

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	7
1.1 Introduction aux systèmes d'isolation à la base.....	7
1.1.1 Les principales technologies de conception parasismique utilisés dans le domaine des ponts.....	7
1.1.1.1 Conceptions conventionnelles	8
1.1.1.2 Technologies non conventionnelles utilisées dans le domaine des ponts.....	9
1.2 Effet de la variation de la température sur les propriétés des isolateurs sismiques	14
1.2.1 Systèmes d'isolation en élastomère fretté.....	14
1.2.1.1 Présentation des isolateurs en élastomère.....	14
1.2.1.2 Description de la structure chimique des élastomères	17
1.2.1.3 Comportement des isolateurs en élastomère.....	22
1.2.2 Isolateurs à glissement.....	36
1.2.2.1 Présentation des isolateurs à glissement	36
1.3 Prise en compte de la combinaison des effets de séisme avec les effets thermiques dans les codes.....	44
1.4 Effet de la température dans les codes.....	46
1.5 Facteurs de modification des propriétés des isolateurs.....	48
CHAPITRE 2 CARACTÉRISTIQUES ET CALIBRATION DES SPECTRES.....	51
2.1 Introduction.....	51
2.2 Sismicité du Canada.....	51
2.2.1 Sismicité de l'est canadien.....	54
2.2.1.1 L'ouest du Québec.....	55
2.2.1.2 La région de Charlevoix-Kamouraska	57
2.2.1.3 La région de le Bas-Saint-Laurent	58
2.2.2 Sismicité de l'ouest canadien.....	59
2.3 Transformation des séismes de référence et ajustement spectral.....	60
2.3.1 Séismes historiques retenus pour l'est	61
2.3.1.1 Saguenay	61
2.3.1.2 Nahanni.....	62
2.3.2 Séismes historiques retenus pour l'ouest	63
2.3.2.1 Morgan Hill.....	63
2.3.2.2 Whittier Narrows	65
2.3.2.3 Loma Prieta.....	65
2.3.2.4 Northridge.....	67
2.3.3 Transformation et décorrélation des séismes selon les directions principales	70
2.3.4 Spectres choisis.....	71

2.3.5	Calibration des accélérogrammes et ajustement spectral.....	75
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE ET PARAMÈTRES DE L'ÉTUDE		79
3.1	Introduction.....	79
3.2	Comportement des isolateurs : Identification des paramètres de l'étude	79
3.3	Méthodes d'analyse	84
3.3.1	Méthode simplifiée selon le spectre du code canadien des ponts routiers CAN/CSA-06-06	84
3.3.2	Méthode simplifiée développée selon le spectre du code national du bâtiment CNBC 2010.....	87
3.3.3	Analyse temporelle non-linéaire selon le code canadien des ponts routiers CAN/CSA-06-06 et le code national du bâtiment CNBC 2010 ..	91
3.3.4	Période fondamentale et amortissement visqueux équivalent par la méthode simplifiée du S6-06 adaptée au CNBC 2010	92
3.3.4.1	Période fondamentale.....	92
3.3.4.2	Amortissement visqueux équivalent.....	95
3.3.5	Période fondamentale et amortissement visqueux équivalent par la méthode simplifiée du code S6-06.....	100
3.3.5.1	Période fondamentale.....	100
3.3.5.2	Amortissement visqueux équivalent.....	102
CHAPITRE 4 RÉSULTATS D'ANALYSES SIMPLIFIÉES ET TEMPORELLES NON-LINÉAIRES.....		103
4.1	Introduction.....	103
4.2	Présentation et comparaison des résultats.....	104
4.2.1	Comparaison entre les prédictions de l'analyse simplifiée avec les spectres du CNBC 2010 et celui du CSA-S6-06	104
4.2.1.1	Force maximale.....	105
4.2.1.2	Déplacement maximal	109
4.2.2	Comparaison des résultats de l'analyse temporelle non-linéaire du CNBC 2010 et de la S6-06 pour l'est et l'ouest.....	113
4.2.2.1	Force maximale.....	113
4.2.2.2	Déplacement maximal	119
4.2.2.3	Déplacement résiduel.....	123
4.2.3	Comparaison des résultats de l'analyse simplifiée avec ceux de l'analyse temporelle non-linéaire pour l'est et l'ouest selon le CNBC 2010.....	127
4.2.3.1	Force maximale.....	127
4.2.3.2	Déplacement maximal	129
4.2.4	Comparaison des résultats de l'analyse simplifiée avec ceux de l'analyse temporelle non-linéaire pour l'est et l'ouest selon S6-06.....	131
4.2.4.1	Force maximale.....	131
4.2.4.2	Déplacement maximal	133
4.2.5	Comparaison des résultats de l'analyse temporelle non-linéaire entre l'est et l'ouest selon CNBC 2010.....	135

4.2.5.1	Force maximale.....	135
4.2.5.2	Déplacement maximal	137
4.2.5.3	Déplacement résiduel.....	139
4.2.6	Comparaison des résultats de l'analyse temporelle non-linéaire entre l'est et l'ouest selon S6-06.....	140
4.2.6.1	Force maximale.....	140
4.2.6.2	Déplacement maximal	141
4.2.6.3	Déplacement résiduel.....	142
4.3	Présentation et comparaison des résultats selon la variation du rapport PGA/PGV et PGV^2/PGA selon le CNBC 2010.....	143
CHAPITRE 5	VALIDATION DES RÉSULTATS ET ÉTUDE DE L'EFFET DE LA FLEXIBILITÉ DE LA PILE SUR LE COMPORTEMENT DES PONTS ISOLÉS	153
5.1	Introduction.....	153
5.2	Modèle du pont d'étude	153
5.3	Résultats obtenus par l'analyse de piles infiniment rigides	157
5.4	Résultats obtenus par l'analyse de piles flexibles.....	159
5.4.1	Calcul du poids sismique	159
5.4.2	Calcul de la rigidité de la pile et présentation des systèmes considérés ..	160
5.4.3	Effet de la flexibilité des piles et de la variation des paramètres hystérétiques sur la période du système élastique équivalent.....	163
5.4.4	Force maximale selon CSA-S6-06.....	165
5.4.5	Déplacement maximal selon S6-06	167
5.4.6	Force maximale selon le CNBC 2010	170
5.4.7	Déplacement maximal selon le CNBC 2010	173
5.5	Choix du système optimal pour l'est et l'ouest.....	175
CONCLUSION.....		181
RECOMMANDATIONS		187
ANNEXE I	ARTICLE : ASSESSMENT OF TEMPERATURE EFFECTS ON SEISMIC RESPONSE OF BASE-ISOLATED BRIDGES IN EASTERN AND WESTERN CANADA.....	189
ANNEXE II	SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT ET ACCÉLÉROGRAMMES AVANT ET APRÈS CALIBRATION	207
ANNEXE III	EFFET DE LA VARIATION DES CARACTÉRISTIQUES DES SIGNAUX SISMQUES COMBINÉ À LA VARIATION DES PARAMÈTRES CARACTÉRISTIQUES SUR LE COMPORTEMENT DES PONTS ISOLÉS.....	235
BIBLIOGRAPHIE.....		247

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Combinaison entre le déplacement sismique et le déplacement thermique dans les codes45
Tableau 1.2	Caractéristiques des tests à basses températures adoptées par les codes47
Tableau 2.1	Caractéristiques des signaux sismiques originaux sélectionnés respectivement pour l’est et l’ouest69
Tableau 3.1	Taux de variations et valeurs correspondantes des paramètres hystérétiques des isolateurs sismiques83
Tableau 3.2	Taux de variations et valeurs correspondantes des paramètres hystérétiques des isolateurs sismiques84
Tableau 3.3	Équivalence entre l’accélération et le déplacement spectraux pour les deux villes et les deux codes90
Tableau 4.1	Taux de variation de la force maximale F_{max} pour les deux côtes selon des taux de variation extrêmes des paramètres hystérétiques135
Tableau 4.2	Taux de variation du déplacement maximal D_{max} pour les deux côtes selon des taux de variation extrêmes des paramètres hystérétiques138
Tableau 4.3	Caractéristiques des enregistrements calibrés sur le spectre du sol de type II du code CSA-S6-06 pour Montréal (Est) et Vancouver (Ouest).....144
Tableau 4.4	Caractéristiques des enregistrements calibrés sur le spectre du sol de type C du CNBC 2010 pour Montréal (Est) et Vancouver (Ouest).....145
Tableau 5.1	Résultats des forces maximales selon une analyse 1D et 3D pour les côtes est et ouest selon la CSA-S6-06 et le CNBC 2010158
Tableau 5.2	Résultats des déplacements maximums selon une analyse 1D et 3D pour les côtes est et ouest selon la CSA-S6-06 et le CNBC 2010158
Tableau 5.3	Propriétés mécaniques considérés pour le pont161
Tableau 5.4	Effet de la variation de la flexibilité des piles et des paramètres caractéristiques des isolateurs sur la période de vibration du pont isolé .165

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Conception conventionnelle d'un pont.....	9
Figure 1.2	Mise en évidence et application du concept d'isolation sismique de la base des ponts.....	10
Figure 1.3	Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux sur (a) l'accélération et les forces d'inertie ; (b) le déplacement sismique.....	12
Figure 1.4	Isolateur à base d'appui en élastomère fretté avec noyau de plomb.....	15
Figure 1.5	Effets de la variation de : (gauche) diamètre du plomb (droite) hauteur du caoutchouc sur les paramètres hystérétiques de l'isolateur.....	15
Figure 1.6	Illustration de la différence entre un modèle représentatif d'un élastomère à amortissement : faible (droite) élevé (gauche).....	16
Figure 1.7	Relation type force-déplacement pour un isolateur en élastomère à amortissement élevé.....	16
Figure 1.8	Processus de polymérisation.....	18
Figure 1.9	Déformation du caoutchouc à l'échelle microscopique et sa réversibilité.....	18
Figure 1.10	Processus de vulcanisation : Réaction des chaînes d'élastomère avec le soufre.....	19
Figure 1.11	Allure de la variation du module d'élasticité de l'élastomère en fonction de la variation de la température.....	21
Figure 1.12	Temps nécessaire pour accomplir une demi-cristallisation.....	24
Figure 1.13	Taux de cristallisation de différents types d'élastomère à l'état naturel (hachuré) et vulcanisés sans contrainte appliquée (en blanc).....	25
Figure 1.14	Taux de cristallisation de différents types d'élastomère vulcanisés avec contrainte appliquée.....	25
Figure 1.15	Courbe idéalisée de la variation de la rigidité à très basses températures en fonction du temps.....	28

Figure 1.16	Changement des propriétés mécaniques des élastomères frettés avec noyau en plomb en fonction de la température.....	29
Figure 1.17	Boucles d'hystérésis (force-déplacement) pour un isolateur en élastomère (a) fretté et (b) avec noyau de plomb respectivement, à température ambiante $+20^{\circ}\text{C}$ et à basse température -26°C	30
Figure 1.18	Relation contrainte de cisaillement / taux de déformation pour un élastomère (de gauche à droite) : doux à normal, normal et dur pour une température de (a) $+40^{\circ}\text{C}$ et (f) -20°C , et à une fréquence de $0,5\text{ Hz}$	32
Figure 1.19	En fonction de la température : (a) Module de cisaillement sécant; (b) Amortissement équivalent visqueux; (c) Contrainte de cisaillement à une déformation nulle; (d) Contrainte de cisaillement maximale pour (de gauche à droite) : un élastomère dur; normal et doux à normal et différents taux de déformation	34
Figure 1.20	Contrainte de cisaillement en fonction du taux de déformation (du haut en bas) : pour un élastomère dur; normal et doux à normal; (de gauche à droite) : durée d'exposition 1h, 4h, 8h et 24h , sous une température de -20°C	36
Figure 1.21	Exemple de pendule à friction	37
Figure 1.22	Exemple d'une surface en PTFE.....	38
Figure 1.23	Effet de la température sur le coefficient de frottement des interfaces en PTFE-acier poli inoxydable	40
Figure 1.24	Coefficient de friction d'un isolateur à friction avec interfaces en PTFE non lubrifié-acier inoxydable en fonction de la température et pour différentes vitesses.....	40
Figure 1.25	Relation force-déplacement normalisée d'un isolateur à friction plat respectivement à $+21^{\circ}\text{C}$ et -38°C sous une vitesse de 125 mms et une pression de confinement de 21 MPa	41
Figure 1.26	Courbe d'hystérésis d'un isolateur à pendule à friction respectivement à une température de : (gauche) -64°C et (droite) $+46^{\circ}\text{C}$	42
Figure 1.27	Effet de la température sur le coefficient de friction dynamique d'un isolateur de type pendule à friction.....	43
Figure 1.28	Effet de la température sur le cisaillement à la base d'un pont isolé avec des isolateurs en pendule à friction.....	43

Figure 2.1	Carte des tremblements de terre survenus au Canada entre les années 1627 et 2012	52
Figure 2.2	Carte d'Aléa sismique.....	53
Figure 2.3	Carte des sept zones sismiques de l'est canadien	55
Figure 2.4	Carte de l'historique des séismes de l'ouest du Québec.....	56
Figure 2.5	Carte de l'historique des séismes de la région de Charlevoix-Kamouraska	57
Figure 2.6	Carte de l'historique des séismes du Bas-Saint-Laurent.....	58
Figure 2.7	Types de ruptures et sources de séismes dans l'ouest Canadien	59
Figure 2.8	Localisation et intensité du séisme de Saguenay de 1988	62
Figure 2.9	Régions affectées par les secousses principales du séisme de Nahanni de 1985.....	63
Figure 2.10	Localisation du séisme de Morgan Hill (a) épicentre du séisme de 1984 (b) station San Ysidro Gilroy #6 sélectionnée pour l'étude.....	64
Figure 2.11	Localisation du séisme de Whittier Narrows (a) épicentre du séisme de 1984 (b) station Pacoima Kagel Canyon sélectionnée pour l'étude	65
Figure 2.12	Localisation et intensité du séisme de Loma Prieta 1989.....	67
Figure 2.13	Localisation et intensité du séisme de Northridge 1994).....	68
Figure 2.14	Spectres de calcul : (Bleu) Sol II du code S6-06 pour Montréal et Vancouver; Sol C du CNBC 2010 pour : (Vert) Montréal, (Rouge) Vancouver	72
Figure 2.15	L'écart (en pourcentage) entre les spectres du CNBC 2010 et du S6-06 pour : (Vert) Montréal; (Rouge) Vancouver.....	75
Figure 3.1	Relation force-déplacement idéalisée pour un système d'isolation sismique	81
Figure 3.2	Variation de la période élastique T en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW toutes deux par ratio du poids sismique pour l'est obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010	94

Figure 3.3	Variation de la période T en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW toutes deux par ratio du poids sismique pour l'ouest obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010.....	95
Figure 3.4	Variation du coefficient d'amortissement en fonction du taux l'amortissement visqueux effectif β_{eff}	97
Figure 3.5	Variation de l'amortissement β en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW toutes deux par ratio du poids sismique pour l'est obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010	99
Figure 3.6	Variation de l'amortissement β en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW toutes deux par ratio du poids sismique pour l'Ouest obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010	100
Figure 3.7	Variation de la période T en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW toutes deux par ratio du poids sismique obtenu par une analyse simplifiée selon la S6-06	101
Figure 3.8	Variation de l'amortissement β en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW toutes deux par ratio du poids sismique obtenu par une analyse simplifiée selon la S6-06.....	102
Figure 4.1	Variation de la force maximale F_{maxW} en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	107
Figure 4.2	Variation de la force maximale F_{maxW} en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	109
Figure 4.3	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	111
Figure 4.4	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	113

Figure 4.5	Variation de la force maximale F_{maxW} en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	116
Figure 4.6	Variation de la force maximale F_{maxW} en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	118
Figure 4.7	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	121
Figure 4.8	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	123
Figure 4.9	Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	125
Figure 4.10	Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06.....	127
Figure 4.11	Variation de la force maximale F_{maxW} en fonction de la force de recentrage $KdDW$ toutes deux par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL	128
Figure 4.12	Variation de la force maximale F_{maxW} en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL.....	129
Figure 4.13	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL.....	130
Figure 4.14	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force	

	caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL131
Figure 4.15	Variation de la force maximale $FmaxW$ en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL.....132
Figure 4.16	Variation de la force maximale $FmaxW$ en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL.....133
Figure 4.17	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL134
Figure 4.18	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL134
Figure 4.19	Variation de la force maximale $FmaxW$ en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique selon le CNBC 2010 a) (en pointillé) ouest b) (continu) est137
Figure 4.20	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique selon le CNBC 2010 a) (en pointillé) ouest b) (continu) est139
Figure 4.21	Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique selon le CNBC 2010 a) (en pointillé) ouest b) (continu) est140
Figure 4.22	Variation de la force maximale $FmaxW$ en fonction de la force de recentrage $KdDW$ pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique selon S6-06 a) (en pointillé) ouest b) (continu) est141
Figure 4.23	Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $KdDW$ pour différents taux de force

	caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique selon S6-06 a) (en pointillé) ouest b) (continu) est	142
Figure 4.24	Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids KdW pour différents taux de force caractéristique QdW tous par ratio du poids sismique selon le S6-06 a) (en pointillé) ouest b) (continu) est	143
Figure 4.25	Variation de la force maximale par ratio du poids sismique $FmaxW$ en fonction des caractéristiques des séismes $PGAPGV$ pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle.....	148
Figure 4.26	Variation du déplacement maximal en fonction des caractéristiques des séismes $PGAPGV$ pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle.....	149
Figure 4.27	Variation de la force maximale en fonction des caractéristiques des séismes $PGV2PGA$ pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle.....	151
Figure 4.28	Variation du déplacement maximal en fonction des caractéristiques des séismes $PGV2PGA$ pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle.....	151
Figure 5.1	Espacement des poutres NEBT 1600.....	155
Figure 5.2	Dimensions et caractéristiques de la poutre préfabriquée NEBT 1600.....	155
Figure 5.3	Vue en perspective du pont et dimensions des éléments structuraux (cotes en mètres).....	156
Figure 5.4	Types d'appuis adoptés pour le modèle du pont.....	156
Figure 5.5	Modèle tridimensionnel monté sur SAP 2000	157
Figure 5.6	Variation de la force maximale de l'est par ratio du poids sismique $FmaxW$ en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, ref} / K_p$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon S6-06	166
Figure 5.7	Variation de la force maximale de l'ouest par ratio du poids sismique $FmaxW$ en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur	

	de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, refKp}$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon S6-06 167
Figure 5.8	Variation du déplacement maximal de l'est D_{max} en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, refKp}$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon S6-06..... 169
Figure 5.9	Variation du déplacement maximal de l'est D_{max} de l'Ouest en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, refKp}$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon S6-06 170
Figure 5.10	Variation de la force maximale de l'est par ratio du poids sismique F_{maxW} en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, refKp}$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon le CNBC 2010 171
Figure 5.11	Variation de la force maximale de l'ouest par ratio du poids sismique F_{maxW} en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, refKp}$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon le CNBC 2010 173
Figure 5.12	Variation du déplacement maximal de l'est D_{max} en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, refKp}$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon le CNBC 2010 174
Figure 5.13	Variation du déplacement maximal de l'ouest D_{max} de l'Ouest en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff, i, refKp}$ pour différents taux de paramètres hystérétiques Qd, Kd selon le CNBC 2010..... 175
Figure 5.14	Zone optimale pour l'est selon le CNBC 2010 a) (continu) Force maximale par ratio du poids b) (en pointillé) Déplacement maximal pour des piles infiniment rigides..... 177
Figure 5.15	Déplacement résiduel pour l'est selon le CNBC 2010 pour des piles infiniment rigides 177
Figure 5.16	Zone optimale pour l'ouest selon le CNBC 2010 a) (en pointillé) Force maximale par ratio du poids b) (continu) Déplacement maximal pour des piles infiniment rigides..... 178
Figure 5.17	Déplacement résiduel pour l'ouest selon le CNBC 2010 pour des piles infiniment rigides 179

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of Highway and Transportation Officials
ASCE	American Society of Civil Engineering
CGC	Commission Géologique du Canada
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CSA	Canadian Standards Association
CSI	Computers and Structures Inc.
DDLD	Degré de liberté dynamique
EDC	Énergie dissipée par cycle
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NEBT	New England Bulb Tee Girder
MCEER	Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research
MCS	Manuel de Conception des Structures (MTQ)
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research center
PGA	Peak Ground Acceleration (Accélération de pointe du sol)
PGV	Peak Ground Velocity (Vitesse de pointe du sol)
PTFE	Polytétrafluoroéthylène

Alphabet romain minuscule

a_x	Composante horizontale de l'enregistrement
a_y	Composante verticale de l'enregistrement
b	Largeur du chevêtre ou de la colonne dans le sens transversal du pont
e_{dalle}	Épaisseur de la dalle
f'_c	Résistance en compression du béton à 28 jours

XXVIII

f_y	Limite élastique d'un matériau
g	Constante gravitationnelle terrestre
h chevêtre	Dimension de la colonne dans le sens longitudinal du pont ou largeur du chevêtre
l	Longueur du chevêtre ou de la colonne
m	Masse sismique

Alphabet romain majuscule

A	Rapport d'accélération de la zone
B	Coefficient d'amortissement ou largeur de la dalle
C'_{sm}	Coefficient de réponse sismique
D	Déplacement du pont
D_{max}	Déplacement sismique maximal du pont
$D_{Résiduel}$	Déplacement résiduel du pont
$\{D_{max}^{est}\}_{max}$	Déplacement sismique maximal absolu pour l'est
$\{D_{max}^{ouest}\}_{max}$	Déplacement sismique maximal absolu pour l'ouest
E_c	Module d'élasticité du béton
F_a	Coefficient d'accélération de l'emplacement d'après le CNBC 2010
F_v	Coefficient de vitesse de l'emplacement d'après le CNBC 2010
F_{max}	Force sismique maximale dans le pont
$\{F_{max}^{CNBC}\}_{max}$	Force sismique maximale absolue du CNBC 2010
$\{F_{max}^{CNBC}\}_{Réf}$	Force sismique maximale de référence du CNBC 2010
$\{F_{max}^{est}\}_{Réf}$	Force sismique maximale de référence pour l'est
$\{F_{max}^{ouest}\}_{Réf}$	Force sismique maximale de référence pour l'ouest

$\{F_{max}^{S6-06}\}_{max}$	Force sismique maximale absolue du code S6-06
$\{F_{max}^{S6-06}\}_{Réf}$	Force sismique maximale de référence du code S6-06
I	Inertie initiale de la pile
$I_{modifiée}$	Inertie modifiée selon la rigidité de la pile
K_d	Rigidité post-élastique de l'isolateur
K_{eff}	Rigidité effective totale des unités de fondation et d'isolation
$K_{eff,i}$	Rigidité effective des isolateurs
$K_{eff,i,ref}$	Rigidité effective de référence des isolateurs
$K_{isoalteur}$	Rigidité de l'unité d'isolation
K_p	Rigidité latérale des unités de fondation
$K_{p,fissurée}$	Rigidité fissurée des unités de fondation
K_u	Rigidité élastique des isolateurs
L	Longueur totale de la dalle
M_w	magnitude du séisme
$N_{colonnes}$	Nombre de colonnes
$P_{chevêtre}$	Poids du chevêtre
$P_{colonnes}$	Poids des colonnes
$P_{superstructure}$	Poids de la superstructure
P_{total}	Poids sismique total dans le cas des piles flexibles
Q_d	Force caractéristique de l'isolateur
R	Distance épacentrale du séisme
S_i	Coefficient de site selon CAN/CSA-S6-06
S(T)	Accélération spectrale

XXX

T_{eff} Période effective de vibration du pont conventionnel

$T_{\text{isolée}}$ Période isolée du système linéaire équivalent

W Poids sismique

Alphabet grec minuscule

α Ratio de la rigidité post-élastique par la rigidité élastique de l'isolateur

β Taux d'amortissement visqueux équivalent (en % de l'amortissement critique)

γ_c Poids volumique du béton armé

δ Rapport de l'inertie modifiée par l'inertie initiale de la pile

$\rho(a_x, a_y)$ Degré de corrélation des séismes

ρ_c Masse volumique du béton armé

ω Pulsation angulaire

λ_{min} facteur minimal de modification de réponse

$\lambda_{\text{max},t}$ facteur minimal de modification de réponse pour l'effet de la température

$\lambda_{\text{max},a}$ facteur minimal de modification de réponse pour l'effet de l'âge

$\lambda_{\text{max},v}$ facteur minimal de modification de réponse pour l'effet de la vitesse

$\lambda_{\text{max},f}$ facteur minimal de modification de réponse pour l'effet de la fatigue

$\lambda_{\text{max},c}$ facteur minimal de modification de réponse pour l'effet de la contamination

$\lambda_{\text{max},\text{scrag}}$ facteur minimal de modification de réponse pour l'effet du « *Scragging* »

Alphabet grec majuscule

Δ_{max} Déplacement maximal

ΔK_d Variation de la rigidité post-élastique

ΔQ_d Variation de la force caractéristique

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

Longueur	
m	mètre
mm	millimètre
km	kilomètre
Aire	
m ²	mètre carré
mm ²	millimètre carré
Volume	
m ³	mètre cube
Inertie	
m ⁴	mètre quatre

UNITÉS DE MASSE

Masse	
kg	kilogramme
Masse volumique	
kg/m ³	kilogramme par mètre cube
Poids volumique	
kN/m ³	kiloNewton par mètre cube

UNITÉS DE TEMPS

s seconde

UNITÉS MÉCANIQUES

Vitesse	
m/s	mètre par seconde
Accélération	
m/s ²	mètre par seconde carré
g	accélération gravitationnelle
Angle	
rad	radian
°	degré
Force	
N	Newton
kN	kiloNewton
Rigidité	
kN/m	kiloNewton par mètre
Contrainte	
MPa	mega-Pascal

INTRODUCTION

Mise en contexte et problématique

Les ponts représentent l'une des principales composantes du réseau routier et remplissent un rôle très important sur les plans sécuritaire, économique et social. L'expérience passée avec les tremblements de terre montre que ces structures sont vulnérables à l'action sismique (Bardet et Kapuskar, 1993; Housner et Thiel, 1990; Mitchell *et al.*, 1990; Celebi *et al.*, 1987) et doivent en être protégées. Néanmoins la conception de ces structures pour demeurer sans dommages et répondre dans le domaine élastique, requière le cas échéant un niveau de résistance très élevé. Dans ce cadre, l'approche courante de conception des ponts se fait selon le principe de dimensionnement en capacité. Il s'agit de concevoir la structure à un niveau inférieur à sa demande élastique et d'assigner une certaine ductilité, au niveau de quelques zones bien spécifiques, à certains éléments structuraux dans lesquelles des déformations inélastiques sont attendues. Ainsi, on tolère l'apparition de dommages dans des zones limitées et d'intensité plus ou moins prononcée et ce selon la catégorie d'importance du pont mais sans atteindre, en aucun cas, la rupture (CAN/CSA-S6-06). Ce principe de conception conventionnelle est adopté par la majorité des normes et codes dans le monde. Une deuxième alternative est l'isolation sismique de la base. Elle consiste à offrir une certaine flexibilité globale à la structure, lui permettant d'échapper la zone critique où se trouvent les accélérations et forces sismiques les plus élevées, en allongeant sa période par le biais de dispositifs de modification de réponse qu'on appelle isolateurs sismiques. Ceux-ci, en plus d'altérer la période fondamentale de la structure et réduire la demande en force sismique, se déforment dans le domaine non linéaire et dissipent l'énergie sismique captée. Ainsi, la structure reste élastique, ne subit quasiment pas de dommages et demeure donc fonctionnelle même après un séisme majeur.

Au fur du temps, cette approche s'est avérée très effective et l'intérêt augmente surtout durant les deux dernières décennies vu qu'en plus des avantages susmentionnés, elle permet de réaliser, le plus souvent, des économies sur la construction de l'ouvrage.

Afin d'aboutir à un comportement adéquat des ponts isolés, un choix adéquat des paramètres hystérétiques du système d'isolation (tels que la force caractéristique Q_d et la rigidité post-élastique K_d) est primordial. En effet, ces caractéristiques hystérétiques régissent le comportement sismique global de la structure et par conséquent sa performance. Cependant, la présence de plusieurs facteurs extérieurs (tels que la pression de confinement, la vitesse, l'âge, le degré de contamination, la fatigue, la température) peuvent influencer d'une façon plus ou moins prononcée la réaction de la structure face aux forces sismiques latérales. Ainsi le comportement sismique des ponts isolés à la base connaît des changements qui sont parfois assez remarquables et cela risque éventuellement dans certains cas à les faire dévier de la fonction à laquelle ils ont été conçus. Ceci peut devenir dommageable sur les biens et les personnes. Selon une revue de la littérature (Constantinou *et al.*, 2007; Yakut, 2000; Roeder *et al.*, 1990; Roeder *et al.*, 1989; Murray et Detenber, 1961), il s'est avéré que pour certains pays nordiques tels que le Canada, les basses températures ont un effet important sur les propriétés physiques, chimiques et mécaniques des appuis isolateurs. Pourtant, la conséquence des changements des propriétés hystérétiques des isolateurs sur le comportement global des ponts isolés n'ont pas été bien étudiées jusqu'à présent (Paradis *et al.*, 2015). La norme CAN/CSA-S6-06 ne donne aucune spécification sur la considération des effets combinés de la baisse de la température avec le séisme. Elle y consacre uniquement la clause 4.10.10.4, laquelle mentionne tout simplement l'obligation de prendre en considération l'effet des températures froides sur le rendement des isolateurs sismiques. Elle ne spécifie cependant pas la manière à suivre et respecter. Contrairement, l'AASHTO (AASHTO, 2010) spécifie des règles de combinaison entre les mouvements thermiques avec les déplacements sismiques et recommande une analyse avec limites « *bounding analysis* ». Cette approche considère des facteurs de modification des propriétés des isolateurs basée sur les travaux de Buckle *et al.* (2006) et Constantinou *et al.* (1999). Néanmoins, on peut reprocher à cette méthode sa surestimation des effets combinés puisqu'elle ne s'appuie pas sur une analyse statistique ou une approche fiabiliste comme c'est le cas pour les combinaisons de charges du code.

Objectifs

Ce mémoire s'articule autour d'un objectif principal qui est l'étude de l'effet des variations des paramètres hystérétiques du système d'isolation, lesquelles peuvent traduire une baisse de la température, sur le comportement des ponts isolés à la base et l'évaluation de leurs performances sous ces conditions. Pour cette fin, il s'avère nécessaire de définir les objectifs intermédiaires suivants :

1. Identifier l'effet de la température, notamment celui des basses températures sur les caractéristiques physiques et mécaniques des isolateurs sismiques et par conséquent sur leurs comportements hystérétiques;
2. Étudier et évaluer le comportement sismique des ponts réguliers isolés à la base, uniquement sous l'effet de la variation des paramètres caractéristiques et de la température pour certaines sismicités du Canada (Est vs Ouest) selon des analyses réalisées sur un modèle simplifié et ce en considérant un cas hypothétique de piles infiniment rigides;
3. Effectuer des analyses dynamiques non linéaires sur des modèles tridimensionnels d'un pont typique et comparer les résultats avec ceux de l'analyse faite sur le modèle unidimensionnel, dans le but de valider les résultats obtenus;
4. Étudier l'effet combiné de la variation de la flexibilité des unités de fondation avec la variation des paramètres caractéristiques du système d'isolation incluant la baisse de la température sur la performance des ponts isolés;
5. Conclure sur le choix du système d'isolation optimal et sur l'effet de la baisse de température pour les deux zones sismiques de l'est et de l'ouest du Canada, à partir des discussions présentées.

Méthodologie

Afin de remplir ces objectifs, la méthodologie suivante a été adoptée:

1. Pour se mettre dans le cadre du projet, acquérir et se familiariser avec les notions de base nécessaires pour l'avancement de la recherche, une revue de la littérature a été faite. Cette partie a permis, dans un premier lieu, de comprendre les principes de fonctionnement des ponts isolés à la base. En outre, à partir de la consultation d'anciennes recherches, l'examen des résultats et conclusions tirés suite aux essais réalisés, on a pu enrichir nos connaissances et comprendre les phénomènes en lien avec la variation de la température. Cela nous a amené à être à niveau avec l'état d'avancement de la recherche dans ce domaine. En partant des résultats obtenus jusqu'à présent et des recommandations d'autres chercheurs, notre recherche a pu être mieux définie et ciblée. Une revue des parties correspondantes dans les normes et codes en vigueur, notamment les codes canadiens CAN/CSA-S6-06 et CNBC 2010 et le code américain de l'AASHTO, a été également réalisée;
2. Pour étudier l'effet de la variation des paramètres caractéristiques ainsi que de la baisse de la température selon la région d'emplacement du pont en question, des séismes représentatifs de l'est et l'ouest canadiens ont été considérés. Toutefois, un problème réside dans le manque au niveau de la base de données des enregistrements dans ces régions. Les enregistrements disponibles sont insuffisants en nombre pour pouvoir réaliser une étude complète répondant aux exigences des codes. Pour pallier à ce manque, des accélérogrammes provenant d'autres régions et possédant des signatures semblables à ceux des zones d'étude ont été utilisés après leur calibration sur leurs spectres cibles des régions considérées. La calibration spectrale des enregistrements historiques a été effectuée à l'aide du logiciel SeismoMatch. Dans notre étude, les spectres du CNBC 2010 et du code CAN/CSA-S6-06 pour les villes de : Montréal, représentant l'est et Vancouver, représentant l'ouest ont été choisis;
3. Une analyse simplifiée, à l'aide de la méthode spectrale unimodale, a été effectuée dans le but de fixer les paramètres du système de référence selon chaque code et ville d'étude.

Ensuite, une série d'analyses préliminaires similaires a été lancée afin de chercher les caractéristiques hystérétiques pour plusieurs systèmes d'isolation obtenus à partir du système de référence de chaque code et ville et ce en augmentant et diminuant les paramètres du système de référence de l'étude (-80% , -50% , $+40\%$ et $+100\%$). La baisse de la température a été prise en compte en augmentant les paramètres caractéristiques des isolateurs;

4. L'étape de modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 (CSI, 2011). On a modélisé les ponts dotés d'isolateurs sismiques par un système à un degré de liberté en considérant des piles infiniment rigides et en faisant varier les paramètres hystérétiques des isolateurs établis à partir d'analyses simplifiées;
5. Une étude plus poussée avec l'élaboration de modèles tridimensionnels a fait l'objet de l'étape suivante. Des analyses dynamiques non linéaires effectuées sur des modèles tridimensionnels d'un pont régulier isolé à la base. L'effet de la variation de la rigidité des unités de fondation combinée à une variation des paramètres hystérétiques a été pris en compte. Dans ces analyses, la rigidité des unités de fondation a été choisie pour avoir des rapports par rapport à celle des unités d'isolation de référence de : 4, 8, 16, 32 fois et ∞ .

