C1	30,7	0,0022	6,8	0,0222	0,1	2,6	2,6
P-406-C2	30,7	0,0022	6,8	0,0222	0,1	2,6	2,6

Tableau-A I-5 Valeur des paramètres pour le béton confiné

Section	f'_c (MPa)	ϵ_{c0}	f'_{cu} (MPa)	ϵ_{cu}	λ	f_t	E_{ts} (GPa)
Identique	27,6	0,00194	0	0,0035	0,1	2,6	2,6

Tableau-A I-6 Données géotechniques in situ du site de Breckenridge pour le calcul de la valeur modifiée de Vs

Z (m)	ρ (kg/m³)	G (MPa)	Vs (m/sec)	$\sigma'v\theta$ (kPa)	$\sigma'p$ (kPa)	OCR
2	1597,7	56,8	188,61	31,35	364,83	11,64
2,5	1597,7	56,8	188,61	34,28	319,16	9,31
3	1571,3	38,4	156,42	37,08	289,85	7,82
3,5	1544,8	20,0	113,92	39,75	269,51	6,78
4	1547,0	19,3	111,79	42,44	242,36	5,71
4,5	1549,3	18,6	109,63	45,13	219,58	4,87
5	1551,5	17,4	106,02	47,84	199,94	4,18
5,5	1553,8	16,3	102,29	50,55	182,62	3,61
6	1522,1	13,3	93,58	53,11	170,04	3,20
6,5	1490,4	10,4	83,54	55,52	164,63	2,97
7	1486,4	9,8	81,04	57,90	159,82	2,76
7,5	1482,3	9,1	78,45	60,27	155,51	2,58
8	1478,3	10,4	83,87	62,62	151,61	2,42
8,5	1474,3	11,7	89,00	64,94	148,05	2,28
9	1481,7	16,7	106,04	67,31	146,02	2,17
9,5	1489,1	21,6	120,56	69,70	148,47	2,13
10	1494,2	26,6	133,53	72,13	150,96	2,09
10,5	1499,3	31,6	145,26	74,58	153,50	2,06
11	1504,4	28,8	138,30	77,05	156,08	2,03
11,5	1509,5	25,9	131,02	79,55	158,69	1,99
12	1511,5	24,7	127,88	82,06	162,19	1,98
12,5	1513,6	23,5	124,67	84,58	169,16	2,00

Tableau-A I-7 Évolution de la contrainte effective totale sous les fondations

Z	σ'_p	σ'_v total colonne 1	σ'_v total colonne 2	σ'_v total colonne 3	σ'_v total colonne 4
(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
2	364,83	248,74	270,88	320,84	211,37
2.5	319,16	217,03	233,30	270,00	189,57
3	289,85	159,16	168,31	188,95	143,72
3.5	269,51	110,49	114,56	123,73	103,63
4	242,36	82,21	83,68	86,98	79,74
4.5	219,58	69,59	70,03	71,01	68,86
5	199,94	65,23	65,34	65,59	65,05
5.5	182,62	64,45	64,47	64,52	64,41
6	170,04	64,95	64,96	64,96	64,94
6.5	164,63	65,91	65,91	65,91	65,91
7	159,82	67,17	67,17	67,17	67,17
7.5	155,51	68,64	68,64	68,64	68,64
8	151,61	70,24	70,24	70,24	70,24
8.5	148,05	71,95	71,95	71,95	71,95
9	146,02	73,78	73,78	73,78	73,78
9.5	148,47	75,73	75,73	75,73	75,73
10	150,96	77,76	77,76	77,76	77,76
10.5	153,50	79,87	79,87	79,87	79,87
11	156,08	82,04	82,04	82,04	82,04
11.5	158,69	84,28	84,28	84,28	84,28
12	162,19	86,55	86,55	86,55	86,55
12.5	169,16	88,85	88,85	88,85	88,85
13	176,09	91,18	91,18	91,18	91,18
13.5	183,00	93,52	93,52	93,52	93,52
14	189,87	95,87	95,87	95,87	95,87

Z	σ'_p	σ'_v total colonne 1	σ'_v total colonne 2	σ'_v total colonne 3	σ'_v total colonne 4
(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
14.5	196,73	98,24	98,24	98,24	98,24
15	201,20	100,70	100,70	100,70	100,70
15.5	195,85	103,27	103,27	103,27	103,27
16	190,63	105,88	105,88	105,88	105,88
16.5	185,53	108,50	108,50	108,50	108,50
17	180,54	111,15	111,15	111,15	111,15

ANNEXE II

INFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES SUR LE SITE DE BRECKENRIDGE

A.II.1 Présentation des données recueillies *in situ* et obtenues en laboratoire

La présente sous-section présente les données recueillies *in situ* et au laboratoire. Les données sont comparées à des valeurs typiques pour les argiles de l'Est du Canada obtenues des relations empiriques présentées à la section 1.3.3.

Pour des profondeurs comprises entre 3.22 m et 25 m, les valeurs de teneur en eau mesurées en laboratoire permettent d'estimer les masses volumiques en recourant aux relations de phase de base de la mécanique des sols. À partir de la teneur en eau (w), définie comme le rapport de la masse d'eau à la masse solide, $w = M_w/M_s$ (les indices w et s réfèrent respectivement à « eau » et à « solide »), l'indice des vides, e , est aisément estimé. Une fois calculée la valeur de e , la valeur de la masse volumique de l'échantillon, ρ , est directement obtenue

Pour $z > 25$ m, les valeurs de ρ sont réalisées par gamma-densité. La Figure-A II-1 présente la variation de la masse volumique en fonction de la profondeur. Deux courbes sont présentées, soit la courbe obtenue en estimant les valeurs de masse volumique à partir de la teneur en eau et de l'indice des vides et la courbe obtenue par mesure de densité gamma.

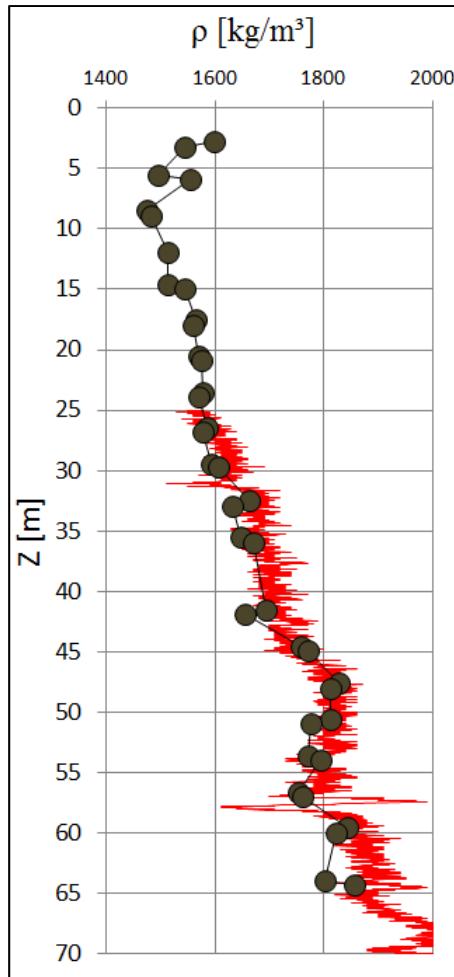


Figure-A II-1 Masse volumique selon la profondeur
Tirée de Crow (2017)

Les valeurs de résistance au cisaillement non-drainées non-remaniées (S_u) obtenues par pénétromètre à cône tombant ainsi que les valeurs remaniées (S_{ur}) obtenues du même procédé sont présentées, en fonction de la profondeur, à la Figure-A II-3. En fonction des valeurs de S_u le manuel canadien de fondation de 2005 qualifie, pour $z < 10$ m, le sol comme mou ($12 < S_u < 25$ kPa) alors qu'il est considéré ferme jusqu'à 25 m puis raide jusqu'à 55 m ou il devient très raide.

Consistency	Undrained Shear Strength (kPa)	SPT N-Index (blows/0.3m)
Very Soft	<12	<2
Soft	12-25	2-4
Firm	25-50	4-8
Stiff	50-100	8-15
Very Stiff	100-200	15-30
Hard	>200	>30

Figure-A II-2 Catégorisation des argiles - MCIF 2006

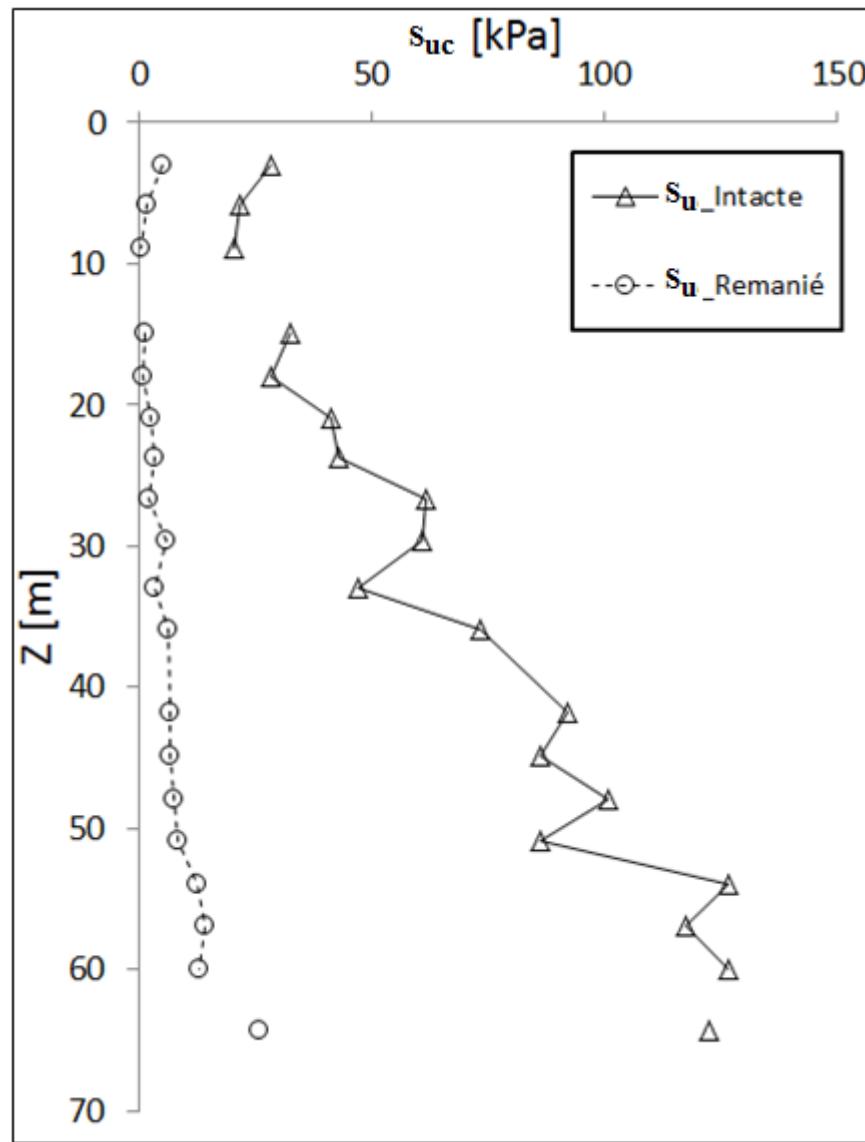


Figure-A II-3 Variation des valeurs de résistances au cisaillement non-drainées pour des échantillons remaniés et non remaniés obtenus par essais au pénétromètre à cône tombant en fonction de la profondeur

A.II.2 Breckenridge - validation des données géotechniques

Les valeurs de C_{ur} mesurées au laboratoire ont été comparées aux valeurs empiriques corrélées à l'indice de liquidité via l'équation **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Le tout est présenté à la Figure-A II-4. La relation empirique donne des valeurs de C_{ur} légèrement plus

faibles que les valeurs qui ont été mesurées. Les valeurs de C_{ur} en fonction de I_L ont une tendance similaire à ce que prévoit la relation empirique.

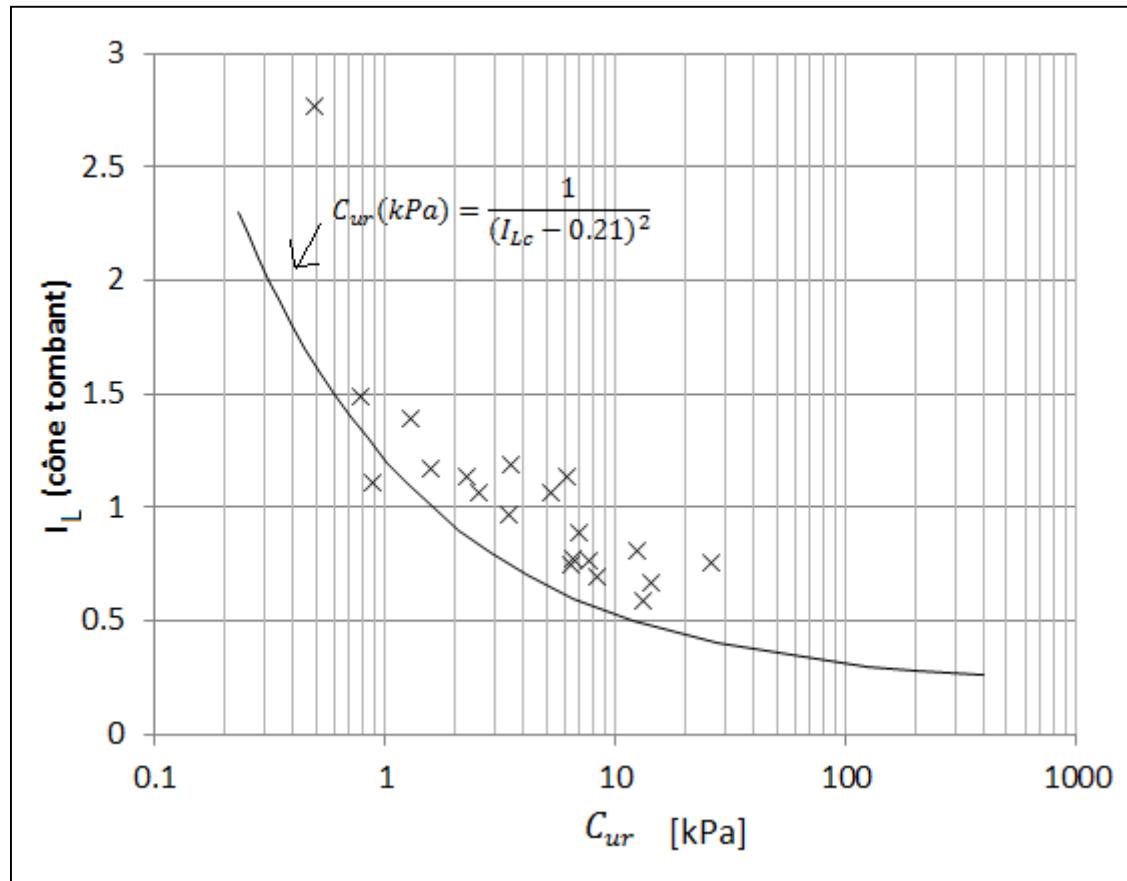


Figure-A II-4 Comparaison des valeurs de C_{ur} obtenues au cône tombant pour le site de Breckenridge versus relation empirique pour les argiles de l'Est du Canada
Tirée de Leroueil, Tavenas et al. (1983)

Les valeurs des limites d'Atterberg en fonction de la profondeur, les valeurs de w , les valeurs de σ'_p et de σ'_{v0} (la contrainte effective de pré-consolidation et la contrainte effective actuelle) ainsi que les valeurs de sensibilité ($S_t = \frac{c_u}{c_{ur}}$) et de la fraction d'argile présentes dans les échantillons de sol sont montrées à la figure A II-6. Les valeurs de σ'_p ont été estimées avec l'équation (1.22). L'ensemble des valeurs de w_L , à l'exception de la valeur pour $z=3$ m, sont à l'intérieur des balises empirique spécifiées (50 % à 75 %) (Leroueil et al., 1983a) pour les dépôts localisés dans le centre de la mer de Champlain.

En plus des données obtenues du rapport de la CGC, une série d'essais en laboratoire réalisés indépendamment à l'Université Laval dans le cadre du projet de maîtrise de Jessie Duguay-Blanchette (2016) permet de réaliser une validation croisée des valeurs in situ.

La Figure-A II-5 présente les résultats des essais de caractérisation pour le site de Breckenridge obtenus au laboratoire de l'Université Laval. Les résultats in situ provenant de la CGC sont présentés sous forme graphique à la Figure-A II-6 alors que la Figure-A II-7 présente les données in situ de la CGC superposées aux résultats laboratoire provenant des laboratoires de l'Université Laval réalisés par Duguay.

Tube	Prof.	W (%)	WL (%)	WP (%)	I _L	I _P	S _u (kPa)	S _{ur} (kPa)	S _T	D _r	Sable (%)	Silt (%)	Argile (%)
BRK-02-01B	12,305 – 12,425	85,4	52,3	28,1	2,37	24	16	0,4	47	-	0,0	26,8	73,2
BRK-01-03	13,640 – 13,760	82,6	79,5	32,1	1,07	47	-	-	-	2,71	0,0	26,0	74,0
BRK-01-03	14,000 – 14,100	85,5	71,2	27,5	1,33	44	18	0,2	119	-	-	-	-
BRK-02-02B	21,915 – 22,035	70,7	74,8	31,9	0,97	43	32	2,1	15	2,83	0,0	35,9	64,1
BRK-01-05B	25,995 – 26,115	74,6	78,1	35,7	0,91	42	-	-	-	2,77	0,0	26,6	73,4
BRK-02-03A	27,430 – 27,545	73,4	67,3	28,9	1,16	38	26	1,8	15	-	0,0	36,7	63,3

Figure-A II-5 Résultats des essais de caractérisation pour le site de Breckenridge
Tirée de Duguay-Blanchette (2016)

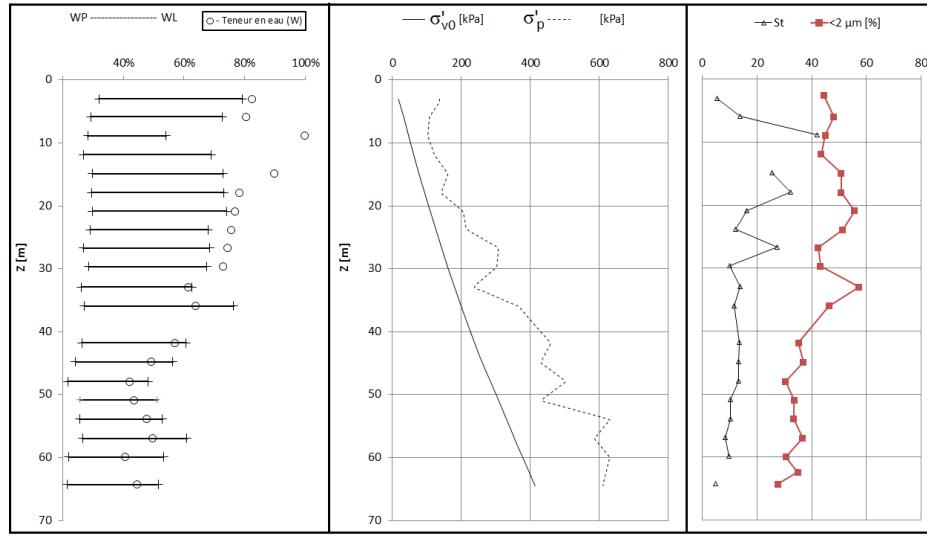


Figure-A II-6 Teneur en eau, variation des contraintes (σ'_p et σ'_{v0}) et de S_t en fonction de la profondeur
Tirée de Crow (2017)

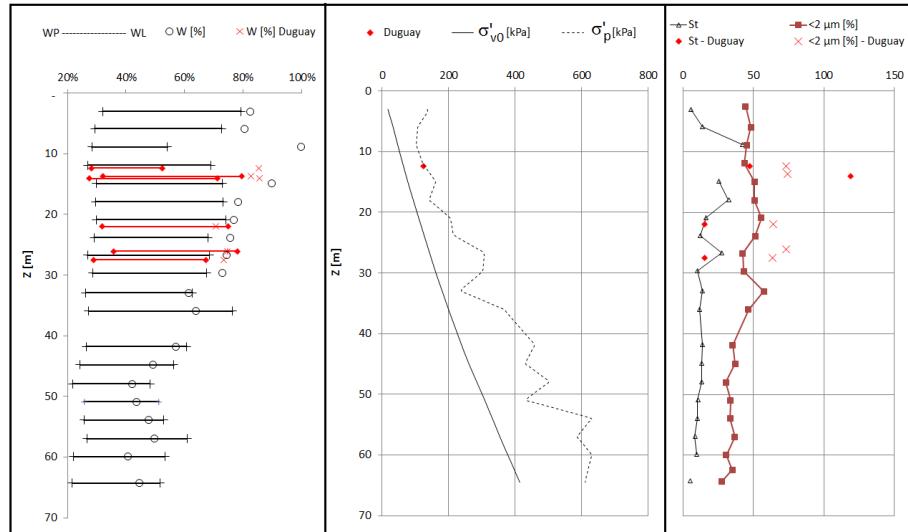


Figure-A II-7 Teneur en eau et variation des contraintes en fonction de la profondeur
Tirée de Crow (2017) et de Duguay-Blanchette (2016)

La comparaison des données de la CGC et des essais de Duguay-Blanchette montre une excellente corrélation pour les teneurs en eau et les limites d'Atterberg. Pour la seule valeur d'essai œdométrique disponible, la valeur de σ'_p obtenue est conforme aux valeurs calculées à partir des valeurs de I_p de la CGC. L'approche suivie pour le calcul de σ'_p est ainsi validée. Au

niveau des valeurs de S_t , les valeurs de Duguay-Blanchette (2016) montrent une bonne corrélation de manière générale avec les valeurs de la CGC, à l'exception de la valeur à 14 m, où la valeur obtenue par Duguay-Blanchette (119) excède les valeurs de la CGC de 138 %. Au niveau de la composition des échantillons, les résultats de Duguay montrent une plus grande fraction d'argile que les valeurs de la CGC. La différence est variable sur la profondeur, allant d'un maximum 72,3 % à 26 m à 15 % à 21 m.