Limites de l'étude

Le présent projet de recherche est limité à l'étude du comportement sismique des ponts isolés à la base sous l'effet de variation des paramètres hystérétiques des isolateurs, de la baisse de la température ainsi que la flexibilité des piles. Les ponts irréguliers (tels que ponts courbes et en biais) ne sont pas concernés dans cette étude. Les amortisseurs sismiques ne sont pas également considérés. L'influence d'autres facteurs (vitesse, usure, fréquence, agression chimique...), l'ajout de composants à l'élastomère (tels que Fillers, adjuvants) pour améliorer son comportement aux basses températures ainsi que l'effet du réchauffement interne des isolateurs ne sont pas également pris en considération.

Organisation du mémoire

Le mémoire est organisé en cinq chapitres en plus de la présente introduction, permettant de concrétiser les objectifs énumérés ci-dessus.

La présente section fait une introduction du projet. Elle présente la problématique, l'objectif principal et les différents sous-objectifs qui permettent de l'atteindre ainsi que la méthodologie suivie.

Le premier chapitre, résume la recherche bibliographique faite sur des documents pertinents en relation avec le projet. Le deuxième chapitre présente dans une première étape les accélérogrammes historiques qui ont été sélectionnés puis retenus pour réaliser les analyses dynamiques non linéaires, et dans une deuxième étape, les méthodes de calibration existantes et l'approche adoptée. Le troisième chapitre, décrit les paramètres considérés pour l'étude, tel que la rigidité et la force caractéristique des isolateurs sismiques. Une présentation de la méthode d'analyse statique à charge uniforme pour chaque code a été élaborée et la définition du système de référence et des systèmes considérés pour l'étude paramétrique incluant ceux représentant la baisse de la température. Le quatrième chapitre fait l'objet d'une analyse dynamique sur des variantes d'un modèle tridimensionnel en prenant compte de la zone d'emplacement de la structure. Les résultats ainsi obtenus ont permis de confirmer les résultats obtenus par le modèle unidimensionnel et de les valider. Enfin, le cinquième chapitre, résume et interprète les résultats obtenus, à la suite de quoi des conclusions et des recommandations sont proposées.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Introduction aux systèmes d'isolation à la base

1.1.1 Les principales technologies de conception parasismique utilisés dans le domaine des ponts

Les techniques de conception parasismique des structures d'une façon générale et des ponts d'une façon particulière, peuvent être classées sous deux principales catégories :

- une première catégorie qui regroupe les techniques de conception conventionnelles. Elles sont basées essentiellement sur le principe de dissipation d'énergie par déformations inélastiques au sein de la structure, c'est en partie sur quoi se base le principe de dimensionnement en capacité;
- une deuxième catégorie qui a recours à de technologies de conception parasismique non conventionnelles. Cette famille fait appel à des dispositifs auxiliaires, généralement insérés entre la superstructure et les unités de fondation du pont, afin d'accommoder les effets de forces latérales, de les amortir en subissant des déplacements relativement importants, réduisant l'énergie absorbée par la structure et laissant, le cas échéant, l'ouvrage sain, fonctionnel et dans un état élastique (Guizani, 2003).

Cette section, est consacrée à l'exposition des résultats de la revue et la recherche dans la littérature. Tout d'abord, elle présente une brève présentation et description des concepts de base des technologies non conventionnelles de conception parasismique utilisées dans le domaine des ponts. Ensuite, les différents systèmes ou familles de systèmes sont explorés. Les effets de la variation de la température sur les propriétés physicochimiques et sur le comportement des isolateurs sismiques ainsi que les changements dans leurs paramètres

mécaniques et hystérétiques sont résumés. La dernière partie de cette section est consacrée à décrire les méthodes de prise en compte de l'effet de la température préconisées dans les principales normes et codes Nord-américains en particulier et à travers le monde en général.

1.1.1.1 Conceptions conventionnelles

Les conceptions conventionnelles consistent à dimensionner les structures dans le domaine non linéaire, permettant ainsi à celles-ci de se déformer, selon certaines exigences décrites par les codes et normes, dans le domaine inélastique. Ceci offre la possibilité à l'ouvrage d'endurer certains cycles de chargements sismiques, ce qui favorise la dissipation d'énergie sismique avec un niveau de résistance considérablement inférieur à celui que la structure nécessiterait si elle demeurait dans le domaine élastique. La demande en force diminue de 2 à 5 fois (Guizani, 2003).

Par conséquent, en offrant une certaine ductilité à la structure dans des endroits bien définis appelés couramment zones de rotules plastiques, et en tolérant un certain niveau d'endommagement selon la catégorie du pont ou les spécifications des codes, il est possible de réaliser des économies importantes sur le coût de l'ouvrage. Cependant, il est nécessaire voire inévitable, de bien détailler les zones candidates, susceptibles de formation de rotules plastiques pour remplir cette fonctionnalité.

Les nouveaux codes et normes ont permis non seulement d'améliorer le comportement sismique des ouvrages, notamment des ponts, mais aussi d'augmenter le niveau de sécurité structurale et la préservation de vies humaines.

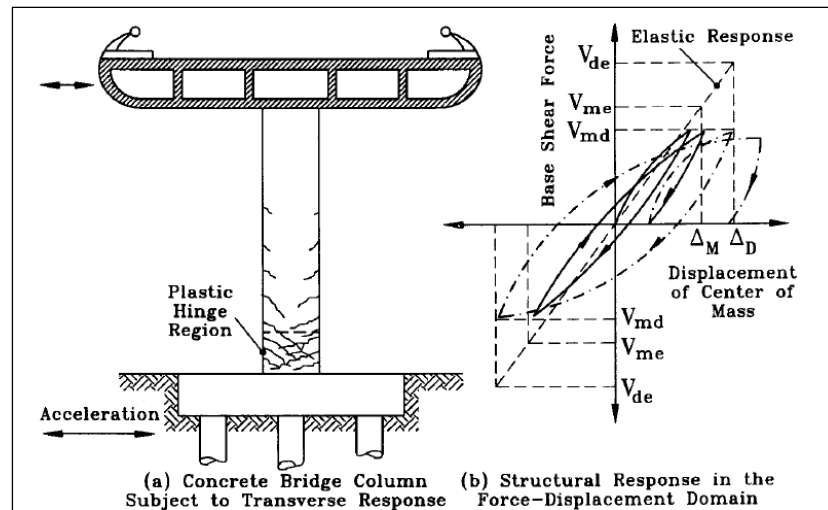


Figure 1.1 Conception conventionnelle d'un pont
Tirée de Priestley *et al.* (1996)

1.1.1.2 Technologies non conventionnelles utilisées dans le domaine des ponts

a) Principe de base

En ce qui concerne les technologies non conventionnelles de conception parasismique utilisées dans le domaine des ponts, elles sont fondées sur le principe d'altération et atténuation de la réponse sismique du pont. Par exemple, l'isolation sismique de la base est une méthode qui sert à éviter le coup, c'est-à-dire à esquiver les effets engendrés par les séismes en tolérant un déplacement transversal relativement important comparé à celui des technologies conventionnelles (Guizani, 2008). Cette stratégie requiert bien entendu le recours à des dispositifs parasismiques afin de découpler le mouvement du sol d'assise du reste de la structure. On cite dans ce qui suit les principales technologies connues jusqu'à nos jours.

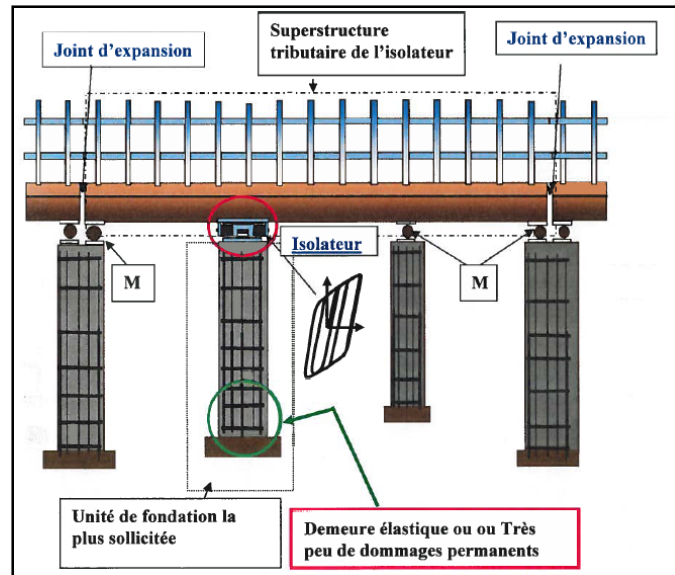


Figure 1.2 Mise en évidence et application du concept d'isolation sismique de la base des ponts
Tirée de Guizani (2008)

b) Isolation de la base

Le recours aux systèmes d'isolation sismique de la base nécessite la mise en place d'isolateurs sismiques. Ces isolateurs sont généralement placés entre le sommet des appuis (Piles, culées) et le dessous du tablier (figure 1.2).

Comme son nom l'indique, son rôle principal est l'isolation de la structure du mouvement du sol (découplage entre la superstructure et le sol) en admettant un mouvement relatif de la base du pont (de la superstructure) par rapport au sol d'assise, ce qui amène une réduction et atténuation notables des effets transmis à la superstructure et un soulagement de la structure. En outre, il a été constaté que la cause principale des dommages et de perte de résistance des structures lors des tremblements de terre est due principalement au fait que la période naturelle de vibration de ladite structure se situe dans la plage du contenu fréquentiel des séismes. Autrement dit, elle coïncide avec la plage de périodes dominantes du contenu du signal sismique. De ce fait, vient l'idée d'isolation sismique de la base par le biais d'isolateurs sismiques (Priestley *et al.*, 1996). Étant donnée sa grande flexibilité, l'isolateur

sismique induit une augmentation de la période propre de vibration du pont ainsi qu'un changement de forme du premier mode. Cette augmentation de la période est accompagnée par une croissance notable du déplacement. Cependant, ces déplacements doivent être contrôlés et limités à des niveaux acceptables pour minimiser le risque de perte d'appui ou les effets de second ordre, connus sous le nom de l'effet P- Δ (Priestley *et al.*, 1996). Des effets néfastes peuvent apparaître aux niveaux des joints d'expansion également suite à l'entrechoquement des parties de la superstructure. Comme solution, il est question de joindre un système d'amortissement connexe au système d'isolation pour le cas des systèmes très flexibles (Guizani, 2003).

En outre, même si les efforts diminuent, les déplacements résiduels après le séisme entre le tablier de la structure et les unités d'appui (piles, culées) peuvent devenir importants, d'où l'intérêt d'introduire de l'amortissement ainsi qu'un système de recentrage pour certains types d'isolateur pour réduire ces déplacements résiduels à un niveau acceptable. D'autre part, le pont doit rester stable sous les charges de service, chose qui ne peut être satisfaite qu'en garantissant une certaine rigidité latérale initiale de l'isolateur pour faire face à ces effets non sismiques.

La figure 1.3 illustre l'effet de l'installation d'un système d'isolation de la base sur la période, l'accélération ainsi que le déplacement.

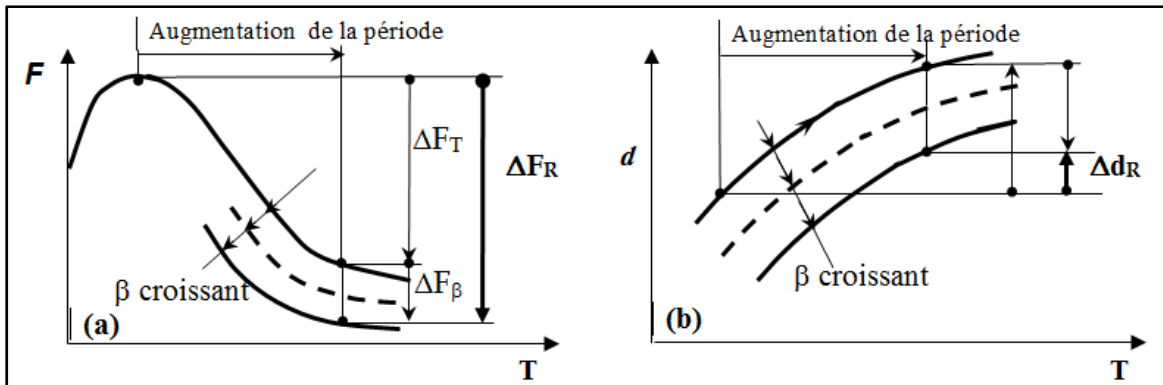


Figure 1.3 Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux sur (a) l'accélération et les forces d'inertie ; (b) le déplacement sismique
Adaptée de Guizani (2003)

La présence d'isolateurs sismiques influence considérablement la réponse de la structure. Elle modifie la distribution de l'énergie sismique dans les éléments structuraux ainsi que sa dissipation dans le système et ce en la réduisant et en la concentrant dans les dispositifs de modification de réponse sismique. Le résultat global est une réduction du transfert de cette énergie à la structure et par conséquent une limitation des dommages (Guizani, 2003; Priestley *et al.*, 1996; Skinner *et al.*, 1993). Cet aspect, ainsi qu'un bon fonctionnement de la structure ne peuvent être garantis qu'en respectant certaines exigences et en veillant à l'existence de trois éléments essentiels composant le système d'isolation, soit :

- un noyau principal de l'isolateur ayant comme caractéristiques, d'un côté, une forte rigidité verticale pour permettre le bon cheminement des charges verticales, et de l'autre côté, une faible rigidité latérale afin d'augmenter la période de la structure qui est un paramètre crucial dans l'efficacité de l'isolation sismique et la réduction des forces sismiques;
- un deuxième compartiment primordial, c'est le mécanisme de dissipation d'énergie représentant l'amortissement du dispositif d'isolation. On peut le trouver soit incorporé à l'appareil d'appui, soit disposé en parallèle. Il contribue à contrôler la demande en déplacement sismique et à les limiter à des seuils raisonnables. L'amortissement provient

de plusieurs sources de dissipation d'énergie, on peut le trouver sous certaines formes : visqueux, friction, hystérétique, choc et radiation (Priestley *et al.*, 1996);

- un système de retenue élastique (sacrificiel au besoin) permettant d'offrir à la structure une rigidité relativement importante vis-à-vis des charges latérales de service. ceci assure une stabilité satisfaisante du pont sous ce type de charges telles que la charge due au freinage des véhicules et la charge de vent.

D'une façon générale, le choix d'un système d'isolation offre plusieurs profits d'autant plus importants selon l'envergure du projet et le type de la construction. On peut ressentir ceci aussi bien à court qu'à long terme. En effet, le recours à l'isolation sismique dans les projets permet de réduire les coûts de construction, tel que par exemple le coût supplémentaire alloué au ferrailage des zones de rotule plastique, la diminution spectaculaire des dommages et donc une plus grande facilité de mise en place, moins de coûts de réparation ou de réhabilitation, la préservation des vies humaines ainsi que le maintien de la fonctionnalité de l'ouvrage quelle que soit la catégorie du pont, etc.

À ce jour, plusieurs types d'isolateurs sismiques ont été utilisés un peu partout dans le monde. On peut classer les plus répandus comme suit:

- système d'isolation à la base en élastomère :
 - système d'isolation en élastomère fretté;
 - système d'isolation en élastomère fretté avec noyau central en plomb;
 - système d'isolation en élastomère fretté à amortissement élevé;
- systèmes à base de friction :
 - système de pendule à friction;
 - système d'isolation à base de glissement avec élastomère confiné ou appui à disque (appui à élastomère confiné de Goodco-ZTech, Éradiquake).

1.2 Effet de la variation de la température sur les propriétés des isolateurs sismiques

Dans cette section, et pour les principaux types d'isolateurs adoptés pour les projets de ponts, l'impact de la variation de la température sur leurs caractéristiques hystérétiques est résumé sur la base de résultats d'études antérieures.

1.2.1 Systèmes d'isolation en élastomère fretté

1.2.1.1 Présentation des isolateurs en élastomère

Les isolateurs en élastomère fretté standard et ceux dotés d'un noyau central en plomb ont été décrits et étudiés par plusieurs chercheurs (Buckle *et al.*, 2006; Priestley *et al.*, 1996; Robinson, 1982). Ils sont les isolateurs les plus simples et les plus répandus dans le monde. Il s'agit d'un bloc cylindrique ou rectangulaire composé de couches en élastomère séparées par des frettes en acier et englobés entre deux plaques en acier permettant l'ancrage à la structure. Les frettes en acier superposées alternativement avec des couches en élastomère offrent une bonne rigidité et capacité portante verticales tout en assurant une grande flexibilité latérale à l'isolateur. Enfin, la présence d'un noyau central cylindrique en plomb en fait un modèle plus développé de l'appui en élastomère fretté, inventé par W. H. Robinson en Nouvelle-Zélande en 1975 (Diciceli, 2002; Skinner *et al.*, 1993). Le noyau de plomb a pour but le contrôle de la rigidité initiale en service sous charges non-sismiques et la dissipation de l'énergie, par boucle d'hystérésis, grâce aux propriétés mécaniques du plomb. Parmi les caractéristiques du plomb qui le laissent digne d'intérêt c'est que ses propriétés de déformation plastique à +20°C sont équivalentes à une telle déformation pour le fer ou l'acier à une température beaucoup plus élevée autour des +450°C (Robinson, 1982). En plus, le plomb a de bonnes performances à la fatigue. Ce matériau a un comportement élastique-parfaitement plastique. Dès lors, après plastification la rigidité de l'appui devient celle du caoutchouc (Priestley *et al.*, 1996). La figure 1.5 montre que l'effet de la variation du diamètre de plomb affecte essentiellement la force caractéristique tandis qu'une variation de la hauteur de l'élastomère est souvent accompagnée d'un changement de la rigidité tangente.

Il est à noter que cette contribution ne peut être garantie que lorsqu'on confine correctement le noyau par le biais des plaques d'acier.

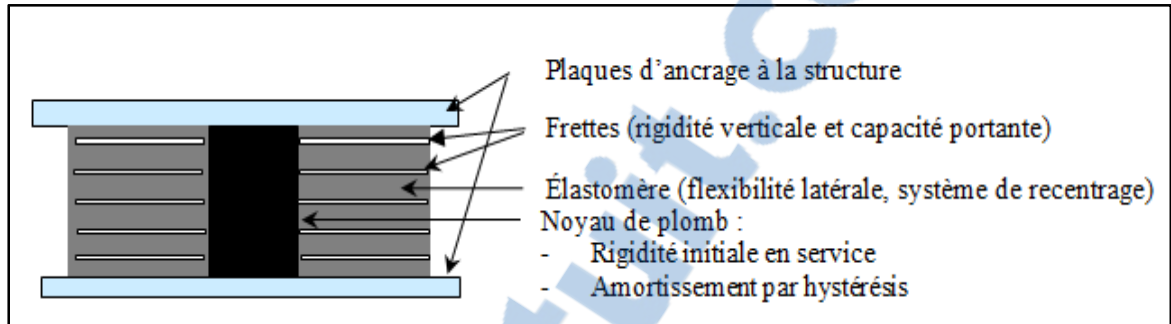


Figure 1.4 Isolateur à base d'appui en élastomère fretté avec noyau de plomb
Adaptée de Guizani (2003)

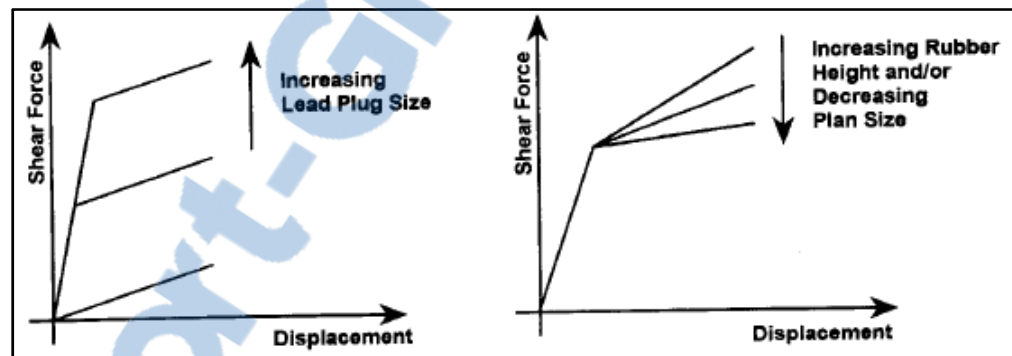


Figure 1.5 Effets de la variation de : (gauche) diamètre du plomb (droite) hauteur du caoutchouc sur les paramètres hystériques de l'isolateur
Tirée de Priestley *et al.* (1996)

De surcroît, un autre type d'isolateurs qui dérive de l'isolateur en élastomère est celui en élastomère fretté à amortissement élevé. Il a la même description que l'appui en élastomère fretté, sauf que le type d'élastomère constitutif possède des capacités de dissipation d'énergie plus élevées. Ces appareils peuvent donc résister à des sollicitations sismiques latérales plus larges, comparativement aux appuis en élastomère fretté. Ce comportement non-linéaire de l'élastomère est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui améliorent le comportement du matériau. Cet isolateur présente un taux d'amortissement de l'ordre de 10 à 16% de

l'amortissement critique comparativement à 5 à 10% pour un appui en élastomère fretté ordinaire (Casarotti, 2004).

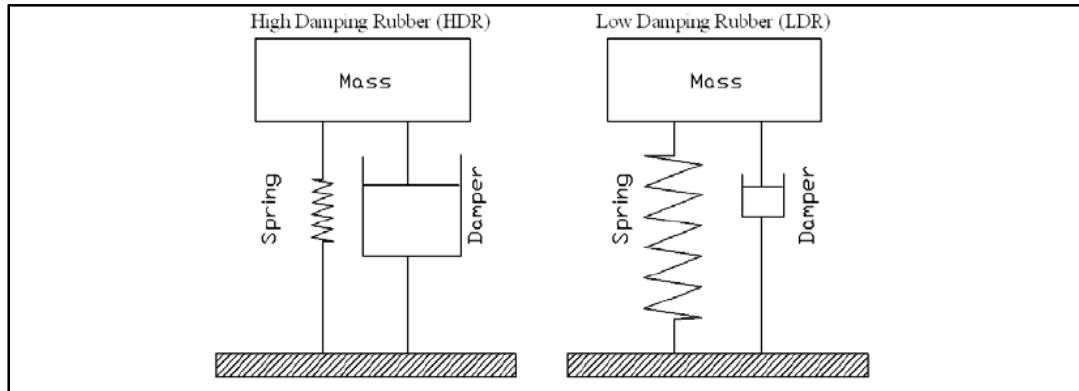


Figure 1.6 Illustration de la différence entre un modèle représentatif d'un élastomère à amortissement : faible (droite) élevé (gauche)
Tirée de Shirazi (2010)

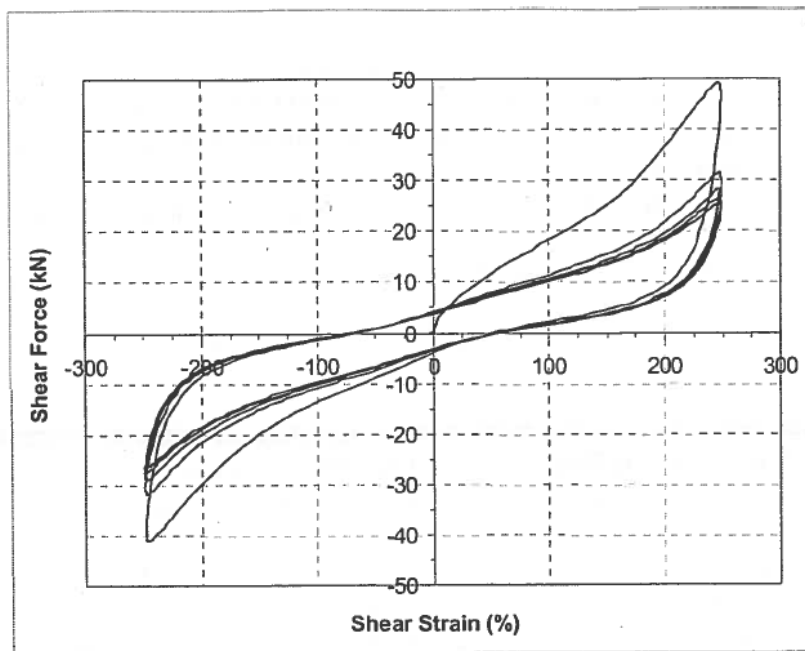


Figure 1.7 Relation type force-déplacement pour un isolateur en élastomère à amortissement élevé
Tirée de Buckle *et al.* (2006)

1.2.1.2 Description de la structure chimique des élastomères

Le caoutchouc est le matériau de base pour les isolateurs en élastomère. Le recours à un tel élément est expliqué non seulement par sa grande capacité de déformation mais aussi par son coût peu élevé et par son abondance sur le marché (Shirazi, 2010).

a) Caractéristiques des élastomères

Les élastomères font partie de la famille des polymères. Un polymère est une sorte de macromolécule tridimensionnelle ayant une masse moléculaire importante. Ces matériaux sont généralement légers, avec une masse volumique faible et souples avec un module d'Young relativement inférieur à celui des matériaux structuraux. Ladite macromolécule est formée par une séquence de motifs identiques, ou encore appelés monomères, se reproduisant pour construire de longues séquences ou chaînes, ce processus est appelé polymérisation (figure 1.8). Ces monomères sont inter-reliés le plus souvent par des liaisons de Van der Waals ou des interactions dipolaires (Marchal, 2006). Le nombre de monomères qu'on trouve dans une seule chaîne est de l'ordre d'une centaine voire une centaine de milliers (Marchal, 2006). Le comportement des polymères est viscoélastique. Ils se classifient sous trois grandes familles, les thermodurcissables, les élastomères et les thermoplastiques (Shirazi, 2010; Zinet, 2010). On s'intéresse dans la suite uniquement aux élastomères, qui représentent le matériau constitutif principal des isolateurs décrits ci-dessus.

Pour la famille des élastomères, on distingue principalement deux grandes branches, soit le caoutchouc naturel (polyisoprène) et le caoutchouc synthétique, connu aussi sous le nom de néoprène (polychloroprène). Bien qu'ils accomplissent quasiment les mêmes objectifs, le caoutchouc naturel est plus recommandé pour les zones nordiques à climat froid telles que le Canada. En effet, il possède d'excellentes propriétés thermiques et physiques et éprouve une meilleure résilience au froid comparativement aux autres élastomères et notamment le néoprène.

Les élastomères couramment appelés caoutchoucs, se déforment d'une manière réversible grâce à leur grande flexibilité. L'intérêt pour ces matériaux dans le domaine de l'isolation sismique vient du fait de leur capacité appréciable à encaisser de grandes déformations avant d'atteindre la rupture. À l'échelle microscopique, cette capacité est traduite au niveau des chaînes qui sont renfermées sur elles-mêmes au départ et qui s'étirent avec l'application d'une traction extérieure au matériau. Dépendamment de la composition du caoutchouc, cette déformabilité peut atteindre jusqu'à 1000% pour certains types d'élastomères. De plus ce processus est réversible (Marchal, 2006). La figure 1.9 illustre ces notions.

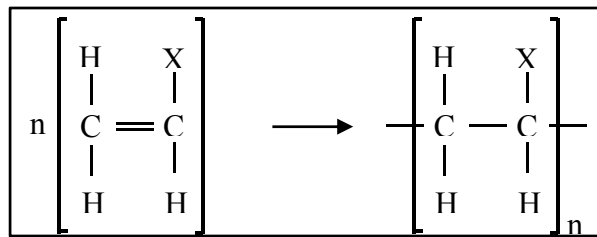


Figure 1.8 Processus de polymérisation

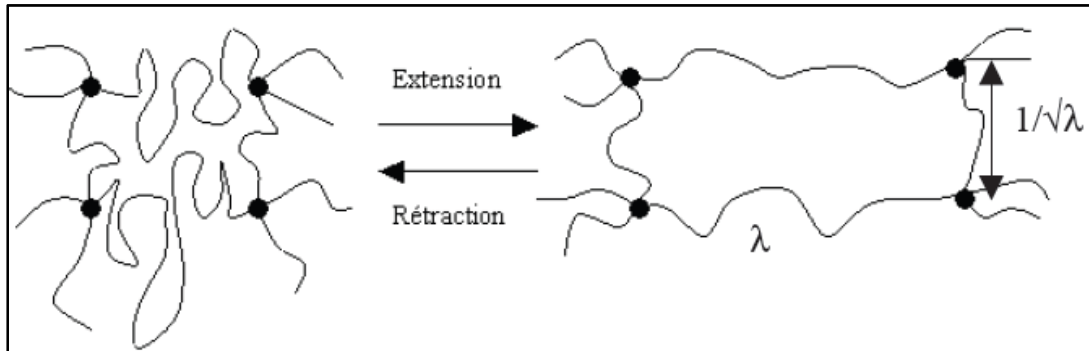


Figure 1.9 Déformation du caoutchouc à l'échelle microscopique et sa réversibilité
Tirée de Marchal (2006)

Généralement, ce phénomène se produit après la réticulation. Il s'agit de créer, sous l'application de la chaleur et un agent catalyseur ou durcisseur, des liaisons solides qui servent à fortifier les liens entre les chaînes. Ces liaisons intramoléculaires sont fortes et sont le plus souvent covalentes. Une fois les liaisons créées, cette réaction est irréversible et il

devient "impossible" de les briser. Dans le cas des élastomères, la réticulation s'effectue, habituellement, à base de soufre pour le polyisoprène et à base d'oxydes métalliques pour le polychloroprène. On parle ici de vulcanisation, qui est un cas particulier de la réticulation. Des ponts se forment entre les chaînes moléculaires (Marchal, 2006). La vulcanisation du caoutchouc permet de le protéger et le rend plus résistant aux variations de température (Shirazi, 2010). Des plastifiants peuvent être rajoutés pour rendre le matériau plus flexible.

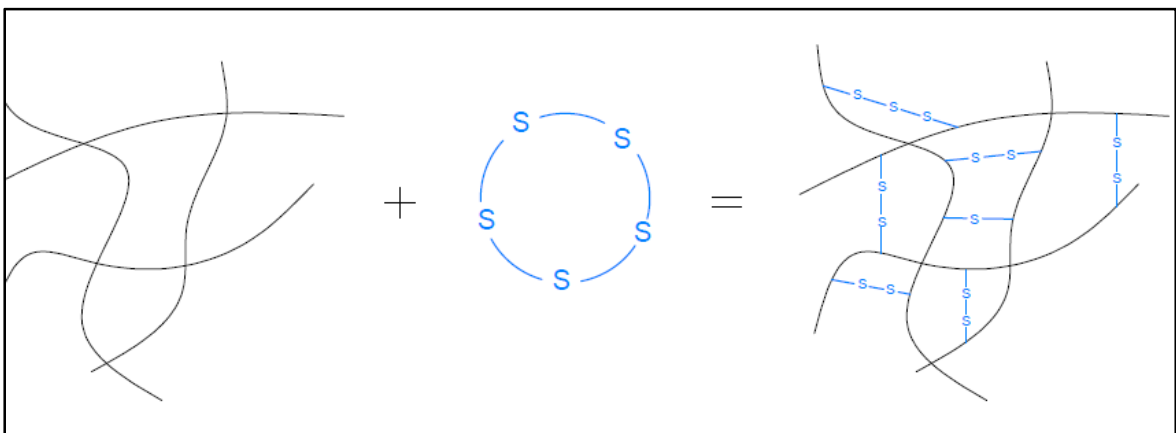


Figure 1.10 Processus de vulcanisation : Réaction des chaînes d'élastomère avec le soufre
Adaptée de (Marchal, 2006)

b) Cristallisation

La matière se trouve dans l'un ou l'autre des deux états physiques principaux, l'état amorphe et l'état cristallin. L'état amorphe ou l'état vitreux est un état où la configuration des atomes ne suit aucun ordre et il n'existe aucun arrangement spécifique (les atomes sont disposés arbitrairement). Par contre, l'état cristallin traduit l'arrangement, selon un agencement clair et précis, des atomes dans une maille cristalline. Il s'agit de l'état ordonné de la matière. Cette maille est reproduite dans l'espace selon certains critères décrits par la science de la cristallographie, ce qui forme le réseau cristallin.

En réalité, les polymères ne peuvent pas cristalliser entièrement, en effet, au niveau microscopique, il est impossible d'écarter les discontinuités et les irrégularités de la matière, ce qui nous amène à parler plutôt de polymères semi-cristallins (Zinet, 2010).

En variant la température, le caoutchouc passe par trois principaux changements d'états physiques. À chaque domaine d'état physique est associée des variations substantielles des propriétés mécaniques du matériau. En outre, il existe deux températures de référence qui décrivent la limite et l'étendue de chaque plage. La première est la température de fusion (généralement notée T_m) et la deuxième est la température de transition vitreuse (généralement notée T_g). Tous ces paramètres dépendent d'une multitude de paramètres, comme : le type de l'élastomère (sous-entend la longueur des chaînes), les composants, les adjuvants, le taux de réticulation, la vitesse d'excitation, etc. (Marchal, 2006).

Lorsque la température est très élevée (au-dessus de la température de fusion), le matériau se trouve à l'état liquide, il peut s'écouler et les chaînes peuvent se déplacer librement. Suite à un certain refroidissement, lorsque la température est comprise entre la température de fusion et la température de transition vitreuse, le matériau passe à l'état solide. On distingue alors deux phases : une phase amorphe caoutchouteuse et une phase cristalline. Dans la première, l'élastomère se trouve flexible et se comporte de façon viscoélastique. Si on continue de baisser la température au-dessous de la température de transition vitreuse, la fraction cristalline reste telle qu'elle, tandis que la fraction amorphe passe de l'état caoutchouteux à l'état vitreux, les molécules gèlent et les mouvements deviennent très rares et localisés. Il est à noter que suite à ce changement le matériau devient fragile et cassant (Marchal, 2006).

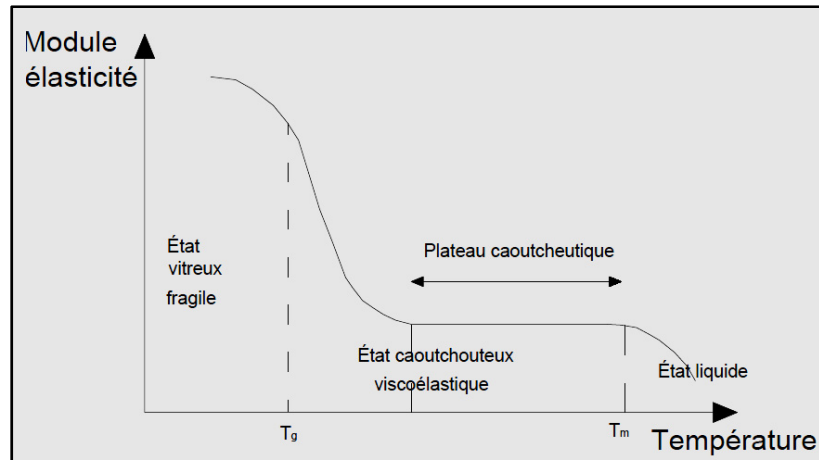


Figure 1.11 Allure de la variation du module d'élasticité de l'élastomère en fonction de la variation de la température

Certains polymères sont plus aptes à cristalliser que d'autres, à cause de leur composition chimique. Certains cristallisent facilement tel que le polystyrène syndiotactique et d'autres prennent plus de temps tel que polystyrène atactique, tandis que d'autres ne peuvent cristalliser. Par ailleurs, la cristallisation est un phénomène qui dure dans le temps et est relativement lent. Ceci est principalement dû à la longueur des chaînes composant les molécules (Weck Arnaud).

Le degré de cristallinité dépend de la vitesse de refroidissement (cinétique) et de la configuration des chaînes (leur composition, longueur, type de liaisons) (Weck Arnaud).

La vitesse de refroidissement influe fortement sur la formation de fraction cristalline et donc sur le degré de cristallinité. Ce dernier peut être évalué par le pourcentage de cristallinité en masse, défini par l'équation suivante :

$$\%cristallinité = \frac{\rho_c(\rho_s - \rho_a)}{\rho_s(\rho_c - \rho_a)} \quad (1.1)$$

Où ρ_c est la densité du polymère parfaitement cristallin, ρ_s est la densité du polymère pour lequel le pourcentage de cristallinité doit être déterminé et ρ_a est la densité du polymère totalement amorphe.

1.2.1.3 Comportement des isolateurs en élastomère

Comme on présenté dans la sous-section précédente, les élastomères sont des matériaux qui ont des formes chimiques complexes. Leurs comportements viscoélastiques sont subséquemment vulnérables à plusieurs facteurs, tels que la vitesse, la pression de confinement, le « *scragging* » (premier cycle de déformation), l'âge ou vieillissement, la fatigue, le taux de déformation, la contamination et la température. Ce dernier facteur est l'un des plus influents sur la réponse des isolateurs sismiques. Cette dépendance est d'autant plus importante selon le type de l'élastomère (son grade, sa formulation chimique...). Ainsi, à basses températures, les propriétés hystérétiques des isolateurs peuvent être affectées d'une façon plus ou moins accentuée (Constantinou *et al.*, 2007; Yakut, 2000; Roeder *et al.*, 1990).

Autrement dit, le refroidissement de l'élastomère entraîne des changements remarquables sur ses propriétés physiques et mécaniques ce qui influence son comportement hystérétique. Dépendamment d'une multitude de facteurs, ce changement est plus ou moins net et percevable. En effet, en exposant l'élastomère à des températures négatives, il commence progressivement à perdre sa flexibilité et le module d'élasticité, le module de cisaillement, la rigidité effective, la dureté, la résistance caractéristique et d'autres propriétés augmentent d'une façon plus ou moins prononcée. Roeder *et al.* (1990) indiquent que, d'une façon générale, les rigidités des élastomères peuvent atteindre de 50 à 100 fois celles évaluées à température ambiante. D'anciennes recherches visant à traiter certains effets qui influencent la cristallisation, principalement celles de (Yakut, 2000; Roeder *et al.*, 1990; Roeder *et al.*, 1989; Murray et Detenber, 1961), réalisés sur quelques types d'appuis en élastomère, ont montré la présence de deux principales rigidifications qui se produisent en baissant la température d'une température ambiante à une température extrême sous le point de congélation. La première est appelée rigidification due à la cristallisation ou tout simplement

crystallisation qui consiste à un changement dans l'état cristallin du caoutchouc. Sa production est expliquée de point de vue microscopique dans la section précédente. La deuxième étant la rigidification thermique instantanée. En ce qui concerne la rigidification due à la cristallisation, elle est dépendante à la fois de la basse température et du temps, c'est-à-dire la durée d'exposition de l'isolateur sous une température négative. Ce phénomène est associé à une modification et une réorientation, à l'échelle moléculaire, des chaînes constituant le caoutchouc. Lors de la cristallisation du matériau, l'ensemble commence à durcir de façon spectaculaire et à se rigidifier. Ceci est associé à une certaine rétraction et donc une diminution relative du volume. La cristallisation est un phénomène totalement réversible et avec l'application de la chaleur, le bloc reprend ses propriétés initiales. Cette phase est connue comme étant la transition de premier ordre. De plus, la vitesse de cristallisation est influencée essentiellement par la température extérieure à laquelle le dispositif en caoutchouc est exposé. La température qui donne la cristallisation la plus rapide est appelée température caractéristique. Elle varie d'un élastomère à l'autre dépendamment du type. Par exemple, Murray et Detenber (1961) ont montré que le taux de cristallisation varie paraboliquement en fonction de la température et ont estimé cette température, pour laquelle le taux de cristallisation est maximal (le plus rapide), à -10°C pour un polychloroprène, contre -25°C pour un polyisoprène (Figure 1.12), dans les conditions où les deux matériaux sont non assujettis à des déformations latérales. Toutefois, l'application d'une certaine contrainte de traction engendre un surplus du taux de cristallisation (Long, 1974). Le taux de cristallisation dépend du type de caoutchouc, sa composition chimique, la durée d'exposition au froid, le degré de pression, son degré de vulcanisation, Etc. À titre d'exemple, le type du néoprène : un néoprène de type W possède le taux de cristallisation le plus rapide, et le néoprène WRT est de loin le caoutchouc le plus résistant à la cristallisation. Il est à signaler que ces observations ont été faites sur la dureté de l'élastomère et non sa rigidité (Roeder *et al.*, 1989).

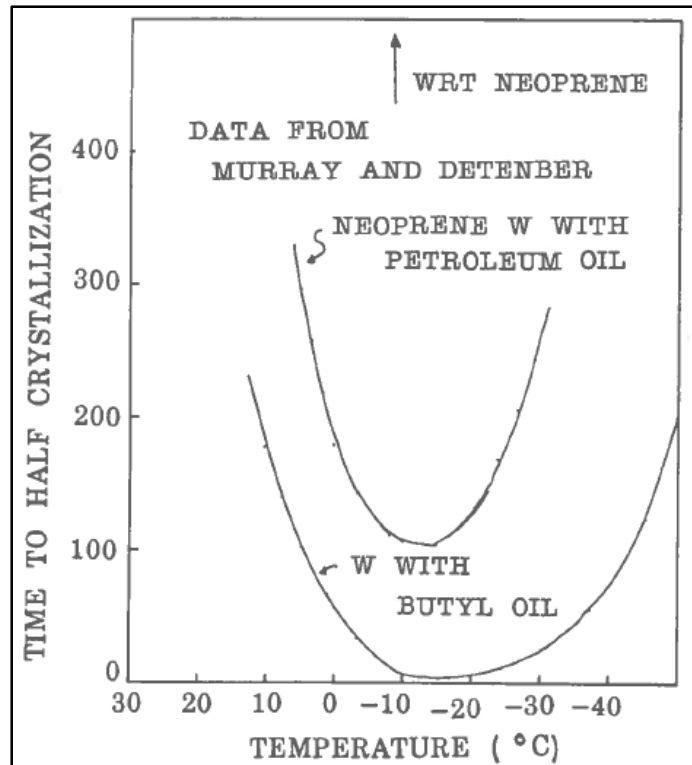


Figure 1.12 Temps nécessaire pour accomplir une demi-cristallisation
Tirée de Murray et Detenber (1961)

Par ailleurs, la vulcanisation a un effet considérable sur le décalage et le retard du taux de cristallisation du néoprène, par exemple, en vulcanisant le néoprène de type W et sous une température de -10°C , sa résistance à la cristallisation s'élève au quintuple (5x) de celle correspondant à son état pur, et au décuple (10x) pour un néoprène de type WRT. Quant à le caoutchouc naturel vulcanisé, il devient six fois plus résistant à la cristallisation à une température externe de 2°C (Murray et Detenber, 1961) (Figure 1.13).

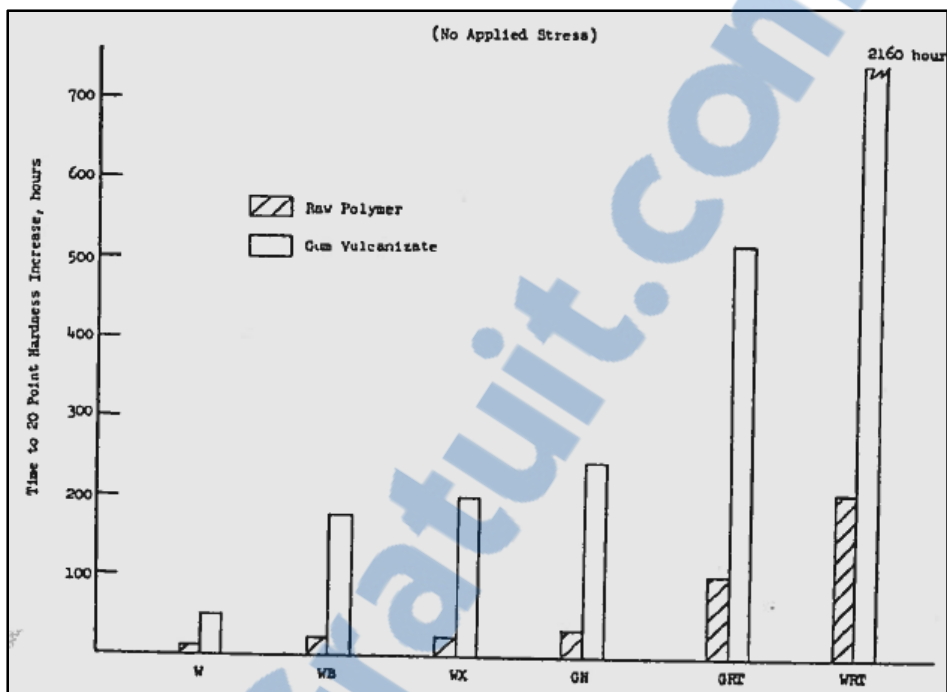


Figure 1.13 Taux de cristallisation de différents types d'élastomère à l'état naturel (hachuré) et vulcanisés sans contrainte appliquée (en blanc)
Tirée de Murray et Detenber (1961)

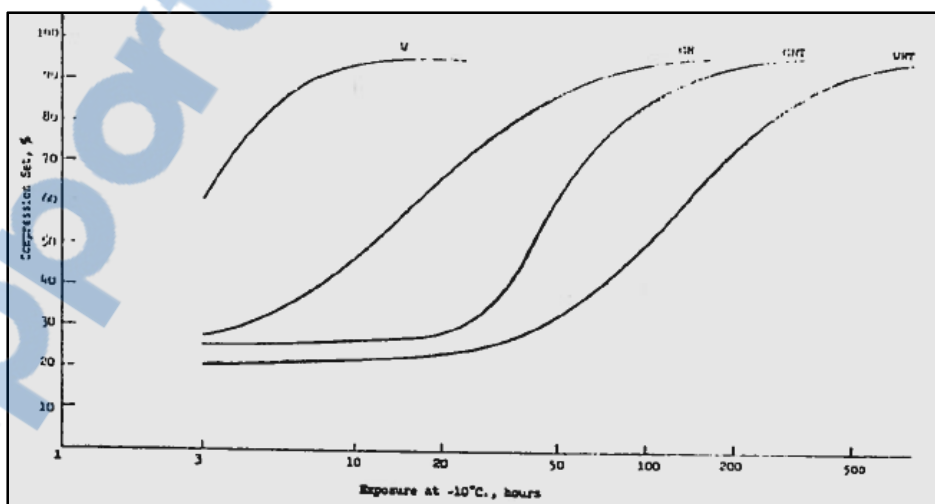


Figure 1.14 Taux de cristallisation de différents types d'élastomère vulcanisés avec contrainte appliquée
Tirée de Murray et Detenber (1961)

La rigidification thermique instantanée de l'élastomère se produit dès que le matériau est soumis à une température sous zéro Celsius. Elle est parfois adjointe à la seconde phase de transition lorsque la température est extrêmement basse (Roeder *et al.*, 1989). Dans ce cas, cette rigidification est très nette et considérable. Murray et Detenber (1961) ont défini la température associée à la seconde phase de transition celle qui mène à augmenter le module de cisaillement de l'élastomère à environ 70 MPa (10000 psi). Cette température reste spécifique au type d'élastomère et de ses composants. Lorsqu'on continue à abaisser la température, ils ont signalé la présence d'une troisième température qui dicte le passage à l'état vitreux fragile de l'élastomère. Cette température baptisée température de transition vitreuse a été estimée par Long (1974) à environ -45°C pour le néoprène et de -65°C pour le caoutchouc naturel.

De surcroît, parmi les facteurs qui retardent l'évolution de la cristallisation est le fait que l'élastomère est un faible conducteur thermique et que la chaleur ou le froid prennent du temps pour s'infiltrer et pénétrer à l'intérieur de l'appui. Comme la cristallisation dépend également de la durée d'exposition de l'isolateur sous une basse température, du type de caoutchouc constitutif, les dimensions de l'appareil et de la pression appliquée, cette durée peut prendre de quelques jours à quelques mois. Par exemple, pour un bloc Shore A de dimensions $(76,2 \times 76,2 \times 6,35 \text{ mm}^3)$, l'élastomère de type WRT soumis à une certaine contrainte de compression prend 400 heures (16,5 jours) pour cristalliser sous une température de -10°C , contre 2160 heures (90 jours = 3mois) lorsqu'il est non contraint (Murray et Detenber, 1961) (figure 1.13).

Bien que la rigidité augmente d'une façon remarquable à des basses températures, il existe un certain retard dans l'évolution de la cristallisation. À une température de -35°C , la rigidification thermique instantanée devient plus importante que celle due à la cristallisation (Roeder *et al.*, 1990).

Par ailleurs, selon Buckle *et al.* (2006), l'effet de la variation de la température sur les propriétés physiques et mécaniques des isolateurs en élastomère peut être traité selon deux optiques :

1. L'effet du réchauffement interne des appuis sur le comportement cyclique;
2. L'effet de la température ambiante et en particulier des basses températures ainsi que la durée d'exposition de l'isolateur à ces températures.

D'un côté, concernant l'effet du réchauffement interne, selon les expériences réalisées par Constantinou *et al.* (1999), la température augmente d'un maximum de 1°C par cycle de chargement indépendamment de la vitesse du mouvement, sous conditions typiques (pression de 7 MPa, taux de déformation en cisaillement de 150%). Ce phénomène est essentiellement dû à la dissipation de l'énergie par toute la couche du caoutchouc, elle peut se faire selon un comportement visqueux, hystérétique ou frictionnel. L'incrément de hausse de la température est assez petit pour susciter des changements significatifs sur les propriétés des isolateurs. Dans les isolateurs en élastomère fretté dotés d'un noyau de plomb, la dissipation d'énergie se produit principalement au niveau du noyau central. Il a été constaté que le plomb se réchauffe considérablement où on assiste à des hausses de température allant de 20 à 40°C par cycle sous des conditions typiques (pression de 5,5 MPa, taux de déformation en cisaillement de 120%, vitesse d'un maximum de 1m/s), ce qui affecte les propriétés mécaniques du plomb. Ces derniers se dégringolent à cause de la réduction de la dissipation d'énergie par cycle.

De l'autre côté, la température ambiante et surtout les basses températures mènent à une augmentation significative de la rigidité effective, K_{eff} , post-élastique, K_d , ainsi que la force caractéristique, Q_d , de ce type d'isolateurs (Buckle *et al.*, 2006).

Le comportement des isolateurs en élastomère fretté comme mentionné précédemment est dépendant de la température, notamment pour les basses températures. Murray et Detenber (1961) ont élaboré une courbe représentative de l'augmentation de la rigidité à une

température largement inférieure à la température de référence (typiquement 20°C) en fonction du temps, tout en remarquant une hausse initiale instantanée de la rigidité (Figure 1.15).

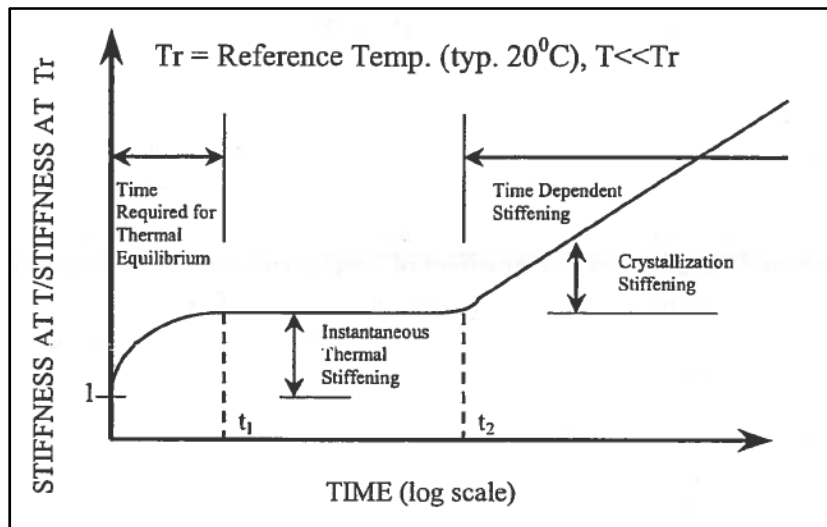


Figure 1.15 Courbe idéalisée de la variation de la rigidité à très basses températures en fonction du temps
Tirée de Buckle *et al.* (2006)

En ce qui concerne les appuis en élastomère avec noyau en plomb, la variation des caractéristiques de l'isolateur est due essentiellement au changement des propriétés de l'élastomère. Des tests ont été réalisés par Feng *et al.* (2004), en prenant 20°C comme température de référence, après plastification de prototypes ayant 300 mm comme épaisseur de l'élastomère, il a été constaté que la rigidité effective k_{eff} augmente de +5% lorsque la température chute à -10°C et diminue seulement de -2% lorsqu'elle passe à +40°C.

La température a un effet plus important sur la force caractéristique de l'isolateur Q_d qui varie de +25% à -10°C et -13% à +40°C (figure 1.16).

Hasegawa (1997) a proposé les équations empiriques suivantes, pour estimer les valeurs de la rigidité post-élastique et la force caractéristique de l'isolateur en élastomère fretté doté d'un noyau central en plomb :

$$K_d(t_0) = K_d(t)e^{-00271(t_0-t)} \quad (1.2)$$

$$Q_d(t_0) = Q_d(t)e^{-00879(t_0-t)} \quad (1.3)$$

Où :

- t_0 : température ciblée (en Celsius);
- t : température de référence (en Celsius, généralement prise égale à +20°C).

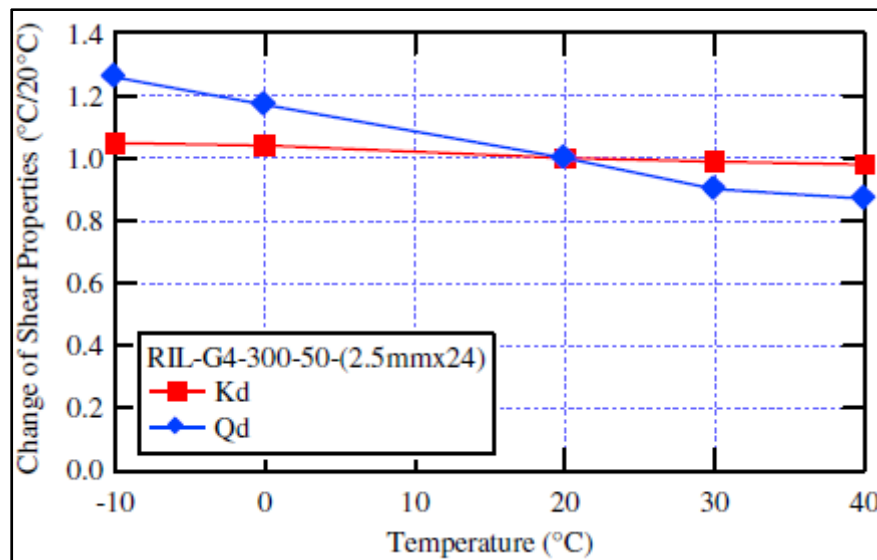


Figure 1.16 Changement des propriétés mécaniques des élastomères frettés avec noyau en plomb en fonction de la température
Tirée de Feng *et al.* (2004)

La figure 1.17 compare les boucles d'hystérésis résultant d'essais réalisés respectivement sur un isolateur en élastomère (a) et un isolateur en élastomère avec noyau de plomb (b) à température ambiante (+20°C) et à basse température (-26°C) avec une durée d'exposition de 48 heures (Buckle *et al.*, 2006). Les isolateurs en question ont les caractéristiques suivantes : aire de 114000 mm², hauteur totale du caoutchouc de 195 mm, caoutchouc naturel de grade 3 shore A de dureté 45 et testés à un taux de déformation maximale de 60%. Le deuxième isolateur comprend en plus un noyau central de 70 mm de diamètre. On

remarque, à partir de cette figure, que pour une vitesse moyenne de 250 mm/s et une force de confinement verticale de 1100 kN , la force caractéristique Q_d a doublé et la rigidité post-élastique a presque augmenté de moitié, tandis que pour le deuxième isolateur, Q_d et K_d ont pratiquement augmenté de $+42\%$ en baissant la température de $+20^\circ\text{C}$ à -26°C . En outre, la hausse de la rigidité et de la dissipation d'énergie (i.e Q_d) dans l'appui possédant un noyau de plomb est due principalement aux changements de propriétés de l'élastomère et non du plomb (Constantinou *et al.*, 1999).

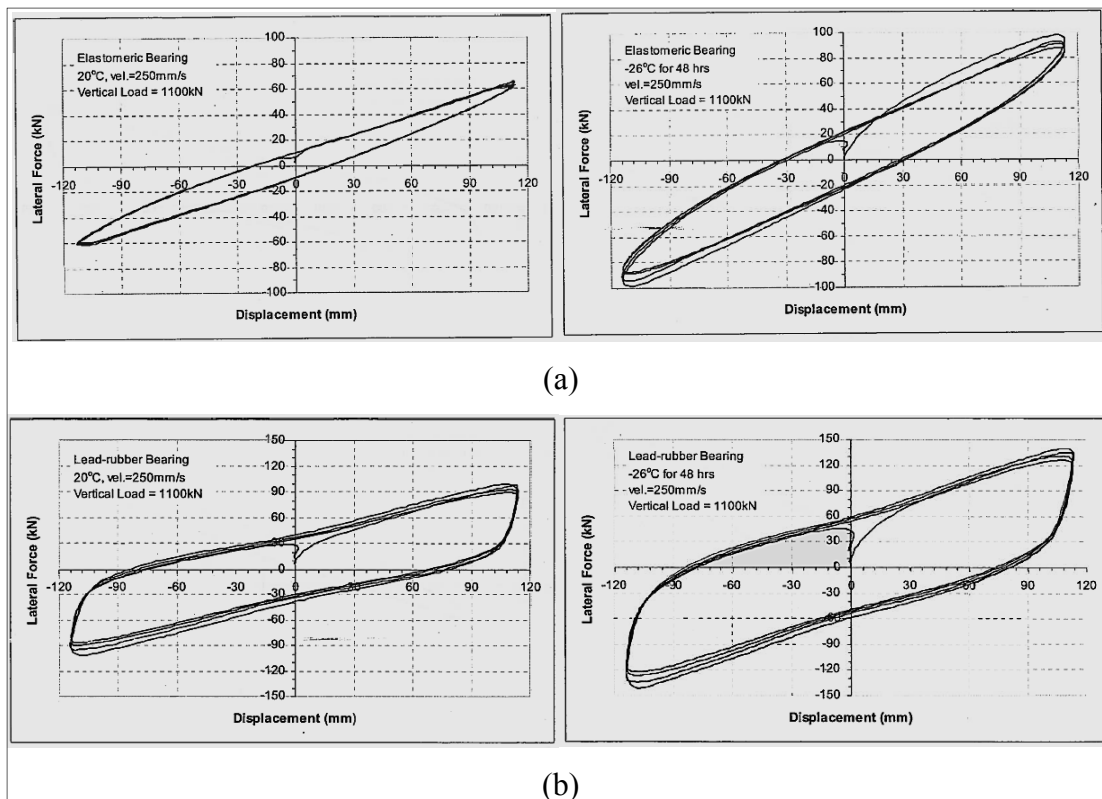


Figure 1.17 Boucles d'hystérésis (force-déplacement) pour un isolateur en élastomère (a) fretté et (b) avec noyau de plomb respectivement, à température ambiante ($+20^\circ\text{C}$) et à basse température (-26°C)

Tirée de Buckle *et al.* (2006)

Kim *et al.* (1996) ont également réalisé des tests sur des appuis en élastomère et en élastomère avec noyau central en plomb. Pour le premier type d'isolateur, ils ont considéré un caoutchouc de dureté 50 ± 10 , Shore A, avec des taux de déformation en cisaillement de

+50% sous une charge axiale de $P = 356 \text{ kN}$ à une fréquence $f = 0,1 \text{ Hz}$. Ils ont baissé la température de $+20^\circ\text{C}$ à -48°C et ont remarqué une sensibilité importante à la température, K_{eff} a par exemple augmenté de +200% et Q_d de +600%. Pour ce qui est du deuxième type d'isolateur, ils ont gardé la même configuration et ont uniquement changé $P = 90 \text{ kN}$ avec différents taux de déformations (+25%, +50%, +75% et +100%), et la température minimale a été fixée à -32°C . Ils ont trouvé que la rigidité élastique K_u , la rigidité post-élastique K_d et la force caractéristique Q_d de l'isolateur augmentent respectivement de +80%, +40% et +80%.

À leur tour, Cardone et Gesualdi (2012) ont réalisé des essais sur des prototypes en élastomère de petites tailles ($35 \times 35 \text{ mm}^2$ et une hauteur de 30 mm (deux couches en élastomère de 10 mm chacune séparés par une frette en acier de 10 mm)). Les spécimens sont en nombre de six ayant des modules de cisaillement variant de $0,5 \text{ MPa}$ à $1,2 \text{ MPa}$ mesurés à un taux de déformation de 100% et une température de $+20^\circ\text{C}$. Ces blocs ont été soumis à des cycles de chargements avec incréments d'amplitudes de +25% entre 25% et 125% pour deux fréquences : $0,1 \text{ Hz}$ qui présente la fréquence sous conditions quasi-statiques des ponts courants et $0,5 \text{ Hz}$ qui est synonyme des conditions dynamiques sous lesquels sont soumis les isolateurs. Six températures ont été considérées, allant de -20°C à $+40^\circ\text{C}$. D'après la figure 1.18, il est à constater que la contrainte correspondante augmente non seulement avec la dureté de l'élastomère mais aussi avec l'amenuisement de la température, surtout lorsqu'il s'agit de température négatives. Un fait important à signaler est que le taux de diminution est plus accentué lorsque la température passe en deçà de 0°C . Par exemple, à un taux de déformation de 100%, les contraintes augmentent de 50% quand la température chute de $+20^\circ\text{C}$ à -10°C et de 150% quand elle atteint les -20°C , tandis qu'elles diminuent de moins de 10% quand la température monte à $+40^\circ\text{C}$. De plus, l'aire sous la courbe d'hystérésis tend également à augmenter, ce qui traduit l'amélioration de la capacité à dissiper l'énergie sismique. On remarque également qu'un effet de « *scragging* » est présent au premier cycle, puis aux cycles de déformations qui suivent, on ressent une réduction de l'ordre de 10 à 15% de la force maximale de cisaillement et à peu près 10% de la rigidité latérale, après trois cycles à la même amplitude de déformation.

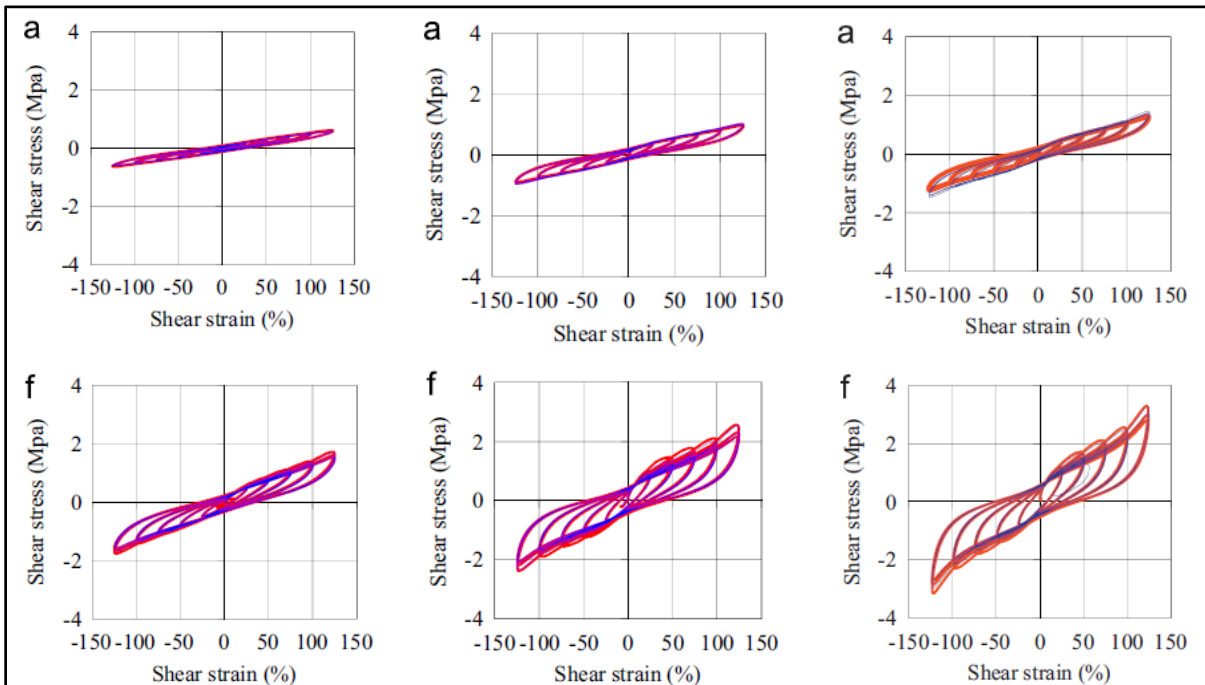


Figure 1.18 Relation contrainte de cisaillement / taux de déformation pour un élastomère (de gauche à droite) : doux à normal, normal et dur pour une température de (a) $+40^{\circ}\text{C}$ et (f) -20°C , et à une fréquence de $0,5\text{ Hz}$
Tirée de Cardone et Gesualdi (2012)

En outre, la figure 1.19 illustre la variation de certains paramètres clés en fonction de la température. Les caractéristiques mécaniques des isolateurs augmentent avec la baisse de la température en allant d'un élastomère doux à un élastomère plus dur : linéairement pour l'amortissement équivalent visqueux ξ_{eq} et plus que linéairement pour le module de cisaillement sécant G_{sec} , la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} et la contrainte de cisaillement correspondant une déformation nulle τ_0 . À 100% du taux de déformation, le module de cisaillement et le niveau de contraintes varient paraboliquement, alors que l'amortissement équivalent visqueux change linéairement en fonction de la température.

Le module de cisaillement augmente de 25 à 50% à 0°C et de 80 à 160% à -20°C , par contre, l'amortissement équivalent visqueux augmente légèrement avec la diminution de la température. En outre, la sensibilité aux changements de la température dépend des taux de déformation. Elle est beaucoup plus importante à des petites déformations (de l'ordre de 25-

50%) comparée à celle observée à de grandes déformations (100-125%). Quant au module de cisaillement, il croît rapidement à des taux de déformations inférieurs à 75%.