L'analyse des données géotechniques permet de remarquer que l'écart entre les valeurs de σ'_{v0} et σ'_p est constant sur la profondeur à l'exception de la surface, où le ratio OCR est plus important. Cette augmentation du ratio OCR près de la surface est un phénomène fréquent provenant des variations du niveau d'eau à la surface qui consolide le sol et mène à la formation d'une croute. Notons que le ratio C_u/σ'_p est constant sur la profondeur de la colonne et vaut $0,2+0,0014I_p$, ce qui est très proche de la relation de Skempton (Grace et al., 1957).

La Figure-A II-8 compare les valeurs de IP mesurées in situ et les valeurs corrélées à partir de W_L et de l'équation (1.21). La corrélation entre les deux courbes est très bonne et montre que les données in situ relatives aux limites d'Atterberg sont de bonne qualité.

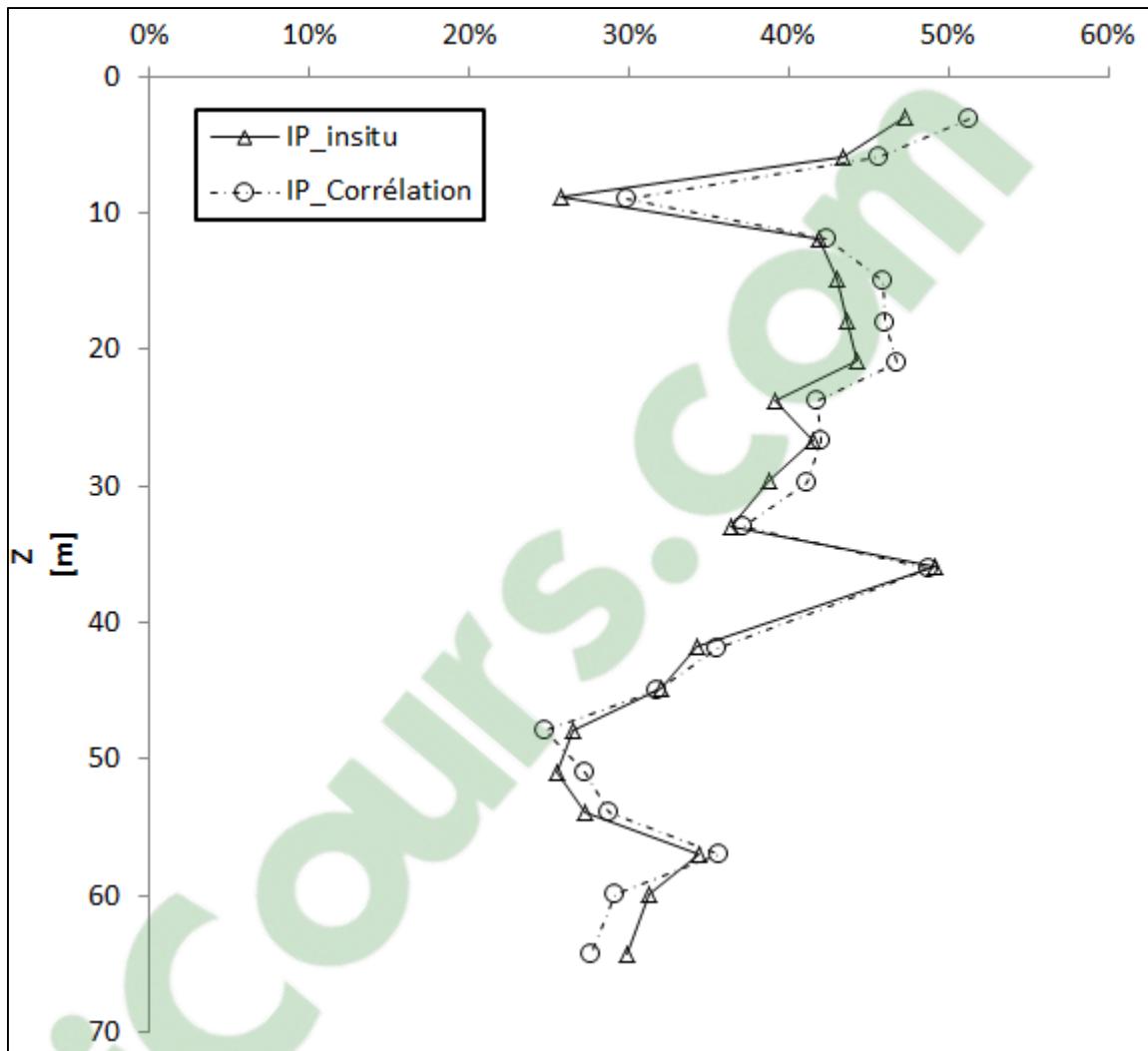


Figure-A II-8 Comparaison des valeurs de IP mesurées in situ et les valeurs obtenues par corrélations – données tirées de Crow (2017)

Les valeurs de S_t rapportées dans le document de la commission géologique sont égales au rapport c_u/c_{ur} obtenues par essais au pénétromètre à cône tombant. Les valeurs obtenues par Duguay sont également présentées. Aux fins de comparaison, les valeurs de S_t ont également été calculées à l'aide de l'équation (A II-4) (Leroueil, 1997) :

$$S_t = C_u(kPa)(I_l - 0,21)^2 \quad (\text{A II-4})$$

Les résultats sont montrés à la Figure-A II-9. L'écart observé entre les valeurs de sensibilité mesurées et les valeurs empiriques est conséquent avec les résultats présentés à la Figure-A II-4 qui montrent un relativement bon agrément entre l'équation (A II-4) et les valeurs de C_{ur} mesurées au site de Breckenridge.

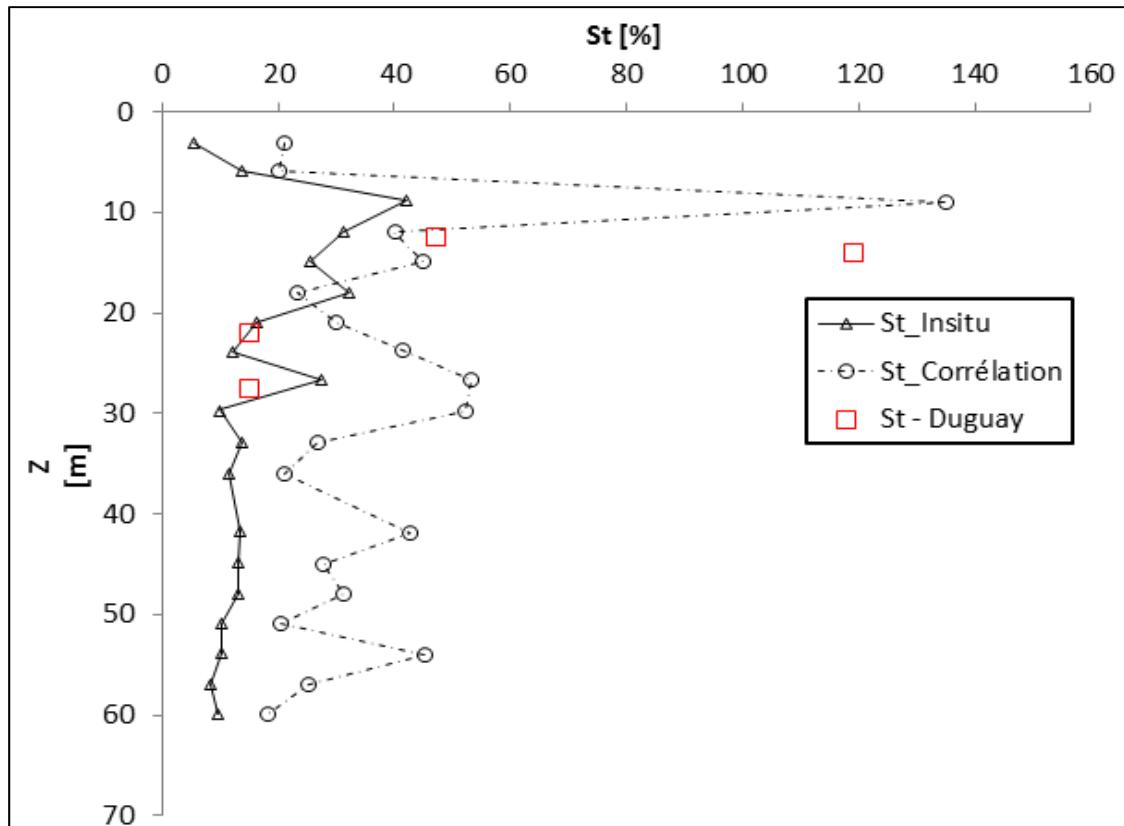


Figure-A II-9 Comparaison des valeurs de sensibilité mesurées par pénétromètre à cône tombant et mesures corrélées

Les valeurs de S_u intactes obtenues au site sont présentées à la figure A II-10 et comparées aux données de Duguay-Blanchette.

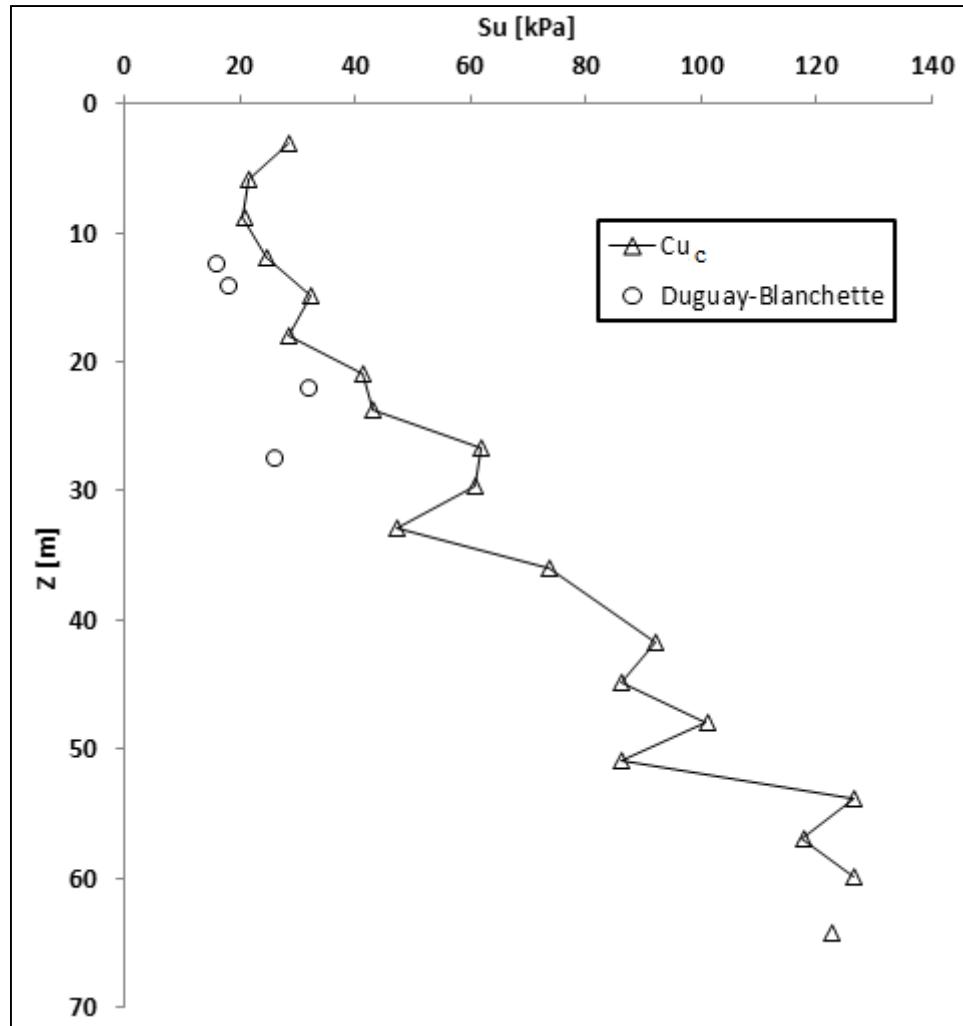


Figure-A II-10 Résistance au cisaillement non drainée en fonction de la profondeur au laboratoire

Il s'agit maintenant d'établir la cohérence des valeurs des vitesses de propagation des ondes de cisaillement mesurées. Pour y parvenir, les valeurs de G_{max} en fonction de la profondeur sont calculées avec l'équation $G_{max} = \rho V_s^2$. Ces valeurs sont ensuite comparées avec les valeurs attendues de deux sources distinctes, soit une corrélation empirique proposée par Leroueil (Leroueil, 1997) et spécifique aux argiles de la mer de Champlain, présentées à l'équation (A II-6):

$$G_{max} = (550CR^{-0,5} + 35)\sigma'_p$$

(A II-6)

ainsi qu'en fonction de plages de valeurs rapportées dans Kramer (1996) tirées des travaux de Weiler (Weiler, 1988) et contenues dans le Tableau 1.3. Le résultat des différentes approches d'évaluation de G_{max} est montré à la Figure-A II-11. Dans les premiers mètres du dépôt ($z < 7$ m), l'écart est important. Les valeurs empiriques semblent sous-estimer la valeur de G_{max} .

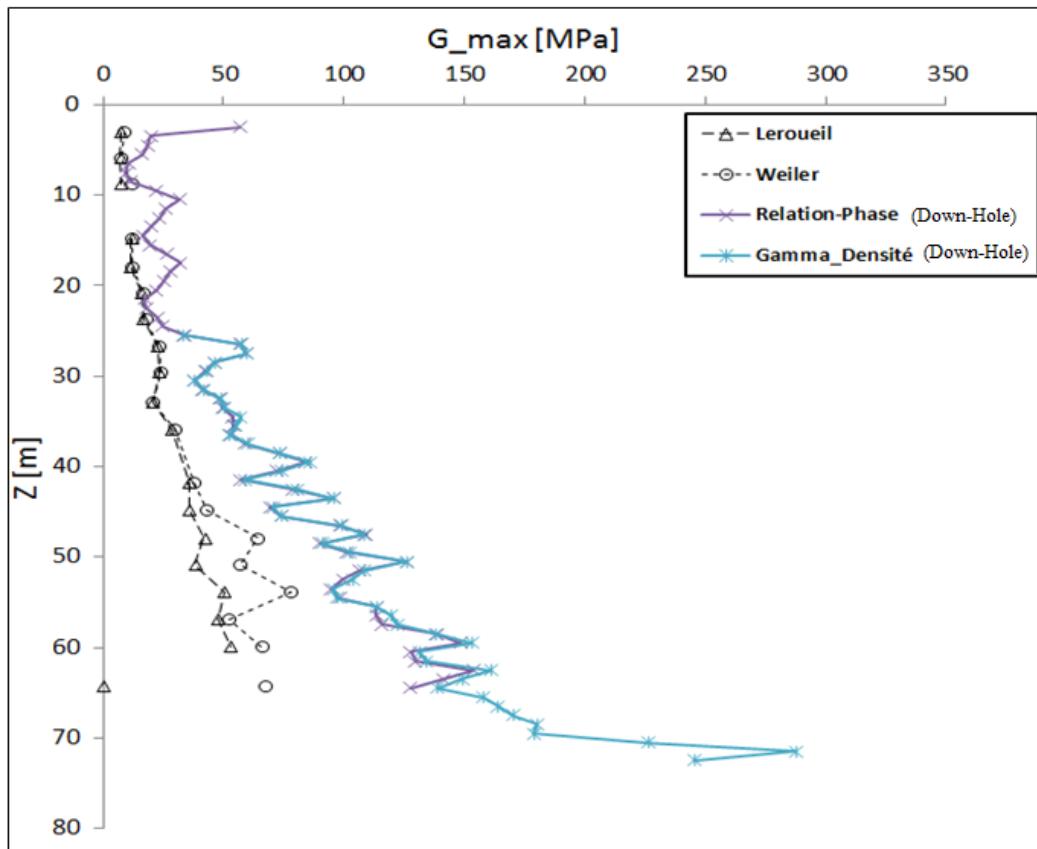


Figure-A II-11 Variation de G-max / relation empirique versus données mesurées au site du Pontiac

Entre sept et 55 mètres, les valeurs, sans être égales, suivent une tendance relativement similaire. À des profondeurs plus élevées, l'écart entre les valeurs empiriques et mesurées devient important et encore une fois les relations empiriques semblent sous-estimer la valeur de G_{max} . En fonction des données, on peut estimer la profondeur du roc à ≈ 70 m.

L'ensemble des valeurs obtenues au laboratoire et in situ au site de Breckenridge a été présenté et comparé à des relations empiriques. Des comparaisons réalisées, il est noté que bien qu'il existe certaines disparités, les tendances ainsi que les plages de valeurs obtenues par la CGC sont de bonne qualité.

Au final, la grande quantité et la qualité des données recueillies au site de Breckenridge sont indispensables à la phase de modélisation du sol et permettront d'estimer correctement les différentes valeurs des paramètres composant les lois de comportement utilisées pour modéliser le sol et ce, pour des intervalles de profondeur très serrés.

ANNEXE III

RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES - ANALYSES DYNAMIQUES SANS IDSS

A.III.1 Complément d'information relativement aux analyses dynamiques

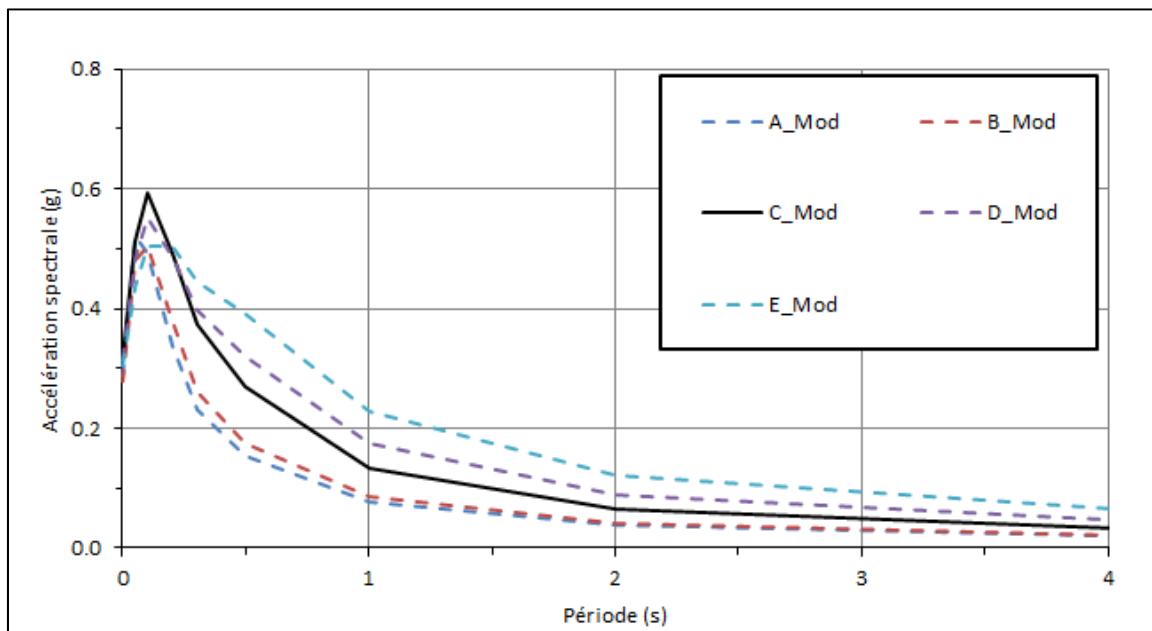


Figure-A III-1 Spectre de réponses pour la ville de Québec - CNBC-2015 - modifié pour les hautes fréquences

Tableau-A III-1 Déplacements relatifs scénario 2 en fonction de la hauteur de la structure à base fixe

Étage	Signal				
	#17	#20	#21	#31	#40
3	0,37 %	0,29 %	0,32 %	0,36 %	0,37 %
2	0,32 %	0,24 %	0,26 %	0,29 %	0,30 %
1	0,23 %	0,16 %	0,19 %	0,21 %	0,21 %
R.C.	0,01 %	0,01 %	0,01 %	0,00 %	0,01 %

Tableau-A III-2 Déplacements relatifs
accélérogrammes historiques en
fonction de la hauteur de la structure à base fixe

Étage	Signal	
	Miramichi	Saguenay
3	0,02 %	0,09 %
2	0,02 %	0,09 %
1	0,03 %	0,07 %
R.C.	0,00 %	0,00 %

Le Tableau-A III-3 présente les valeurs des déplacements relatifs du scénario 2 en fonction de la hauteur de la structure alors que le Tableau-A III-4 présente ceux pour les séismes historiques.