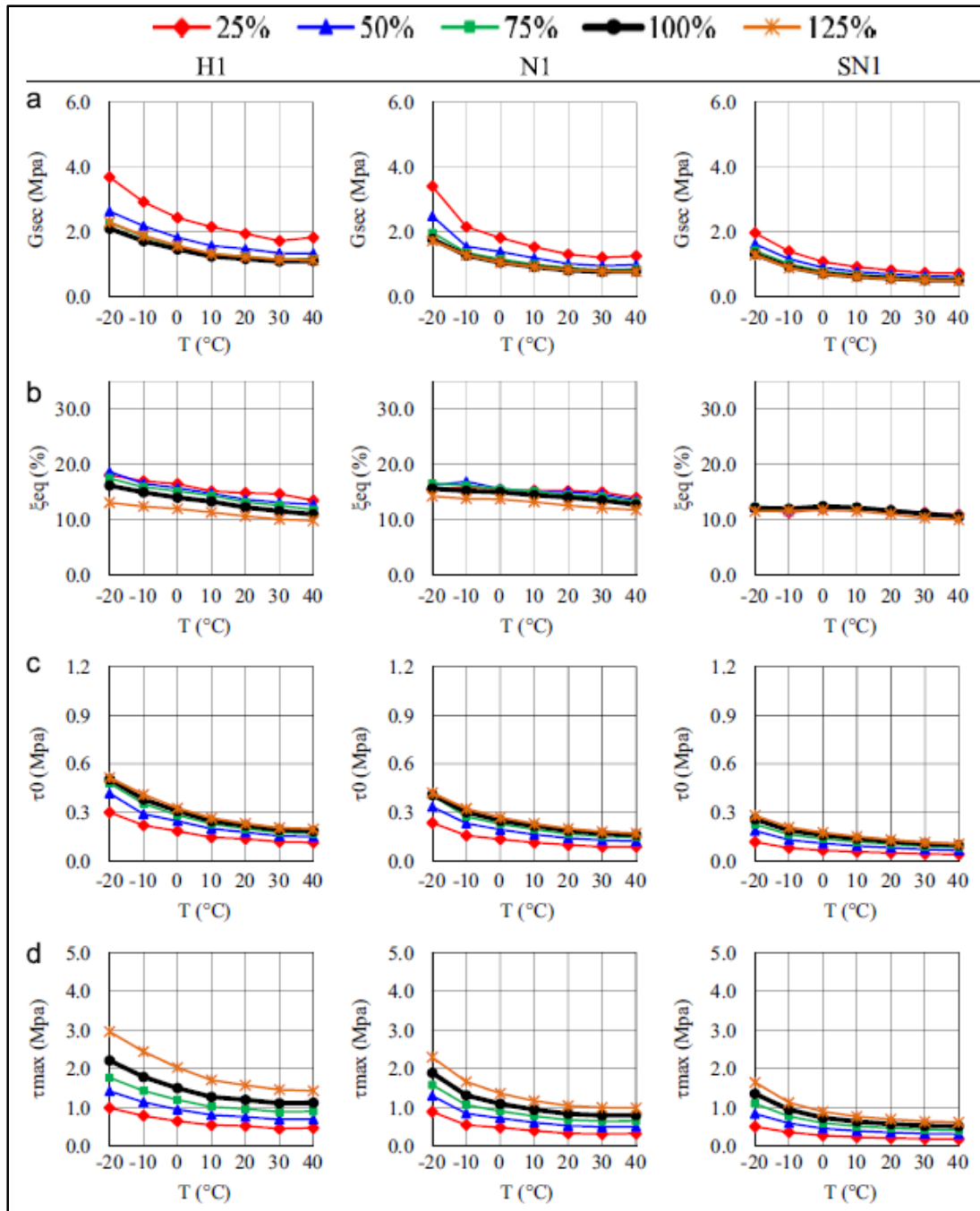


Figure 1.19 En fonction de la température : (a) Module de cisaillement sécant; (b) Amortissement équivalent visqueux; (c) Contrainte de cisaillement à une déformation nulle; (d) Contrainte de cisaillement maximale pour (de gauche à droite) : un élastomère dur; normal et doux à normal et différents taux de déformation

Tirée de Cardone et Gesualdi (2012)

Un autre paramètre qui influence la réponse des isolateurs sismiques est la durée d'exposition à de basses températures. On remarque d'après ces courbes que les effets du « *scragging* » sont plus perceptibles pour des élastomères rigides que pour ceux dotés de composants plus doux.

Le module de cisaillement exacerbe considérablement (50 à 150% après 24h d'exposition à -20°C) à de faibles taux de déformation (25-50%), qui sont, dans le cas pratique, compatibles avec ceux atteints dans les appareils d'appui structuraux soumis à des charges de service et dans le cas les isolateurs sous de faibles excitations sismiques. Cependant, il demeure presque invariant (variations au plus inférieures à 30%) à de larges déformations (100-125%), compatibles avec les valeurs atteintes dans les isolateurs sismiques sous de séismes ayant de grandes intensités. De même, l'amortissement équivalent semble être pratiquement insensible (variation inférieure à 20% à -20°C après 24h d'exposition) à de longues périodes d'exposition à de faibles températures.

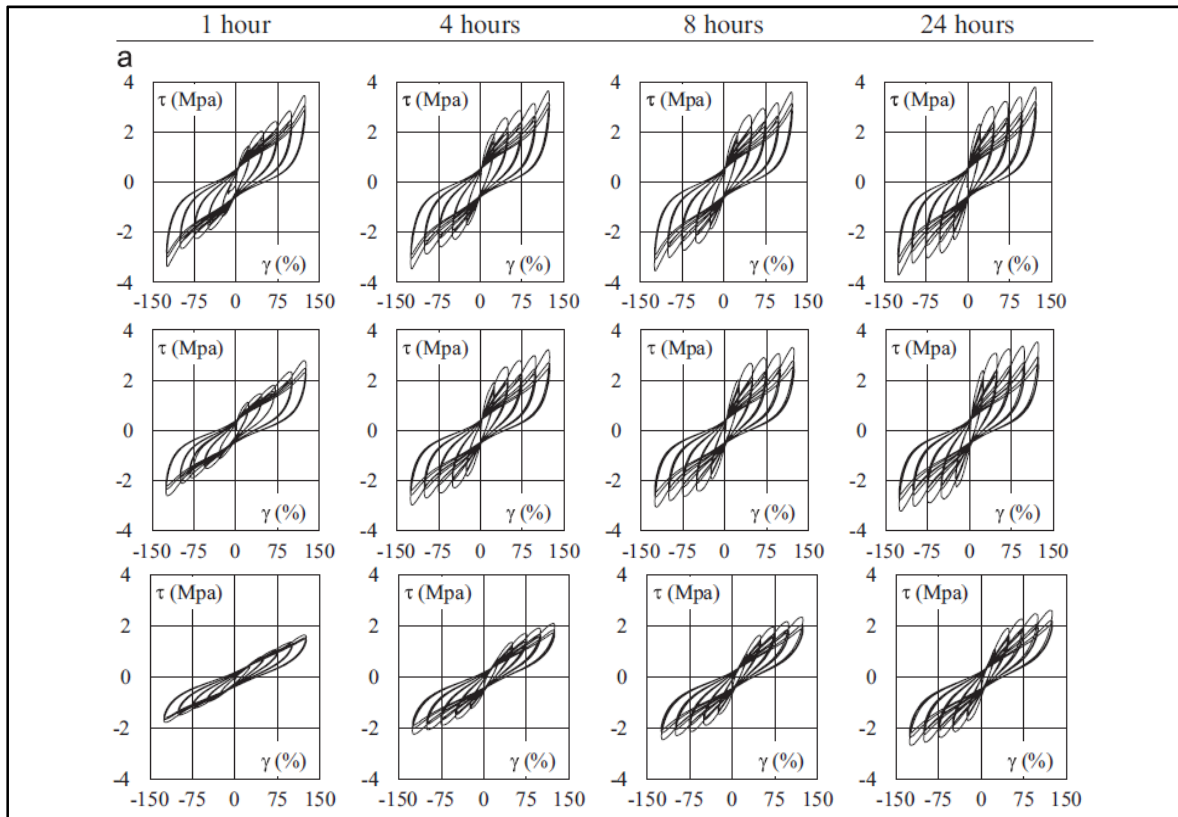


Figure 1.20 Contrainte de cisaillement en fonction du taux de déformation (du haut en bas) : pour un élastomère dur; normal et doux à normal; (de gauche à droite) : durée d'exposition 1h, 4h, 8h et 24h , sous une température de -20°C
Tirée de Cardone et Gesualdi (2012)

1.2.2 Isolateurs à glissement

1.2.2.1 Présentation des isolateurs à glissement

Ce type d'isolateurs est composé de deux plaques en acier inoxydable (plaque d'acier inoxydable contre une feuille de téflon (Polytétrafluoroéthylène : PTFE) ou une autre plaque en acier inoxydable selon le cas) disposées en vis-à-vis subissant un effort normal de confinement contrôlé. L'énergie est libérée sous forme de chaleur lors du glissement des deux plaques l'une contre l'autre. Leurs surfaces de contact peuvent être planes ou bien incurvées qui offrent un surplus de rigidité latérale. Lorsque la surface est courbée, l'isolateur travaille comme un pendule. Le rayon de courbure et la friction à l'interface influencent sur

la période d'isolation ainsi que la dissipation d'énergie de l'isolateur. La force de recentrage est assurée par le poids de la superstructure qui tend à remettre le système à sa position d'équilibre après toute excitation extérieure. Tandis que, lorsque la surface est plane, i.e. un appui à pot, il faut prévoir un mécanisme de recentrage.



Figure 1.21 Exemple de pendule à friction
Tirée de Ogorzalek et Stephen (2010)

Les pendules à glissement ont de bonnes résistances sous des conditions environnementales sévères, et leur hauteur réduite ainsi que la sensibilité aux fréquences sismiques les rendent comme une option efficace dans le cadre de l'isolation sismique des ponts (Zayas et Low, 1999).

Le matériau qui constitue la surface de glissement s'appelle Polytétrafluoroéthylène (PTFE) couramment nommé téflon. C'est un autre dérivé des polymères faisant partie de la famille des thermoplastiques, il est bien connu pour sa résistance aux basses températures et pour son faible coefficient de frottement.

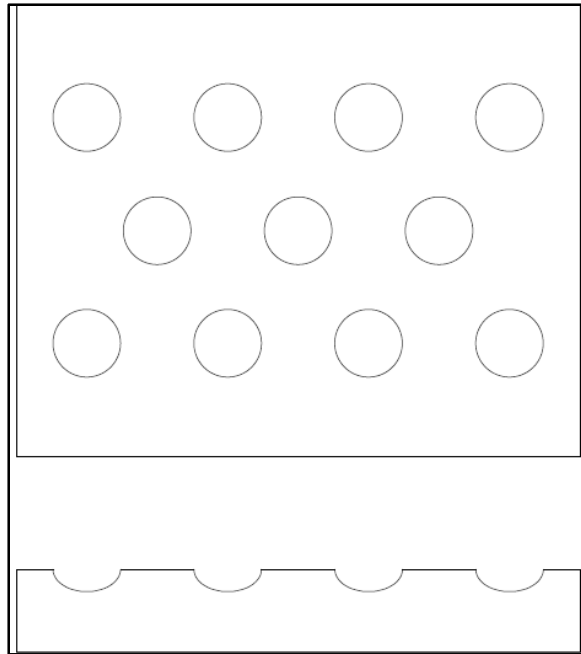


Figure 1.22 Exemple d'une surface en PTFE

Comme dans le cas des isolateurs en élastomère, ces isolateurs sont sensibles au changement de la température, toutefois cette dépendance est étudiée d'une façon différente.

Le coefficient de frottement est égal au rapport entre la force caractéristique par le poids de la superstructure tandis que dans le cas d'un pendule, ledit poids divisé par le rayon de courbure de la surface de glissement donne la rigidité post-élastique (Buckle *et al.*, 2006).

De la même manière que pour les isolateurs en élastomère, Buckle *et al.* (2006) ont essayé d'interpréter le phénomène selon deux points de vue. Le premier qui est un point de vue interne, qui concerne l'effet du réchauffement interne de l'isolateur. On note une élévation considérable de la température et sa concentration au niveau de la surface à glissement, due au fait que la chaleur libérée par l'isolateur prend place à l'interface de glissement qui possède un volume relativement assez petit. Pendant que ces températures élevées se dissipent rapidement dans le milieu environnant, elles causent l'usure et une certaine réduction des forces de frottement. Il s'apparente que l'usure est le facteur résultant le plus inquiétant à la suite d'un réchauffement frictionnel.

Tandis que le deuxième point de vue est extérieur. Il s'agit de l'effet de la température extérieure, notamment les basses températures qui engendrent une élévation du coefficient de frottement. En général, le coefficient de friction du PTFE en contact avec de l'acier hautement poli et inoxydable démontre une variation en fonction de la vitesse comme le montre la figure 1.23.

Globalement, la variation du coefficient de frottement influence sur la réponse de la force de friction et donc sur le comportement global de l'isolateur. Deux principaux paramètres sont la vitesse et la température. La figure 1.23 illustre la variation du coefficient de frottement de l'isolateur à glissement en fonction de la vitesse et sous différentes températures. On remarque que lorsque l'isolateur passe de l'état statique à de faibles vitesses, le coefficient tend à décliner d'un coefficient statique μ_B à un coefficient minimal f_{min} puis augmente rapidement pour des vitesses faibles à moyennes jusqu'à ce qu'il se stabilise à un coefficient f_{max} pour vitesses dépassant 100 mm/s . En général, f_{min} est inférieur à μ_B et f_{max} est supérieur à μ_B , excepté pour les basses températures (environ -40°C et moins) (Constantinou *et al.*, 1999). En variant un autre paramètre qui est la température, on remarque que le coefficient de friction augmente sensiblement avec la baisse de la température. En plus, l'écart entre le coefficient de frottement enregistré à l'état statique pour des températures de -40°C et $+50^\circ\text{C}$ se restreint lorsque on passe à des vitesses de plus en plus élevées. Un autre point à signaler, c'est que lorsque les températures deviennent négatives, le coefficient de frottement s'amenuise de nouveau pour les hautes vitesses, ceci est dû à la hausse de la température au niveau de l'interface PTFE.

La figure 1.25 reporte également l'effet de la variation de la température et de la vitesse sur le coefficient de friction d'un isolateur à friction avec interfaces en PTFE non lubrifié et acier inoxydable sous une pression de $20,7 \text{ MPa}$.

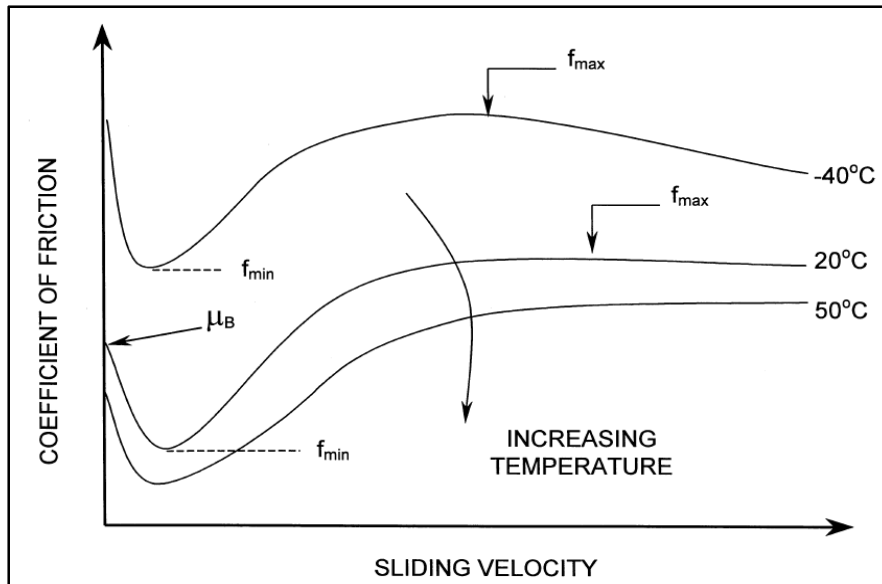


Figure 1.23 Effet de la température sur le coefficient de frottement des interfaces en PTFE-acier poli inoxydable
Tirée de Buckle *et al.* (2006)

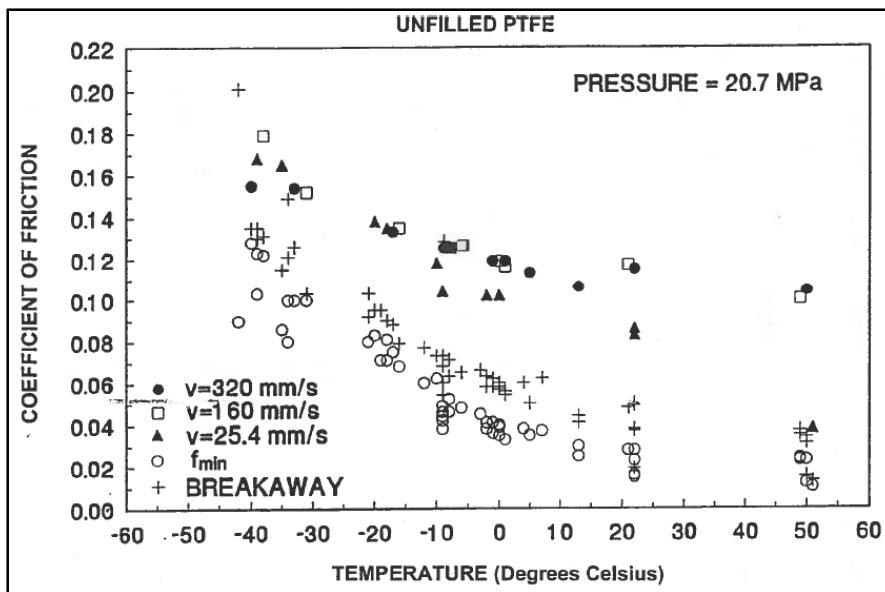


Figure 1.24 Coefficient de friction d'un isolateur à friction avec interfaces en PTFE non lubrifié-acier inoxydable en fonction de la température et pour différentes vitesses
Tirée de Buckle *et al.* (2006)

Par ailleurs, suite à des essais sur des isolateurs à friction plats, Buckle *et al.* (2006) ont pu tracer la relation force-déplacement pour deux températures différentes ($+21^{\circ}\text{C}$: ambiante et -38°C : basse) sous une vitesse de 125 mm/s et une pression de 21 MPa . On remarque que la force de friction augmente suite à une baisse de la température, cette hausse est plus nette pour le premier cycle de chargement que les cycles subséquents. Le coefficient de friction correspondant à Q_d s'élève de $+160\%$ pour le premier cycle et $+45,45\%$ pour le dernier cycle. Comme on peut le constater à partir de la figure 1.24, la rigidité tangente demeure très faible et est quasiment insensible à la variation de la température.

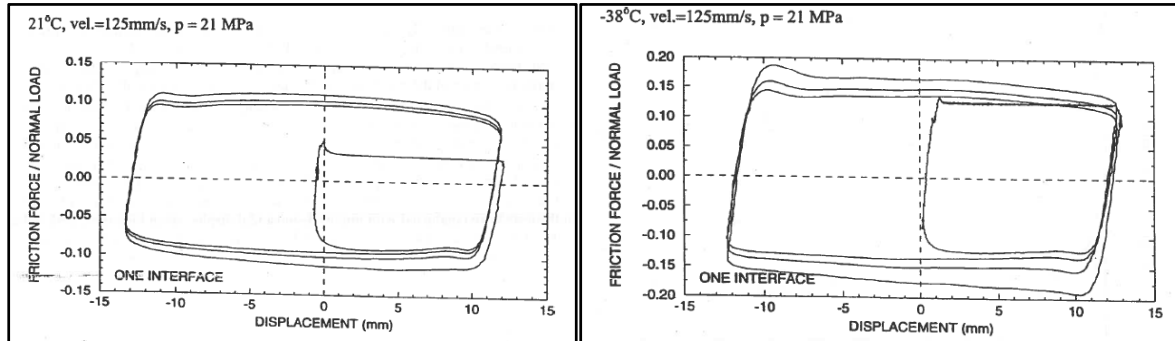


Figure 1.25 Relation force-déplacement normalisée d'un isolateur à friction plat respectivement à $+21^{\circ}\text{C}$ et -38°C sous une vitesse de 125 mm/s et une pression de confinement de 21 MPa
Tirée de Buckle *et al.* (2006)

Zayas et Low (1999) ont réalisés des tests sur des isolateurs en pendule à friction dans le cadre d'un projet de pont en Yukon, qui est une zone nordique. Ils ont tracé les courbes de réponse qui sont sous forme de boucles d'hystérésis (force/déplacement) pour différentes températures allant de -68°C à 46°C (figure 1.26).

Les performances dynamiques des pendules à friction tel que la rigidité et la dissipation d'énergie révèlent de faibles sensibilités suite à la chute de la température de $+39^{\circ}\text{C}$ à -48°C (Zayas et Low, 1999).

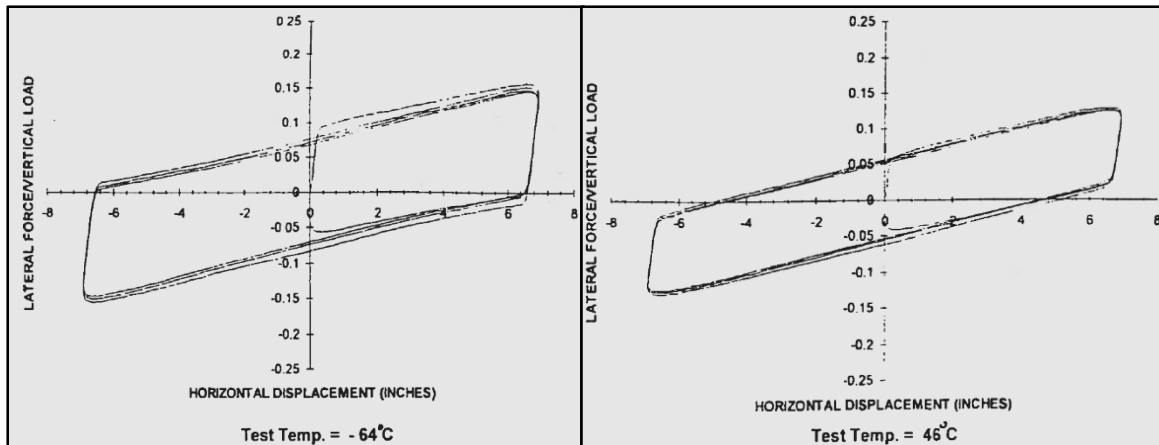


Figure 1.26 Courbe d'hystérésis d'un isolateur à pendule à friction respectivement à une température de : (gauche) -64°C et (droite) $+46^{\circ}\text{C}$
Tirée de Zayas et Low (1999)

La figure 1.27 montre les résultats de quelques tests. On constate que le coefficient de frottement dynamique tend à augmenter d'environ $+60\%$ en faisant baisser la température de 60°C à -70°C (Zayas et Low, 1999; Zayas, 1996). Ainsi, l'aire sous la boucle augmente et occasionne une hausse de l'amortissement hystérétique du système. On remarque également que pour les températures supérieures au point de congélation n'ont quasiment pas d'effet sur ce coefficient mais dès que on passe au-dessous de 0°C , l'effet commence à apparaître.

Les conséquences de ces changements ont un effet limité sur le cisaillement à la base du pont. La baisse de la température est accompagnée d'une légère augmentation du cisaillement à la base selon une variation linéaire (figure 1.28). Toutefois, les déplacements sont réduits. Ce qui implique une baisse de la force de recentrage qui compense la hausse de la force dans l'isolateur du plus grand frottement (Zayas et Low, 1999).

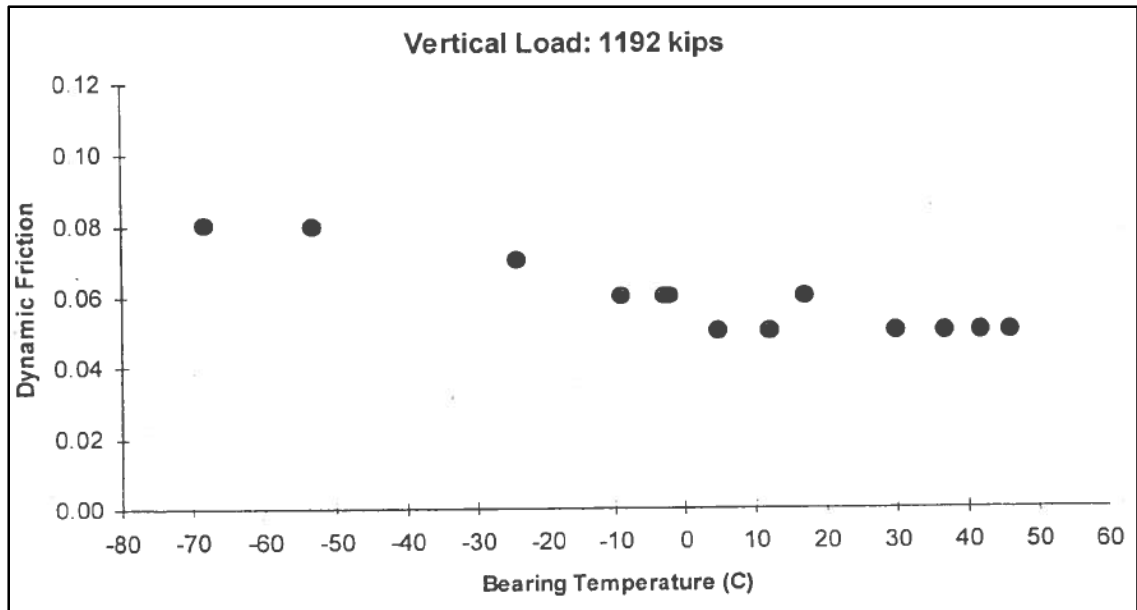


Figure 1.27 Effet de la température sur le coefficient de friction dynamique d'un isolateur de type pendule à friction
Tirée de Zayas et Low (1999)

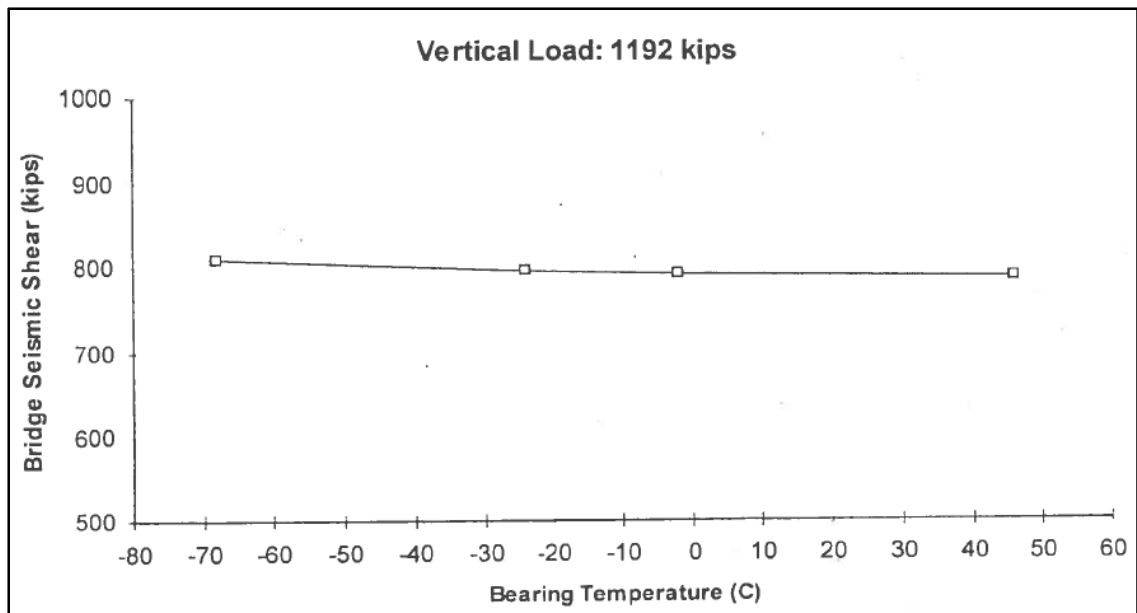


Figure 1.28 Effet de la température sur le cisaillement à la base d'un pont isolé avec des isolateurs en pendule à friction
Tirée de Zayas et Low (1999)

1.3 Prise en compte de la combinaison des effets de séisme avec les effets thermiques dans les codes

Bien que la probabilité d'occurrence d'un séisme majeur avec des températures extrêmes est très faible voire quasi-impossible, le code CAN/CSA-S6-06 n'en tient pas compte et ne présente aucune combinaison des deux effets. Les ingénieurs se trouvent ainsi confrontés à leurs propres compréhensions du problème et d'établir des jugements adéquats.

Toutefois le code provincial de la Colombie Britannique, qui vient comme supplément au code canadien de calcul des ponts routiers CAN/CSA-S6-06, adopté par le ministère de transports de la Colombie Britannique, consacre une clause à ce fait. En effet, la clause 4.10.7 clarifie ce point et recommande la prise en compte de la combinaison des deux effets, ainsi, il est à prévoir une combinaison qui fait appel à 40% de la demande en déformation due à l'effet thermique rajouté à la demande en déformation dans le système d'isolation.

D'une façon similaire, les autres codes suivent le même principe. Par exemple, l'Eurocode 8 suggère de combiner la moitié de la déformation résultant de l'effet thermique et des effets de raccourcissement à long terme (tels que le retrait et fluage du béton) avec le déplacement occasionné dans chaque isolateur et ce dans chaque direction. Le code de la Nouvelle-Zélande qui considère un tiers de la déformation due à l'effet de température et des autres effets (tels que le retrait et fluage du béton) et la déformation dans le système d'isolation sismique (Brisebois, 2012).

L'élaboration de ces combinaisons est bel et bien basée sur une approche probabiliste avec des indices de fiabilité. Le tableau suivant indique la combinaison adoptée par chaque code entre le déplacement sismique et le déplacement thermique.

Dans son mémoire, Brisebois (2012) propose de combiner 45% du déplacement thermique maximum avec le déplacement sismique.

Pour d'amples informations sur ce sujet, il est recommandé de consulter le mémoire de Philippe Brisebois (2012).

Tableau 1.1 Combinaison entre le déplacement sismique et le déplacement thermique dans les codes
Tiré de Brisebois (2012)

National Bridge Design Code	Combinaison Formula of $\Delta_{seismic}$ and $\Delta_{thermal}$
CSA-S6-06, AASHTO-2004 and Chile-2002	None
British Columbia Ministry of Transportation Bridge Standards and Procedures Manual (2007)	$\Delta_{seismic} + 40\% \Delta_{thermal}$ (Clause 4.10.7)
New Zealand Transportation Agency Bridge Manual (2004)	$\Delta_{seismic} + 33.3\% \Delta_{thermal}$ (Clause 5.6.1)
Eurocode 8 Part 2: Bridges (2003)	$\Delta_{seismic} + 50\% \Delta_{thermal}$ (Clause 7.6.2)

Dans ce tableau, $\Delta_{seismic}$ et $\Delta_{thermal}$ sont respectivement le déplacement sismique et le déplacement dû à la température, définis par le code CAN/CSA-S6-06 par :

$$\Delta_{seismic} = S_D = \frac{250 S_a S_i T_e^2}{B} \quad (1.4)$$

Avec :

- S_a : accélération spectrale (g);

- S_i : coefficient du site;
- T_e : période du pont isolé (sec);
- B : coefficient d'amortissement.

$$\Delta_{thermal} = \alpha L \Delta T \quad (1.5)$$

Avec :

- α : coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);
- L : longueur de la membrure (mm);
- ΔT : gradient thermique ($^{\circ}\text{C}$).

1.4 Effet de la température dans les codes

Yakut et Yura (2002) ont élaboré un résumé sur les tests proposés par les codes pour tenir compte de l'effet des basses températures. Les principaux codes sont : l'AASHTO, British Standards Institution, l'Ontario et l'Eurocode.

Les quatre codes considèrent des critères pour l'évaluation de la cristallisation, toutefois, seuls l'AASHTO et le code britannique font appel aux paramètres pour la rigidification thermique instantanée.

Le tableau 1.2 résume les différents paramètres à considérer ainsi que les critères de performance à satisfaire pour la réalisation des tests à basses températures pour les différents codes considérés.

Tableau 1.2 Caractéristiques des tests à basses températures adoptées par les codes
Tiré de Yakut et Yura (2002)

Test	AASHTO	British Standards Institution	Ontario	Eurocode
Rigidification thermique instantanée				
Grade 0 et 2	-32°C	3 h à 23°C ensuite 24 h à -25°C	N/A	N/A
Grade 3	-40°C			
Grade 4	-46°C			
Grade 5	-54°C			
Critère de performance	$G_{froid}/G_{chambre} \leq 4$	Dureté	N/A	N/A
Cristallisation				
Grade 0	N/A	10 jours à -10°C 3 jours à -25°C	Néoprène	7 jours à -25°C
Grade 2	7 jours à -18°C		7 jours à -10°C	
Grade 3	14 jours à -26°C		Caoutchouc naturel	
Grade 4	21 jours à -37°C		7 jours à -25°C	
Grade 5	28 jours à -37°C			
Critère de performance	$G_{froid}/G_{chambre} \leq 4$	Compression rémanente	Dureté	$G_{froid}/G_{chambre} \leq 3$

L'AASHTO spécifie trois essais pour évaluer les propriétés des élastomères à basses températures, soit : la température vitreuse, la rigidité thermique instantanée et la température de cristallisation.

Le code CAN/CSA-S6-06 quant à lui n'a alloué qu'une seule clause (Clause 4.10.10.4) relative à la prise en compte de l'effet d'un temps froid sur tous les systèmes d'isolation. En effet, il exige l'étude du rendement de tout type d'isolateur soumis à de basses températures et le considérer dans les calculs. Toutefois, il n'existe aucune mention claire ou exigence

spécifique qui dicte la prise en compte de l'effet des basses températures sur le comportement des ponts isolés dans les calculs.

1.5 Facteurs de modification des propriétés des isolateurs

Il est évident que les paramètres de l'isolateur ne restent pas constants tout au long de sa durée en service. En effet, on assiste toujours à des variations des facteurs extérieurs qui peuvent nuire à sa fonction et par la suite détériorer sa performance. On note : la température et le gradient thermique qui suite à des variations infinies affectent les propriétés des matériaux, l'âge ou vieillissement, la vitesse, la fréquence, la contamination et le « *Scragging* ». Afin de prendre en considération ces effets, une approche a été proposée par l'AASHTO (AASHTO 2010) basé sur les résultats de Constantinou *et al.* (1999). C'est la méthode actuelle, nommée « *Bounding Analysis* », adoptée par certains codes qui prend en considération les effets extérieurs. La méthode consiste à utiliser des facteurs de modification des propriétés des isolateurs. Il s'agit de borner les principaux paramètres hystérétiques (K_d et Q_d) des isolateurs par des valeurs extrêmes en les multipliant par des facteurs, nommés facteurs de modification des propriétés λ_{min} et λ_{max} . λ_{min} étant toujours inférieure ou égale à l'unité, mais selon l'AASHTO 1999, elle est, généralement, prise égale à 1,0. Ainsi, on considère que les valeurs nominales sont les valeurs minimales. Quant au maximum, il s'exprime en relation de six facteurs :

$$\lambda_{max} = \lambda_{max,t} \lambda_{max,a} \lambda_{max,v} \lambda_{max,f} \lambda_{max,c} \lambda_{max,scrag} \quad (1.6)$$

Avec :

- $\lambda_{max,t}$: valeur maximale du facteur pour l'effet de la température;
- $\lambda_{max,a}$: valeur maximale du facteur pour l'effet de l'âge;
- $\lambda_{max,v}$: valeur maximale du facteur pour l'effet de la vitesse (généralement égale à l'unité à moins d'être établie par test);

- $\lambda_{max,f}$: valeur maximale du facteur pour l'effet de la fatigue (généralement égale à l'unité à moins d'être établie par test);
- $\lambda_{max,c}$: valeur maximale du facteur pour l'effet de la contamination (égale à l'unité pour les appuis en élastomère);
- $\lambda_{max,scrag}$: valeur maximale du facteur pour l'effet du « *Scragging* ».

Les facteurs λ sont appliqués sur les paramètres hystérétiques des isolateurs. L'analyse du pont sous ces conditions se fait selon deux bornes :

1. Condition nominale en adoptant les λ_{min} . Ceci engendre une borne inférieure à la force sismique et une borne supérieure au déplacement.
2. Conditions extrêmes en considérant les λ_{max} établissent ainsi une borne supérieure de la force et une borne inférieure au déplacement.

CHAPITRE 2

CARACTÉRISTIQUES ET CALIBRATION DES SPECTRES

2.1 Introduction

Ce chapitre est dédié à la présentation de la situation sismique du Canada. Il traite dans un second lieu les caractéristiques des séismes retenus pour l'étape d'analyse. Ensuite, il discute les outils, moyens et méthodes d'ajustement des enregistrements sismiques pour l'est et l'ouest canadiens permettant d'obtenir des accélérogrammes calibrés sur des spectres cibles des codes en vigueur afin de les rendre compatibles avec la sismicité des régions d'étude. Ces derniers forment ainsi une banque acceptable de séismes pour pouvoir réaliser les analyses temporelles non-linéaires pour les deux côtes nord-américaines. Les informations présentées dans ce chapitre sont principalement basées sur les descriptions exhibées dans le site de (Commission Géologique du Canada, 2011) ainsi que celui du Pacific Earthquake Engineering Research center (PEER) de l'université de Berkeley en Californie.

2.2 Sismicité du Canada

La sismicité du Canada est définie par quatre grandes zones sismiques représentant tout le territoire canadien, on dénombre : l'est canadien, les grandes plaines du centre, L'ouest canadien et le Grand-Nord (Ressources Naturelles du Canada, 2014). Généralement, les tremblements de terre qui se produisent dans une même zone sismique ont une cause commune (Filiatrault, 1996). La figure 2.1 représente l'historique des séismes produits dans le Canada entre les années 1627 et 2012 classifiés par leurs magnitudes.

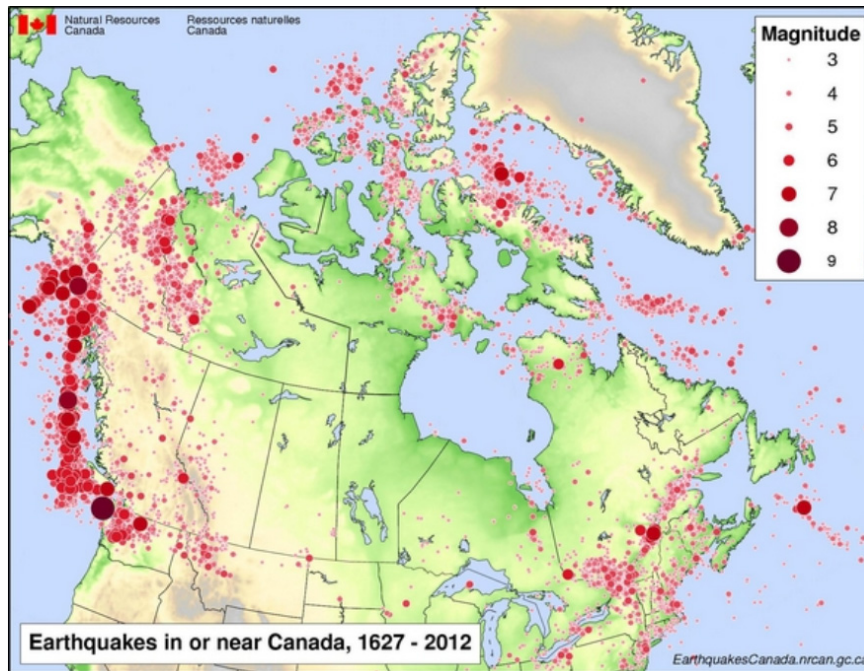


Figure 2.1 Carte des tremblements de terre survenus au Canada
entre les années 1627 et 2012
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

Les codes doivent être adaptés selon la signature et les caractéristiques des séismes correspondant à chaque région. Pour illustrer ce fait, la notion de risque sismique a été introduite. Le risque sismique est fonction de l'aléa sismique et de la vulnérabilité des enjeux (Adams et Atkinson, 2003). Ainsi, les zones peuplées avec une sismicité élevée auront un risque plus considérable que les zones représentant moins d'habitants avec un aléa important.

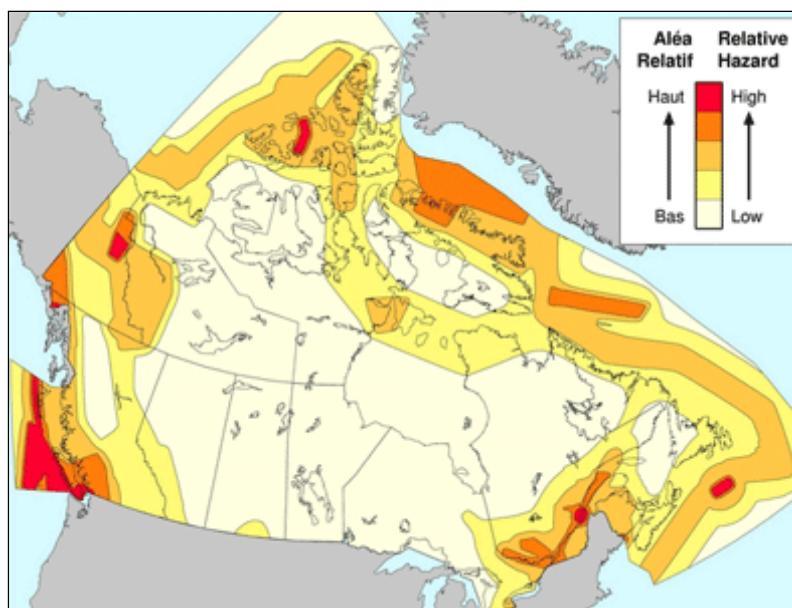


Figure 2.2 Carte d'Aléa sismique
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

Les quatre zones sismiques du Canada sont :

- l'est canadien est considéré comme une zone stable de sismicité faible à modérée avec un risque élevé dans les zones fortement peuplées. On dénombre annuellement, l'occurrence de 450 séismes dans l'est, dont : quatre en moyenne ayant une magnitude supérieure ou égale à 4, trente dépassant la magnitude 3 et une vingtaine ressenties. Il est à noter qu'il faut attendre une décennie en moyenne, pour enregistrer trois séismes ayant une magnitude supérieure à 5 (Ressources Naturelles du Canada, 2014). Le séisme de Saguenay 1988 reste le séisme le plus spectaculaire et important qui s'est produit dans cette région du territoire canadien. Depuis, il est pris comme référence par les codes de construction (Filiatrault, 1996). En outre, l'une des principales caractéristiques des séismes typiques de l'est est que les accélérations sont relativement élevées, les ondes sismiques se propagent sur une longue distance (Atkinson, 1984). Ils demandent une centaine de kilomètres pour pouvoir libérer toute leur énergie;

- les grandes plaines canadiennes sont considérées comme une zone avec une activité sismique très faible et un risque quasiment nul, pourtant elles constituent plus que la moitié de la superficie du territoire canadien;
- l'ouest canadien quant à lui est considéré comme une zone de sismicité active avec 25% des secousses annuelles et un risque assez élevé notamment dans les zones fortement peuplées (Filiatrault, 1996). Ceci est expliqué principalement par l'intensité de l'activité des plaques tectoniques qui glissent l'une contre l'autre, et l'existence d'autres phénomènes tels que la collision et le glissement (Ressources Naturelles Canada, 2014). Contrairement à l'est, les signaux sismiques du côté du pacifique s'atténuent rapidement, habituellement en moins de 100 kilomètres et ont des accélérations plus faibles (Atkinson, 1984);
- le grand-nord est considéré comme la zone la plus active du Canada, où on enregistre le plus de séismes, en effet, la probabilité d'occurrence des séismes dans cette région touche les 60% (Filiatrault, 1996). Néanmoins, le risque sismique est très faible vu que ces zones présentent un taux assez faible d'habitants. On note que le séisme de Nahanni, 1985 est parmi les séismes les plus importants jamais enregistrés dans cette partie nordique du pays.

2.2.1 Sismicité de l'est canadien

Les caractéristiques relatives à l'est canadien sont telles que présentées ci-haut. Toutefois, jusqu'à présent l'origine des tremblements de terre se produisant dans l'est canadien est mal connue. L'activité sismique dans de telles régions semble être liée à des champs de contraintes régionaux, étant donné que les séismes se concentrent dans les zones de faiblesse de la croûte terrestre (Filiatrault, 1996).

L'est canadien est subdivisé en sept zones, soient : le nord-est de l'Ontario, la zone des Grands Lacs du sud de l'Ontario, l'ouest du Québec, la région de Charlevoix-Kamouraska, le

Bas-Saint-Laurent, le nord des Appalaches, le talus laurentien et finalement la région de l'Atlantique des maritimes (Ressources Naturelles du Canada, 2014). La Figure 2.3 montre les sept zones sismiques de l'est du Canada.

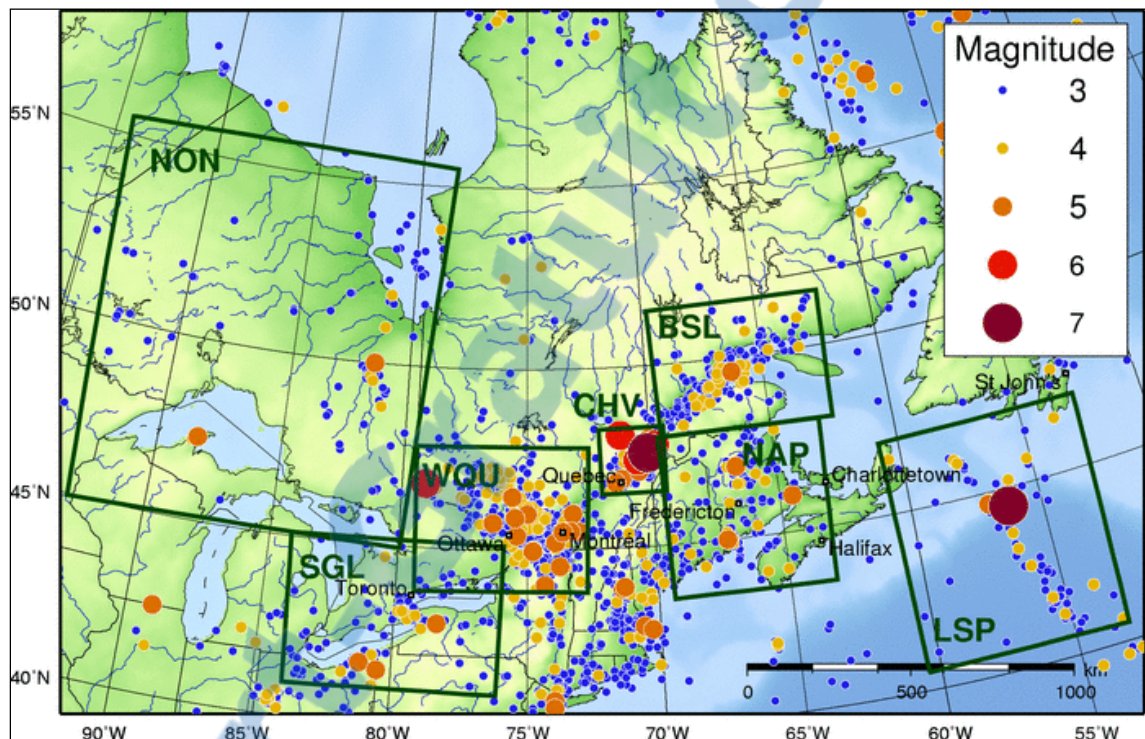


Figure 2.3 Carte des sept zones sismiques de l'est canadien
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

Les zones les plus actives de l'est canadien sont situées au Québec. On enregistre les plus forts séismes au niveau de trois zones des sept citées dans ce qui précède : l'ouest du Québec, la région de Charlevoix-Kamouraska et le Bas-Saint-Laurent (Adams, 1987).

2.2.1.1 L'ouest du Québec

La région de l'ouest du Québec s'étale sur territoire constitué de la vallée de l'Outaouais entre Montréal et Témiscamingue, en plus des régions des Laurentides et de certains terrains de l'est de l'Ontario. Les principales villes incluses dans cette région sont Montréal, Ottawa, Gatineau, Hull, Cornwall. Les hypocentres des séismes se concentrent sous deux principales

sous-zones, le long de la rivière des Outaouais qui sépare les deux provinces et une deuxième encore plus active, de Montréal aux Laurentides (Ressources Naturelles du Canada, 2014). Les trois séismes les plus marquants qui ont frappés la région sont :

- un premier séisme s'est produit à Montréal en 1732 ayant une magnitude estimée à 5,8 sur l'échelle de Richter laissant derrière lui des dommages et des pertes remarquables;
- un deuxième a secoué la région du Témiscamingue en 1935, la magnitude de ce séisme touchait 6,2;
- un dernier séisme de magnitude 5,6 a frappé les régions de Cornwall en Ontario et Massena en New-York, a occasionné des pertes évaluées à deux millions de dollars.

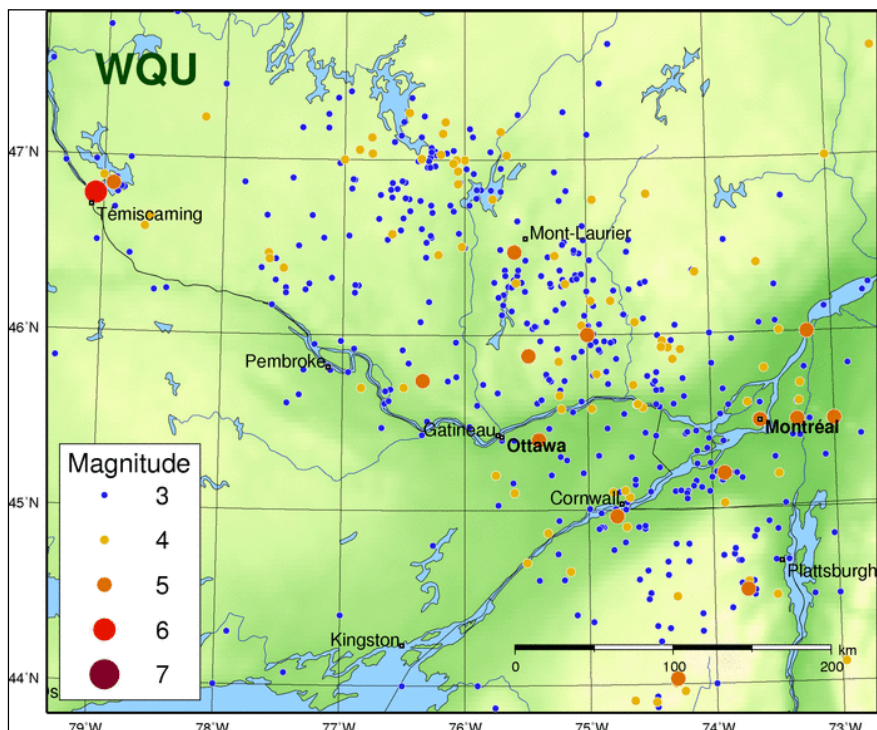


Figure 2.4 Carte de l'historique des séismes de l'ouest du Québec
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

2.2.1.2 La région de Charlevoix-Kamouraska

Cette région située à 100 km au nord de Québec, est la plus active sismiquement dans l'est du Canada, par exemple à Charlevoix on enregistre en moyenne un séisme à tous les jours et demi. Les séismes sont concentrés au niveau du fleuve Saint-Laurent, entre Charlevoix au Nord et Kamouraska plus au Sud, et entre La Malbaie et Rivière-du-Loup où on ressent le plus d'activité sismique. D'autre part, cette zone a été concernée par cinq séismes majeurs de magnitude égale ou supérieure à 6 sur l'échelle de Richter, on cite : 1663 avec une magnitude de 7, 1791 avec une magnitude de 6, 1860 avec une magnitude de 6, 1870 avec une magnitude de 6,5 et 1925 avec une magnitude de 6,2 (Ressources Naturelles du Canada, 2014).

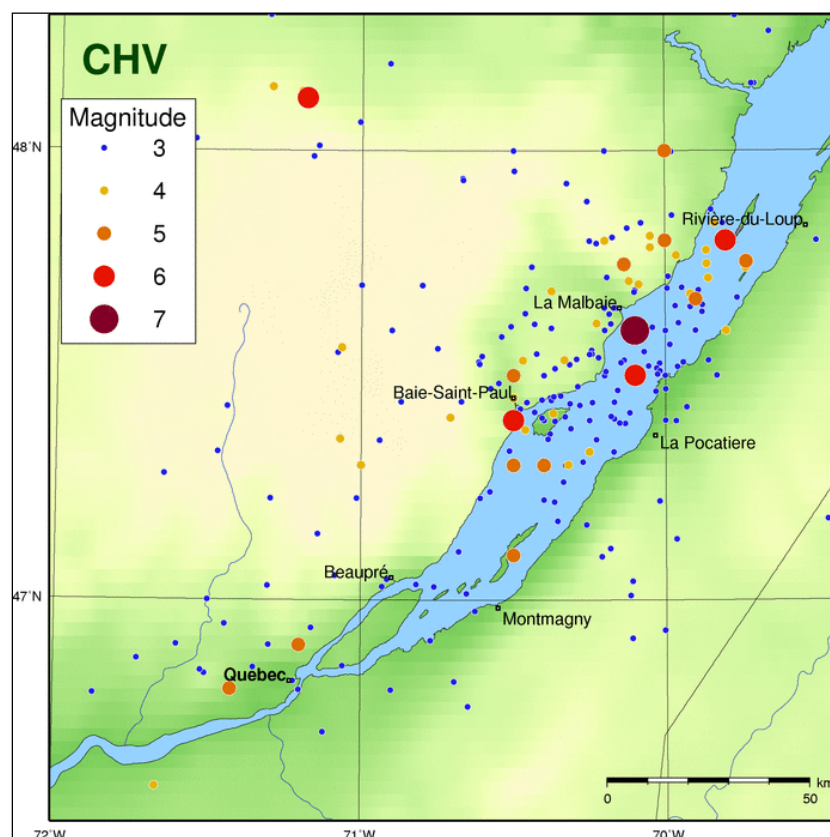


Figure 2.5 Carte de l'historique des séismes de la région de Charlevoix-Kamouraska
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

2.2.1.3 La région de le Bas-Saint-Laurent

Cette zone est située dans l'estuaire du fleuve Saint-Laurent, elle est considérée comme sismiquement active. Les stations locales enregistrent une moyenne de 60 séismes par année, la plupart se manifestent dans un triangle dont les sommets représentent les villes de Baie-Comeau, Sept-Iles et Matane. Habituellement, chaque cinq jours on s'attend à un séisme qui sollicite la région. À l'exception de deux importants tremblements de terre dont la magnitude a dépassé 5 sur l'échelle de Richter, aucun autre phénomène n'a été senti ou enregistré. Les deux séismes les plus forts jamais enregistrés dans cette région, se sont produits respectivement le 23 Juin 1944, avec une magnitude de 5,1 aux environs de Godbout localisée à l'est de Baie-Comeau et le 16 Mars 1999 avec une magnitude de 5,1 écarté d'une soixantaine de kilomètres au sud de Sept-Iles (Ressources Naturelles du Canada, 2014).

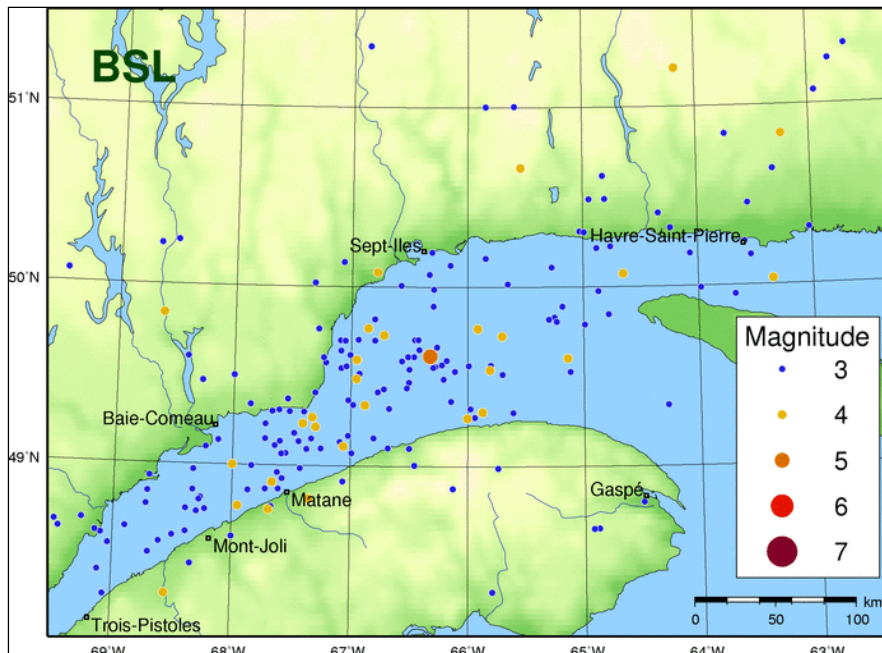


Figure 2.6 Carte de l'historique des séismes du Bas-Saint-Laurent
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

2.2.2 Sismicité de l'ouest canadien

La région de côte ouest du Canada est très active de point de vue sismique, en raison de la présence de failles actives et d'emboîtement de plaques de l'écorce (figure 2.7). On ressent en moyenne environ mille tremblements de terre par année. Cette région du globe est l'une des plus assujetties à ces phénomènes aléatoires, dont certains sont qualifiés comme dévastateurs. Par exemple, l'île de Vancouver a été le théâtre d'une centaine de séismes de magnitude au-delà de cinq au cours des derniers trois-quarts du dernier siècle.

L'un des séismes les plus marquants qui ont frappés la région est celui survenu le 22 Août 1949 à l'archipel de la Reine-Charlotte, de magnitude 8,1. En outre, ce séisme est le plus fort jamais enregistré dans l'histoire du Canada (Ressources Naturelles du Canada, 2014).

Comme expliqué par la figure 2.7, contrairement à l'est du continent nord-américain, la source des secousses sismiques de l'ouest est bien connue, l'une des principales failles est la continuité de la faille de San Andreas.

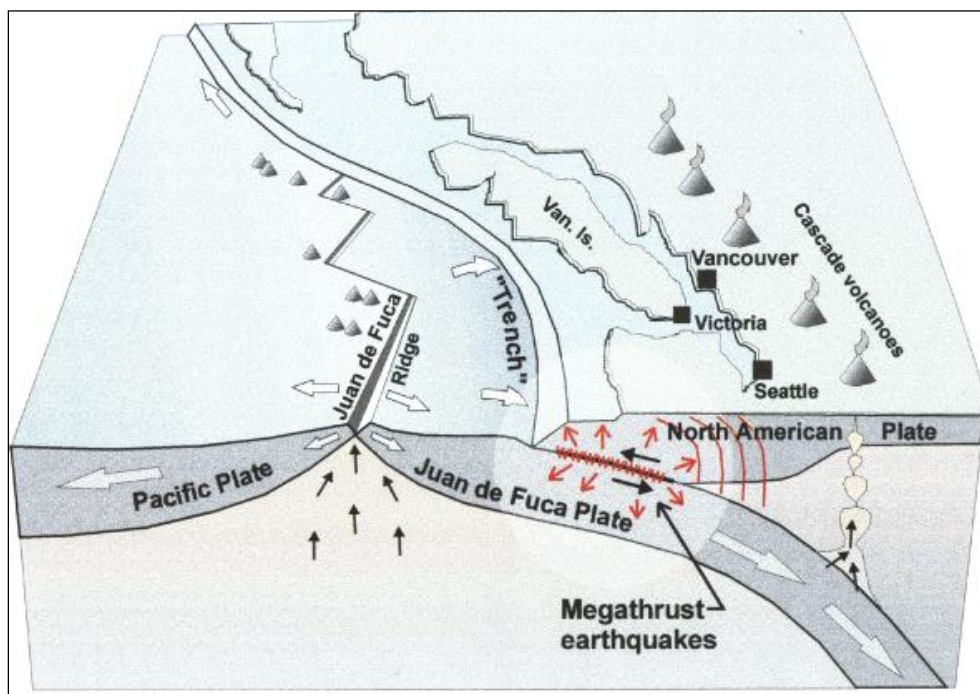


Figure 2.7 Types de ruptures et sources de séismes dans l'ouest Canadien
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

2.3 Transformation des séismes de référence et ajustement spectral

Certaines zones sismiques dans le monde disposent d'une grande banque de données d'enregistrements sismiques, tandis que d'autres considérées actives sismiquement connaissent un manque important et un nombre très limité d'enregistrement locaux historiques, tel que le cas de l'ouest canadien et encore plus pour l'est (Khaled, 2010). Par conséquent, deux solutions ont été proposées par les chercheurs, on connaît :

- une première méthode qui est la méthode d'étalonnage « *Ground motion scaling* » des enregistrements sismiques. Cette méthode consiste à changer l'intensité du séisme sans altérer la forme du spectre. Plusieurs approches sont proposées tel que : le « *Scaling* » de l'accélération de pointe du sol (PGA), le « *Scaling* » de l'accélération spectrale du premier mode de vibration de la structure, le « *Scaling* » proposés par des organismes tel que « ASCE : American Society of Civil Engineering » (ASCS, 2010) ou par des chercheurs tel que (Atkinson, 2009);
- une deuxième méthode qui est la méthode d'ajustement spectral « *Spectral matching* » qui consiste à ajuster et calibrer les mouvements sismiques possédant les propriétés de la zone en d'étude, de telle manière que leurs spectres de réponse soient compatibles avec des spectres cibles représentatifs de cette zone, et ce en épousant la forme de ces derniers. Les accélérogrammes utilisés peuvent être soit naturels (historiques) provenant d'une autre région mais ayant les mêmes caractéristiques des signaux de la région d'étude soit artificiels (synthétiques), générés de sorte que leurs amplitudes, contenus fréquentiels et durées soient semblables à ceux des signaux locaux. On peut obtenir ainsi des signaux calibrés qui ressemblent aux séismes naturels spécifiques à la zone d'étude.

Par ailleurs, lorsqu'un séisme sollicite un endroit, il peut être enregistré par plusieurs stations avoisinantes à l'aide de sismographes. Ainsi pour chaque séisme on peut avoir plusieurs enregistrements (accélérogrammes) qui diffèrent en termes d'intensité dépendamment de l'endroit de la station d'enregistrement et de sa direction mais, toutefois, le séisme a une

magnitude unique. À partir de ces accélérogrammes on peut tirer des données très utiles pour l'étude : le contenu fréquentiel qui représente la signature du séisme et à partir duquel on peut savoir la région où le tremblement de terre a probablement eu lieu, l'amplitude qui nous renseigne sur la variation de l'accélération en fonction du temps, notamment l'accélération maximale au sol (PGA) et enfin l'étendue du signal qui nous indique la durée que prend un séisme pour s'estomper (généralement le temps requis pour enregistrer 5% et 95% de l'énergie libérée) (Arias, 1970). Ces données permettent de bien sélectionner les séismes à calibrer.

L'un des outils qu'utilisent les chercheurs est la désagrégation du risque sismique. Il permet, selon certains scénarios, de classer les séismes, notamment le séisme le plus dévastateur, qui peuvent probablement se produire par pourcentage de contribution au risque sismique selon différentes magnitudes et distances épacentrales (Adams et Atkinson, 2003).

Dans le cadre de ce projet, on a sélectionné deux villes canadiennes représentatives de l'est et l'ouest qui sont respectivement Montréal et Vancouver. Ce choix s'explique par le fait que ce sont les deux plus grandes villes à risque élevé du pays (Adams *et al.*, 2002). On a décidé également de travailler avec des spectres cibles pour les deux villes de le code CAN/CSA-S6-06 pour un sol de catégorie d'emplacement II et ceux du code national du bâtiment (CNBC, 2010) pour un sol de type C.

2.3.1 Séismes historiques retenus pour l'est

2.3.1.1 Saguenay

Le 25 Novembre 1988, l'est du continent américain a enregistré l'une des secousses sismiques les plus dévastatrices qu'ait connues la région, avec une magnitude de 5,7 sur l'échelle de Richter. Il a eu lieu au Québec, plus précisément, le foyer est situé à 35 km au sud de la ville de Chicoutimi dans la région Saguenay Lac-Saint-Jean. L'étendue de ce tremblement de terre a été remarquable, en fait, les secousses ont été ressenties jusqu'à Washington D.C. au sud et Thunder Bay à l'ouest en Ontario (Mitchell *et al.*, 1990). Ceci

peut être expliqué par l'atténuation très faible des signaux sismiques dans l'Est nord-américain et la grande quantité d'énergie qu'ils dégagent.

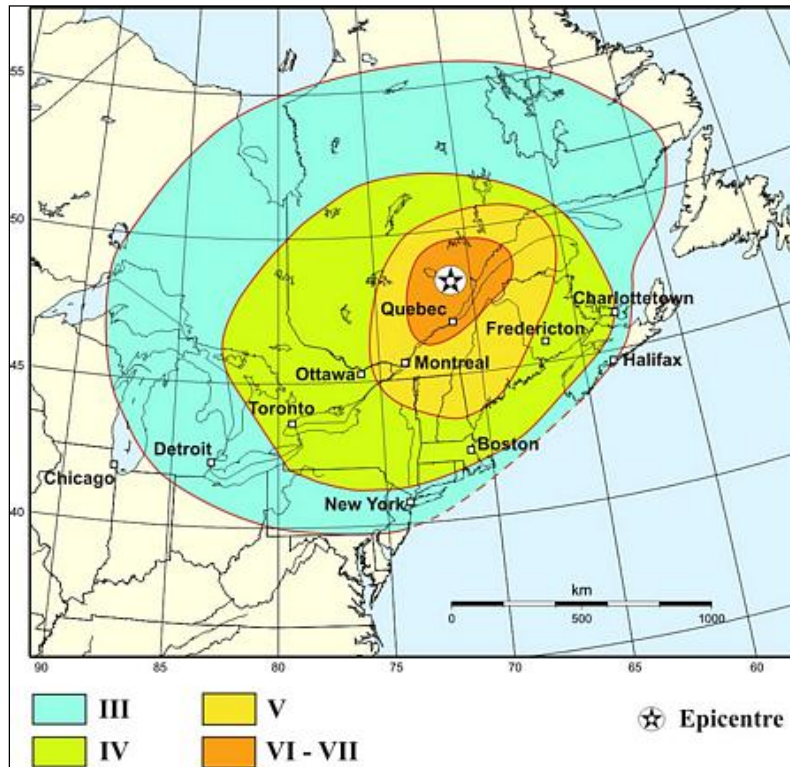


Figure 2.8 Localisation et intensité du séisme de Saguenay de 1988
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2014)

2.3.1.2 Nahanni

La région de Nahanni est située dans le Nord-Ouest du Canada, à la frontière du territoire du Yukon. Le 5 Octobre 1985, elle a été frappée par une première secousse d'une magnitude de 6,6 sur l'échelle Richter. En un peu plus de deux mois, plus précisément le 23 décembre 1985, une importante réplique de ce séisme a été ressentie et enregistrée, elle avait une magnitude de 6,9. L'impact de ces deux phénomènes a été considérable. Ils étaient ressentis sur une ellipse de diamètres 1500 km du nord au sud et sur 1000 km d'est en ouest (Horner *et al.*, 1987). D'autres répliques encore beaucoup plus faibles ont été ressenties et enregistrées. Dans le cadre de ce projet, on va considérer uniquement la secousse ayant la plus forte

magnitude. Par ailleurs, le mécanisme de rupture, l'intensité du séisme et le contenu fréquentiel en hautes fréquences étant similaires à ceux de l'est, les chercheurs considèrent les enregistrements correspondants aux séismes de cette région pour compléter la base de données des séismes de l'est (Léger *et al.*, 1993).

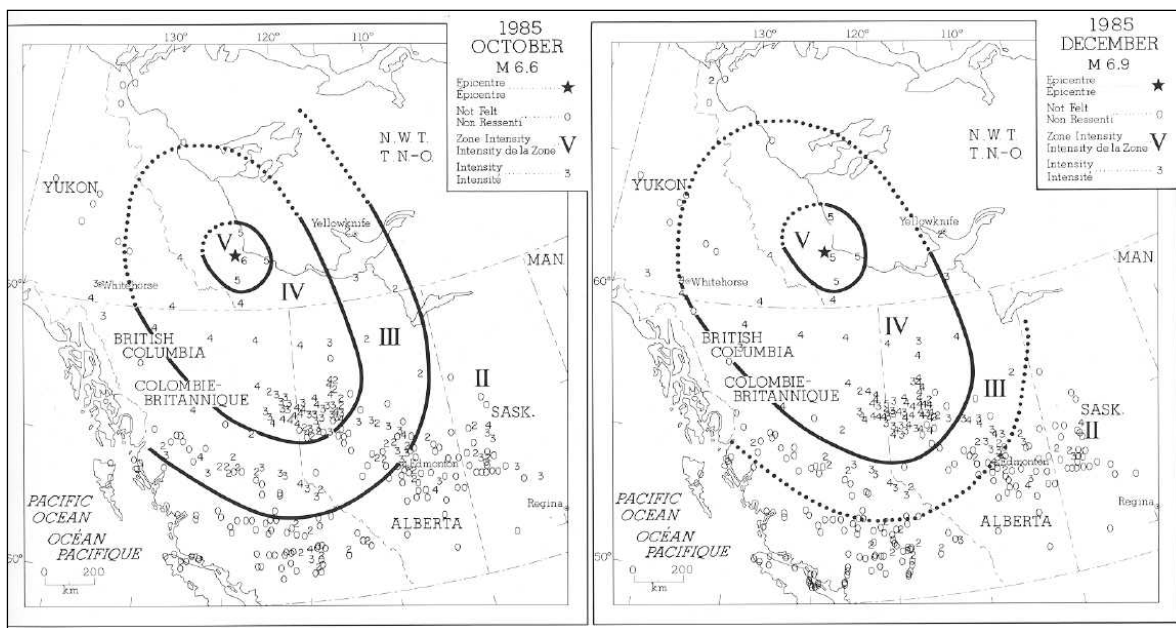


Figure 2.9 Régions affectées par les secousses principales du séisme de Nahanni de 1985
Tirée de Horner *et al.* (1987)

2.3.2 Séismes historiques retenus pour l'ouest

2.3.2.1 Morgan Hill

La majorité des séismes de l'ouest du continent nord-américain à risque élevé, sont enregistrés dans l'état de Californie aux États-Unis. La baie de San Francisco située entre deux failles actives (San Andreas et Calaveras) originaires de la majorité des secousses sismiques dans cette région localisée entre la plaque nord-américaine et la plaque de l'océan pacifique. En outre, le risque sismique devient graduellement de plus en plus important avec l'augmentation de la population et le complexe industriel (Baldwin *et al.*, 2002). Pour ces raisons, et vue la richesse de la banque de données, on a sélectionné certains séismes produits

dans cette zone typiques de séismes de la côte ouest. On a intentionnellement choisi des événements produits à une distance relativement lointaine de la faille afin d'éviter les effets des chocs soudains qui peuvent être produits aléatoirement s'ils étaient très proches des failles. Une dernière caractéristique des séismes gardés c'est que leur durée est courte.