Tableau-A III-3 Déplacements relatifs scénario 2 en fonction de la hauteur de la structure à base fixe

Étage	Signal				
	#17	#20	#21	#31	#40
3	0,39 %	0,43 %	0,40 %	0,58 %	0,39 %
2	0,31 %	0,40 %	0,36 %	0,50 %	0,33 %
1	0,22 %	0,32 %	0,28 %	0,37 %	0,25 %
R.C.	0,06 %	0,07 %	0,06 %	0,07 %	0,06 %

Tableau-A III-4 Déplacements relatifs
accélérogrammes historiques en
fonction de la hauteur de la structure à base fixe

Étage	Signal	
	Miramichi	Saguenay
3	0,03 %	0,05 %
2	0,03 %	0,04 %
1	0,03 %	0,04 %
R.C.	0,01 %	0,02 %

ANNEXE IV

RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES - ANALYSES DYNAMIQUES AVEC IDSS

A.IV.1 Résultats complémentaires analyses avec base flexible

La Figure-A IV-1 présente les accélérations maximales enregistrées aux différents étages de la structure à base flexible pour les accélérogrammes du scénario 2.

La Figure-A IV-2 présente les accélérations maximales enregistrées aux différents étages de la structure à base flexible pour les séismes historiques. Le séisme du Saguenay est le signal ayant induit les valeurs d'accélérations les plus élevées comparativement au signal de Miramichi. Toutefois, les valeurs d'accélérations pour les deux signaux sont beaucoup plus près les unes des autres que dans le cas où la base de la structure est considérée comme étant fixe.

Les Figure-A IV-3 à IV-6 présente les courbes d'interactions M-P pour les éléments C104 et C105 pour les signaux du scénario 1, 2 et historique pour le modèle avec base flexible.

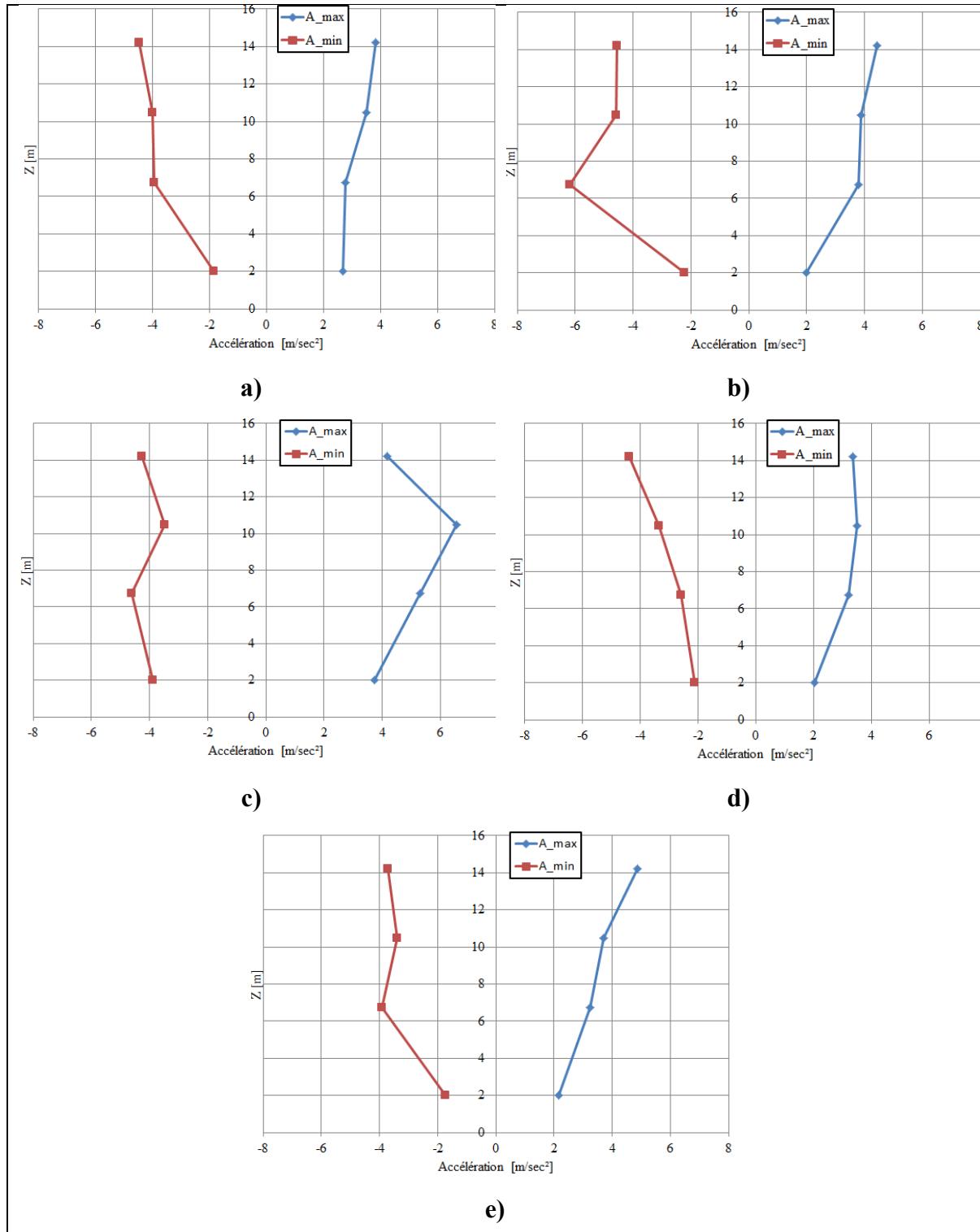


Figure-A IV-1 Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 a) Signal #17, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #31, e) Signal #40 - Base flexible

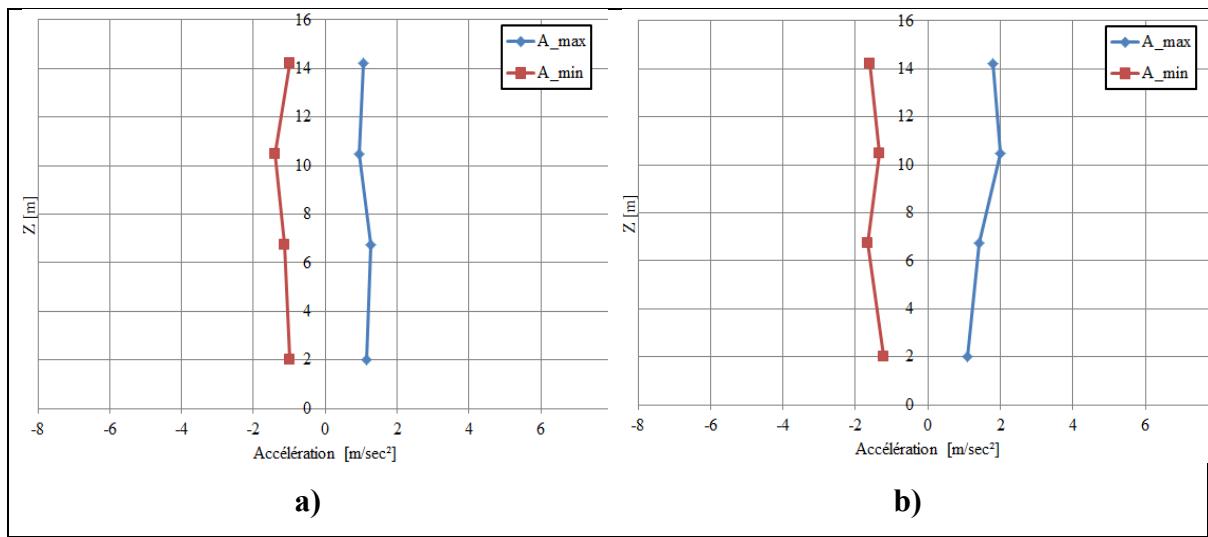


Figure-A IV-2 Accélérations maximales aux étages pour les séismes historiques - Base flexible a) Miramichi b) Saguenay 1988 - Base flexible

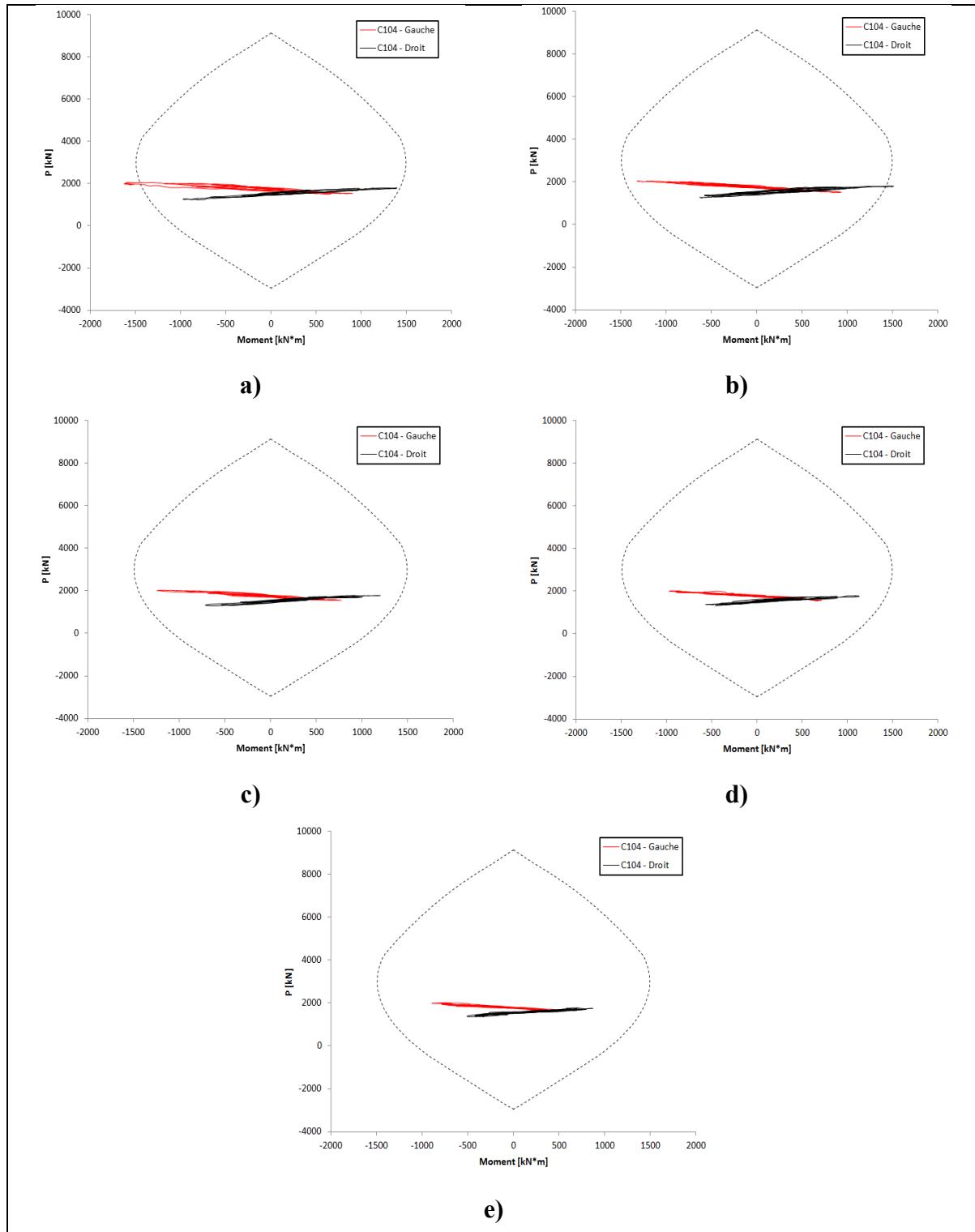


Figure-A IV-3 Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux du scénario 1
 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41 – Base flexible

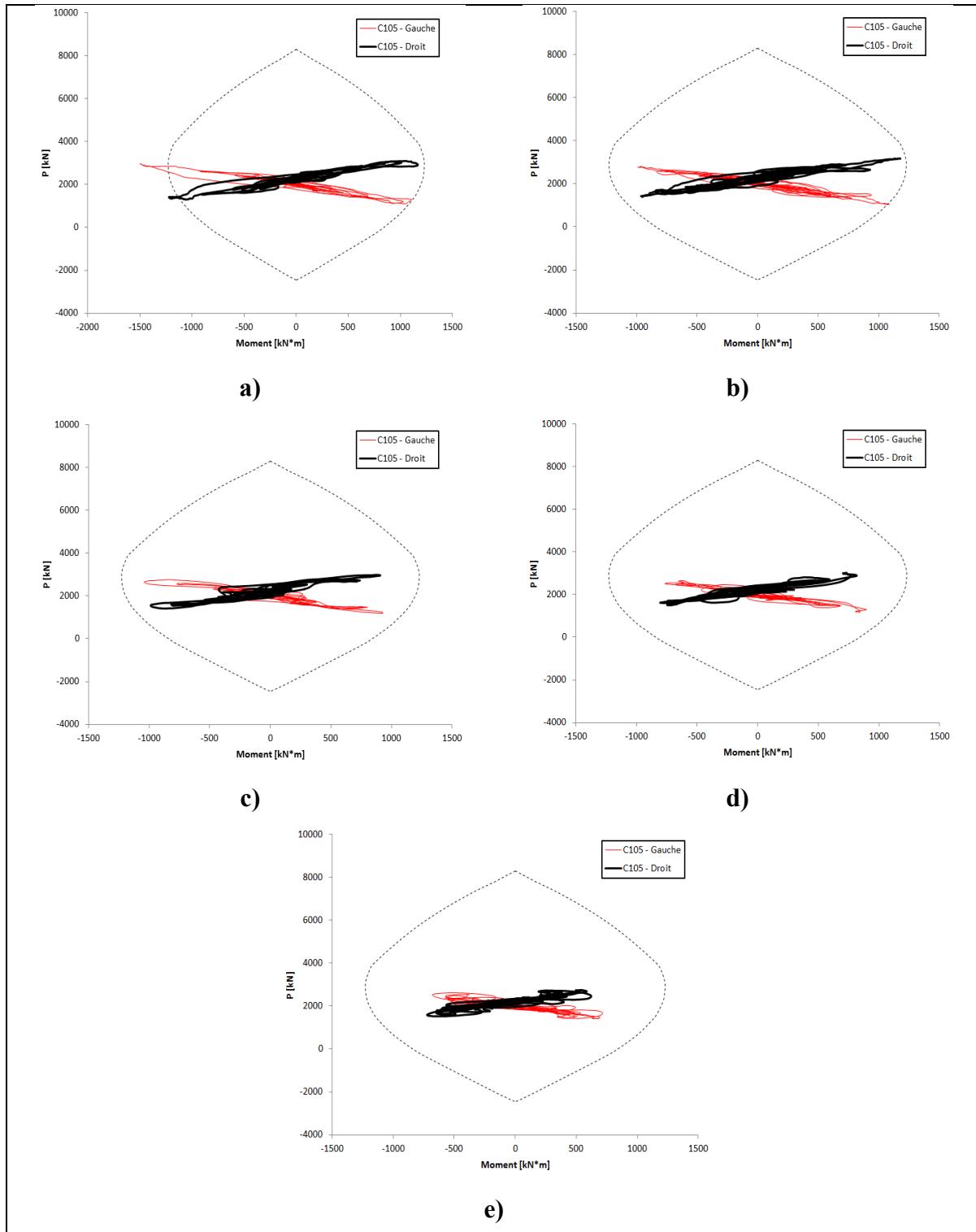


Figure-A IV-4 Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 1
 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41 - Base flexible

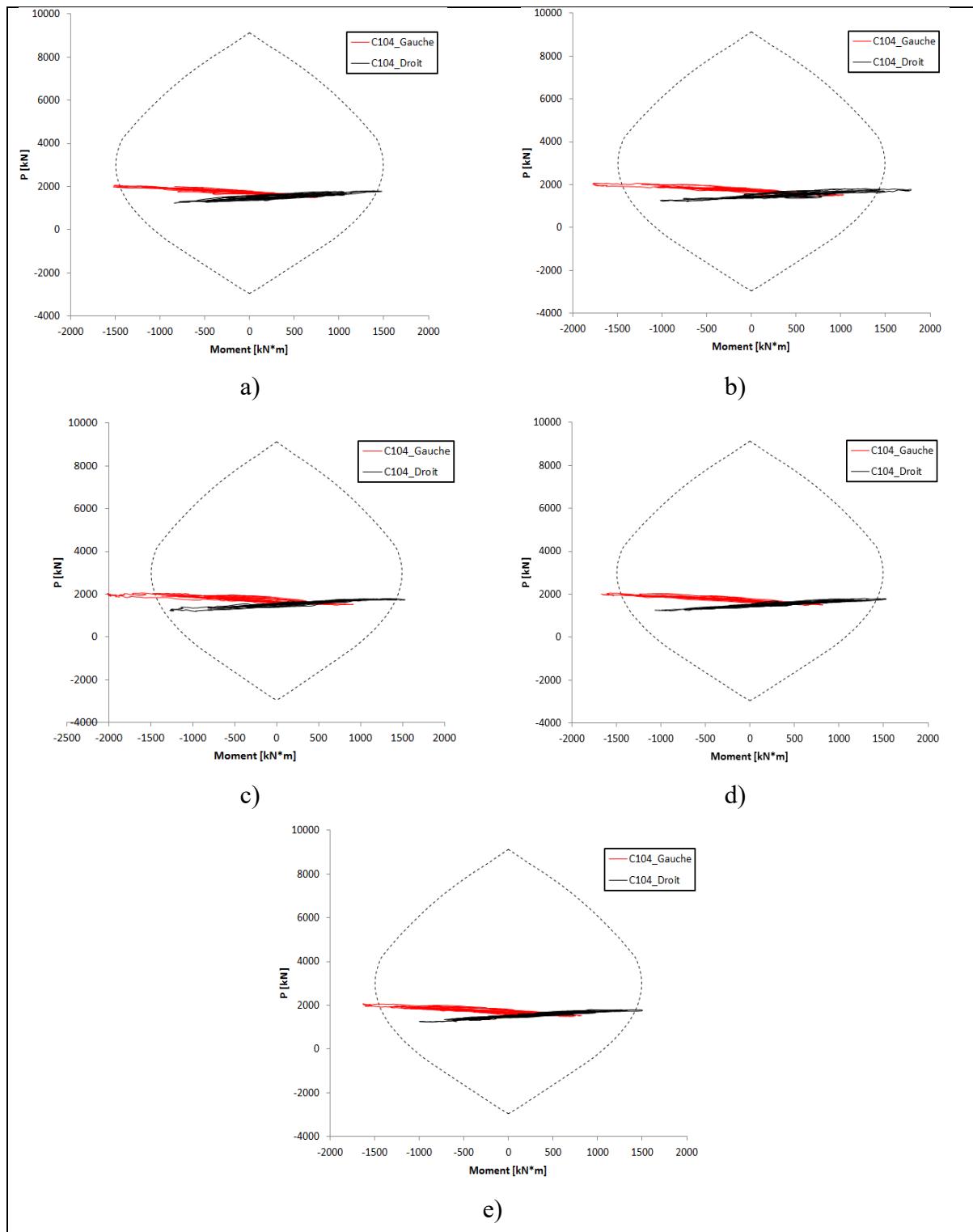


Figure-A IV-5 Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux du scénario 2
 a) signal #17, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40 - Base flexible