Dans ce contexte, on a sélectionné un premier tremblement de terre, intéressant à garder pour la suite, qui est celui de de Morgan Hill. Il a eu lieu le 24 Avril 1984, ayant une magnitude de 6,1 degrés sur l'échelle de Richter. Ce phénomène s'est produit au niveau de la faille de Calaveras à l'est de San José. Comme la plupart des séismes, il a été ressenti et enregistré par plusieurs stations, on a choisi l'enregistrement de la station San Ysidro Gilroy #6 (figure 10.b) pour les analyses temporelles.

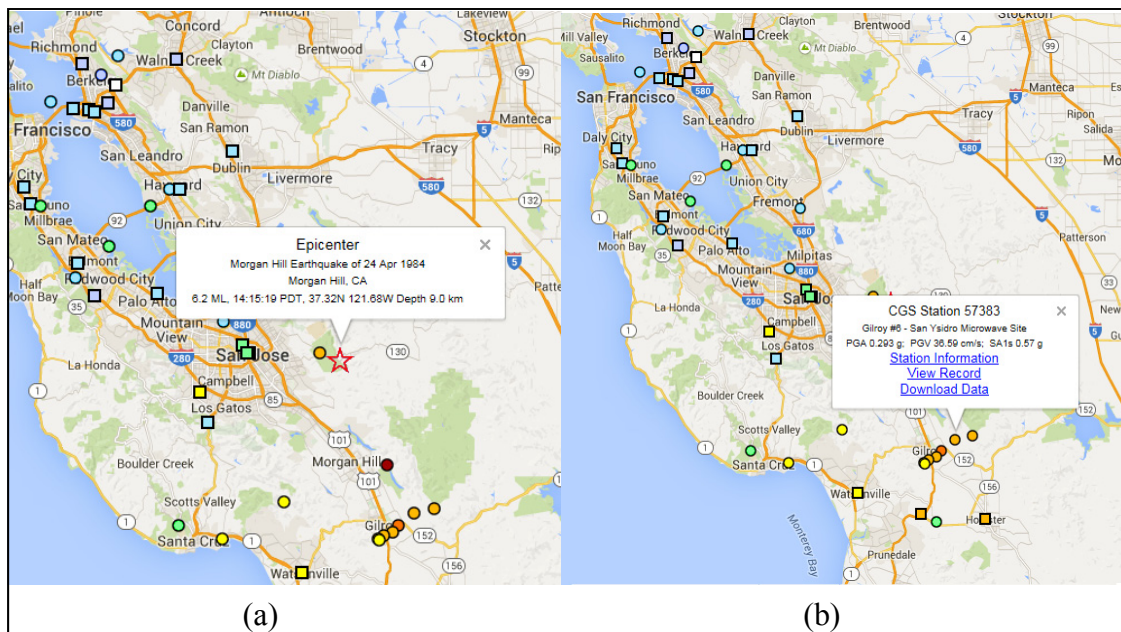


Figure 2.10 Localisation du séisme de Morgan Hill (a) épicentre du séisme de 1984
(b) station San Ysidro Gilroy #6 sélectionnée pour l'étude
Tirée de Strong motion center

2.3.2.2 Whittier Narrows

C'est le tremblement de terre le plus marquant qui a sollicité le bassin de Los Angeles depuis le séisme de San Fernando 1971 (magnitude de 6,4). Il s'est produit le 1^{er} Octobre 1987 en Californie dans la région de Whittier Narrows localisée au sud de la San Gabriel Valley. Comme l'indique la figure 2.11.a, l'épicentre de ce tremblement de terre est situé dans une zone peuplée, entourée de villes. Il avait une magnitude de l'ordre de 6,1 sur l'échelle de Richter et a été suivi de quelques petites répliques, mais une plus importante se déclenchant en matinée du 4 Octobre 1987 (Celebi *et al.*, 1987). Dans le cadre de ce projet, on a choisi l'enregistrement de la station de Pacoima kagel Canyon (figure 2.11.b).

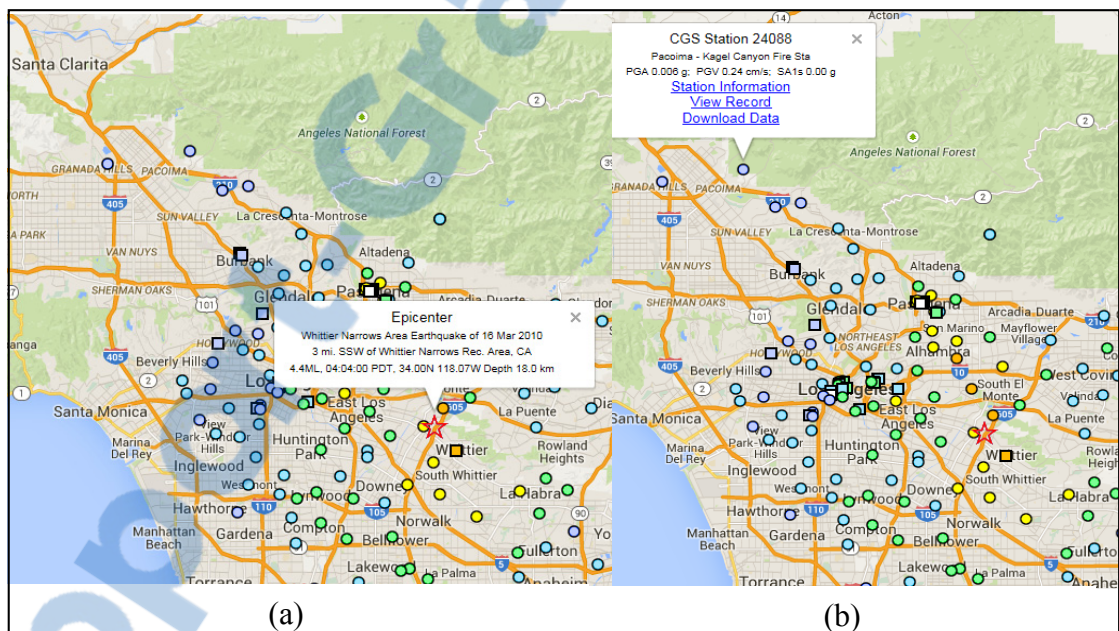


Figure 2.11 Localisation du séisme de Whittier Narrows (a) épicentre du séisme de 1984 (b) station Pacoima Kagel Canyon sélectionnée pour l'étude
Tirée de Strong motion center

2.3.2.3 Loma Prieta

Le séisme s'est déclenché le 17 Octobre 1989 en Californie dans la baie de Francisco, près de la ville de Santa Cruz, rompant ainsi quelques décennies de calme, depuis le fameux

tremblement de terre de San Francisco de 1906 (magnitude de 7,9). Toutefois, son épicentre a été localisé dans une zone montagneuse, faiblement peuplée. Ce séisme s'apparente typiquement à ceux de l'ouest américain vu que sa source provient d'un glissement de plaques au niveau de la faille de San Andreas. La magnitude de cet événement a atteint 7,1 sur l'échelle de Richter (Mitchell *et al.*, 1994; Bardet et Kapuskar, 1993). Il a été marqué par sa coïncidence avec un match du « *World Series* » du football américain (Page *et al.*, 1999). Finalement, cet événement marquait le point de départ pour le développement d'un guide de réhabilitation des ponts autoroutiers par le Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER) (FHWA, 2006). L'enregistrement considéré est celui de San Francisco Presidio.

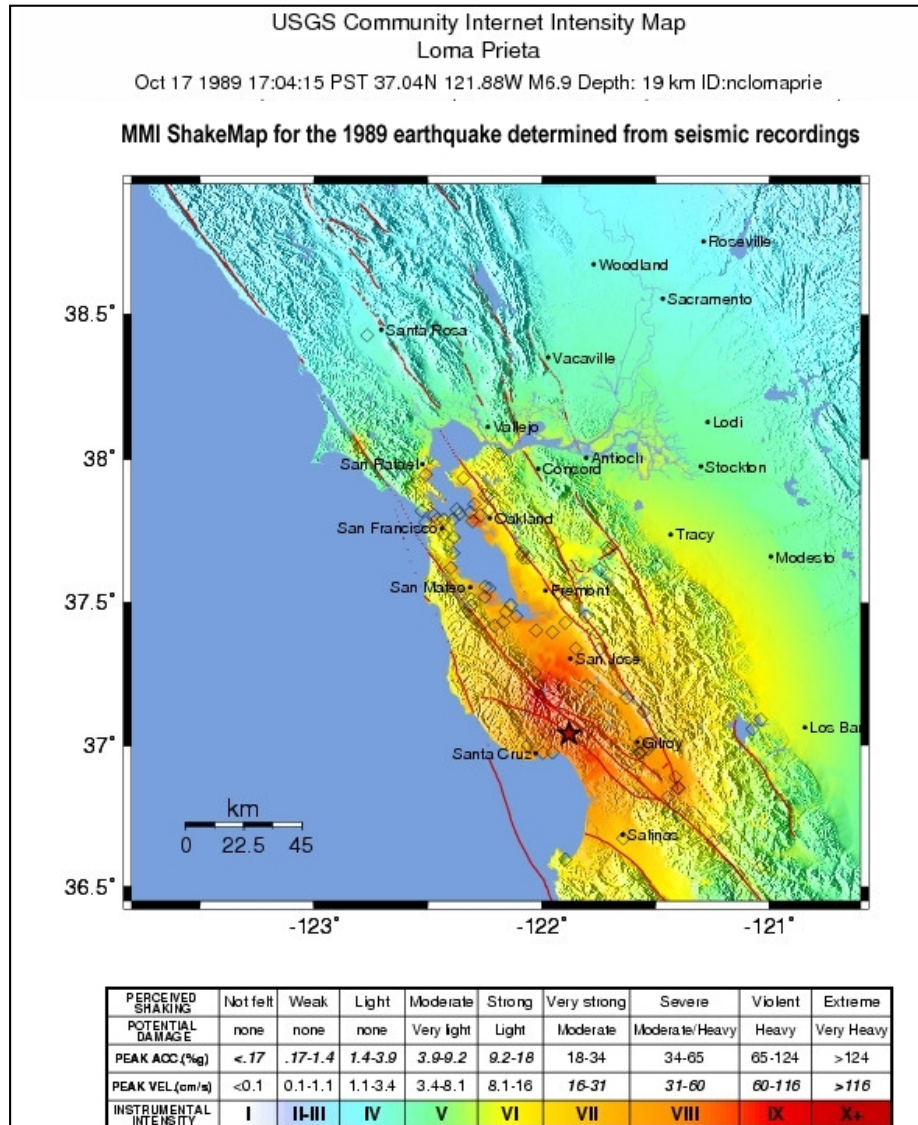


Figure 2.12 Localisation et intensité du séisme de Loma Prieta 1989
Tirée de Earthquake Hazards Program

2.3.2.4 Northridge

Ce tremblement de terre, l'un des plus marquants de l'histoire des États-Unis. Il a eu lieu, le 17 Janvier 1994, en Californie, plus précisément dans la vallée de San Fernando, une région densément peuplée située au nord de Los Angeles. Sa magnitude atteignait 6,7 degrés, évaluée sur l'échelle des moments de Richter (Wang et Lee, 2009). Plusieurs répliques de

l'ordre de 4 à 5 degrés ont été également ressenties. Pour ce projet, on a pris les enregistrements des stations de San Pedro et Castaic.

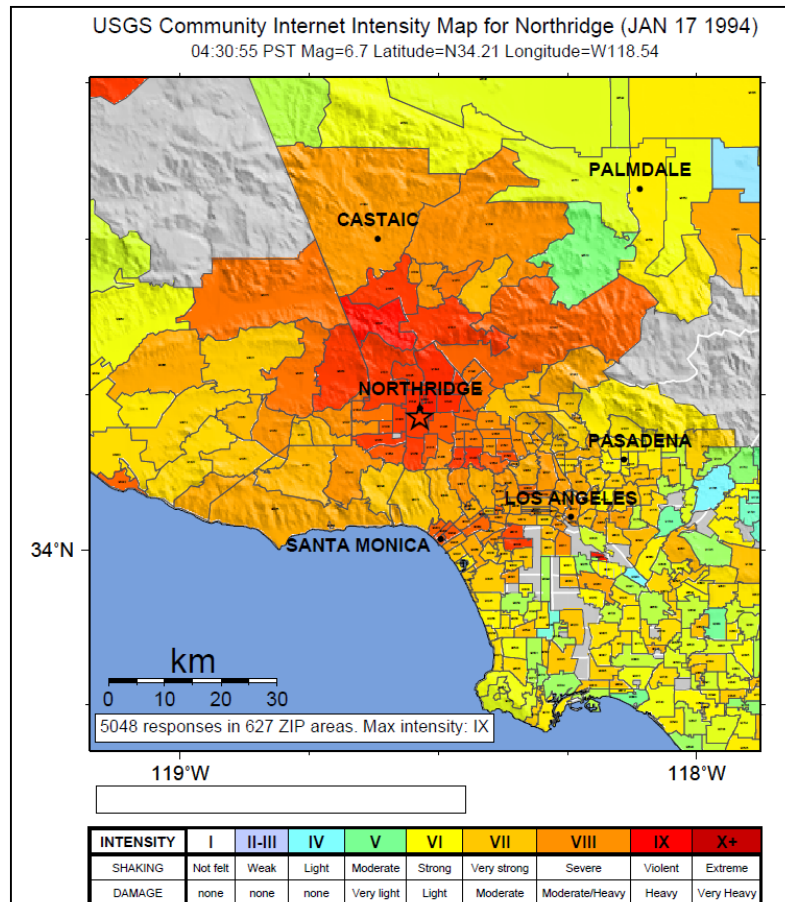


Figure 2.13 Localisation et intensité du séisme de Northridge 1994
Tirée de Earthquake Hazards Program

Par ailleurs, Michaud et Léger (2014) ont réalisé une étude exhaustive sur les méthodes de calibration existantes. Ils ont confirmé les spécifications du CNBC 2010, qui indique la sélection d'au moins sept accélérogrammes si on désire évaluer la réponse non-linéaire moyenne. Ils ont également prouvé que ce choix est plus fiable que si on cherche le maximum de trois enregistrements. Dans ce sens, le tableau 2.1 présente les caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés pour l'est et l'ouest dans le cadre de ce projet.

Tableau 2.1 Caractéristiques des signaux sismiques originaux sélectionnés respectivement pour l'est et l'ouest

	Accéléro-gramme	Composantes	Date	R (Km)	M_w	PGA (g)	PGV (m/s)
Est	Saguenay	Saint-André EO 270°	25 novembre 1988	64	5,7	0,091	0,009
		Saint-André NS 0°	25 novembre 1988	64	5,7	0,156	0,018
	Nahanni	Bettlement Creek N 360°	23 décembre 1985	24	6,5	0,194	0,034
		Bettlement Creek N 270°	23 décembre 1985	24	6,5	0,186	0,063
	Saguenay	Chicoutimi Nord N 124°	25 novembre 1988	43	5,7	0,131	0,025
		Chicoutimi Nord N 214°	25 novembre 1988	43	5,7	0,106	0,015
	Saguenay	Les Éboulements NS 0°	25 novembre 1988	90	5,7	0,125	0,044
		Les Éboulements EO 270°	25 novembre 1988	90	5,7	0,102	0,027
Ouest	Morgan Hill	San Ysidro Gilroy #6 EO 90°	24 avril 1984	36	6,2	0,286	0,366
		San Ysidro Gilroy #6 NS 0°	24 avril 1984	36	6,2	0,219	0,113
	Whittier-Narrows	Pacoima-Kagel Canyon EO 90°	1 octobre 1987	38	6,1	0,158	0,077
		Pacoima-Kagel Canyon NS 0°	1 octobre 1987	38	6,1	0,155	0,074
	Loma Prieta	San-Francisco-Presidio EO 90°	17 septembre 1989	98	7,0	0,199	0,335
		San-Francisco-Presidio NS 0°	17 septembre 1989	98	7,0	0,100	0,133
	Northridge	San Pedro - Palos Verdes EO 90°	17 janvier 1994	58	6,7	0,095	0,064
		San Pedro - Palos Verdes NS 0°	17 janvier 1994	58	6,7	0,101	0,055
	Northridge	Castaic - Old Ridge Route NS 360°	17 janvier 1994	41	6,7	0,514	0,526
		Castaic - Old Ridge Route EO 90°	17 janvier 1994	41	6,7	0,568	0,515

2.3.3 Transformation et décorrélation des séismes selon les directions principales

Lorsqu'un tremblement de terre se déclenche, il est capté et enregistré par des appareils installés dans une station donnée, relativement avoisinante de l'épicentre du séisme, qu'on appelle les sismographes. Toutefois, l'angle d'enregistrement de cette station est le plus souvent différent de celui de l'angle d'incidence des séismes. Ainsi, une transformation des composantes enregistrées s'avère nécessaire.

Crestel (2007) a étudié l'impact d'utiliser séparément des enregistrements originaux et décorrélés. Il tire une conclusion importante, est qu'afin d'obtenir la réponse sismique maximale d'une structure, il est nécessaire d'appliquer le séisme selon sa direction principale majeure quand il est traité avec les analyses unidirectionnelles. Ainsi, on a décidé de procéder à la transformation des signaux sismiques selon la méthode suivante :

Soit $a_x(t)$ et $a_y(t)$ les deux composantes horizontales enregistrées par une station donnée.

$$-1 \leq \rho(a_x, a_y) = \frac{\int_0^t a_x a_y dt}{\sqrt{\int_0^t a_x^2 dt \int_0^t a_y^2 dt}} \leq 1 \quad (2.1)$$

Le facteur $\rho(a_x, a_y)$ renseigne sur le degré de corrélation des séismes. En effet, ce coefficient varie de -1 à 1 en passant par 0. Les deux premières valeurs correspondent à un degré de corrélation total, tandis que la valeur de 0 indique que les signaux sont statistiquement indépendants ou totalement décorrélés. Généralement $\rho(a_x, a_y)$ est différent de 0, mais (Penzien et Watabe, 1974) ont montré l'existence d'un système d'axe unique où ce coefficient tend vers 0.

Ce processus itératif mène à un système d'axes principaux, où l'axe 1 est l'axe principal majeur et l'axe 2 est l'axe principal mineur du séisme.

Lorsque la covariance devient nulle, on obtient l'angle θ (antihoraire) qui indique la rotation des axes principaux du séisme par rapport au système d'axes de la station d'enregistrement. Les deux composantes principales $(a_1(t), a_2(t))$ sont la transformation des composantes du mouvement sismique enregistrées $(a_x(t), a_y(t))$ à l'aide de la matrice de rotation tel que décrit par l'équation 2.2 :

$$\begin{pmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \end{pmatrix} \quad (2.2)$$

2.3.4 Spectres choisis

Dans le cadre de cette étude, on a choisi de travailler avec les spectres cibles bien spécifiques d'un sol de type C du CNBC 2010 avec une période de retour de 2% par 50 ans pour les villes de Montréal et Vancouver, ainsi que celui du sol II avec une période de retour de 10% par 50 ans du code CAN/CSA-S6-06 pour les deux villes. Le sol de type C du CNBC 2010 semble le plus proche des caractéristiques du sol de type du code canadien des ponts routiers. En effet, selon les données disponibles à partir de l'article 4.4.6 sur l'effet de site du code S6-06 où le type de profil de sol I englobe tout type de roc avec une vitesse moyenne des ondes de cisaillement dépassant 750 m/s ainsi que le tableau 4.1.8.4.A. du CNBC 2010 où on constate que les catégories d'emplacement A et B correspondent à un profil de sol de type roche avec une vitesse moyenne des ondes de cisaillement dépassant 760 m/s , on peut donc conclure que les sols de catégorie d'emplacement II pour le S6-06 et pour le CNBC 2010 peuvent être considérés comme équivalents.

On remarque également que le code S6-06 représente les deux agglomérations par le même spectre malgré qu'ils aient des caractéristiques complètement différentes. Ainsi, vu qu'il semble un mauvais présentateur de l'est canadien et même relativement pour l'ouest, on a choisi d'adopter les spectres du CNBC 2010 pour les mêmes villes d'étude puisqu'il est plus adapté aux deux côtes, et ensuite de comparer les résultats obtenus.

De ce fait, on s'attend à avoir des résultats assez différents, surtout ceux obtenus par l'analyse avec les séismes de l'est calibrés sur le spectre cible du CNBC 2010 et ceux calibrés sur le spectre cible du code S6-06.

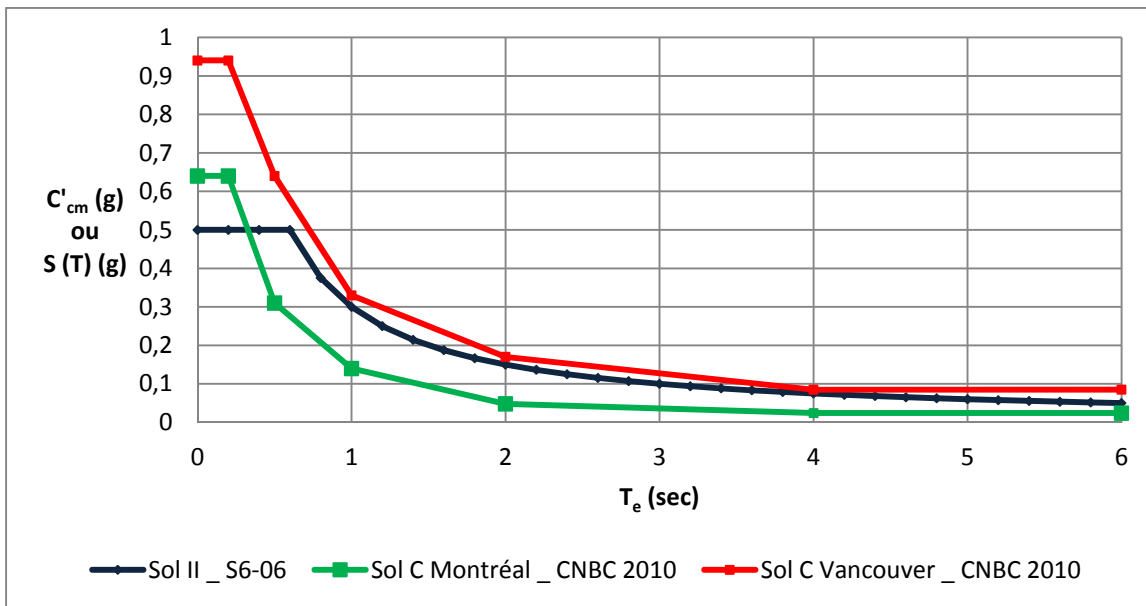


Figure 2.14 Spectres de calcul : (**Bleu**) Sol II du code S6-06 pour Montréal et Vancouver; Sol C du CNBC 2010 pour : (**Vert**) Montréal, (**Rouge**) Vancouver

Le spectre du CNBC 2010 est construit par les différentes valeurs de la réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur selon un intervalle de périodes, tel que définie par l'article 4.1.8.4.7) du CNBC 2010 :

$$S(T) = \begin{cases} F_a S_a(0,2) & \text{Si } T \leq 0,2 \text{ s} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} F_a S_a(0,2) \\ F_v S_a(0,5) \end{array} \right. & \text{Si } T = 0,5 \text{ s} \\ F_v S_a(1,0) & \text{Si } T = 1,0 \text{ s} \\ F_v S_a(2,0) & \text{Si } T = 2,0 \text{ s} \\ F_v \frac{S_a(2,0)}{2,0} & \text{Si } T \geq 4,0 \text{ s} \end{cases} \quad (2.3)$$

Où F_a et F_v sont et sont respectivement les coefficients d'accélération et de vitesse d'emplacement, tels que définis par l'article 4.1.8.4.4) du CNBC 2010, et sont pris égaux à

l'unité pour un sol de type C et $S_a(T)$ est la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5% de l'amortissement critique, exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur selon un intervalle de périodes, tel que décrit par l'article 4.1.8.4.1) du CNBC 2010.

Le spectre de S6-06 pour les villes de Montréal et Vancouver est construit par le coefficient de réponse sismique élastique relatif aux ponts isolés. Il est calculé conformément à l'article 4.10.6.2.1 par :

$$C'_{sm} = \frac{AS_i}{BT_e} \leq 2,5 \frac{A}{B} \quad (2.4)$$

Où :

- A : rapport d'accélération de la zone tel que décrit par l'article 4.4.2, il est pris égal à 0,2 pour Montréal et Vancouver;
- S_i : coefficient de site tel que décrit par l'article 4.4.6, pris égal à 1,5 pour un sol de type II;
- B : coefficient d'amortissement qui correspond selon une relation à amortissement visqueux équivalent de la structure isolée β . Il est donné par le tableau 4.8;
- T_e : période élastique pour le système linéaire équivalent, exprimée en (sec).

Afin d'évaluer le degré de représentativité des villes de Montréal et Vancouver par le code CAN/CSA-S6-06, on trace l'écart ($E\%$) entre les deux spectres de chaque code pour chaque ville. Ceci peut être illustré par la figure 2.15 dont les courbes sont tracées par l'équation 2.5, où on calcule l'écart entre les spectres du CNBC 2010 et S6-06 évalué par rapport à celui de S6-06 :

$$E\% = \frac{S(T) - C'_{sm}}{C'_{sm}} \quad (2.5)$$

Où :

- $S(T)$: accélération spectrale pour le CNBC 2010;
- C'_{sm} : coefficient de réponse sismique du code S6-06.

On remarque que pour tout l'intervalle de périodes, le spectre de Vancouver selon le CNBC 2010 est supérieur de plus que +10% de celui du code S6-06. L'écart étant maximal pour les très petites périodes $[0s ; 0,2s]$ avec 88% de différence puis il diminue rapidement de façon linéaire pour des périodes $[0,2s ; 0,6s]$ pour atteindre +16%. Ensuite, il oscille entre +10% et +17% sur la plage de périodes $[0,6s ; 4s]$, suivi d'un éloignement qui se fait d'une façon linéaire et devient progressivement important, on obtient un écart de +70% pour une période de 6s. Pour ce qui est de Montréal, à l'exception des très petites périodes (inférieures à $\sim 0,35s$), le spectre de Montréal selon le CNBC 2010 reste en bas de celui de S6-06 sur tout l'intervalle de périodes. En effet, on observe une forte diminution linéaire pour les périodes comprises entre 0,2s et 0,6s, où l'écart frôle -45%. À partir de cette période, l'écart ne monte pas au-delà de cette valeur, mais on distingue une première stagnation aux alentours de -65% pour des périodes entre $[2s ; 4s]$ suivie d'un léger rapprochement qui correspond à un écart de -52% pour la période de 6s.

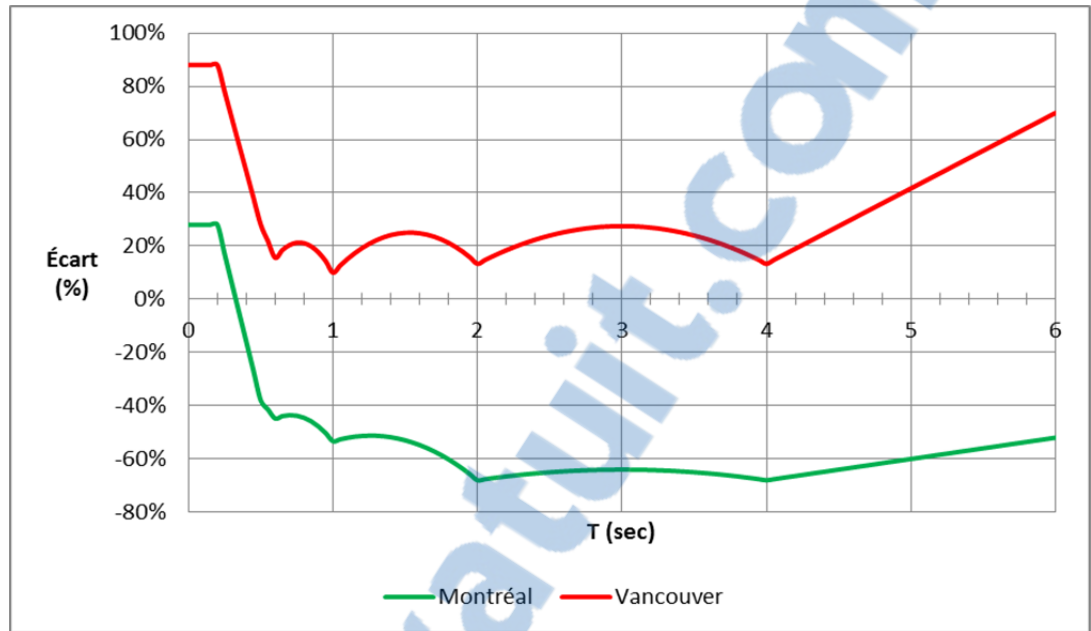


Figure 2.15 L'écart (en pourcentage) entre les spectres du CNBC 2010 et du S6-06 pour : **(Vert)** Montréal; **(Rouge)** Vancouver

On conclut que le spectre du S6-06 n'est pas assez représentatif de l'est canadien. Il est relativement loin d'être représentatif de l'ouest sur certaines plages de périodes. Pourtant, il est utilisé pour les périodes usuelles de vibration des ponts courants et isolés, depuis près de 15 ans. Finalement, pour la suite du projet on compte garder les spectres des deux codes afin d'évaluer l'effet de la variation des paramètres caractéristiques et du changement du code sur le comportement des ponts isolés.

2.3.5 Calibration des accélérogrammes et ajustement spectral

Après avoir sélectionné les enregistrements pour l'est et l'ouest nord-américains, et défini les spectres cibles, on procède, dans cette partie, à l'étape principale qui consiste à l'ajustement de ces enregistrements décorrélés pour les rendre compatibles avec les spectres cibles choisis et donc aboutir à des accélérogrammes représentatifs des villes de Montréal et Vancouver. On distingue deux principales méthodes. La première consiste à étalonner le spectre sans modifier la forme du spectre, tandis que la deuxième repose sur l'ajustement des signaux soit dans le domaine fréquentiel ou bien dans le domaine temporel en ajoutant des ondelettes aux

signaux (Michaud et Léger, 2014; Al Atik et Abrahamson, 2010). En dépit du recours à ces méthodes souvent par les ingénieurs, le principe reste encore controversé pour deux principales raisons. La première est que la réponse structurale est considérée comme surestimée vu que l'accélérogramme calibré peut représenter plusieurs séismes simultanément du fait que le spectre de référence est obtenu en lissant l'enveloppe d'une multitude d'enregistrements, et la deuxième repose sur la différence notable entre le spectre de réponse d'un accélérogramme historique comparé au spectre lissé (Al Atik et Abrahamson, 2010).

Concernant la calibration des accélérogrammes, on dénombre trois approches basiques : la méthode de calibration dans le domaine fréquentiel qui est la plus ancienne, la méthode de calibration dans le domaine fréquentiel avec la théorie de vibration et la méthode de calibration dans le domaine temporel. La calibration dans le domaine fréquentiel était très utilisée dans le passé. Elle repose sur l'ajustement du spectre de Fourier par le ratio entre le spectre cible sur le spectre de réponse de l'accélérogramme en question tout en gardant sa phase de Fourier fixe. En dépit de sa simplicité, cette approche présente quelques inconvénients. En fait, elle altère remarquablement le caractère non stationnaire de l'enregistrement, ainsi l'accélérogramme calibré obtenu n'est plus représentatif d'un mouvement sismique réel avec une quantité d'énergie plus importante. En conséquence, les signaux de vitesse et déplacement en fonction du temps obtenus par intégration de l'accélération seront altérés. Ceci est plus percevable dans la fonction temporelle de vitesse avec l'apparition d'un décalage à la fin du signal et celle de déplacement avec une variation linéaire après un certain bout de temps de l'arrêt du mouvement sismique (Adekristi, 2013). Pour remédier à ces problèmes certains chercheurs ont proposé des corrections, Shahbazian et Pezeshk (2010) ont, par exemple, utilisé des filtres permettant d'enlever le décalage dans le déplacement, et ont recommandé la prise en compte du « *Zero padding* » à la fin du signal afin de réduire le bruit non désiré qui peut être dégagé.

En outre, Adekristi (2013) a résumé dans sa thèse les méthodes de calibration adoptées principalement dans le domaine temporel ainsi que leur évolution dans le temps. On résume les principaux points dans ce qui suit :

Plusieurs algorithmes d'ajustement spectral ont été proposés permettant de modifier les enregistrements historiques dans le domaine temporel par l'ajout de quelques ondelettes à l'accélération qui est fonction du temps. L'ondelette est une fonction mathématique qui a une durée effective limitée avec une moyenne nulle. Son amplitude, généralement, tend à augmenter à partir de zéro pour ensuite décroître et revenir à la même valeur. Ainsi, cela permet de cibler les zones sujettes aux corrections dans le signal sans, par conséquent, occasionner de grande quantité d'énergie dans l'accélérogramme et les déplacements et vitesses correspondants tracés en fonction du temps, tout en préservant le caractère non stationnaire des enregistrements historiques. Dans ce contexte, le travail pionnier de Lilhanand et Tseng (1987) a permis de lever les ambiguïtés et difficultés des anciennes approches, qui, à travers un schéma itératif différent, ont rendu la méthode de calibration spectrale plus précise, fiable et efficace et même automatisé cette procédure pour un spectre cible selon une multitude de degrés d'amortissement. Cinq ans plus tard, Abrahamson (1992) a développé un autre type d'ondelette en cosinus corrigé. La méthode proposée était basée sur une hypothèse principale assumant que le temps correspondant à la réponse maximale d'un système à un degré de liberté permettant la construction du spectre, reste inchangé même après l'ajustement spectral. En 2005, il a conclu son travail en implémentant son algorithme dans le logiciel RSPMatch2005. Le programme RSPMatch2005 est basé sur un algorithme itératif qui consiste à l'ajout d'un paquet d'ondelettes ayant des périodes spécifiques et des durées limitées comparativement à la durée totale du signal, dans le domaine temporel afin de garantir une compatibilité entre le spectre de réponse du signal en question avec un spectre cible. Ensuite, Hancock *et al.* (2006) ont contribué à assurer une stabilité numérique et une convergence satisfaisantes de la solution de l'algorithme d'Abrahamson en imposant un facteur de réduction au spectre cible ou l'inclusion d'ondelettes de correction, ils ont introduit l'ondelette en cosinus conique. Finalement, Al Atik et Abrahamson (2010) ont établi une nouvelle fonction d'ajustement basée sur

l'ondelette en cosinus conique corrigée, offrant ainsi une certaine stabilité, efficacité et rapidité d'exécution au processus, en restant à l'égard de tout risque de divergence dans les fonctions de vitesse et de déplacement correspondantes. Il est à noter que plusieurs ondelettes ont été proposées et sont utilisées pour effectuer l'ajustement spectral, on cite : l'ondelette de Lilhanand et Tseng, l'ondelette en cosinus conique, l'ondelette en cosinus conique améliorée, Etc.