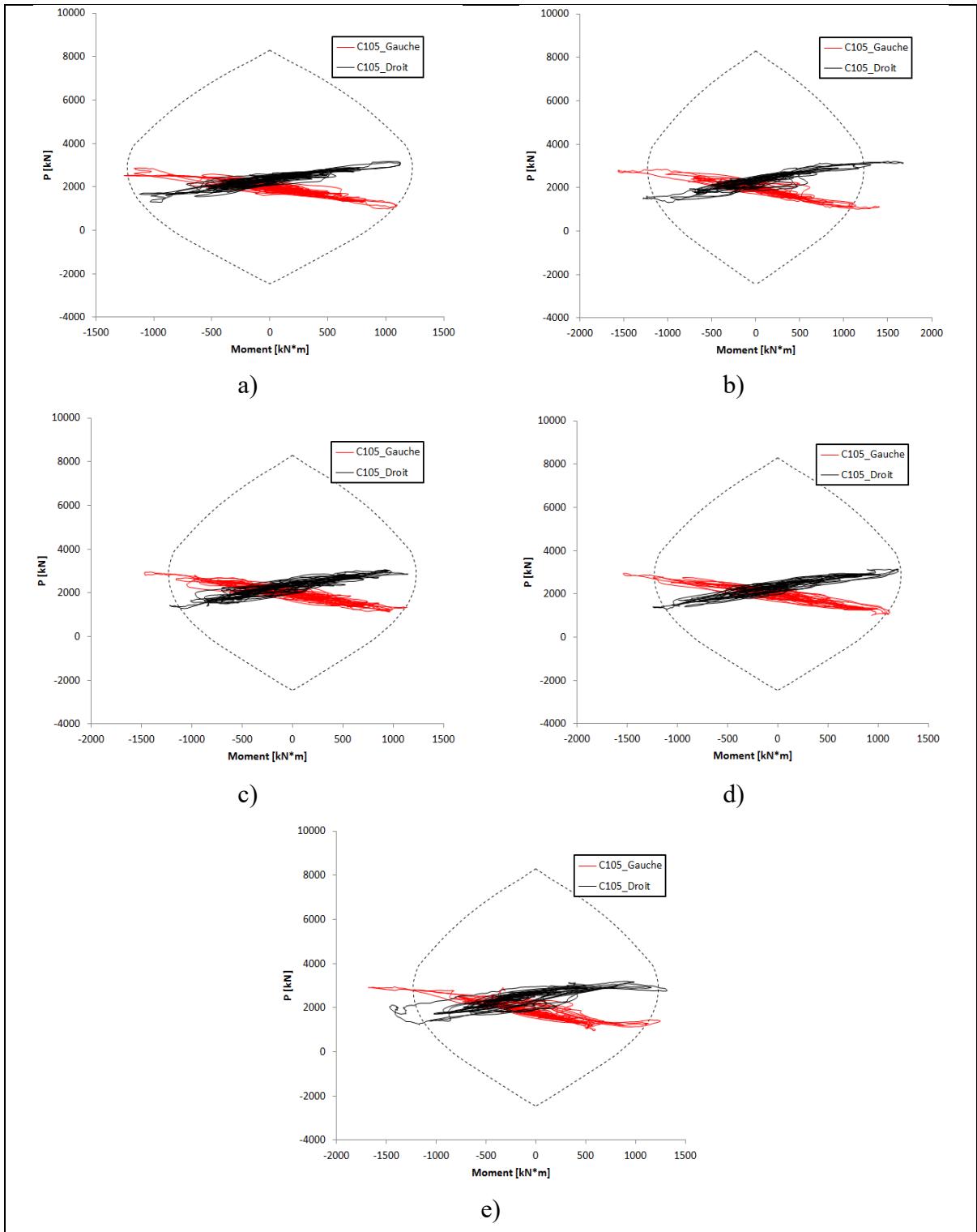


Figure-A IV-6 Courbes d'interactions M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 2
a) signal #17, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40 - Base flexible

Le Tableau-A IV-3 présente les valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les colonnes de la structure à base flexible pour les signaux du scénario 1. Comme pour le cas où la fondation est considérée fixe, ces valeurs sont les valeurs maximales expérimentées par chacun des éléments et, conséquemment, ils ne se sont pas produits de manière concomitante. Toutefois, l'objectif est ici de déterminer les valeurs de cisaillement et d'intensité de moment maximal subis par les différents éléments. Ces résultats permettent de mettre en évidence les signaux ayant eu l'impact le plus marqué sur la structure au niveau des forces et des moments. Par exemple, pour la colonne C104, localisée sur le côté gauche, pour le scénario 1, c'est le signal #3 qui a imposé le moment le plus élevé (1 625 kN.m) alors que pour la colonne C104, localisée sur le côté droit, c'est le signal #20 qui a imposé le moment le plus élevé (1 512 kN.m).

Le Tableau-A IV-4 présente les valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les colonnes de la structure à base flexible pour les signaux du scénario 2. Les signaux ayant provoqués les efforts les plus élevés sont les signaux #20 et #21, contrairement au cas où la structure est fixe, où les signaux 17 et 31 avaient provoqué les efforts les plus élevés.

Tableau-A IV-3 Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure - Scénario 1 - Base flexible

Scénario 1 – Base FLEXIBLE										
Element	Côté	Signal #3		Signal #20		Signal #21		Signal #40		Signal #41
		V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]	V [kN]
C104	Gauche	435,06	1 625,98	378,89	1 321,06	414,99	1 241,97	314,11	972,04	291,20
C105	Gauche	424,33	1 500,09	374,10	1 091,07	375,04	1 041,45	308,52	896,58	282,93
C105	Droit	402,24	1 221,28	347,83	1 180,61	379,12	988,52	290,99	816,80	258,11
C104	Droit	454,82	1 395,20	406,26	1 512,69	357,80	1 200,88	322,13	1 130,48	299,93
C204	Gauche	252,64	442,88	213,57	436,84	210,58	480,61	196,98	478,37	199,28
C205	Gauche	387,25	870,97	407,57	972,41	354,73	836,52	319,59	777,31	278,64
C205	Droit	417,27	1 031,08	371,41	897,00	365,09	837,64	310,29	768,13	278,42
C204	Droit	202,45	526,01	220,37	514,23	190,75	388,40	193,66	453,40	181,34
C304	Gauche	164,71	349,07	176,24	352,97	179,46	404,33	175,37	364,30	174,38
C305	Gauche	293,69	570,11	302,90	575,45	268,70	526,34	289,86	559,84	281,74
C305	Droit	288,71	519,91	295,99	564,97	285,49	595,05	247,61	515,10	263,38
C304	Droit	163,35	331,83	172,13	363,87	166,48	330,14	160,22	295,39	174,86
										396,43

Tableau-A IV-4 Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure -
Scénario 2 - Base flexible

Scénario 2 – Base FLEXIBLE											
Element	Côté	Signal #17		Signal #20		Signal #21		Signal #31		Signal #40	
		V [kN]	M [kN.m]								
C104	Gauche	443,45	1 521,70	473,92	1 773,77	489,35	2 015,63	442,75	1 668,67	453,44	1 630,30
C105	Gauche	416,08	1 256,57	487,95	1 567,44	505,22	1 679,68	448,31	1 539,14	430,19	1 468,50
C105	Droit	397,60	1 127,81	496,78	1 679,32	464,09	1 466,10	409,59	1 243,65	402,35	1 218,56
C104	Droit	429,29	1 480,91	483,46	1 788,97	505,28	1 531,78	407,48	1 529,83	467,78	1 505,23
C204	Gauche	243,69	581,70	262,98	716,24	311,30	518,11	254,51	488,02	263,57	652,86
C205	Gauche	398,72	1 146,54	433,41	1 019,68	379,07	940,79	381,37	955,72	393,23	924,48
C205	Droit	416,79	1 081,39	447,15	1 143,89	450,11	1 070,25	432,46	1 044,35	419,01	1 033,43
C204	Droit	275,28	729,88	254,58	600,50	239,08	756,57	243,80	539,72	193,46	550,19
C304	Gauche	189,36	463,10	170,82	494,03	171,43	369,94	161,37	348,07	225,96	487,66
C305	Gauche	330,10	686,46	324,05	704,48	311,26	681,27	314,72	607,32	303,77	606,97
C305	Droit	299,87	589,16	292,54	594,25	283,71	545,10	290,50	578,85	303,81	655,11
C304	Droit	191,03	464,91	177,24	364,14	191,49	419,67	164,66	327,25	176,91	397,73

Le Tableau-A IV-5 présente les valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les colonnes de la structure à base flexible pour les signaux historiques. Ici encore, le signal du Saguenay est celui qui a provoqué les efforts les plus élevés.

Tableau-A IV-5 Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure – Séismes historiques - Base flexible

Élément	Côté	Séisme Historique			
		Miramichi		Saguenay	
		V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]
C104	Gauche	136,51	314,87	190,05	481,60
C105	Gauche	95,82	225,22	159,36	387,98
C105	Droit	94,66	230,44	163,89	412,53
C104	Droit	150,60	360,14	198,97	508,20
C204	Gauche	115,31	259,70	124,45	317,76
C205	Gauche	66,74	142,42	96,65	216,67
C205	Droit	72,02	154,39	106,28	217,57
C204	Droit	126,99	307,48	134,99	340,83
C304	Gauche	114,45	234,47	131,25	277,19
C305	Gauche	122,64	255,99	175,86	355,40
C305	Droit	121,62	263,05	161,88	339,56
C304	Droit	115,78	237,75	131,74	268,32

Les Figures-A IV-7 à IV-9 présentent les accélérations maximales et minimales en fonction de la hauteur pour les signaux des scénarios 1, 2 et historiques. Les figures A.IV.10 à A.IV.13 présentent les courbes d'interactions M-P pour les scénarios 1, 2 et les accélérogrammes historiques.

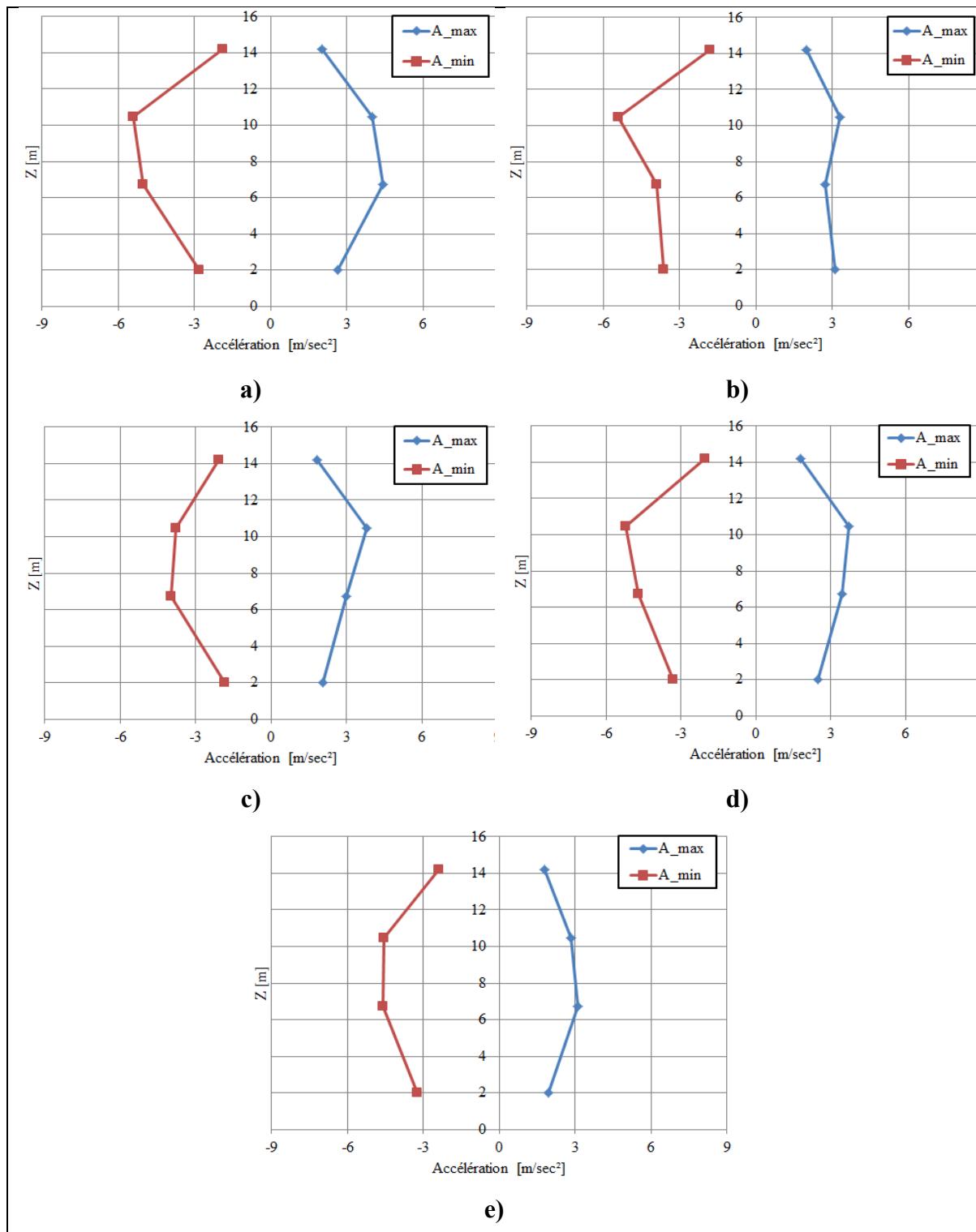


Figure-A.IV-7 Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1
a) Signal #3, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41 – Méthode directe

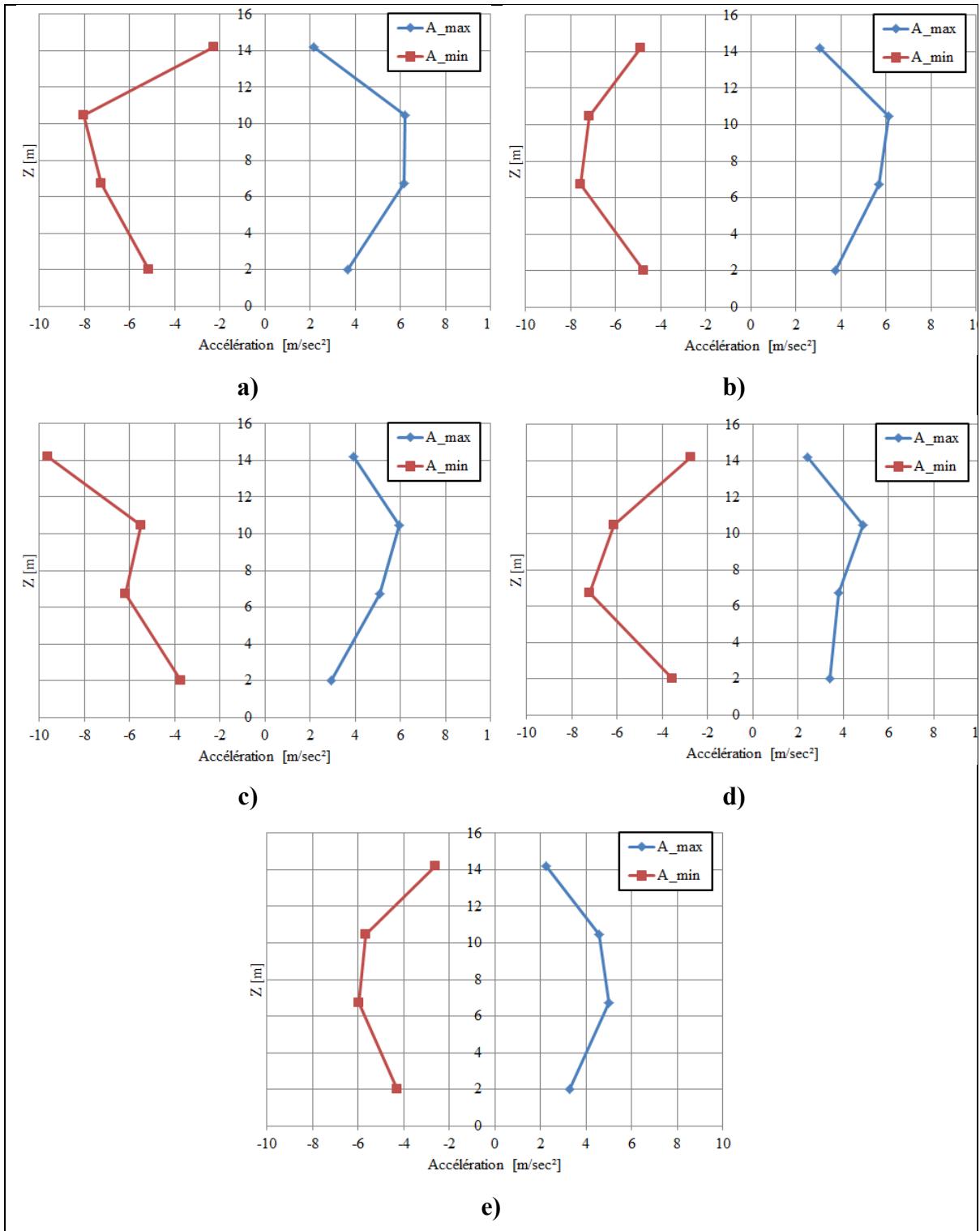


Figure-A.IV-8 Accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2
a) Signal #17, b) Signal #20, c) Signal #21, d) Signal #31, e) Signal #40 – Méthode directe

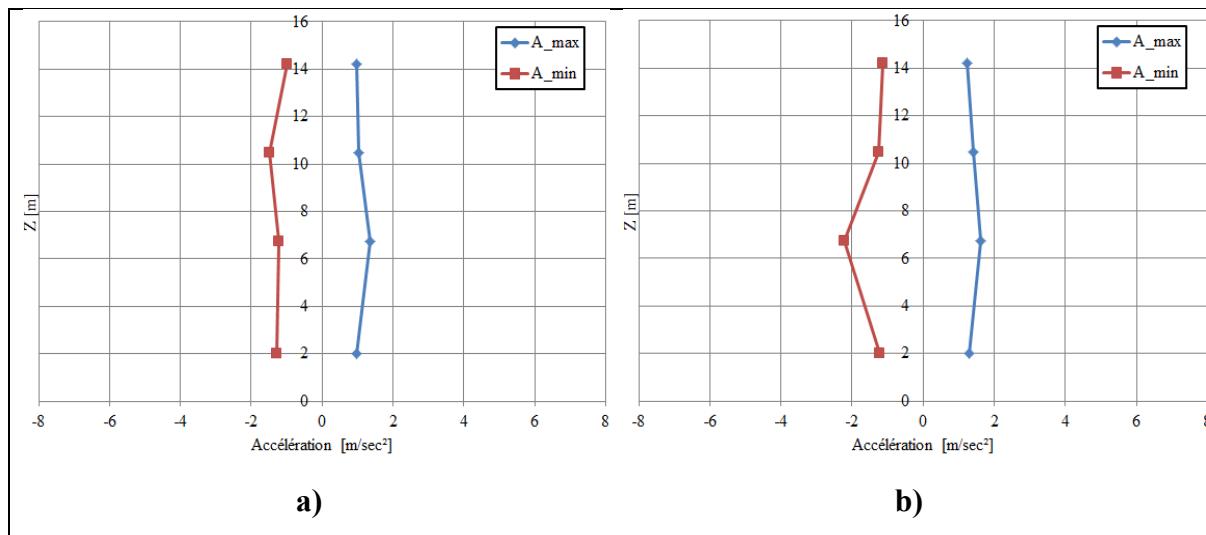


Figure-A.IV-9 Accélérations maximales aux étages pour les signaux historiques
 a) Miramichi, b) Saguenay de 1988 – Méthode directe

Tableau-A IV-6 Déplacements relatifs scénario 2 en fonction de la hauteur de la structure - méthode directe

Étage	Signal				
	#17	#20	#21	#31	#40
3	0,33 %	0,32 %	0,38 %	0,35 %	0,25 %
2	0,32 %	0,30 %	0,37 %	0,34 %	0,24 %
1	0,29 %	0,28 %	0,34 %	0,32 %	0,23 %
R.C.	0,24 %	0,23 %	0,28 %	0,26 %	0,19 %

Tableau-A IV-7 Déplacements relatifs
accélérogrammes historiques— méthode directe

Étage	Signal	
	Miramichi	Saguenay
3	0,02 %	0,06 %
2	0,01 %	0,06 %
1	0,02 %	0,05 %

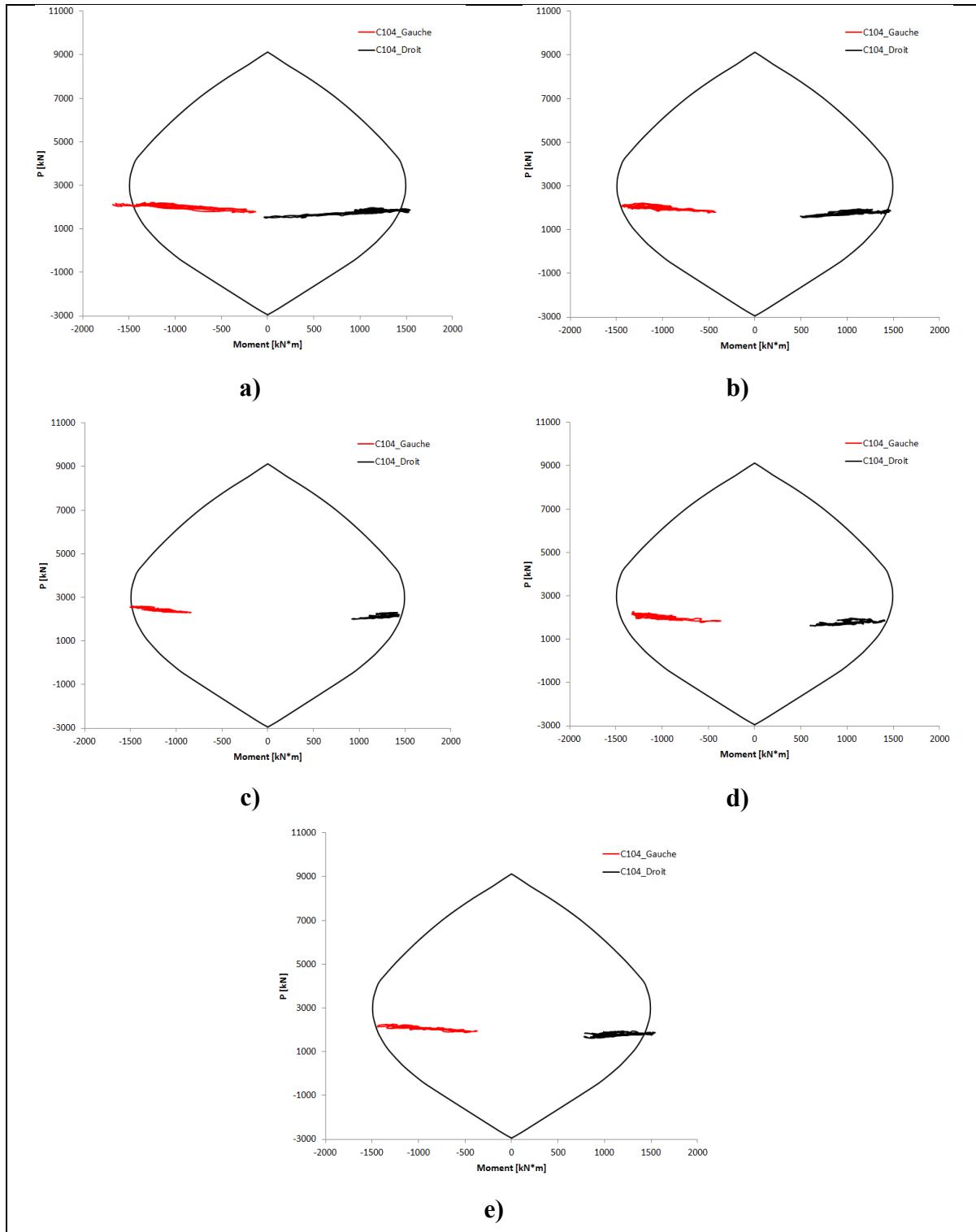


Figure-A.IV-10 Courbes d'interactions M-P des éléments C104 pour les signaux du scénario 1 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41 – Méthode directe

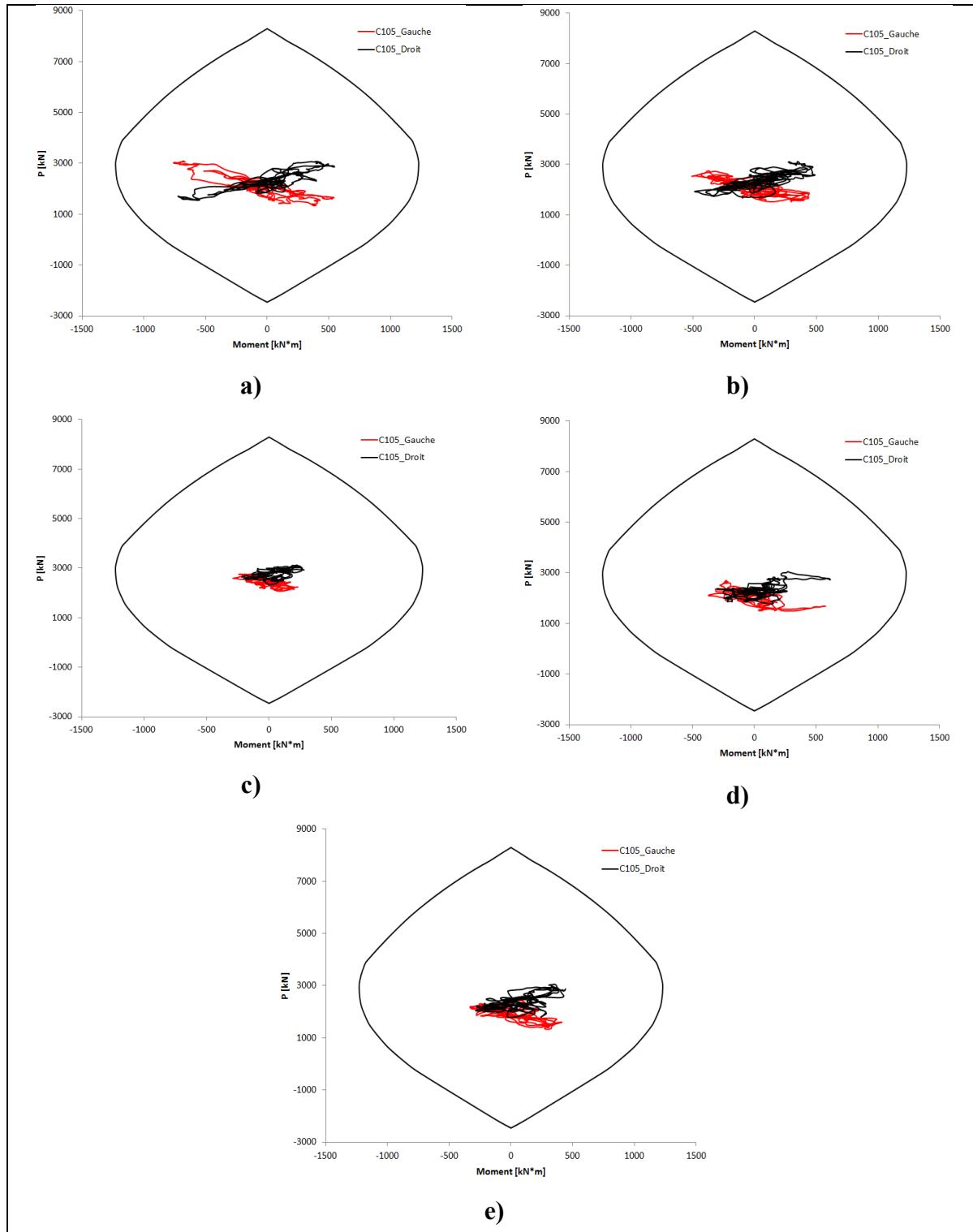


Figure-A IV-11 Graphiques M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 1
 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41 – Méthode directe

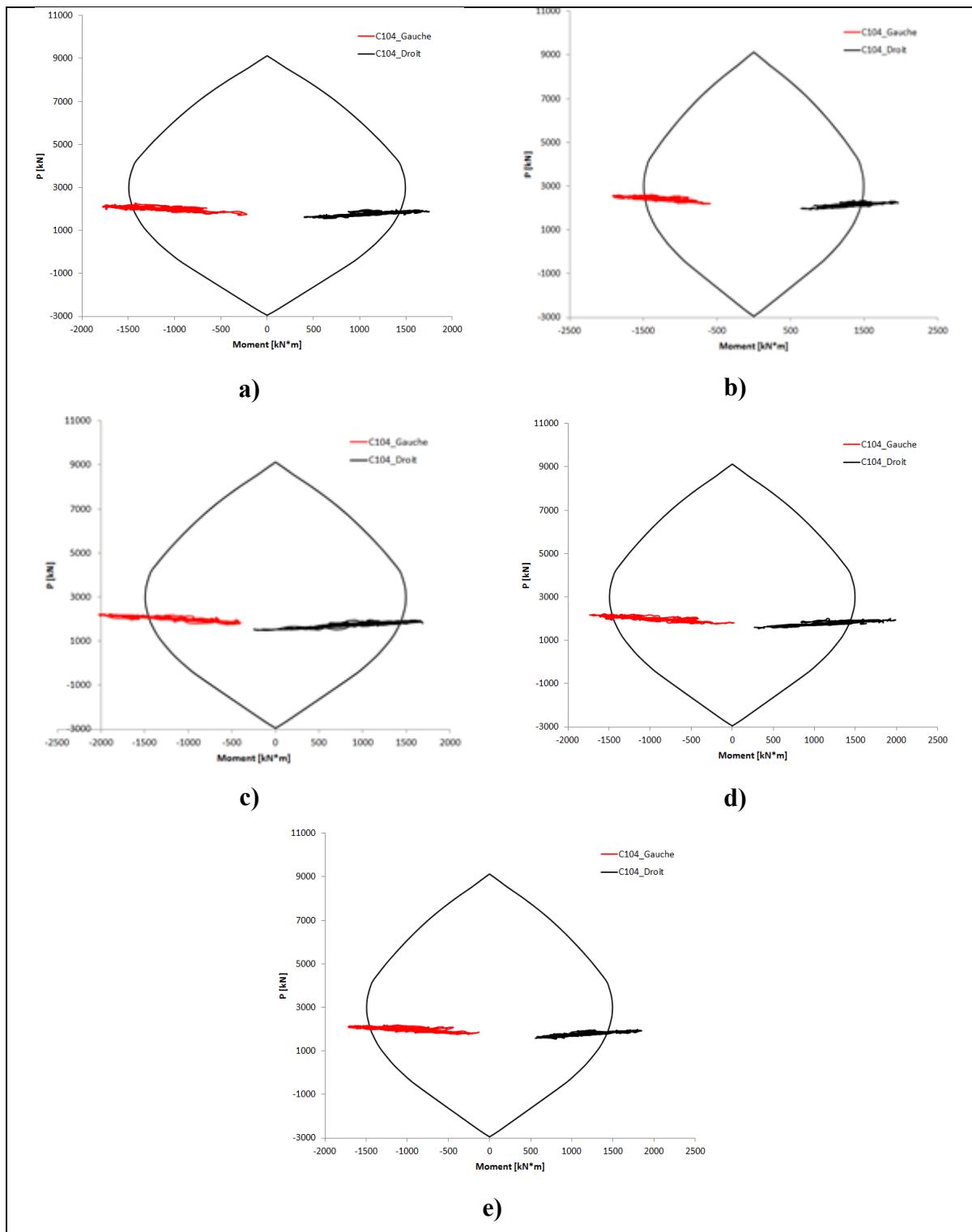


Figure-A IV-12 Graphiques M-P des éléments C104 pour les signaux du scénario 2
a) signal #17, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #31, e) signal #40 – Méthode directe

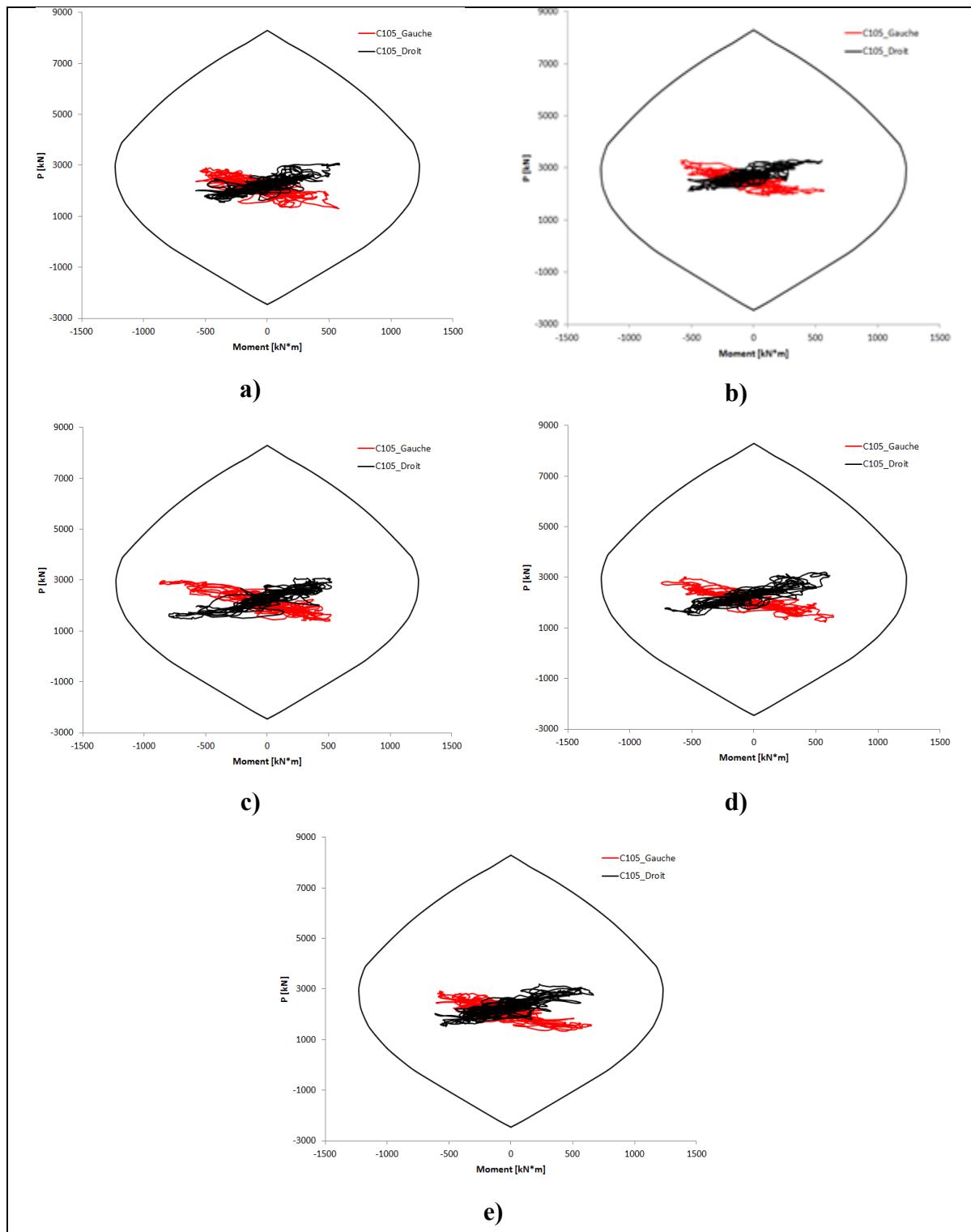


Figure-A IV-13 Graphiques M-P des éléments C105 pour les signaux du scénario 2
 a) signal #3, b) signal #20, c) signal #21, d) signal #40, e) signal #41 – Méthode directe

Tableau-A IV-8 Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les colonnes de la structure -
Scénario 1 – Méthode directe

Scénario 1 – Méthode directe											
Element	Côté	Signal #3		Signal #20		Signal #21		Signal #40		Signal #41	
		V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]	V [kN]	M [kN.m]
C104	Gauche	419,10	1 676,50	404,35	1 442,45	374,39	1 418,07	403,54	1 327,46	432,26	1 443,50
C105	Gauche	256,08	759,51	196,21	508,52	205,64	576,53	216,59	576,11	146,18	412,53
C105	Droit	249,33	722,33	210,06	487,33	208,87	549,98	245,03	615,16	175,67	441,96
C104	Droit	399,67	1 541,85	384,81	1 470,45	356,67	1 369,58	385,58	1 407,98	384,97	1 545,68
C204	Gauche	191,21	503,35	177,36	393,37	167,58	407,70	202,08	428,79	202,99	407,03
C205	Gauche	351,24	802,41	265,09	611,78	280,22	642,98	229,64	568,23	232,72	571,50
C205	Droit	314,68	724,88	242,03	577,97	253,12	592,36	251,19	567,43	263,89	639,08
C204	Droit	226,29	551,38	228,49	520,26	206,77	487,24	215,67	449,20	217,72	490,30
C304	Gauche	176,29	306,22	177,09	296,07	160,67	273,84	188,72	354,08	188,28	348,17
C305	Gauche	234,19	446,10	233,32	512,37	212,56	435,78	229,91	457,31	225,93	439,75
C305	Droit	260,23	496,14	228,28	423,87	222,11	418,29	177,79	355,65	148,65	315,86
C304	Droit	168,12	304,01	174,33	268,30	155,70	260,21	169,89	287,36	173,02	275,62

Tableau-A IV-9 Valeurs maximales des efforts de cisaillement et de moments pour les poutres de la structure -
Scénario 2 – Méthode directe

Scénario 2 – Méthode directe											
Element	Côté	Signal #17		Signal #20		Signal #21		Signal #31		Signal #40	
		V [kN]	M [kN.m]								
C104	Gauche	413,15	1 776,99	400,62	1 649,37	504,65	2 026,17	429,27	1 735,94	415,18	1 716,24
C105	Gauche	229,54	578,20	237,45	647,72	290,36	874,62	278,11	745,79	246,50	650,63
C105	Droit	213,64	583,06	228,84	628,77	274,87	799,06	256,11	716,65	262,01	667,11
C104	Droit	435,45	1 750,66	420,15	1 654,34	412,41	1 689,07	526,81	1 988,25	473,498	1 849,24
C204	Gauche	267,19	630,65	235,73	560,15	277,56	641,62	248,86	615,28	243,35	576,48
C205	Gauche	309,61	731,72	299,54	678,87	377,65	824,08	331,02	749,69	299,35	680,76
C205	Droit	320,03	715,51	300,80	697,72	338,74	801,65	369,21	795,88	295,20	756,13
C204	Droit	263,26	681,34	255,42	577,30	291,93	640,70	294,04	600,64	274,35	616,79
C304	Gauche	176,59	331,29	163,17	294,59	181,67	329,78	177,96	300,69	181,55	334,08
C305	Gauche	266,78	509,45	232,19	449,10	235,19	431,67	259,12	519,11	260,29	515,31
C305	Droit	241,51	474,41	223,52	429,51	267,97	488,61	232,89	434,48	240,86	491,87
C304	Droit	170,08	341,98	166,89	287,77	182,49	298,99	179,60	301,98	201,95	322,91

ANNEXE V

RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES - RÉSULTATS COMPARATIFS DES ANALYSES D'IDSS

A.V.1 Comparaison des accélérations aux étages

La Figure-A V-1 présente la comparaison des valeurs d'accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1 entre le modèle à base fixe et le modèle direct.