La méthode de calibration dans le domaine temporel a de bonnes propriétés de convergence et préserve souvent le comportement non stationnaire des séismes de référence (Al Atik et Abrahamson, 2010). Dans ce contexte, on a choisi de travailler avec le logiciel « *SeismoMatch* ». En fait, il permet d'ajuster les enregistrements afin que leurs spectres de réponse correspondant épousent la forme du spectre de risque uniforme cible, selon une plage de périodes et une marge d'erreur définies. L'algorithme qui régit cet ajustement et adopté par le logiciel est celui du programme RSPMatch 2005 (Abrahamson, 1992), en plus du travail de Hancock *et al.* (2006).

CHAPITRE 3

MÉTHODOLOGIE ET PARAMÈTRES DE L'ÉTUDE

3.1 Introduction

Après avoir réalisé la calibration des accélérogrammes sélectionnés, ce chapitre est dédié à la présentation du modèle, des méthodes d'analyse adoptées et les considérations envisagées dans ce projet.

Cette étude vise à évaluer le comportement global des ponts isolés à la base sous l'effet de la variation des paramètres caractéristiques des unités d'isolation selon un choix du concepteur ou sous l'effet d'une variation de la température surtout lorsqu'elle passe au-dessous du point de congélation à de très bas niveaux. Pour cette fin, une série d'analyses simplifiées et d'analyses temporelles non-linéaires conformément aux spectres à risque uniforme d'un sol de type C du code national du bâtiment « CNBC 2010 » et le sol de type II du code canadien sur le calcul des ponts routiers « CAN/CSA-S6-06 » a été effectuée sur un modèle à un degré de liberté représentatif d'un pont régulier pour les deux villes de Montréal et Vancouver. La présentation des méthodes suivies ainsi que l'évaluation des effets cités sur la période et l'amortissement visqueux équivalent des isolateurs selon les deux codes en vigueur sont exposés. Les résultats émanant d'analyses et l'évaluation de la performance des ponts isolés sont traités au chapitre 4.

3.2 Comportement des isolateurs : Identification des paramètres de l'étude

Tout d'abord, avant d'aborder les méthodes d'analyses adoptées, on présente ici le comportement des isolateurs sismiques installés dans le pont entre les unités de fondation et la superstructure.

Le comportement est de type bilinéaire visco-élastique. Il peut être idéalisé tel qu'illustré par la figure 3.1. La boucle d'hystérésis qui est définie par la relation force / déplacement est

décrite par une première pente assez forte, représentant la rigidité élastique K_u , suivie d'une deuxième relativement moins aigüe qui est la rigidité post-élastique ou rigidité tangente K_d . Cette dernière rigidité dicte l'intensité de la force de rappel et donc la capacité de recentrage des isolateurs. Le système peut être linéarisé et exprimé par sa rigidité effective K_{eff} ou $K_{eff,i}$ qui constitue la rigidité linéaire effective du système linéaire équivalent au déplacement sismique de calcul (maximum). Elle est la pente du segment de droite qui passe par l'origine et le point correspondant aux force et déplacement maximums, respectivement F_{max} et D_{max} . Un autre paramètre très important qui régit le comportement du dispositif est la force caractéristique Q_d . Elle est obtenue par l'intersection de la boucle d'hystérésis avec l'axe des ordonnées (i.e. la force correspondante à un déplacement nul). Cette force est le paramètre principal à partir duquel est définie l'énergie dissipée par cycle de chargement (EDC) qui n'est rien d'autre que l'aire délimitée par la boucle d'hystérésis. Elle représente l'énergie associée à l'amortissement visqueux équivalent β . Ainsi, plus l'aire sous la courbe est grande plus l'isolateur dissipe l'énergie emmagasinée. Les paramètres caractéristiques de l'isolateur qui régissent son comportement dépendent essentiellement, selon le type de : type et épaisseur des couches en caoutchouc, adjuvants, profil de vulcanisation, diamètre de la surface de glissement, pression de confinement, vitesse de chargement, état de force-déformation, température (Buckle *et al.*, 2006).

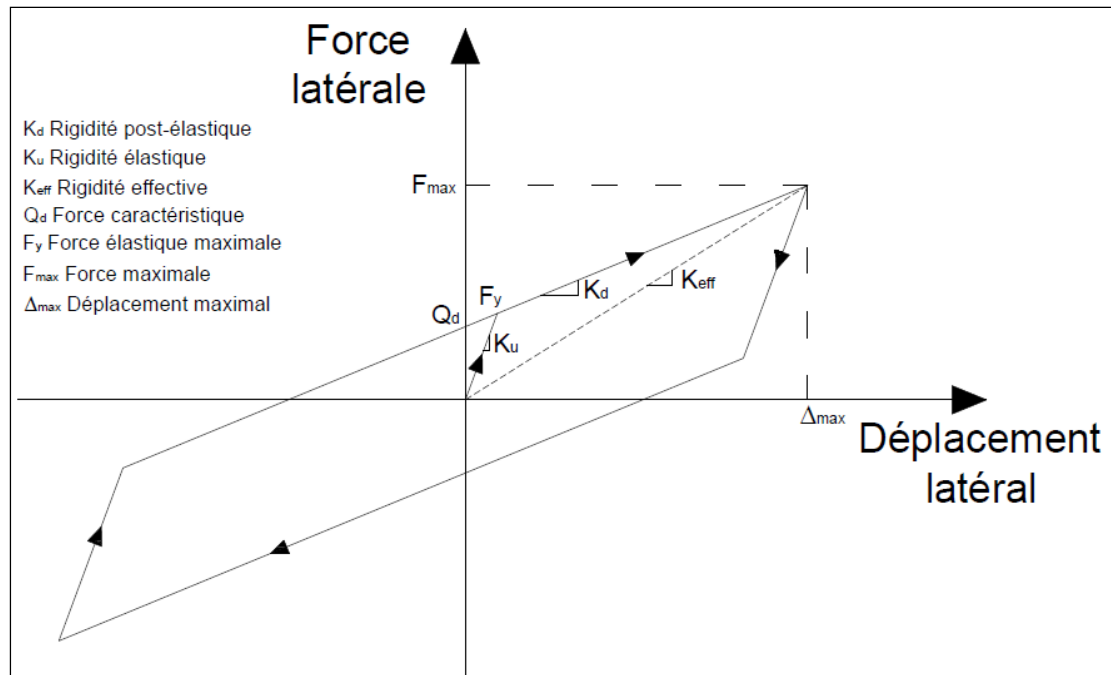


Figure 3.1 Relation force-déplacement idéalisée pour un système d'isolation sismique

Il est important de définir un système initial de référence qui satisfait certains critères et avec lequel il convient d'effectuer des constatations sur la réponse sous l'effet de la variation des paramètres hystérétiques du système d'isolation à partir des valeurs initiales. Dans cette optique, en premier lieu, le système de référence a été identifié en ciblant une période de vibration T_e de 2 secondes et un amortissement β de 20% du système élastique équivalent selon les exigences de la méthode simplifiée de la S6-06. Ces valeurs sont représentatives des applications pratiques. En deuxième lieu, sont appliquées les spécifications dictées par les codes CAN/CSA-S6-06 et l'AASHTO 2010, respectivement selon les clauses 4.10.10.2 et C12.2 lesquelles exigent la garantie d'un niveau satisfaisant du déplacement résiduel cumulatif après séisme. Le code canadien prescrit que la force latérale de recentrage correspondante au déplacement maximum D_{max} doit être supérieure celle évaluée à 50% de D_{max} par pas moins de $W/40$, où W est le poids sismique total engagé par l'excitation extérieure. L'ASSHTO prescrit plutôt une limite de $W/80$.

Selon les spécifications citées si haut, le système de recentrage doit satisfaire :

$$\begin{cases} \frac{W}{40} = 0,025W \leq K_d \frac{D}{2} & \text{selon le S6 - 06} \\ \frac{W}{80} = 0,0125W \leq K_d \frac{D}{2} & \text{selon l'AASHTO} \end{cases} \quad (3.1)$$

Il est clair que le code S6-06 est assez conservateur comparée au code américain. En plus, la version ultérieure S6-14 inclut la même condition de l'AASHTO. On a retenu les spécifications du dernier code pour le recentrage. Par la suite, on a opté pour un système de référence dont les paramètres caractéristiques sont choisis tel que le système linéaire équivalent selon la méthode simplifiée de la S6-06 vibre à une période de 2 secondes et amorti par un taux d'amortissement visqueux équivalent de 20% de l'amortissement critique. On a choisi, pour fins pratiques, un poids sismique arbitraire de 10000 kN, les autres caractéristiques de l'isolateur de référence sont donc :

- $Q_d = 210 \text{ kN}$;
- $K_d = 6850 \text{ kN/m}$;
- $K_{eff} = 10000 \text{ kN/m}$;
- $D = 66,67 \text{ mm}$.

En outre, vu que la rigidité élastique a un effet négligeable sur la performance des ponts isolés, uniquement la variation de la rigidité tangente K_d a été considérée dans cette étude (Diciceli et Buddaram, 2006; Makris et Black, 2004). La rigidité élastique a été fixée à 68500 kN/m pour tous les systèmes, soit 10 fois la rigidité post-élastique de référence.

Par ailleurs, comme exposé dans le chapitre 1, l'effet de la variation de la température se traduit par un changement d'état des propriétés chimiques, physiques et mécaniques des isolateurs sismiques. De point de vue mécanique, on a vu que lors d'une diminution de la température par exemple, on enregistre une augmentation de certains paramètres, principalement la rigidité post-élastique K_d , la force caractéristique Q_d , l'amortissement

équivalent visqueux β , le module de cisaillement G ... Les deux premiers paramètres sont considérés comme étant les plus importants et que les autres y sont intrinsèquement reliés. Ainsi, la baisse de la température a été prise en considération en augmentant la valeur de K_d et Q_d de +40% et de 100% respectivement.

Le tableau suivant présente les valeurs de K_d et Q_d adoptés pour la présente étude :

Tableau 3.1 Taux de variations et valeurs correspondantes des paramètres hystérétiques des isolateurs sismiques

	Taux de variations des paramètres caractéristiques des isolateurs				
	- 80%	- 50%	Référence	+40%	+100%
K_d (kN/m)	1370	3425	6850	9590	13700
Q_d (kN)	42	105	210	294	420

Il est à noter que la majorité des systèmes choisis respectent la relation 3.1, toutefois pour ceux qui éventuellement ne la respectent pas, on peut dans le cas pratique disposer un mécanisme de recentrage et l'installer en parallèle du système d'isolation.

D'un autre point de vu, les différentes valeurs de la rigidité tangente considérées peuvent signifier le choix de plusieurs types d'isolateurs. Sachant que la rigidité élastique a été fixée à 68500 kN/m, le rapport $\alpha = K_d/K_u$ est donc indicateur sur un choix donné du concepteur. Par exemple :

- $\alpha = 0,02$ est représentatif des isolateurs à base de friction typiques;
- $0,02 < \alpha \leq 0,1$ est représentatif des appuis en élastomère avec noyau en plomb typiques;
- $0,1 < \alpha \leq 0,2$ est représentatif des appuis en élastomère avec amortissement élevé typiques.

Tableau 3.2 Taux de variations et valeurs correspondantes des paramètres hystérétiques des isolateurs sismiques

	Taux de variations de la rigidité tangente				
	- 80%	- 50%	Référence	+40%	+100%
K_d (kN/m)	1370	3425	6850	9590	13700
$\alpha = K_d/K_u^*$	0,02	0,05	0,1	0,14	0,2

* K_u est fixé à 68500 kN/m.

3.3 Méthodes d'analyse

3.3.1 Méthode simplifiée selon le spectre du code canadien des ponts routiers CAN/CSA-06-06

La méthode d'analyse à charge uniforme en considérant la force sismique statiquement équivalente dans le cas des ponts isolés à la base est la méthode simplifiée proposée par le code CAN/CSA-S6-06 selon l'article 4.10.6.2.1. Cette méthode assimile l'action du séisme à une charge uniforme statiquement équivalente appliquée indépendamment dans les deux directions du pont. Dans notre étude, on s'est limité à l'évaluation de la réponse du pont dans la direction longitudinale.

Bien qu'en réalité, le structure vibre selon plusieurs modes de vibrations dont la pseudo-période varie en fonction du temps, la méthode simplifiée consiste à assimiler un pont régulier à un modèle linéaire simplifié à un degré de liberté (1DDL) composé d'un ressort ayant une certaine rigidité appelée la rigidité effective équivalente du pont supportant un bloc schématisant la masse totale de la superstructure, ayant un amortissement visqueux équivalent ;a celui décrit par la boucle d'hystérésis correspondante au déplacement maximum et rigidité effective du système d'isolation (figure 3.1). Ceci permet de prédire les efforts critiques de conception dans le pont, principalement les forces maximales et les déplacements maximums à l'aide d'une analyse linéaire élastique. À partir desquels d'autres

efforts tels que les moments de renversement et les cisaillements à la base des unités de fondation, les contraintes et déformations dans les sections ainsi que les force de recentrage peuvent être déduits. Toutefois, afin d'aboutir à ces efforts, il faut trouver pour les paramètres hystérétiques fixés, la période de vibration et l'amortissement visqueux correspondants du système linéaire équivalent. Ceci requiert quelques itérations décrites par l'algorithme présenté ci-dessous en respectant les exigences du code CAN/CSA-S6-06, pour chaque système d'isolation :

1. Fixer la force caractéristique Q_d et la rigidité post-élastique K_d du système.
2. Chercher B et T_e (inconnues) qui donnent Q_d ou K_d cibles selon l'une ou l'autre de ces expressions :

$$K_d = f(B, T_e) = 4 \frac{AS_i W - Q_d T_e B}{AS_i T_e^2} \quad (3.2)$$

$$Q_d = f(B, T_e) = \frac{-K_d AS_i T_e^2 + 4AS_i W}{4T_e B} \quad (3.3)$$

Avec :

- B : coefficient d'amortissement qui correspond selon une relation à l'amortissement visqueux équivalent dans l'isolateur β . Il est donné par le tableau 4.8 du code CAN/CSA-S6-06;
- T_e : période élastique pour le système linéaire équivalent, exprimée en (sec).

Trouver la valeur de β correspondante à B . Selon les valeurs trouvées de β et T_e faire les calculs suivants :

3. Calculer le coefficient de réponse sismique :

$$C'_{sm} = \frac{AS_i}{BT_e} \quad (3.4)$$

Avec :

- A : rapport d'accélération de la zone tel que décrit par l'article 4.4.2, il est pris égal à 0,2 pour les deux villes de Montréal et Vancouver;
- S_i : coefficient de site tel que décrit par l'article 4.4.6, égal à 1,0 pour un sol de type II selon S6-06;

4. Calculer le déplacement sismique total (mm) :

$$D = \frac{250AS_iT_e}{B} \quad (3.5)$$

Obtenu par : $C'_{sm} = \omega^2 D$, sachant que $\omega = \frac{2\pi}{T_e}$: Pulsation angulaire.

$$D = \frac{1}{\omega^2} C'_{sm} = \frac{T_e^2}{4\pi^2} \frac{AS_i}{BT_e} g = \frac{(9810 \text{ mm/s}^2) AS_i T_e}{4\pi^2 B} \cong 248,5 \frac{AS_i T_e}{B} \cong \frac{250AS_i T_e}{B}$$

5. Calculer la rigidité effective (kN/m) :

$$K_{eff} = \frac{C'_{sm} W}{D} \quad (3.6)$$

6. Calculer la force sismique totale (kN) :

$$F_{max} = K_{eff} D = C'_{sm} W = Q_d + K_d D \quad (3.7)$$

7. Calculer l'énergie dissipée par cycle (kNm) :

$$EDC = 4(2Q_{d1}d_{i1} + Q_{d2}d_{i2}) \quad (3.8)$$

8. Déduire l'amortissement visqueux équivalent (%) :

$$\beta = \frac{EDC}{2\pi K_{eff} D^2} \times 100 \quad (3.9)$$

9. Comparer $\beta_{calculé}$ par rapport à $\beta_{supposé}$. Si le rapport est différent de 1,0 → Trouver la valeur de β qui donne un rapport de 1,0 en reprenant les calculs dès la troisième étape. Adopter cette valeur et considérer une nouvelle itération (à partir de l'étape 2) mais dans les itérations ultérieures l'inconnue devient uniquement T_e (étape 2).

3.3.2 Méthode simplifiée développée selon le spectre du code national du bâtiment CNBC 2010

La même méthode que celle du code S6-06 peut être considérée pour le CNBC 2010. En se basant sur le spectre à risque uniforme pour le sol de type C du CNBC 2010 pour les villes de Montréal et Vancouver (figure 2.14). Contrairement à la S6-06, les spectres du CNBC 2010 sont construits par intervalles, où l'accélération spectrale $S(T)$ (analogue au C'_{sm}) et fonction des périodes de vibrations. Ainsi, il convient de trouver les expressions de l'accélération et déplacement spectraux pour chaque intervalle de périodes pour les deux villes d'étude. La formulation des équations est présentée ci-dessous.

Le sol d'étude étant de type C ainsi les coefficients d'accélération et de vitesse d'emplacement sont : $F_a = F_v = 1,0$.

L'accélération spectrale s'écrit :

$$S(T) = \frac{1}{B} \begin{cases} S_a(0,5) + \frac{S_a(1,0) - S_a(0,5)}{0,5} (T - 0,5) & ; Si 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ S_a(1,0) + \frac{S_a(2,0) - S_a(1,0)}{1} (T - 1,0) & ; Si 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ S_a(2,0) + \frac{S_a(4,0) - S_a(2,0)}{2} (T - 2,0) & ; Si 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ S_a(4,0) & ; Si 4,0 s < T \end{cases} \quad (3.10)$$

- Montréal :

$$S(T) = \frac{1}{B} \begin{cases} -0,34 T + 0,48 & ; Si 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ -0,092 T + 0,232 & ; Si 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ -0,012 T + 0,072 & ; Si 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,024 & ; Si 4,0 s < T \end{cases} \quad (3.11)$$

- Vancouver :

$$S(T) = \frac{1}{B} \begin{cases} -0,67 T + 0,95 & ; Si 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ -0,16 T + 0,49 & ; Si 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ -0,0425 T + 0,255 & ; Si 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,085 & ; Si 4,0 s < T \end{cases} \quad (3.12)$$

Le déplacement spectral peut être déduit par cette relation :

$$\begin{aligned} S(T) &= \omega^2 S_D \\ S_D &= \frac{1}{\omega^2} S(T) \end{aligned} \quad (3.13)$$

Avec : $\omega = \frac{2\pi}{T}$ est la pulsation angulaire.

Le déplacement maximal total obtenu par la méthode simplifiée en considérant le spectre de risque du CNBC 2010 pour un sol de type C peut être calculé par :

$$D = \frac{S_D}{B}$$

Avec B est le coefficient d'amortissement du pont isolé, qui indique la capacité de dissipation d'énergie. Le calcul de ce coefficient se fait selon l'équation 3.18.

- Montréal :

$$D = \frac{1}{B} \begin{cases} (-0,0086123 T^3 + 0,0121585 T^2)g & ; \text{Si } 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ (-0,0023304 T^3 + 0,0058766 T^2)g & ; \text{Si } 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ (-0,000304 T^3 + 0,001824 T^2)g & ; \text{Si } 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,000608 T^2 g & ; \text{Si } 4,0 s < T \end{cases} \quad (3.14)$$

- Vancouver :

$$D = \frac{1}{B} \begin{cases} (-0,0169713 T^3 + 0,02406378 T^2)g & ; \text{Si } 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ (-0,00405285 T^3 + 0,01241185 T^2)g & ; \text{Si } 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ (-0,00107654 T^3 + 0,00645925 T^2)g & ; \text{Si } 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,00215308 T^2 g & ; \text{Si } 4,0 s < T \end{cases} \quad (3.15)$$

Avec $g = 9810 \text{ mm/s}^2$.

Finalement, l'algorithme itératif à considérer est similaire à celui décrit dans la section 3.3.1, les changements suivants doivent être toutefois appliqués :

- étape 2 : Pour chaque ville, chercher B et T_e (inconnues) qui donnent Q_d ou K_d cibles selon l'une ou l'autre de ces expressions :

-

$$K_d = f(B, T_e) = \frac{S(T)W - Q_d}{D/1000} \quad (3.16)$$

$$Q_d = f(B, T_e) = S(T)W - K_d(D/1000) \quad (3.17)$$

- étape 3 : Le coefficient d'accélération spectrale (en g) peut être calculée selon l'équation 3.11 pour Montréal ou 3.12 pour Vancouver.
- étape 4 : Le déplacement spectral (en mm) peut être calculé selon l'équation 3.14 pour Montréal ou 3.15 pour Vancouver.

Finalement, le tableau suivant montre l'équivalence entre l'expression de l'accélération et le déplacement spectraux pour les deux villes selon CAN/CSA-S6-06, Montréal selon CNBC 2010 et Vancouver CNBC 2010.

Tableau 3.3 Équivalence entre l'accélération et le déplacement spectraux pour les deux villes et les deux codes

Accélération spectrale (g)	
CAN/CSA-S6-06	$C'_{sm} = \frac{AS_i}{BT_e} = \frac{1}{B} \frac{0,2}{T_e}$
CNBC 2010 (Montréal)	$S(T) = \frac{1}{B} \begin{cases} -0,34 T + 0,48 & ; Si 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ -0,092 T + 0,232 & ; Si 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ -0,012 T + 0,072 & ; Si 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,024 & ; Si 4,0 s < T \end{cases}$
CNBC 2010 (Vancouver)	$S(T) = \frac{1}{B} \begin{cases} -0,67 T + 0,95 & ; Si 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ -0,16 T + 0,49 & ; Si 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ -0,0425 T + 0,255 & ; Si 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,085 & ; Si 4,0 s < T \end{cases}$
Déplacement spectral (mm)	
CAN/CSA-S6-06	$D = \frac{250AS_iT_e}{B} = \frac{1}{B} 50 T_e$
CNBC 2010 (Montréal)	$D = \frac{1}{B} \begin{cases} (-0,0086123 T^3 + 0,0121585 T^2)g & ; Si 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ (-0,0023304 T^3 + 0,0058766 T^2)g & ; Si 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ (-0,000304 T^3 + 0,001824 T^2)g & ; Si 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,000608 T^2g & ; Si 4,0 s < T \end{cases}$
CNBC 2010 (Vancouver)	$D = \frac{1}{B} \begin{cases} (-0,0169713 T^3 + 0,02406378 T^2)g & ; Si 0,5 s \leq T \leq 1,0 s \\ (-0,00405285 T^3 + 0,01241185 T^2)g & ; Si 1,0 s < T \leq 2,0 s \\ (-0,00107654 T^3 + 0,00645925 T^2)g & ; Si 2,0 s < T \leq 4,0 s \\ 0,00215308 T^2g & ; Si 4,0 s < T \end{cases}$

3.3.3 Analyse temporelle non-linéaire selon le code canadien des ponts routiers CAN/CSA-06-06 et le code national du bâtiment CNBC 2010

Dans cette section, une présentation des analyses temporelles non linéaires effectuées sur un modèle unidimensionnel a été faite. Mais avant cela, une analyse modale est requise. D'une façon générale, elle peut être effectuée à l'aide des vecteurs propres ou encore avec les vecteurs de Ritz. La première méthode consiste à déterminer l'allure des modes et fréquences de vibration élastiques du système libre non amorti. Tandis que, la deuxième permet d'identifier les modes excités suite à l'application d'un chargement particulier. L'analyse à l'aide des vecteurs de Ritz est recommandée lors d'une analyse spectrale ou temporelle basée sur le principe de superposition modale (Wilson *et al.*, 1982). Néanmoins, l'analyse modale avec les vecteurs propres a été adoptée car elle est plus rapide et donne les mêmes résultats que celle avec les vecteurs de Ritz pour un système d'un degré de liberté.

Un pont régulier à deux travées identiques dont le tablier est de type poutres sous dalle en béton armé, reposant sur des culés et unités de fondation infiniment rigides a été considéré pour l'étude. Dans un premier lieu, on a considéré, intentionnellement, des unités de fondation infiniment rigides afin de ressortir au maximum l'effet des caractéristiques du système d'isolation et de le séparer des effets de la flexibilité des unités de fondation. La description du pont est exposée au chapitre 5. L'effet de la flexibilité de la pile sur la réponse globale a été également étudié dans ce chapitre.

Dans ce cas, les appuis rigides jouent le rôle d'un corps rigide qui n'est rien d'autre qu'une extension du sol jusqu'aux appareils isolateurs. L'effet du changement des paramètres caractéristiques des isolateurs sur la réponse globale du pont est donc celui des unités d'isolation. Ce qui explique le choix du modèle simplifié à un degré de liberté. Ce modèle unidimensionnel est modélisé par le logiciel SAP 2000 (CSI, 2011) à l'aide du type « *Link Element* » avec deux nœuds. Au niveau du nœud supérieur, la masse totale de la superstructure a été concentrée et représentée par une masse ponctuelle unidirectionnelle dans la même direction des enregistrements calibrés. Ces derniers sont appliqués au droit du nœud inférieur modélisé comme appui encastré, qui schématise les unités de fondation

infiniment rigides et le sol d'assise. Pour ce qui est du comportement bilinéaire de l'élément, ceci a été pris en compte par ses paramètres caractéristiques obtenus par des analyses simplifiées. Étant donné les 25 combinaisons des paramètres hystérétiques, l'ensemble de huit composantes de séismes calibrés pour l'est et dix pour l'ouest et en respect des exigences de la S6-06 et du CNBC 2010, un total de 900 analyses a été achevé. Ces analyses aboutissent aux résultats d'intérêt (force maximale, déplacement maximal et déplacement résiduel) pour chaque séisme. Ensuite, pour chaque combinaison, code et côte, la moyenne de l'effet considéré a été calculée.

3.3.4 Période fondamentale et amortissement visqueux équivalent par la méthode simplifiée du S6-06 adaptée au CNBC 2010

3.3.4.1 Période fondamentale

En réalité, lorsqu'un séisme sollicite une structure, elle vibre selon différentes périodes. En effet, étant donné que les tremblements de terre sont des phénomènes aléatoires dont l'accélération, la vitesse et le déplacement évoluent dans le temps à des amplitudes très variées et non semblables, ceci engendre par conséquent plusieurs cycles de déplacements en fonction du temps. Ainsi, on ne peut pas parler de période de vibration du pont proprement dite, pourtant, à travers l'analyse simplifiée tel que décrite ci-haut, on peut avoir un estimé de la période du système élastique équivalent se reproduisant au déplacement maximum, lequel est de première importance pratique.

Les résultats de la variation de la période fondamentale en fonction du changement des paramètres mécaniques du système d'isolation sont examinés en premier lieu pour l'est (figure 3.2) puis pour l'ouest (figure 3.3).

La période fondamentale ainsi que l'amortissement visqueux équivalent sont exprimés en fonction de la force de recentrage pour différentes forces caractéristiques, toutes deux par ratio du poids sismique. Ceci est expliqué plus en détail dans le chapitre 4.

Est :

On commence par la figure 3.2 propre à l'est canadien. En examinant les courbes, on trouve que la période fondamentale élastique estimée par la méthode simplifiée diminue en augmentant la rigidité tangente (décroissance des courbes) et la force caractéristique (diminution de l'écart). La progression de cette baisse est, en plus, dépendante des taux de variation de K_d et Q_d . En effet, suite à une augmentation des paramètres intrinsèques du système, la baisse est assez notable pour les faibles valeurs mais devient plutôt constante en se rapprochant des valeurs élevées. La variation est relativement faible pour les systèmes caractérisés par des Q_d ou K_d élevés comparativement aux systèmes ayant des faibles à très faibles taux, où on s'aperçoit d'une décroissance parabolique assez rapide, mais en passant par la valeur de référence la diminution ralentit et devient finalement linéaire. Par exemple, sur tout l'intervalle de $K_d D/W$, la période fondamentale baisse d'environ -67% de la valeur maximale pour le système ayant la plus faible force caractéristique, contre -30% comme taux de diminution pour le système avec le Q_d le plus élevé.

Pour les faibles K_d et Q_d , la période atteint des niveaux très élevés qui dépassent les trois secondes et frôlent les cinq secondes pour les valeurs les plus faibles des paramètres caractéristiques. Cependant, lorsqu'on fixe l'un des paramètres à une valeur supérieure à la valeur de référence et varie le deuxième, on reste dans la zone usuelle des périodes de vibrations des ponts isolés réguliers.

En se comparant au système de référence ayant une période d'environ 1,8 s, on trouve que la période augmente à 4,805 s, d'un maximum de $+167\%$ pour les plus faibles Q_d, K_d et diminue à 1,207 s de $-1/3$ de sa valeur initiale dans le cas inverse. Cette baisse peut signifier également l'effet d'une baisse importante de la température. On remarque, que la période s'approche beaucoup d'une période de vibration d'un pont conventionnel ayant des unités de fondation relativement flexibles.

Un autre point marquant est que pour les systèmes ayant de très forts Q_d et de très faibles K_d et réciproquement, la période reste pratiquement inchangée.

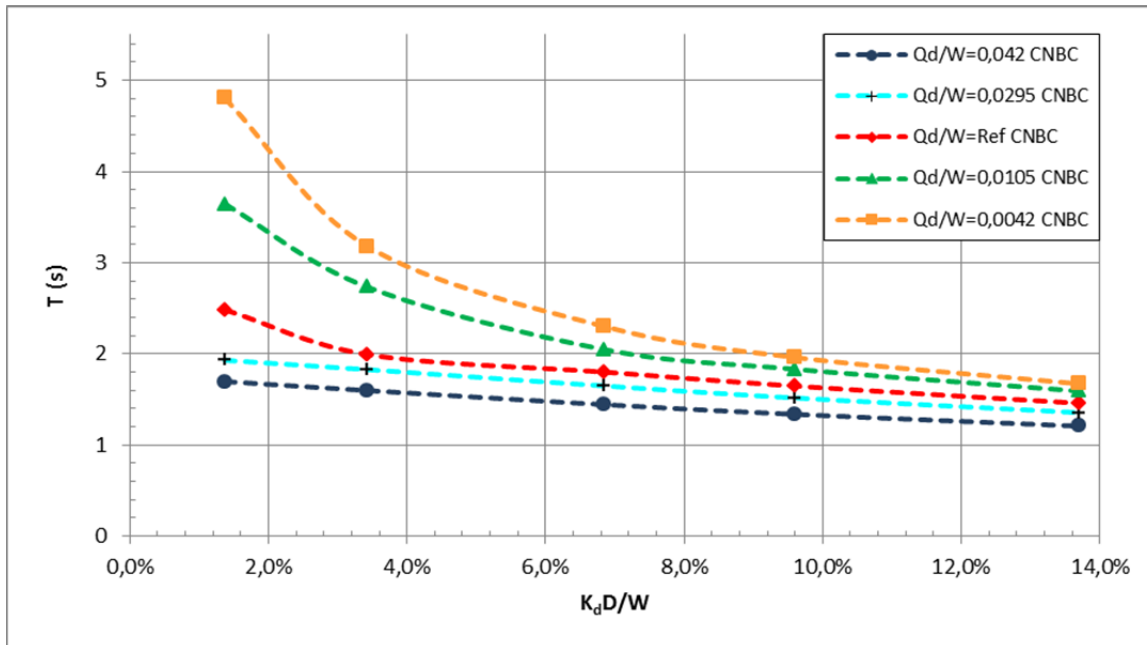


Figure 3.2 Variation de la période élastique T en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W toutes deux par ratio du poids sismique pour l'est obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010

Ouest :

Quant à l'ouest canadien, une première remarque qui frappe aux yeux c'est que la période est relativement très élevée comparativement à l'est, surtout pour les systèmes à faible capacité de recentrage. En plus, les courbes sont très proches les unes aux autres surtout pour les valeurs élevés de la rigidité tangente, cela signifie que la période du modèle élastique équivalent est peu sensible à la variation de Q_d pour les systèmes ayant une force de recentrage assez large.

La tendance de variation de la période en fonction de la force de recentrage s'avère semblable pour des faibles Q_d . On remarque que la période élastique varie paraboliquement où on distingue la présence de deux changements au niveau de l'allure de l'évolution de la période en fonction de la force de recentrage, une première phase caractérisée par une régression parabolique de la réponse jusqu'à la valeur de référence de K_d à partir de laquelle on note une deuxième phase linéaire. Le taux de baisse variant de $-1/3$ à $-2/3$ de la valeur maximale de chaque courbe.

Le changement des valeurs de paramètres d'étude affecte significativement la durée de vibration de la structure, cette influence commence à s'estomper surtout suite à une augmentation graduelle de la rigidité post-élastique. En fait, en se référant au système de référence, pour la borne inférieure de la force de recentrage, on ressent une hausse de +138% et +40% lorsque ΔQ_d est respectivement de -80% et $+100\%$, tandis que la borne supérieure indique une baisse oscillant entre $-1/3$ et $-1/4$ pour toutes les valeurs de la force caractéristique choisies. Une baisse extrême de la température est donc accompagnée d'une baisse maximale de la période de $-1/3$ de sa valeur pour le système de référence, en passant de 2,225 s à un minimum absolu de 1,509 s.