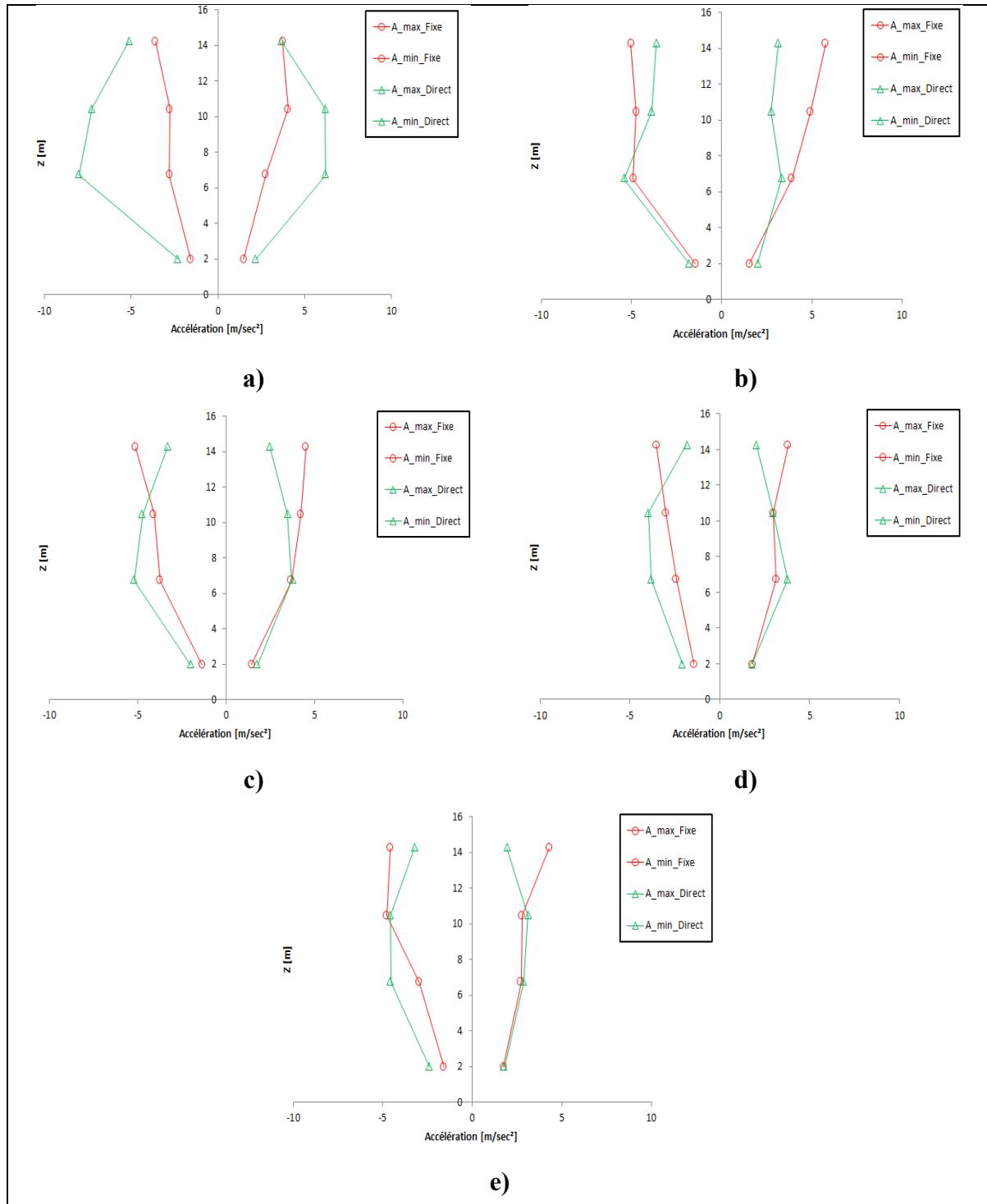


Figure-A V-1 Comparaison des accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1 entre le modèle à base fixe et le modèle direct:
a) Signal #3, b) Signal #20
c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41

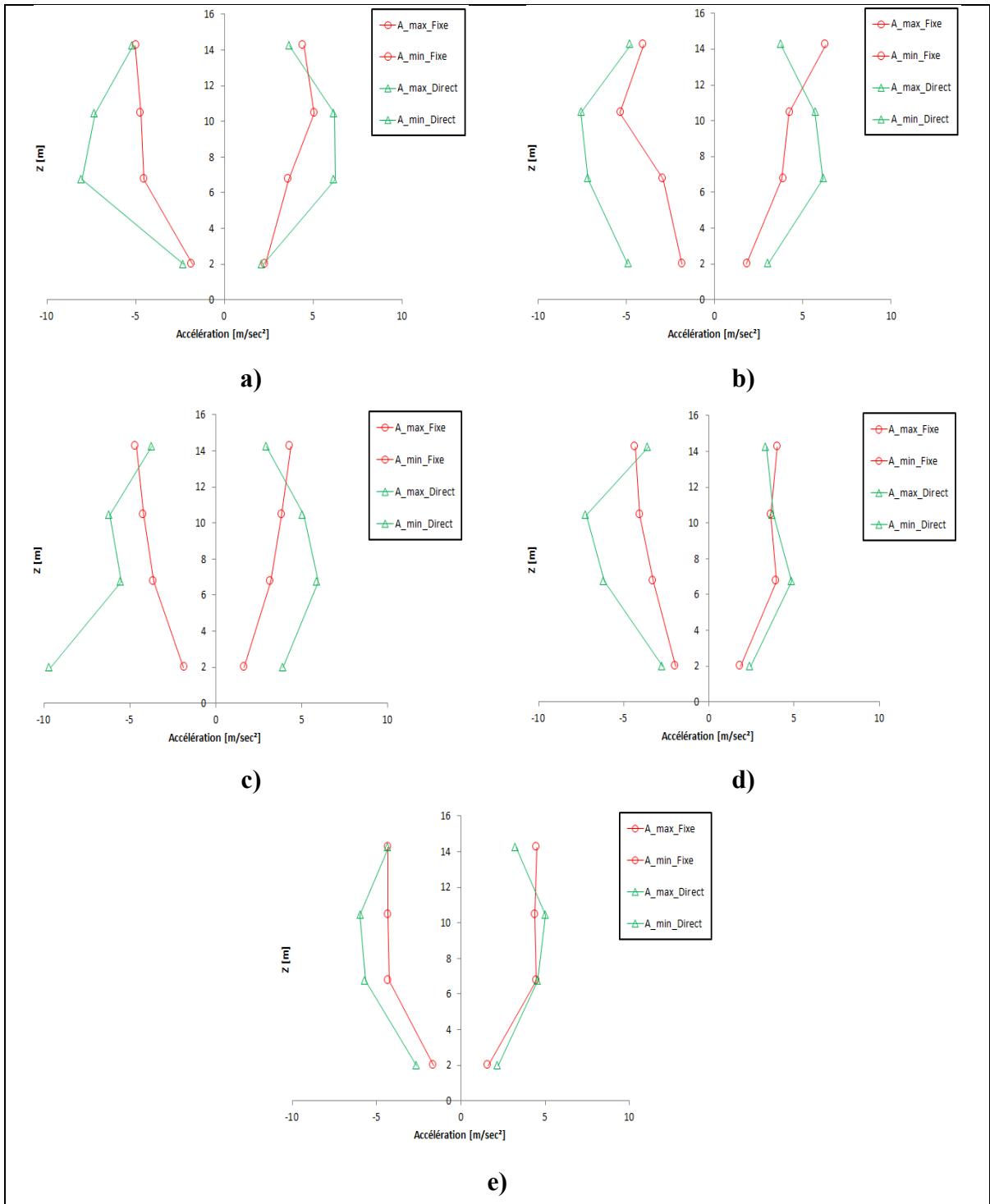


Figure-A V-2 Comparaison des accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 entre le modèle à base fixe et le modèle direct:

c) Signal #21, d) Signal #31, e) Signal #40

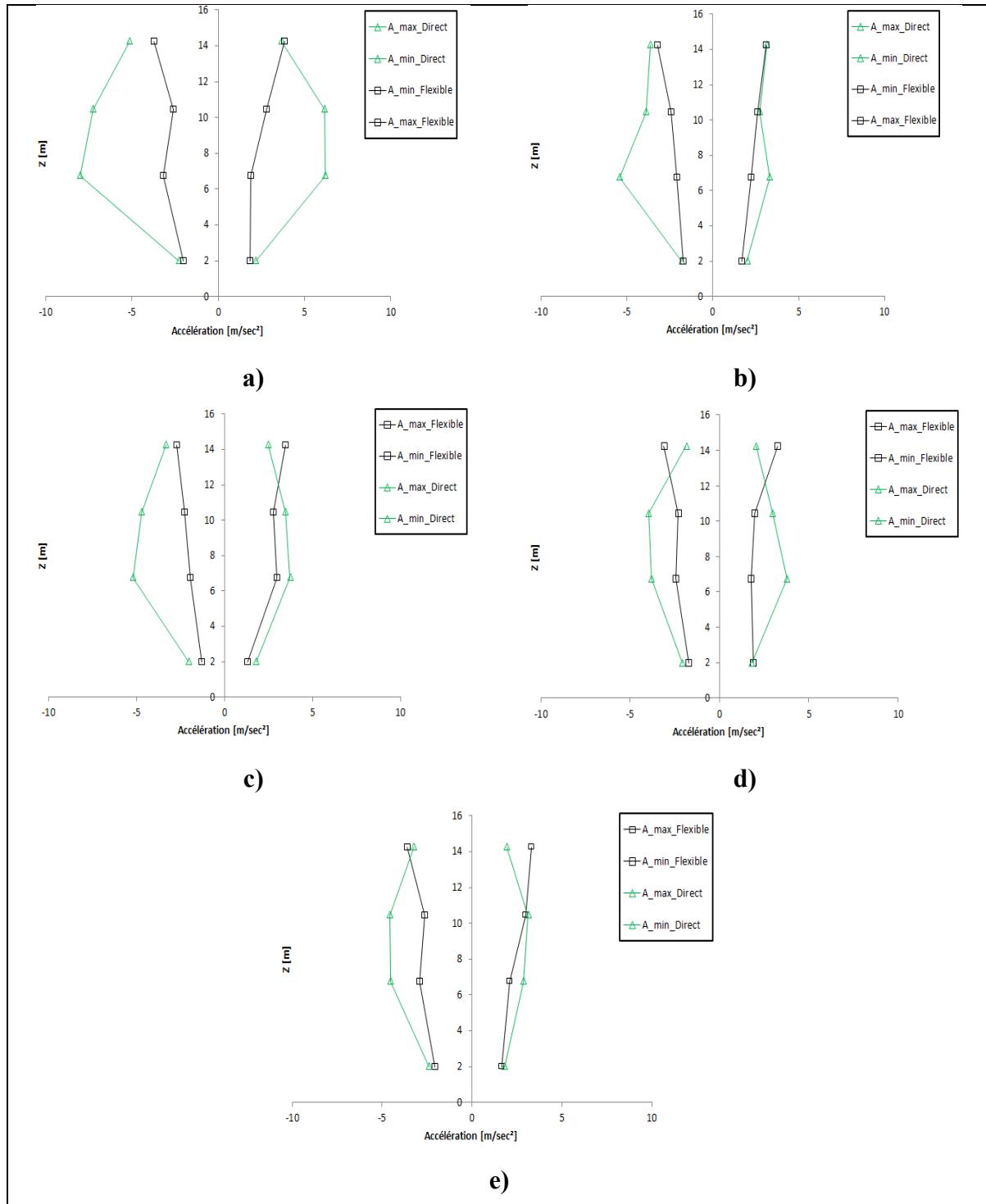


Figure-A V-3 Comparaison des accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 1 entre le modèle à base flexible et le modèle direct: a) Signal #3, b) Signal #20
 c) Signal #21, d) Signal #40, e) Signal #41

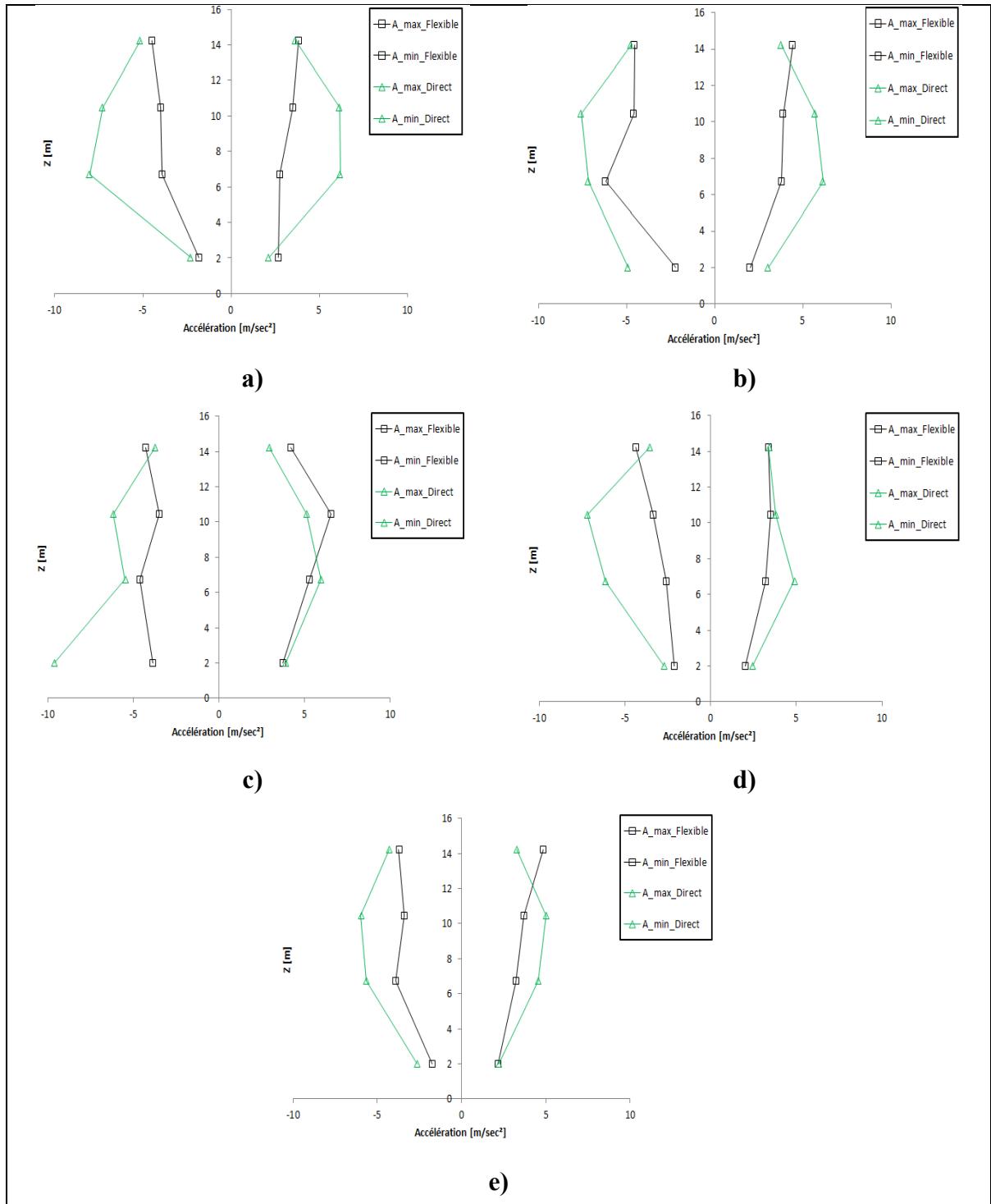


Figure-A V-4 Comparaison des accélérations maximales aux étages pour les signaux du scénario 2 entre le modèle à base flexible et le modèle direct:
 a) Signal #17, b) Signal #20
 c) Signal #21, d) Signal #31, e) Signal #40

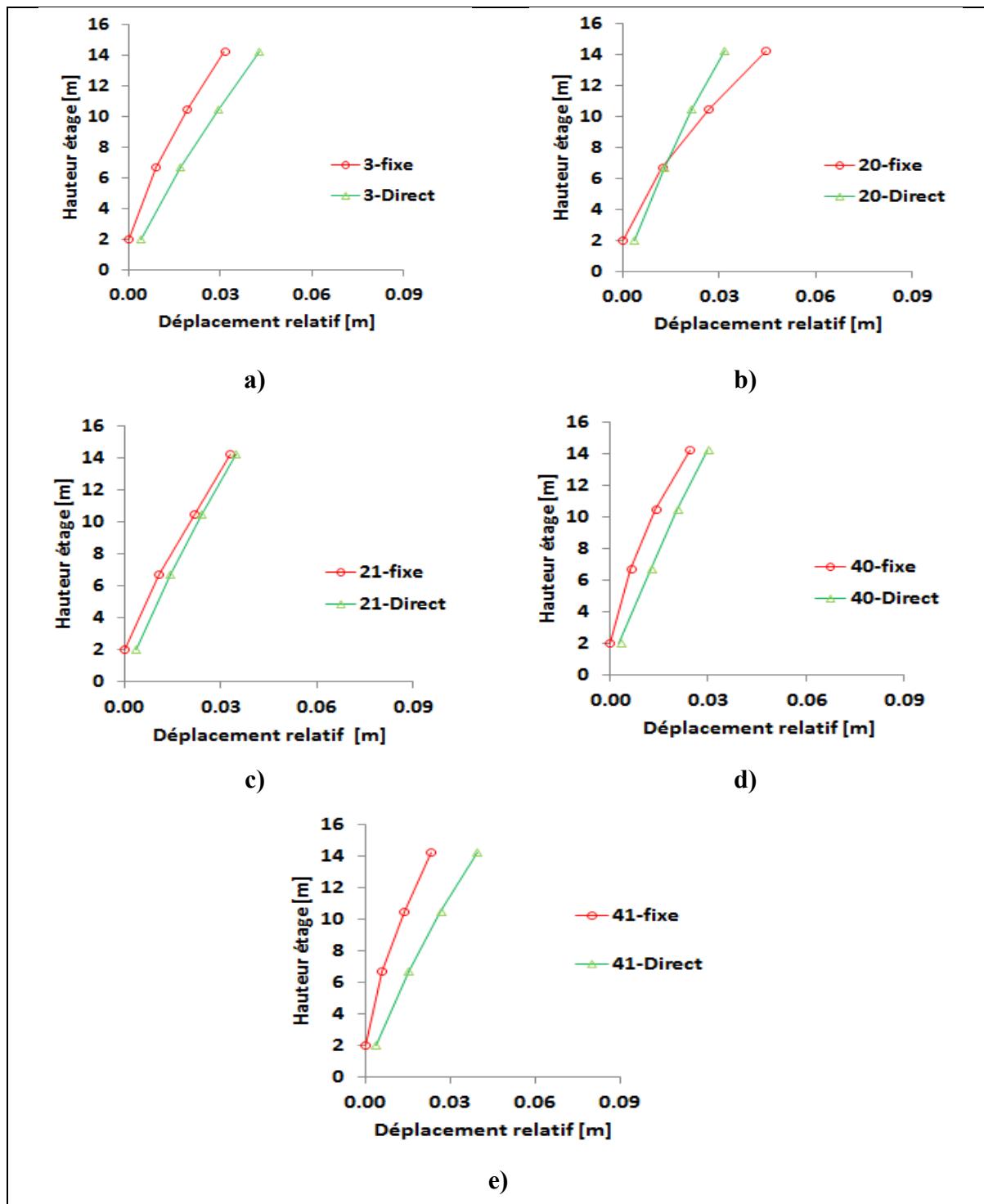


Figure-A V-5 Comparaison des déplacements aux étages pour les signaux du scénario 1 entre le modèle à base fixe et le modèle direct: a) Signal #3, b) Signal #20, c) Signal #21
d) Signal #40, e) Signal #41

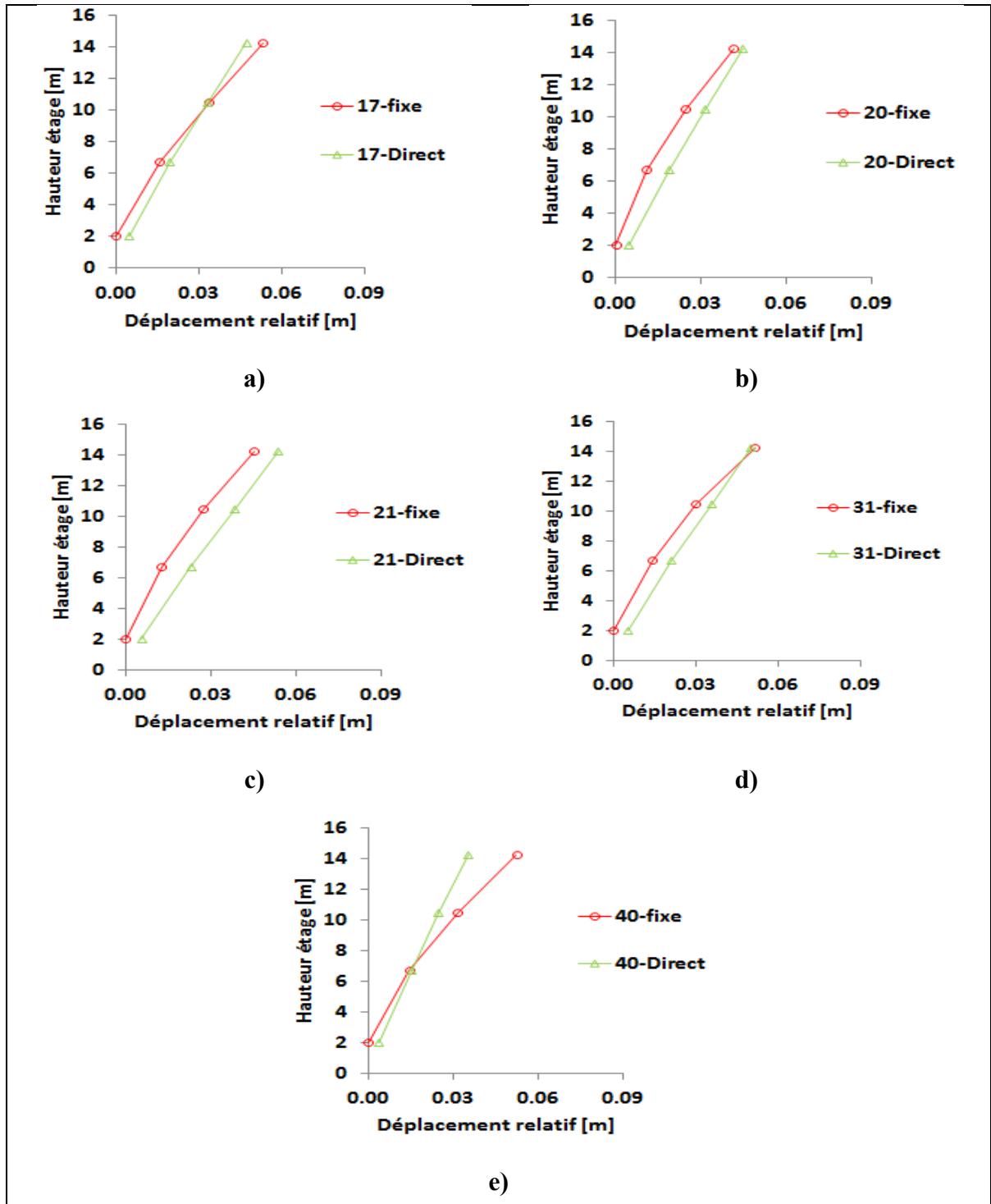


Figure-A V-6 Comparaison des déplacements aux étages pour les signaux du scénario 2 entre le modèle à base fixe et le modèle direct: a) Signal #17, b) Signal #20, c) Signal #21
d) Signal #31, e) Signal #40

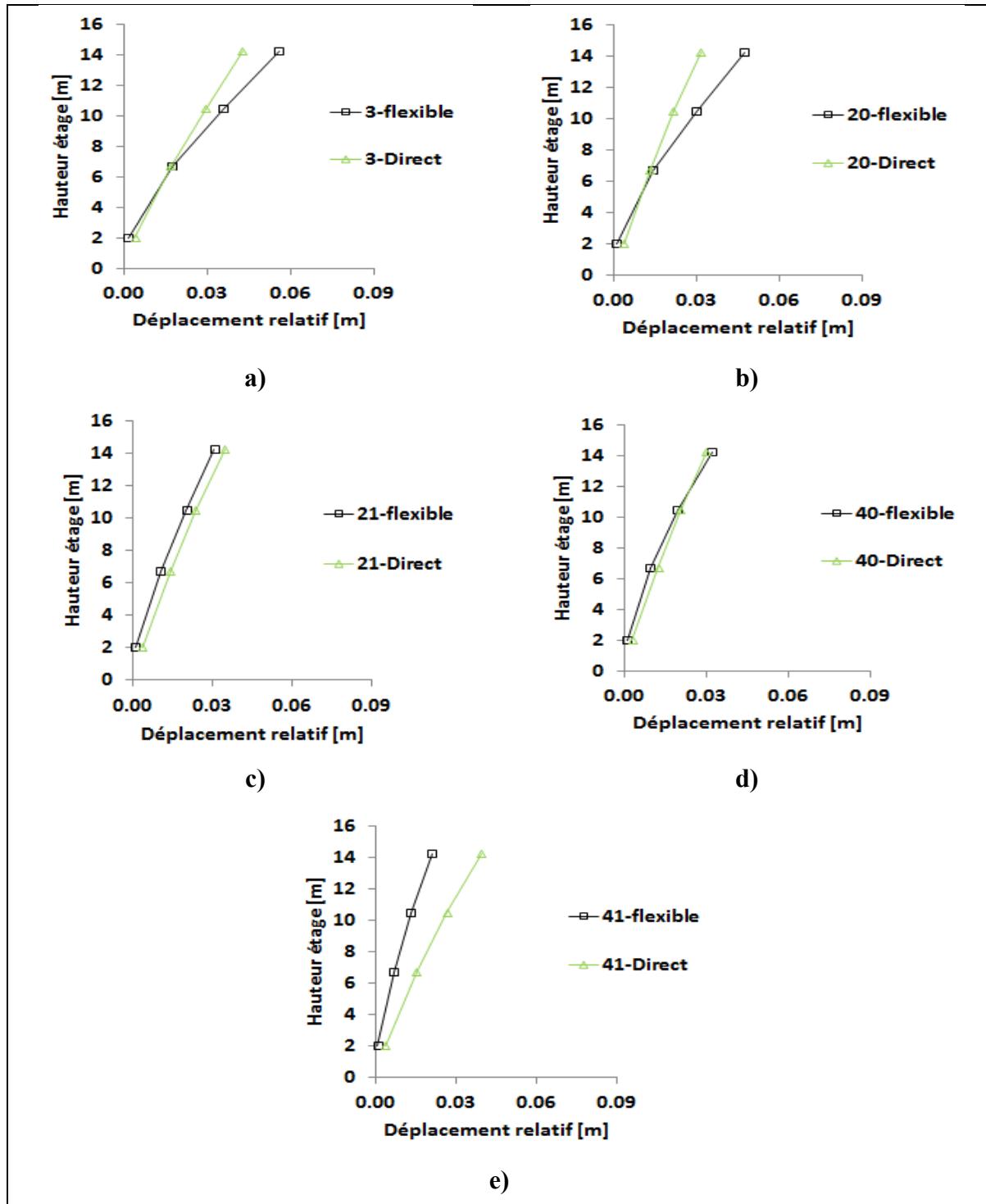


Figure-A V-7 Comparaison des déplacements aux étages pour les signaux du scénario 1 entre le modèle à base flexible et le modèle direct: a) Signal #3, b) Signal #20, c) Signal #21 d) Signal #40, e) Signal #41

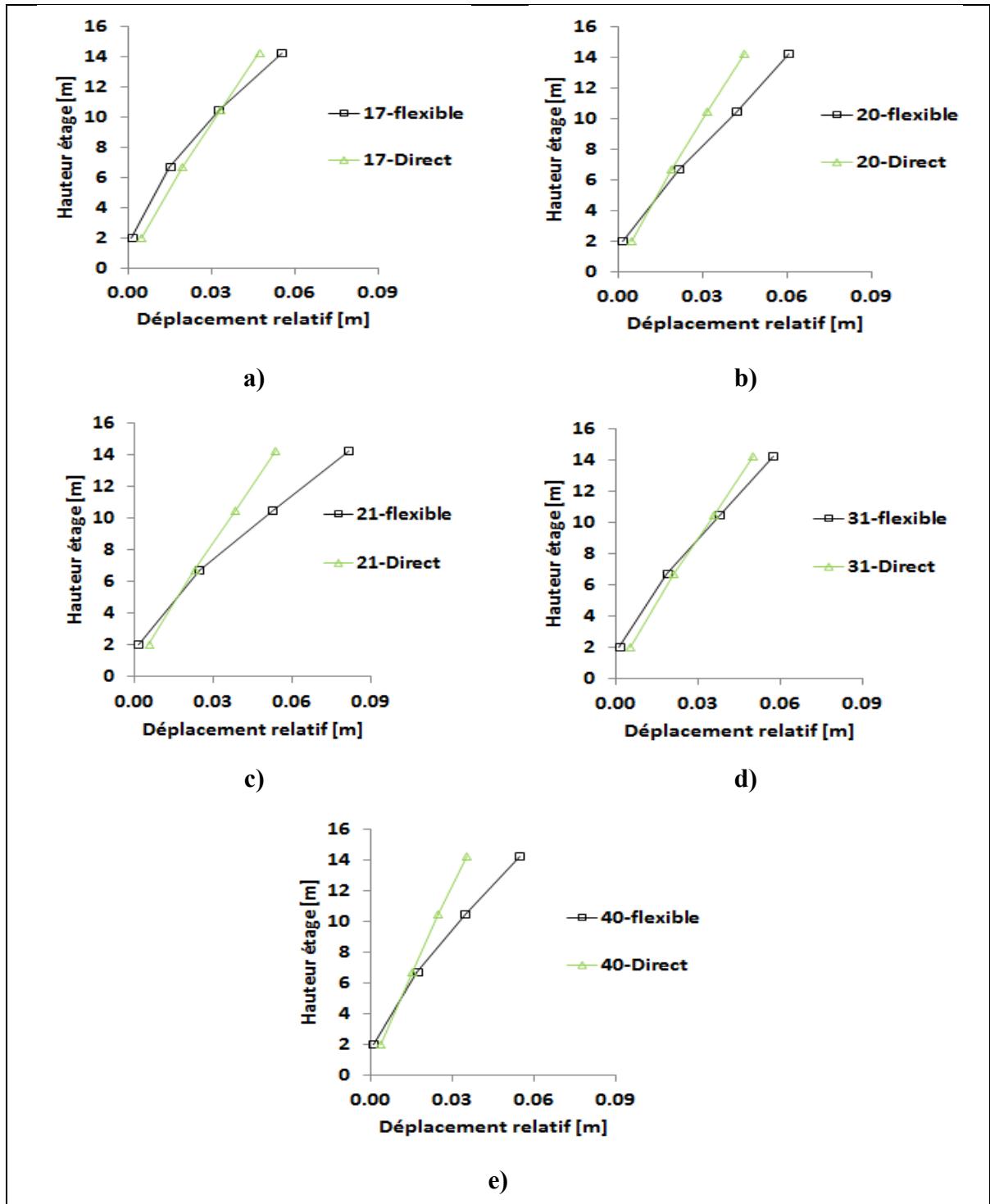


Figure-A V-8 Comparaison des déplacements aux étages pour les signaux du scénario 2 entre le modèle à base flexible et le modèle direct: a) Signal #17, b) Signal #20
c) Signal #21, d) Signal #31, e) Signal #40

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Al Atik, L., et N. Abrahamson. 2010. « An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching ». *Earthquake Spectra* 26 3, p. 601-617.

Amorosi, A., D Boldini et A. di Lernia. 2017. « Dynamic soil-structure interaction: A three-dimensional numerical approach and its application to the Lotung case study ». *Computers and Geotechnics* 90, p. 34-54.

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

Apari-Lauzier, J.-S., S. Koboevic et M.J. Nollet. 2017. « Impact of soil-structure interaction effects on seismic assesment in moderate seismic zones ». In *16th World Conference on Earthquake Engineering*. (Santiago, Chile, January 9th to 13th).

ASCE. 2014. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia American Society of Civil Engineers, 555 p.

Atkinson, G. M. 1996. « The High-Frequency Shape of the Source Spectrum for Earthquakes in Eastern and Western Canada ». *Bulletin of the seismological Society of america* 86, p. 106-112.

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, p. 991-1000.

Atkinson, G. M., K. Assatourians et B. Dunn. 2017. « seismotoolbox ». < <https://www.seismotoolbox.ca/personnel.html> >.

Atkinson, G. M., et D. M. Boore. 1995. « Ground-Motion Relations for Eastern North America ». *Bulletin of the seismological Society of America* 85 1, p. 17-30.

Aubry, D. 1993. « Computational soil dynamics and soil-structure interaction ». In *Developments in dynamic soil structure interaction*, sous la dir. de Clough, P. Gürkan and R.W. Vol. 390, p. 43. Springer Science & Business Media.

Avilès, J., et L.E. Pérez-Rocha. 1998. « Site effects and soil-structure interaction in the valley of Mexico ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 17 1, p. 29-39.

Beresnev, I. A., et K.-L. Wen. 1996. « Nonlinear Soil Response - A reality? ». *Bulleting of the seismological Society of america* 86 6, p. 1964-1978.

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

Bjerrum, L., N. Simons et I. Torblaau. 1958. « The effect of time on the shear strength of a soft marine clay ». In *Proceedings, Brussels Conference on Earth Pressure Problem*. (Brussel) Vol. 1, p. 148-158.

Bolisetti, C., A. Whittaker et J. Coleman. 2018. « Linear and nonlinear soil-structure interaction analysis of buildings and safety-related nuclear structures ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 107.

Bolisetti, C., A. Whittaker, B. Mason, I. Almufti et M. Willford. 2014. « Equivalent linear and nonlinear site response analysis for design and risk assessment of safety-related nuclear structures ». *Nuclear Engineering and Design* 275, p. 107–121.

Bolton, M. D. et J.M.R. Wilson. 1990. *Soil Stiffness and Damping*. Cambridge University, Engineering Department, 15 p.

Boore, D. M., et G. M. Atkinson. 1987. « Stochastic prediction of ground motion and spectral response parameters at hard-rock sites in eastern north america ». *Bulletin of the seismological Society of America* 77 2, p. 440-467.

Boulanger, R. W., C. J. Curras, B. L. Kutter, D. W. Wilson et A. Abghari. 1999. « Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125 9, p. 750-759.

Bruneau, M., et S. A. Mahin. 1990. « Normalizing Inelastic Seismic Response of Structure Having Eccentricities in Plan ». *Journal of Structural Engineering*, 116, 12.

Burman, A., Parsuram Nayak, P. Agrawal et Damodar Maity. 2012. « Coupled gravity dam-foundation analysis using a simplified direct method of soil-structure interaction ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 34 1, p. 62-68.

Calabrese, A., JP Almeida et R Pinho. 2010. « Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis ». *Journal of Earthquake Engineering* 14, p. 38-68.

Carballo, J. E., et C. A. Cornell. 2000. *Probabilistic Seismic Demand Analysis: Spectrum Matching and Design*. Universidad Autonoma Metropolitana, México Cosejo Nacional de Ciencia y Tecnologia, México Mineral Management Service, U.S. Departement of the Interior Reliability of Marine Structures Program, Stanford University.

Çelebi, E., F. Göktepe et N. Karahan. 2012. « Non-linear finite element analysis for prediction of seismic response of buildings considering soil-structure interaction ». *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 12 11, p. 3495-3505.

Chang, G.A., et J.B. Mander. 1994. *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 - Evaluation of Seismic Capacity*. State University of New York at Buffalo (NY): National Center for Earthquake Engineering Research, 230 p.

Christopher, M., et P. Arduino. 2017. « Site Response Analysis of a Layered Soil Column (Total Stress Analysis) ». < [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Site_Response_Analysis_of_a_Layered_Soil_Column_\(Total_Stress_Analysis\)](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Site_Response_Analysis_of_a_Layered_Soil_Column_(Total_Stress_Analysis)) >.

Ciampoli, Marcello, et Paolo E. Pinto. 1995. « Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers ». *Journal of Structural Engineering* 121 5, p. 806-814.

CNRC. 2015. *National Building Code of Canada*.

Cook, R. D., D. Malkus, M. E. Plesha et R. J. Witt. 2002. *Concepts and Application of Finite Element Analysis*, 4, 733 p.

Crow, H., S. Alpay, M.J. Hinton, R.D. Knight, G.A. Oldenborger, J.B. Percival, A.J.-M. Pugin et P. Pelchat. 2017. « Geophysical, geotechnical, geochemical, and mineralogical data sets collected in Champlain Sea sediments in the Municipality of Pontiac, Quebec ». Natural Ressources Canada, 51 p. < <https://geoscan.nrcan.gc.ca/starweb/geoscan/servlet.starweb?path=geoscan/fulle.web&search1=R=301664> >.

CSA. 1984. *CAN3-A23.3-M84*. Rexdale (ON): CSA.

Das, B. M. 2010. *Principles of Foundation Engineering*. US: CL-Engineering, 750 p.

Denis, J.E. 1976. *A Brief Survey of Convergence Methods for Quasi-Newton Methods*, 9. Coll. « SIAMS-AMS Proceedings ». 185-200 p.

Dides, M. A., et J. C. de la Llera. 2005. « A comparative study of concentrated plasticity models in dynamic analysis of building structures ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34 8, p. 1005-1026.

Dobry, R., et M. Vucetic. 1987. « State-of-the-art report: dynamic properties and seismic response of soft clay deposits ». In *International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*. (Mexico City) Vol. 2, p. 51-87.

Drucker, D.C., et W. Prager. 1952. « Soil mechanics and plastic analysis for limit design ». *Quarterly of Applied Mathematics* 10 2, p. 157-165.

Elghadamsi, F. E., et B. Mohraz. 1987. « Inelastic earthquake spectra ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 15 1, p. 91-104.

FEMA. 1997. *Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: NEHRP.

Filippou, F.C., E. P. Popov et V.V. Bertero. 1983. *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 212 p.

Finn, W. D. L. 1981. « Prediction of Seismic Pore-water Pressure ». In *Proceedings in the Tenth International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering*. (Rotterdam, Netherlands) Vol. 3, p. 201-206. A. A. Balkema.

Finn, W. D. Liam, Carlos E. Ventura et Guoxi Wu. 1993. « Analysis of ground motions at Treasure Island site during the 1989 Loma Prieta earthquake ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 12 7, p. 383-390.

Gajan, S., et B. L. Kutter. 2008. « Capacity, Settlement, and Energy Dissipation of Shallow Footings Subjected to Rocking ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 134 8, p. 1129-1141.

Galy, B. 2013. « Méthodes de conception et étude du comportement sismique des fondations superficielles sur sol naturel et traité, considérant l'interaction sol-structure ». Ph.D. Montréal, École de Technologie Supérieure, 458 p.

Garneau, R., et J. P. LeBihan. 1977. « Estimation of some properties of Champlain clays with the Swedish fall cone ». *Canadian Geotechnical Journal* 14 4, p. 571-581.

Gaudio, D., et S. Rampello. 2016. « Dynamic Soil-structure Interaction of Bridge-pier Caisson Foundations ». *Procedia Engineering* 158 Supplement C, p. 146-151.

Ghlaamallah, N. 2000. « Modélisation non-linéaire de l'interaction sol-structure sous sollicitations sismiques ». Ph.D., Sherbrooke (QC), Université de Sherbrooke, 325 p.

Giorgini, S., M. Cubrinovski, S. Pampanin, A.J. Carr et M. Moghaddasi. 2012. « Integrated foundation-structure modelling of a case study from the Christchurch 2011 earthquake ». In *15th World Conference on Earthquake Engineering*.

Grace, H, JKM Henry, AW Skempton, RF Lloyd Jones, RFL Jones, HQ Golder, RS Millard, MJ Tomlinson, R Broadbent, WR Rangeley, CF Hoare et J Alston. 1957. « Discussion on airport paper no. 35 : The planning and design of the new Hong Kong airport ». *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 7 2, p. 305-325.

Gu, Quan, Zhaojun Yang et Yi Peng. 2016. « Parameters affecting laterally loaded piles in frozen soils by an efficient sensitivity analysis method ». *Cold Regions Science and Technology* 121 Supplement C, p. 42-51.

Halchuk, S., J. Adams et F. Anglin. 2007. « Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities ». In *9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. (Ottawa). Canadian Association for Earthquake Engineering, p. 420-432.

Hall, W.S., et G. Oliveto. 2003. *Boundary Element Methods for Soil-Structure Interaction*. Mexico: Springer, 375 p.

Hashash, Y. M. A., et D. Park. 2001. « Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment ». *Engineering Geology* 62 1, p. 185-206.

Hashash, Y. M. A., et D. Park. 2002. « Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22 7, p. 611-624.

Hersch, Joseph. 1958. « Contribution à la méthode des équations aux différences ». *Journal de Mathématiques et de Physique appliquées* 9 2, p. 129-180.

Hisham, M. M. Y. 1994. « Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads ». Ph.D., University of California, Berkeley.

Housner, G.W. 1957. « Interaction of building and ground during an earthquake ». *Bulletin of seismological Society of America* 47 3, p. 179-186.

Hudson, M., I. Idriss et M. Beikae. 1992. *QUAD4M - A Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures Incorporating a Compliant Base*.

Idriss, I. M., J. Lysmer, R. Hwang et H. B. Seed. 1973. *QUAD-4, a Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structure by Variable Damping Finite Element Procedures*. UCB/EERC 73/16. University of California, Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center.

Idriss, I. M., et H.B. Seed. 1968. « Seismic response of horizontal soil layer ». *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* 94, p. 1003-1031.

Ishibashi, Isao, et Xinjian Zhang. 1993. « Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay ». *Soil and Foundations* 33 1, p. 182-191.

Itasca Consulting Group, Inc. *Fast Langrangian Analysis of Continua (FLAC)*.

Iwasaki, T., Fumio T. et Yoshikazu T.. 1978. « Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading ». *SOILS AND FOUNDATIONS* 18 1, p. 39-56.

Jarrett, P. M. 1967. « Time-dependant consolidation of a sensitive clay ». *Materials Research and Standard (ASTM)* 7 7, p. 300-304.

Jennings, P. C., et J. Bielak. 1973. « Dynamics of buildings-soil interaction ». *Bulletin of the seismological Society of America*, 63, 1.

Joyner, W. B. , et A. T.F. Chen. 1975. « Calculation of nonlinear ground response in earthquakes ». *Bulletin of the Seismological Society of America* 65 5, p. 1315-1336.

Kaul, Maharaj K. 1978. « Spectrum-Consisten Time-History Generation ». *Journal of the Engineering Mechanics Division* 104 4, p. 781-788.

Kausel, E., R. V. Whitman, J. P. Morray et F. Elsabee. 1978. « The spring method for embedded foundations ». *Nuclear Engineering and Design* 48, p. 377-392.

Kausel, E. 2010. « Early history of soil–structure interaction ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 9, p. 822-832.

Kham, M., J.-F. Semblat et N. Bouden-Romdhane. 2013. « Amplification of seismic ground motion in the Tunis basin: Numerical BEM simulations vs experimental evidences ». *Engineering Geology* 154, p. 80-86.

Kontoe, S., L. Zdravkovic, D. M. Potts et N. E. Salandy. 2007. « The use of absorbning boundaries in dynamic analyses of soil-structure interaction problems ». In *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. (Thessaloniki-Greece), p. 10.

Kramer, S.L. (653). 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Pearson Education.

Ladd, C. 1991. « Stability Evaluation during Staged Construction ». *Journal of Geotechnical Engineering* 117 4, p. 540-615.

Lamontagne, M. 1999. « Rheological and Geological Constraints on the Earthquake Distribution in the Charlevoix Seismic Zone, Québec, Canada ». Ottawa, Ontario, Canada, Carleton University, 389 p.

Lamontagne, M. 2008. « Les dommages due aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007 ». Comission géologique du Canada. < <https://geoscan.nrcan.gc.ca/starweb/geoscan/servlet.starweb?path=geoscan/fullf.web&search1=R=224834> >.

Larkin, T.J., et N.C. Donovan. 1979. « Sensitivity of computed nonlinear effective stress soil response to shear modulus relationships ». In *Second U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. (Stanford), p. 573-582.

LeBec, A. 2009. Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé. École Polytechnique de Montréal. Mémoire de maîtrise.

Leblanc, G., et G.G.R. Buchbinder. 1977. « Second micro-earthquake survey of the St.Lawrence Valley near La Malbaie, Quebec ». *Can. J. Earth Sci.* 14, p. 2778-2789.

LeBoeuf, D., J. Duguay-Blanchette, J.-C. Lemelin, E. Péloquin et G. Burckhardt. 2016. « Cyclic softening and failure in sensitive clays and silts ». In *1st International Conference on Natural Hazards & Infrastructure*. (Chania, Greece).

Lefebvre, G., et D Leboeuf. 1987. « Rate Effects and Cyclic loading of Sensitive Clays ». *Journal of Geotechnical Engineering* 113 5, p. 476-489.

Lefebvre, G., et P. Pfendler. 1996. « Strain Rate and Preshear Effects in Cyclic Resistance of Soft Clay ». *Geotechnical Engineering* 122 1, p. 21-26.

Lefebvre, G., et C. Poulin. 1979. « A new method of sampling in sensitive clays ». *Canadian Geotechnical Journal* 16 2, p. 226-233.

Leroueil, S. 1997. « Characterization of Soft Marine Clays ». In *Proceedings of the international symposium on characterization of soft marine clays - Bothkennar, Drammer, Quebec and Ariake Clays*. (Yokosuka, Japan), p. 3-32.

Leroueil, S., F. Tavenas et J.-P. LeBihan. 1983a. « Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada ». *Canadian Geotechnical Journal* 20 4, p. 681-705.

Leroueil, S., F. Tavenas, L. Samson et P. Morin. 1983b. « Preconsolidation pressure of Champlain clays: Part II. Laboratory determination ». *Canadian Geotechnical Journal* 20 4, p. 803-816.

LeVeque, R. J. 2007. *Finite Difference Methods for Ordinary and Partial Differential Equations: Steady-State and Time-Dependent Problems*. University of Washington, Seattle, Washington, 328 p.

Luabeya M., P., P. Léger et R. Tremblay. 2015. « Selection, scaling and application of ground motion records to assess the nonlinear seismic performance of buildings located in Eastern North America ». In *11th Canadian Conference on Earthquake Engineering* (Victoria, B.-C.), 10 p.

Luco, J. E., et A. H. Hadjian. 1974. « Two-dimensional approximations to the three-dimensional soil-structure interaction problem ». *Nuclear Engineering and Design* 31 2, p. 195-203.

Lysmer, J. 1978. « Analytical procedures in soil dynamics ». In *ASCE Geotechnical Engineering Div. Specialty Conference*. (Pasadena, California, United States | June 19-21, 1978), sous la dir. de Center, Earthquake Engineering Reseach. University of California at Berkeley.

Lysmer, J., et R. L. Kuhlemeyer. 1969. « Finite Dynamic Model for Infinite Media ». *Journal of the Engineering Mechanics Division* 95 4, p. 859-878.

Lysmer, J., M. Tabatabaei-Raissi, F. Tajirian, S. Vahdani et F. Ostadan. 1988. *SASSI A system for Analysis of Soil-Structure Interaction*. UCB/GT/81-02: University of California, Berkely, 59 p.

Lysmer, J., T. Uda, C. Tsai et H.B. Seed. 1975. *FLUSH - a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*. PB--259332. California University (CA), 19 p.

Maheshwari, B. K., et Rajib Sarkar. 2011. « Seismic Behavior of Soil-Pile-Structure Interaction in Liquefiable Soils: Parametric Study ». *International Journal of Geomechanics* 11 4, p. 335-347.

Malvern, L. E. 1969. *Introduction to the mechanics of a continuous medium*. US: Prentice-Hall, 713 p.

Martin, G.R., C.F. Tsai, I. P. Lam et D.G. Anderson. 1979. « Seismic response of soft offshore soils - A parametric study ». In *Second U.S. National conference on earthquake engineering*. (Stanford (NY)), p. 583-592.

Martinelli, P., et F. C. Filippou. 2009. « Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 38 5, p. 587-607.

Massimino, M. R., et M. Maugerie. 2013. « Physical modelling of shaking table tests on dynamic soil-foundation interaction and numerical and analytical simulation ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 49, p. 1-18.

Mazzoni, S., F. T. McKenna, MH. Scott et G. L. Fenves. 2006. « Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) ». *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley (CA)*.

McGann, C. , et P. Arduino. 2011. « Site Response Analysis of a Layered Soil Column (Total Stress Analysis) ». <

[>](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Site_Response_Analysis_of_a_Layered_Soil_Column_(Total_Stress_Analysis))

McGann, C., P. Arduino et Peter Mackenzie-Helnwein. 2012. « Stabilized single-point 4-node quadrilateral element for dynamic analysis of fluid saturated porous media ». *Acta Geotechnica* 7 4, p. 297-311.

McKenna, F. T. 1997. « Object -Oriented Finite Element Programming:Frameworks for Analysis, Algorithms and Parallel Computing ». Dissertation. Berkeley, University of California, 265 p.

Medina, R A., et H. Krawinkler. 2004. « Influence of hysteretic behavior on the nonlinear response of frame structures ». In *13th World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, B.C., Canada).

Mestar, M. 2014. « Procédure multi-niveaux pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des écoles dans l'est canadien ». Montréal, École de Technologie Supérieure.

Miranda, E., et V. V. Bertero. 1994. « Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design ». *Earthquake Spectra* 10 2, p. 357-379.

Mitchell, D., P. Paultre, R. Tinawi, M. Saatcioglu, R. Tremblay, K. Elwood, J. Adams et R. DeVall. 2010. « Evolution of seismic design provision in the National building code of Canada ». *Can. J. Civil engineering* 37, p. 1157-1170.

Mitchell, D., R. Tinawi et T. Law. 1989. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». *Can. J. Civil engineering* 17, p. 338-365.

Mitchell, R. J. , et R. D. King. 1977. « Cyclic loading of an Ottawa area Champlain Sea clay ». *Canadian Geotechnical Journal* 14 1, p. 52-63.

Moghaddasi, M., A. Carr, M. Cubrinovski, S. Pampanin, J.G. Chase, C.T. Chatzigogos et A. Pecker. 2012a. « The effects of soil-foundation interface nonlinearity on seismic soil-structure interaction analysis ». In *2012 NZSEE Conference*. (New Zealand).

Moghaddasi, M., A. Carr, M. Cubrinovski, S. Pampanin, J.G. Chase, C.T. Chatzigogos et A. Pecker. 2012b. « The effects of soil-foundation interface nonlinearity on seismic soil-structure interaction analysis ». In *2012 NZSEE*. (Christchurch, New-Zealand).

Mohammadioun, B., et A. Pecker. 1984. « Low-frequency transfer of seismic energy by superficial soil deposits and soft rocks ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 12 4, p. 537-564.

Mohd-Yassin, M.H. 1994. « Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads ». University of California, Berkeley.

Munro, P. S., et D. Weichert. 1989. « The Saguenay earthquake of november 25, 1988 processed strong motion records - OPEN FILE 1996 ». Government of Canada, 150 p. <<https://open.canada.ca/ckan/en/dataset/6c6721f5-99d3-5346-a2fb-c58b8aa5a87e>>.

Mylonakis, G., et G. Gazetas. 2000. « Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? ». *Journal of Earthquake Engineering* 4 3, p. 277-301.

NIST. 2012. *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. National Earthquake Hazards Reduction Program.

Nollet, M.J., et P. Moretti. 2014. *Recueil des données d'inspection visuelles des bâtiments scolaires de l'île de Montréal en vue de leurs évaluation sismique*. Coll. « Évaluation sismique des bâtiments scolaire du Québec ». Montréal (QC): École de technologie supérieure.

Ousterhout, J. K. 1990. « Tcl: An Embeddable Command Language ». In *USENIX Conference Proceedings*. (Washington (DC), January 22 - January 26), p. 133-146. Berkeley, Calif.: USENIX Ass. <<https://web.stanford.edu/~ouster/cgi-bin/papers/tcl-usenix.pdf>>.

Pais, A., et E. Kausel. 1988. « Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 7 4, p. 213-227.

Parmelee, R. A. . 1967. « Building-Foundation Interaction Effects ». *Journal of the Engineering Mechanics Division* 93 2, p. 131-152.

Paulay, T. 1996. « Seismic Design of Concrete Structures The Present Need Of Societies ». In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. (Acapulco, Mexico, Juin 23-28). Oxford, UK: Pergamon.

Paultre, P. 2005. *Dynamique des structures - application aux ouvrages de génie civil*. Hermes science publ.

Petrini, L., C. Maggi, M. J. N. Priestley et G. M. Calvi. 2008. « Experimental Verification of Viscous Damping Modeling for Inelastic Time History Analyzes ». *Journal of Earthquake Engineering* 12 sup1, p. 125-145.

Pique, J.R., et M. Burgos. 2008. « Effective rigidity of reinforced concrete elements in seismic analysis and design ». In *14th World Conference on Earthquake Engineering*. (Beijin, China).

Prandtl, L. 1920. « Über die Härte plastischer Körper ». *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse*, p. 74-85.

Preumont, A. 1980. « A method for the generation of artificial earthquake accelerograms ». *Nuclear Engineering and Design* 59 2, p. 357-368.

Preumont, A. 1984. « The generation of spectrum compatible accelerograms for the design of nuclear power plants ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 12 4, p. 481-497.

Priestley, M. J. N., et D. N. Grant. 2005. « Viscous damping in seismic design and analysis ». *Journal of Earthquake Engineering* 9 sup2, p. 229-255.

Priestley, M. J. N., et R. Park. 1987. « Strength of ductility of concrete bridge columns under seismic loading ». *ACI Structural Journal* 84 1, p. 61-76.

Priestley, M.J.N. (92). 2003. *Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited: The ninth mallet milne lecture*. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.: IUSS Press.

Priyesh, V., S. Ainur et W. Dharma. 2019. « Equivalent number of uniform cycles versus earthquake magnitude relationships for fine-grained soils ». *Canadian Geotechnical Journal* 56 11, p. 1596-1608.

Quigley, R. M. 1980. « Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective ». *Canadian Geotechnical Journal* 17 2, p. 261-285.

Rasmussen, K. K. 2012. « An investigation of Monotonic and Cyclic Behaviour of Leda Clay ». Ontario, Canada, University of Western Ontario.

Raychowdhury, P. 2011. « Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction (SSI) ». *Engineering Structures* 33 3, p. 958-967.

Rayhani, M. H. T. , et M. H. El Naggar. 2008a. « Numerical Modeling of Seismic Response of Rigid Foundation on Soft Soil ». *International Journal of Geomechanics* 8 6.

Rayhani, MHT, et MH El Naggar. 2008b. « Dynamic properties of soft clay and loose sand from seismic centrifuge tests ». *Geotechnical and Geological Engineering*.

Rioux, M-D., M.J. Nollet, D. LeBoeuf, S. Koboevic et B. Galy. 2018. « Direct modelling of dynamic soil-structure interaction by finite elements analysis ». In *Building Tomorrow's Society*. (Fredericton, Canada), sous la dir. de Engineering, Canadian Society of Civil. CSCE/SCGC.

Rioux, M.-D., M.J. Nollet, D. LeBoeuf et B. Galy. 2019. « Numerical modelling of dynamic soil-structure interaction for seismic conditions in Eastern Canada ». In *Conference on earthquake engineering*. (Château Frontenac, Québec, Canada).

Rioux, M.-D., M.J. Nollet, D. LeBoeuf, S. Koboevic et B. Galy. 2017. « Modélisation directe de l'interaction dynamique sol-structure par la méthode des éléments finis. ». In *Colloque 2017 du CEISCE – CEISCE 2017 Seminar*. (Montréal, Québec, Canada).

Rizzo, P. C., D. E. Shaw et S. J. Jarecki. 1975. « Development of real/synthetic time histories to match smooth design spectra ». *Nuclear Engineering and Design* 32 1, p. 148-155.

Rogrigues, H, H Varum, A. Arêde et A. Costa. 2012. « Comparative efficiency analysis of different nonlinear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns ». *Earthq Eng & Eng Vib* 11, p. 553-566.

Saez, E., F. Lopez-Caballero et A. Modaressi-Farahmand-Razavi. 2010. « Effect of Elastic and Inelastic DSSI on Seismic Demands of SDOFs Structures ». In *International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. (San Diego, California).

Saez, E., F. Lopez-Caballero et A. Modaressi-Farahmand-Razavi. 2008. « Effects of non-linear soil behaviour on the seismic performance evaluation of structures ». *Ital Geotech J* 2, p. 63-76.

Satô, Y., et R. Yamaguchi. 1960. « Vibration of a building upon the Elastic Foundation ». *Bulletin earthquake Res. Inst.* 38, p. 369-383.

Schnabel, P.B., J. Lysmer et H. B. Seed. 1972. *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. EERC 72-12. Earthquake Engineering Research Center: University of California, Berkeley, California, 114 p.

Scholl, R. E. 1989. « Observations of the performance of buildings during the 1985 Mexico earthquake, and structural design implications ». *International Journal of Mining and Geological Engineering* 7 1, p. 69-99.

Seed, H. B., et I. M. Idriss. 1970. *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*. University of California Berkeley Structural Engineers and Mechanics, 48 p.

Seed, H.B., Idriss, I. M. 1971. « Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential ». *Soil Mechanics and Foundation division (ASCE)* 97 9, p. 1249-1273.

SEiSMOSOFT. 2020. *SeismoMatch*.

Shutian, M., et D. Motazedian. 2017. « Focal depth distribution of the 1982 Miramichi earthquake sequence determined by modelling depth phases ». *Canadian Journal of Earth Sciences* 54 4, p. 359-369.

Sinkunas, B. 2011. « Sismicité postglaciaire et mouvements de masse subaquatiques au lac Témiscouata, Est du Québec ». Québec, Université Laval.

Somerville, P. G., J. P. McLaren, C. K. Saikia et D. V. Helmberger. 1990. « The 25 november 1988 Saguenay, Quebec, earthquake: source parameters and the attenuation of strong ground motion ».

Stewart, J., C.B. Crouse, T. C. Hutchinson, B. Lizundia, F. Naeim et F. Ostadan. 2012. *Soil-structure interaction for building structures*.

Stewart, P. J., B. R. Seed et L. G. Fenves. 1999. « Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125 1, p. 38-48.

Stewart, J. P., C. Comartin et J. P. Moehle. 2004. « Implementation of soil-structure interaction models in performance based design procedures ». In *13th World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver, B.C., Canada, August 1-6), p. 15.

Sun, J. I., R. Golesorkhi et H. B. Seed. 1988. *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils*. UCB/EERC-88/15. University of California (CA): Berkeley: Earthquake Engineering Research Center.

Tabatabaiefar, S. H. R., B. Fatahi et B. Samali. 2013. « Seismic Behavior of Building Frames Considering Dynamic Soil-Structure Interaction ». *International Journal of Geomechanics* 13 4, p. 409-20.

Taylor, C. A., et A. J. Crewe. 1996. « Shaking Table Tests of Simple Direct Foundations ». In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. (Acapulco, Mexico). International Association for Earthquake Engineering.

Terzaghi, K., et R. B. Peck. 1967. *Soil mechanics in engineering practice*. New York: Wiley.

Terzic, V. 2011. « Force-based Element vs. Displacement-based Element ».

Tischer, H., D. Mitchell et G. McGlure. 2012. « Ambient vibration measurements of dynamic properties of school buildings in Montreal (Quebec) ». In *43rd Structures Congress*. (Chicago, Illinois), p. 29-31.

Torabi, H., et M. T. Rayhani. 2014. « Three dimensional Finite Element modeling of seismic soil-structure interaction in soft soil ». *Computers and Geotechnics* 60, p. 9-19.

Torre, C. De la, D. Lindquist, G. Horvitz et A. Bergman. 2016. « Geotechnical components of a seismic soil-structure interaction model for a pier ». In *Ports 2016. 14th Triennial International Conference - Port Engineering, 12-15 June 2016*. (Reston, VA, USA), p. 141-51. ASCE - American Society of Civil Engineers.

Tsai, C.-C., D. Park et C.W. Chen. 2014. « Selection of the optimal frequencies of viscous damping formulation in nonlinear time-domain site response analysis ». *Soil dynamics and Earthquake Engineering* 67, p. 353-358.

Tsai, N.-C. 1972. « Spectrum-Compatible Motions for Design Purposes ». *Journal of the Engineering Mechanics Division* 98 2, p. 345-356.

USACE. 1992. « Engineering and Design Bearing Capacity of Soils ». Washington, DC 20314-1000: US Army Corps of Engineers.

Vaid, Y. P., P. K. Robertson et R. G. Campanella. 1979. « Strain rate behaviour of St. Jean Vianney clay ». *Canadian Geotechnical Journal* 16 1, p. 34-42.

Valera, J. E., H. B. Seed, C.F. Tsai et J. Lysmer. 1977. *Soil-structure interaction effects at the Humboldt Bay power plant in the Ferndale earthquake of june 7, 1975*.

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

Veletsos, A. S., et B. Verbič. 1973. « Vibration of viscoelastic foundations ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2 1, p. 87-102.

Veletsos, A. S., et Yau T. Wei. 1971. « Lateral and rocking vibration of footings ». *Soil Mechanics and Foundation division (ASCE)* 97 9, p. 1227-1248.

Weiler, W.A. 1988. « Small strain shear modulus of clay ». In *Conference on Earthquake Engineering and Soil dynamics II: Recent advances in Ground Motion Evaluation*. (New-York), sous la dir. de ASCE.

Wichtmann, T., K.H. Andersen, M.A. Sjursen et T. Berre. 2013. « Cyclic tests on high-quality undisturbed block samples of soft marine Norwegian clay ». *Canadian Geotechnical Journal* 50 4, p. 400-412.

Wolf, J.P. 1991. « Classification of Analysis Methods for Dynamic Soil-Structure Interaction ». In *Internation Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. (Missouri).

Yang, Z., A. Elgamal et E. Parra. 2003. « Computational Model for Cyclic Mobility and Associated Shear Deformation ». *Geotechnical and Geological Engineering* 129 12, p. 1119-1127.

Yogendrakumar, M., et W.D.L. Fiin. 1984. *Simulation of the Cyclic Simple Shear Tests on Dry and Saturated Sands*. Coll. « Soil Dynamics Group University of British Columbia ». Canada.

Yong-Seok, K., et M. R. Jose. 2004. « Effect of Nonlinear Soil Behavior on Inelastic Seismic Response of a Structure ». *International Journal of Geomechanics* 4 2, p. 104-114.

Zendaoui, A., A. Kadid et D. Yahiaoui. 2016. « Comparison of Different Numerical Models of RC Elements for Predicting the Seismic Performance of Structures ». *International Journal of Concrete Structures and Materials* 10 4, p. 461-478.

Zhang, Y., J. P. Conte, Z. Yang, A. Elgamal, J. Bielak et G. Acero. 2008. « Two-Dimensional Nonlinear Earthquake Response Analysis of a Bridge-Foundation-Ground System ». *Earthquake Spectra* 24 2, p. 343-386.

Zienkiewicz, O. C., N. Bicanic et F. Q. Shen. 1989. « Earthquake Input Definition and the Trasmitting Boundary Conditions ». In *Advances in Computational Nonlinear Mechanics*, sous la dir. de Doltsinis, I. St. Zienkiewicz1989. p. 109-138. Vienna: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2828-2_3>.

Zienkiewicz, O.C., D. W. Kelly et B. Bettes. 1979. « Mariage à la mode - The best of both worls (Finite Elements and Boundary Integrals) ». In *Energy Methods in Finite Element Analysis*. p. 81-107. John Wiley & Sons.