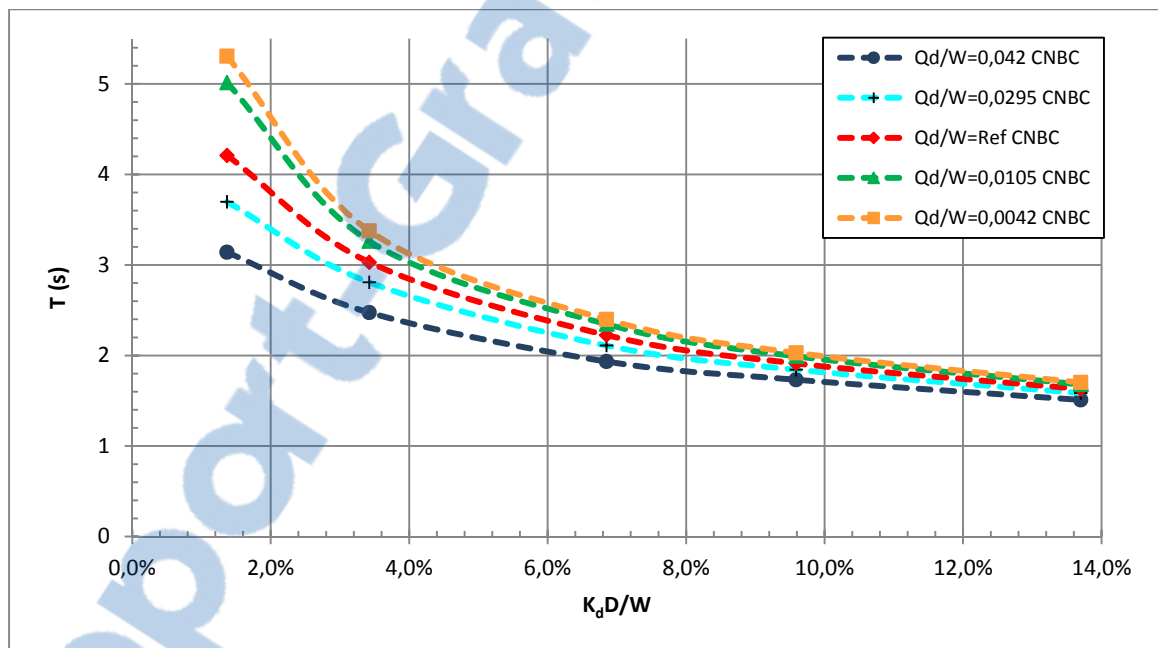


Figure 3.3 Variation de la période T en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W toutes deux par ratio du poids sismique pour l'ouest obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010

3.3.4.2 Amortissement visqueux équivalent

Comme introduit pour la période fondamentale, l'amortissement du système d'isolation qui est fonction de l'aire délimitée par la boucle d'hystérésis varie sans cesse avec la progression du tremblement de terre. On note la présence de plusieurs cycles de chargements /

déchargements, complètement différents, ce qui implique de nombreuses boucles d'hystérésis et donc plusieurs taux d'amortissements pouvant être calculés. Toutefois, les codes présentent des méthodes simplifiées permettant d'estimer la réponse maximale de la structure isolée en allouant un comportement en hystérésis au système d'isolation et implicitement un taux d'amortissement du système linéaire équivalent, appelé amortissement visqueux équivalent. Ceci peut être pris comme indice sur l'ordre de grandeur de l'amortissement réel des isolateurs qui permet d'évaluer l'effet du taux d'amortissement sur la réponse du système.

Les figures 3.5 et 3.6 illustrent l'effet de variation des paramètres caractéristiques sur le taux d'amortissement respectivement pour l'est et l'ouest canadiens.

Est :

Pour la côte est, le code S6-06 considère le même coefficient d'amortissement B pour les deux côtes. Néanmoins, la précision des méthodes simplifiées, tel que par exemple l'effet d'un choix similaire des coefficients d'amortissement pour les deux côtes nord-américaines a été bien étudié par plusieurs chercheurs (Koval, 2015; Koval *et al.*, 2012; AASHTO, 2010; Naumoski *et al.*, 2000; Taylor, 1999). Ils indiquent que le coefficient d'amortissement est bien représentatif de l'ouest mais loin de l'être pour l'est, surtout pour les grands taux d'amortissement. Une correction a été donc proposée tel que décrit par la figure 3.4 pour garantir un choix plus approprié.

On voit à partir de la figure 3.4 que le coefficient B tracé en fonction de l'amortissement effectif de l'isolateur, proposé par le code S6-06 suit la même tendance que la courbe exprimée avec un coefficient $n = 0,3$. Par contre, pour l'est, une borne inférieure sécuritaire serait avec un coefficient $n = 0,2$.

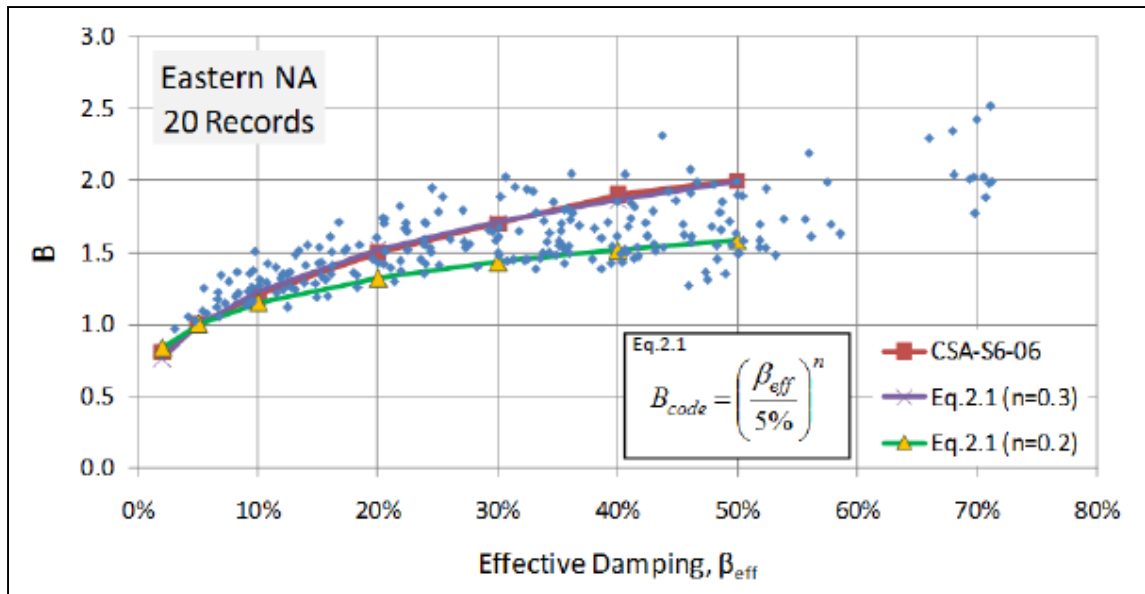


Figure 3.4 Variation du coefficient d'amortissement en fonction du taux
l'amortissement visqueux effectif β_{eff}
Tirée de Koval *et al.* (2012)

L'équation proposée est :

$$B_{AASHTO} = \left(\frac{\beta_{eff}}{5\%}\right)^n \quad (3.18)$$

À partir de ce qui a été discuté, on a décidé de faire une comparaison entre les effets d'un choix du coefficient B sur l'amortissement du système en fonction de la variation des paramètres caractéristiques du système d'isolation. La figure 3.5 montre la variation de l'amortissement visqueux équivalent selon l'approche du code S6-06 pour le calcul du coefficient d'amortissement B et celle de l'équation proposée.

On constate que l'amortissement visqueux du système équivalent est le plus élevé pour les systèmes ayant une grande force caractéristique et le plus faible dans le cas inverse. Il diminue en fonction de la force de recentrage d'une façon un peu plus que linéaire, augmente linéairement en fonction de Q_d lorsqu'il s'agit de K_d élevés et paraboliquement d'une

façon de plus en plus nette si on diminue la rigidité tangente de la valeur de référence. Dans ce cas on observe une hausse assez significative lors d'une augmentation de la force caractéristique jusqu'à la valeur de référence de K_d ensuite il tend à se stabiliser. Les résultats obtenus exhibent que l'amortissement visqueux équivalent obtenu par les deux approches est pratiquement le même pour les systèmes à faibles amortissements, surtout lorsqu'il s'agit de système avec grande capacité de recentrage. L'écart tend à devenir plus important avec la hausse simultanée de la force caractéristique et de la rigidité tangente. Ceci confirme la surestimation du code S6-06 de l'amortissement visqueux notamment pour les forts taux de Q_d, K_d pour l'est.

Bien que la force de recentrage ait un effet sur l'amortissement visqueux du système d'isolation, la force caractéristique est celle qui a le plus grand impact sur l'état de ce paramètre d'étude. On enregistre les plus forts amortissements pour des K_d faibles et des Q_d élevés, β dépasse souvent les +30% voire +50% pour certains systèmes à très faibles K_d . Relativement à chaque courbe, l'amortissement décroît plus rapidement pour des faibles forces caractéristiques, en effet, on note une diminution de -45% pour Q_d de 4,2%W et de -77% pour Q_d de 0,42%W, mais d'une façon globale on constate une baisse plus marquante surtout pour les valeurs moyennes de Q_d .

On s'intéresse maintenant aux variations par rapport au système de référence, notamment sous l'effet d'une baisse maximale de la température, on observe une hausse maximale de +100% pour les systèmes de faibles $K_d D/W$ et forts Q_d et une baisse minimale de presque -90% dans le cas opposé. Pour des Q_d de 0,42%W, la baisse est de moitié ou plus. Alors que les systèmes ayant de fortes caractéristiques enregistre une hausse de +12%. Une configuration de +100% de Q_d avec +40% de K_d peut également signifier une diminution de température, avec des valeurs plus élevés de β , la hausse est de +28%.

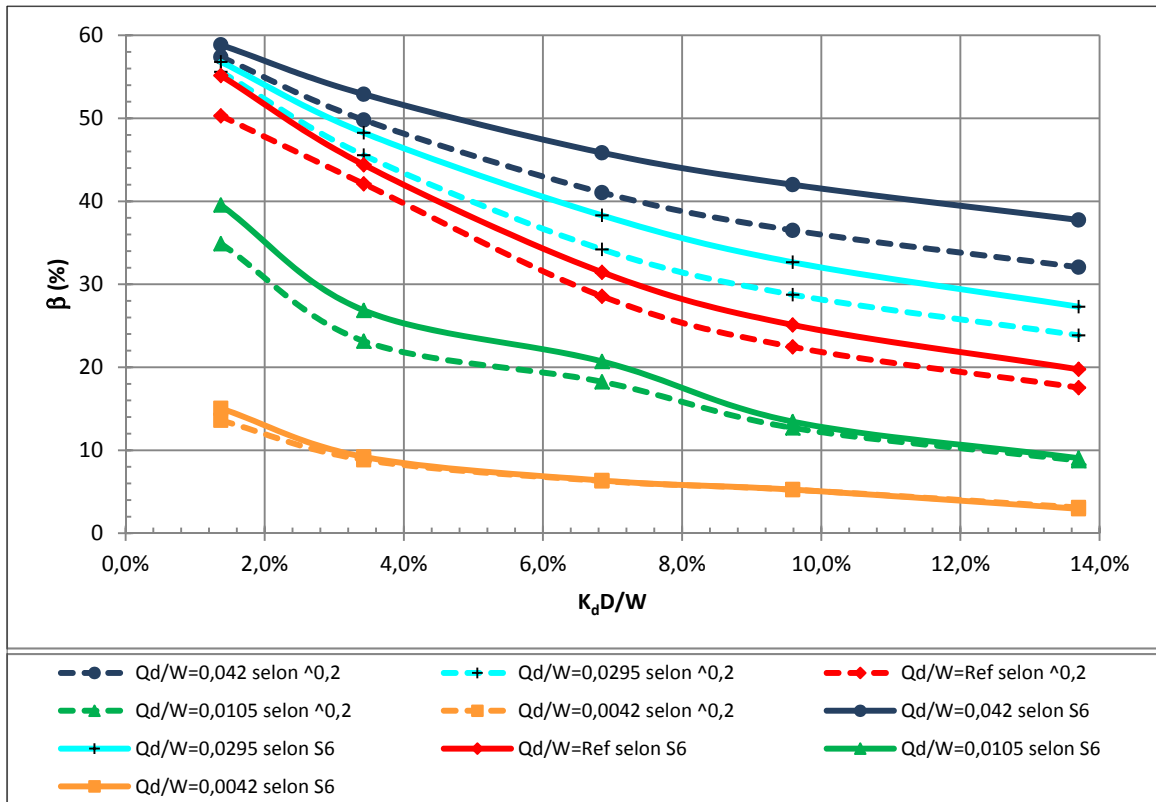


Figure 3.5 Variation de l'amortissement β en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W toutes deux par ratio du poids sismique pour l'est obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010

Ouest :

Similairement aux constatations faites pour l'est, l'amortissement visqueux du système équivalent diminue en fonction de K_d , mais évolue en fonction de Q_d plutôt selon une croissance quasi parabolique. On constate une augmentation significative de la pente en baissant la rigidité tangente en deçà de la valeur de référence. Ce qui diffère de l'est c'est que l'amortissement est beaucoup plus faible, la majorité des systèmes ont un amortissement visqueux équivalent inférieur à 30%.

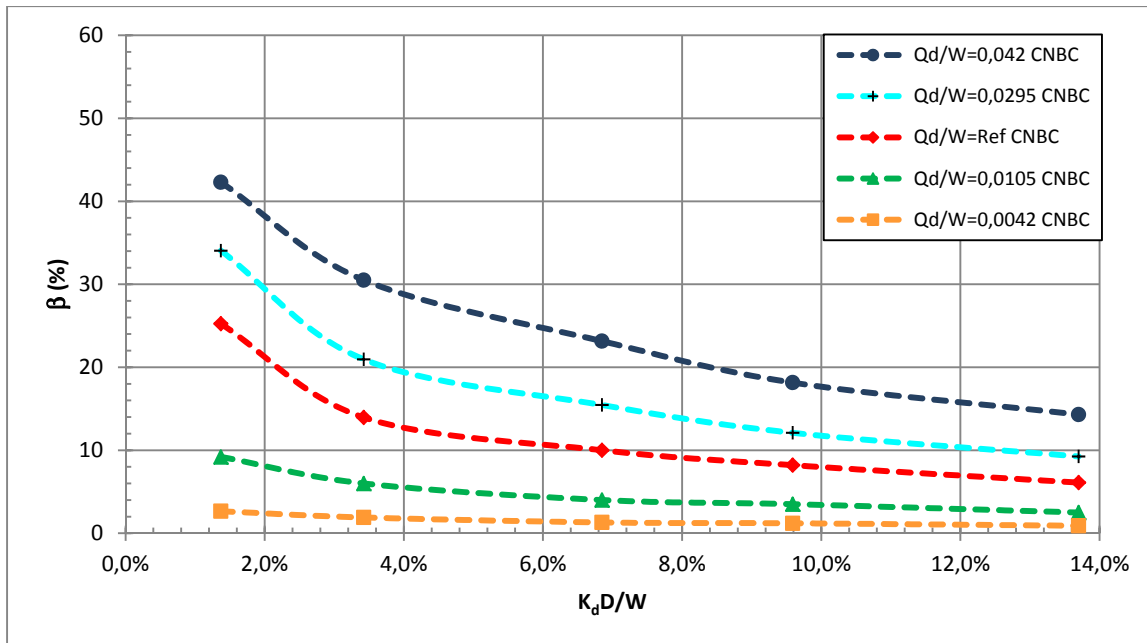


Figure 3.6 Variation de l'amortissement β en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W toutes deux par ratio du poids sismique pour l'Ouest obtenu par une analyse simplifiée selon le CNBC 2010

3.3.5 Période fondamentale et amortissement visqueux équivalent par la méthode simplifiée du code S6-06

3.3.5.1 Période fondamentale

À partir de la figure 3.7 on constate que la période a une tendance de diminution semblable à celle de la méthode simplifiée du CNBC 2010. Le niveau de déplacement se trouve légèrement supérieur à celui de l'est selon le CNBC 2010.

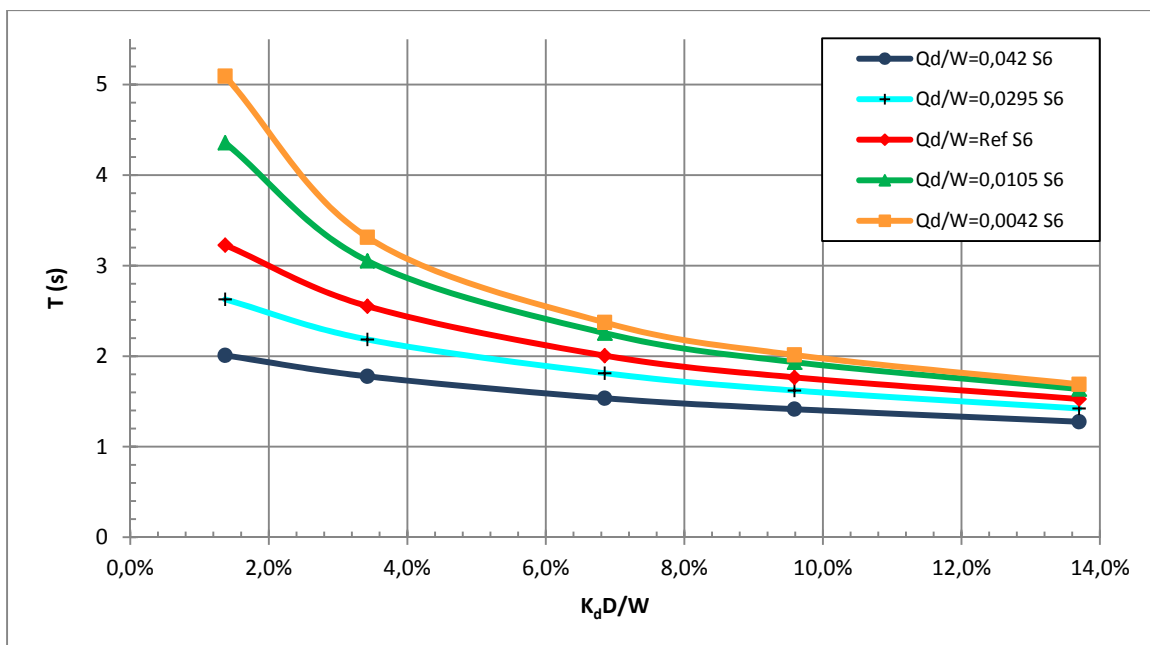


Figure 3.7 Variation de la période T en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W toutes deux par ratio du poids sismique obtenu par une analyse simplifiée selon la S6-06

3.3.5.2 Amortissement visqueux équivalent

Pour ce qui est trait avec l'évolution de l'amortissement visqueux en fonction de la variation de la rigidité équivalente et de la force caractéristique calculée selon S6-06, la figure 3.8 montre que la tendance est semblable à celle constaté par les résultats du CNBC 2010.

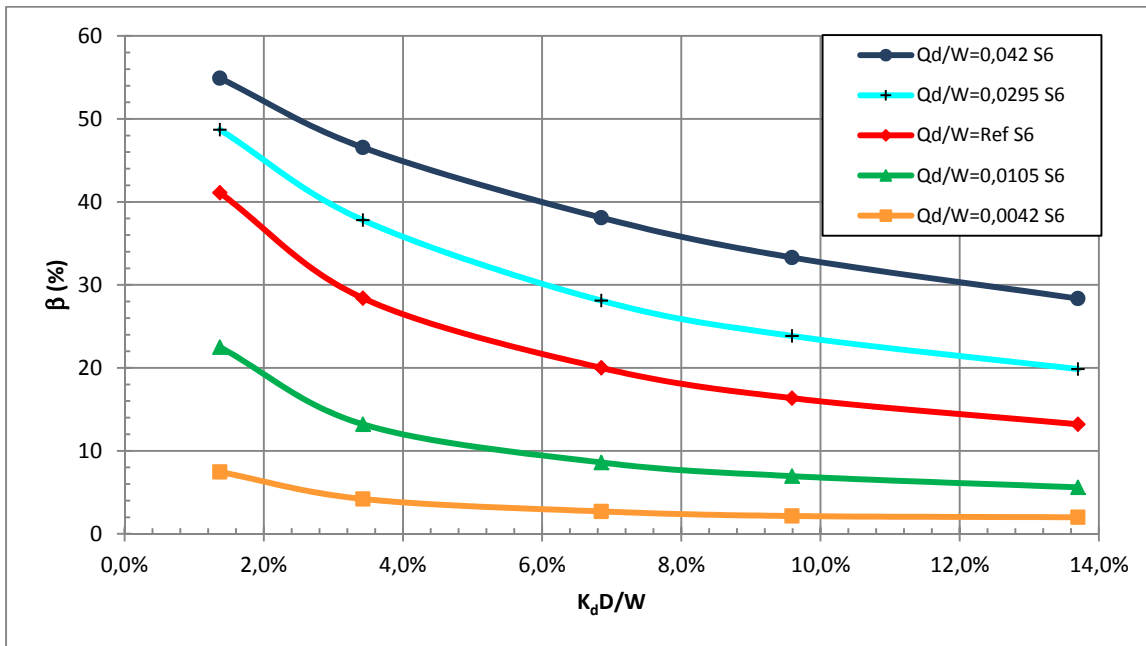


Figure 3.8 Variation de l'amortissement β en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W toutes deux par ratio du poids sismique obtenu par une analyse simplifiée selon la S6-06

CHAPITRE 4

RÉSULTATS D'ANALYSES SIMPLIFIÉES ET TEMPORELLES NON-LINÉAIRES

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente les différents résultats émanant d'analyses temporelles non-linéaires et simplifiées tel que décrit dans le chapitre 3 sous forme de figures. Ces figures permettent d'illustrer l'effet de la variation des paramètres hystérétiques du système d'isolation, notamment une baisse importante de la température sur la réponse globale de la structure. Autrement dit, on a exploité l'incidence du changement des valeurs de la force caractéristique Q_d et celle de la rigidité tangente K_d selon différentes combinaisons sur la réponse de la structure en termes de force maximale F_{max} (kN), déplacement maximal D_{max} (mm) et déplacement résiduel $D_{résiduel}$ (mm) lequel est obtenu après la stabilisation du système après le séisme. Les résultats collectés correspondants ont été rassemblés d'analyses temporelles non linéaires conformément aux spectres à risque uniforme du code national du bâtiment « CNBC 2010 » (sol C) et du code canadien sur le calcul des ponts routiers « CAN/CSA-S6-06 » (Sol II). Ensuite la moyenne de ces valeurs maximales de chaque séisme calibré et pour chaque combinaison (Q_d, K_d) a été retenue.

L'exploitation des résultats permet d'évaluer l'ordre de grandeur de la réponse de la structure ($F_{max}, D_{max}, D_{résiduel}$) suite à une variation des paramètres mécaniques du système d'isolation. Ceci peut signifier la conséquence d'un choix des paramètres intrinsèques du système d'isolation sur le comportement du pont ou décrire une variation de la température, notamment les basses températures avec des configurations de (Q_d, K_d) de 40 à 100% de leurs valeurs de référence.

Dans tous les résultats présentés, on stipule par système de référence, celui qui correspond à une force caractéristique évaluée à un déplacement nul Q_d de 210 kN et une rigidité post-élastique K_d de 6850 kN/m .

4.2 Présentation et comparaison des résultats

Dans tout ce chapitre, afin d'évaluer l'évolution de la force sismique maximale suite à des changements des paramètres caractéristiques dus à la variation de la température ou selon un choix donné de ces paramètres par le concepteur, on s'est engagé à la représenter d'une façon générale, et ce en exprimant la force maximale F_{max} ainsi que la force caractéristique Q_d comme étant des ratios du poids sismique total de la superstructure W , respectivement F_{max}/W et Q_d/W . Ainsi, elles peuvent être comparées directement avec une accélération spectrale ou un coefficient de réponse sismique. D'une façon similaire, la rigidité post-élastique K_d est mieux exprimée par pourcentage de sa force caractéristique correspondante évaluée à un déplacement arbitraire de 100 mm par rapport au poids total engagé par la force d'inertie : $K_d D/W$ (où $D = 100\text{ mm}$) (Beji et Guizani, 2015). Le déplacement maximal D_{max} et le déplacement résiduel (exprimés en mm) sont tracés en fonction de la force de recentrage par ratio du poids sismique $K_d D/W$ pour différents taux de Q_d/W .

À partir des différentes figures de ce chapitre, on s'organise à traiter le problème sous différents angles principalement (tendance générale des courbes, effet des variations extrêmes des propriétés caractéristiques de l'isolateur : en fixant un paramètre et variant l'autre ou en les variant simultanément selon différents taux, par rapport au système de référence, effet de la température).

4.2.1 Comparaison entre les prédictions de l'analyse simplifiée avec les spectres du CNBC 2010 et celui du CSA-S6-06

Dans cette section, on a effectué des comparaisons entre les prédictions de la méthode simplifiée basée sur le spectre à risque uniforme du CNBC 2010 pour un sol de type C avec ceux propres au code CAN/CSA-S6-06 pour un sol de type II en prenant en considération l'emplacement de la structure (est et ouest). Le but étant de construire une idée sur les résultats probables attendus de l'analyse temporelle non-linéaire en notant les différences entre les prédictions de chaque code.

4.2.1.1 Force maximale

Les figures 4.1 et 4.2 illustrent la demande en force sismique en fonction des propriétés hystérétiques du système d'isolation respectivement pour l'est et l'ouest nord-américains en effectuant des comparaisons entre les résultats obtenus par les spectres des deux codes en vigueur.

Est :

En s'appuyant sur la figure 4.1, on remarque que la force maximale augmente linéairement ou presque en fonction de l'augmentation de la rigidité post-élastique du système d'isolation aussi bien selon le code national du bâtiment 2010 que pour le code canadien sur le calcul des ponts routiers 2006. L'effet de la force caractéristique sur la réponse semble moins organisé. Globalement, il s'agit d'une légère baisse de la force maximale pour les faibles Q_d plus marquée pour les forts K_d et selon les courbes des résultats du S6-06, suivie d'une indépendance de la force maximale de Q_d à partir de sa valeur de référence pour les systèmes à forte (S6-06) et très forte (CNBC 2010) capacité de recentrage et une augmentation linéaire pour les autres valeurs selon une pente croissante avec la baisse de la rigidité tangente. Toutefois, l'effet de Q_d reste limité à l'exception des systèmes à très faibles taux d'amortissement. On constate également que sur une large gamme de valeurs de $K_d D/W$, la force la plus élevée correspond à des Q_d élevés pour le CNBC 2010 alors que les faibles Q_d induisent les plus larges forces selon le S6-06. Les résultats des deux codes sont très éloignés, avec des valeurs évaluées comme très élevées selon le code des ponts routiers. Ceci est dû principalement à la négligence du code S6-06 dans le traitement de la différence importante entre la sismicité de Montréal et Vancouver. Ces deux grandes villes d'étude dont le risque sismique est le plus élevé respectivement de l'est et l'ouest canadiens ont le même rapport d'accélération de la zone de 0,2 et le même spectre selon le S6-06.

L'écart entre les mêmes courbes de chaque code est peu significatif pour les systèmes à forts amortissements et faible capacité de recentrage, mais devient progressivement plus important avec la baisse de la force caractéristique et la hausse de la rigidité tangente. Par exemple,

l'écart est minimum est quasiment nul pour $K_d D$ de $1,4\%W$ et Q_d de $4,2\%W$ et est très important pour $K_d D$ de $13,7\%W$ et Q_d de $0,42\%W$ avec 75% de différence par rapport à la courbe du CNBC 2010.

Le taux de hausse de la force maximale est remarquablement de plus en plus élevé avec la baisse de la force caractéristique Q_d . Réciproquement, la gradation de la force maximale en fonction de la force de recentrage se fait plus lentement lors d'une augmentation importante de Q_d . À titre d'exemple, pour des taux d'augmentations constants de Q_d/W de S6-06, la variation de F_{max}/W en fonction de $K_d D/W$ est d'environ 3 à 4 fois pour tous les systèmes et on remarque une chute notable pour $\Delta Q_d = +100\%$. La même chose s'applique pour le CNBC 2010, avec un pourcentage d'augmentation de la force maximale de +669% pour Q_d de $0,42\%W$ et à peu près de moitié pour Q_d de $4,2\%W$.

En effectuant des comparaisons par rapport au système de référence, on peut, tout d'abord, observer que, que ce soit pour le CNBC2010 ou la S6-06, la force devient plus importante avec l'augmentation de K_d . Ensuite, en s'appuyant sur les courbes de l'analyse simplifiée du S6-06, pour une augmentation de +100% de K_d , elle varie de +41,4% pour la plus forte force caractéristique, contre +122,6% pour la plus faible. Selon une baisse de -80% de K_d , elle s'amenuise de -26,97% pour Q_d de $4,2\%W$ et -64,19% pour Q_d de $0,42\%W$. Enfin, d'après les courbes de l'analyse simplifiée du CNBC 2010, pour une augmentation de +100% de K_d , les efforts augmentent d'environ +80% pour les bornes extrêmes de Q_d . Selon une baisse de -80% de K_d , la force maximale reste inchangée pour la plus forte force caractéristique mais baisse de -58% pour la plus faible. On remarque que les résultats des deux codes sont très contrastés pour l'est canadien.

L'effet extrême de la baisse de la température est concrétisé par un taux d'augmentation de +100% des valeurs des paramètres hystérétiques du système d'isolation, en comparant les résultats du système correspondant à cette élévation avec le système de référence. On observe une hausse de +41,4% selon le S6-06 et +80% selon le CNBC 2010.

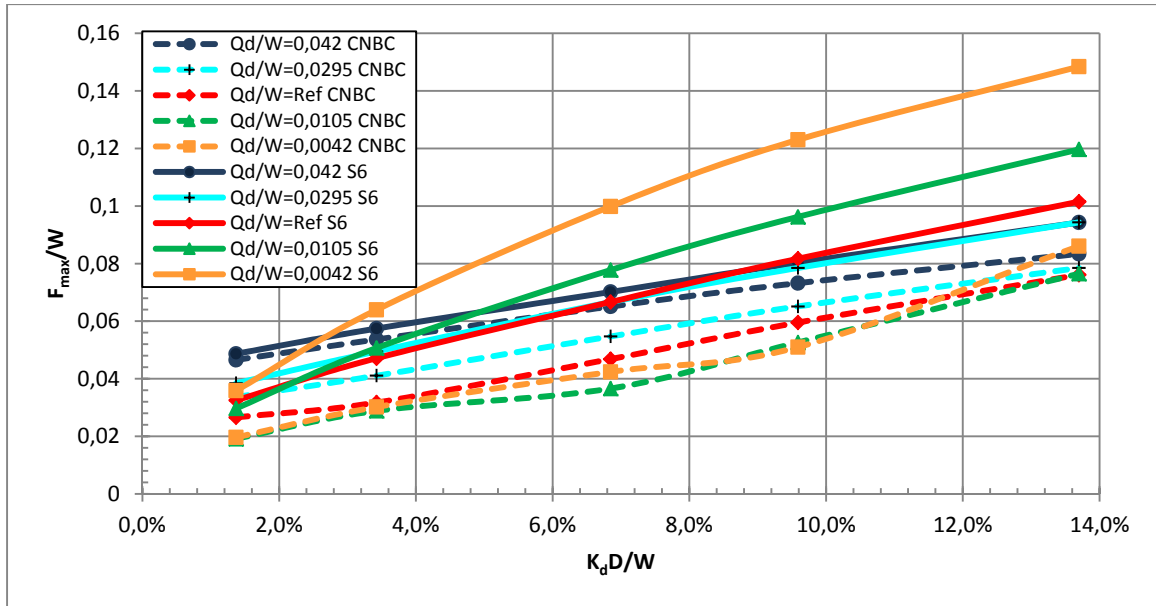


Figure 4.1 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est **a)** (en pointillé) CNBC 2010 **b)** (continu) S6-06

Ouest :

Pour ce qui est de l'ouest, la figure 4.2 montre que la demande en force est beaucoup plus importante pour le code du bâtiment 2010 qui vaut en moyenne le double de celle du code des ponts routiers. La tendance globale est pratiquement similaire sur une large plage de valeurs de paramètres mécaniques de l'isolateur, on observe une croissance linéaire de la force maximale en fonction de la rigidité post-élastique du système d'isolation, avec des niveaux plus élevés avec la baisse de Q_d . De point de vue variation de la force caractéristique, la force diminue puis se stabilise à partir des valeurs de référence. Dans le cas des systèmes à faible capacité de recentrage, on note une indépendance de la force maximale de la force caractéristique suivie d'une légère hausse linéaire. L'effet de la force caractéristique surtout pour les faibles valeurs est plus marquant pour les systèmes ayant de larges forces de recentrage, mais généralement il reste relativement limité.

Les courbes ayant les mêmes taux de forces caractéristiques selon chaque code sont plus proches pour les faibles forces de recentrage et s'écartent avec la hausse de ladite force.

Pour des taux d'augmentations constants de Q_d , la demande en force en fonction de $K_d D/W$ est plus importante pour les faibles que les forts taux. En fait, sur tout l'intervalle de $K_d D/W$, en examinant les résultats de la S6-06, on aperçoit une hausse de +314% pour Q_d de 1,4% W contre seulement +94% pour Q_d de 13,7% W . En revanche, on remarque que la force s'accroît du double selon le CNBC 2010.

Par ailleurs, en adoptant le système ayant Q_d de 2,1% W et K_d de 6,85% $W/100$ comme système de référence et cherchant les variations optimales dues à un changement des paramètres mécaniques, on note les constatations suivantes : Pour le niveau de force de recentrage le plus élevé, les résultats des deux codes sont similaires. La force augmente d'un maximum de +125% pour les plus faibles taux d'amortissement et de +40% pour les plus larges Q_d . Pour les plus faibles K_d , la baisse minimale est comprise entre $-1/4$ et -60% . Cependant, les systèmes qui donnent ces taux de baisse sont différents selon chaque code.

Les températures négatives extrêmes ont un effet sur la force maximale dans la structure, toutefois, elles sont moins néfastes à la structure comparativement au cas de l'est. Comme on peut le voir la force augmente avec un taux moins important autant que la température diminue. Autrement dit, si on double les valeurs des paramètres hystérétiques, la force maximale tend à croître de seulement +40%.

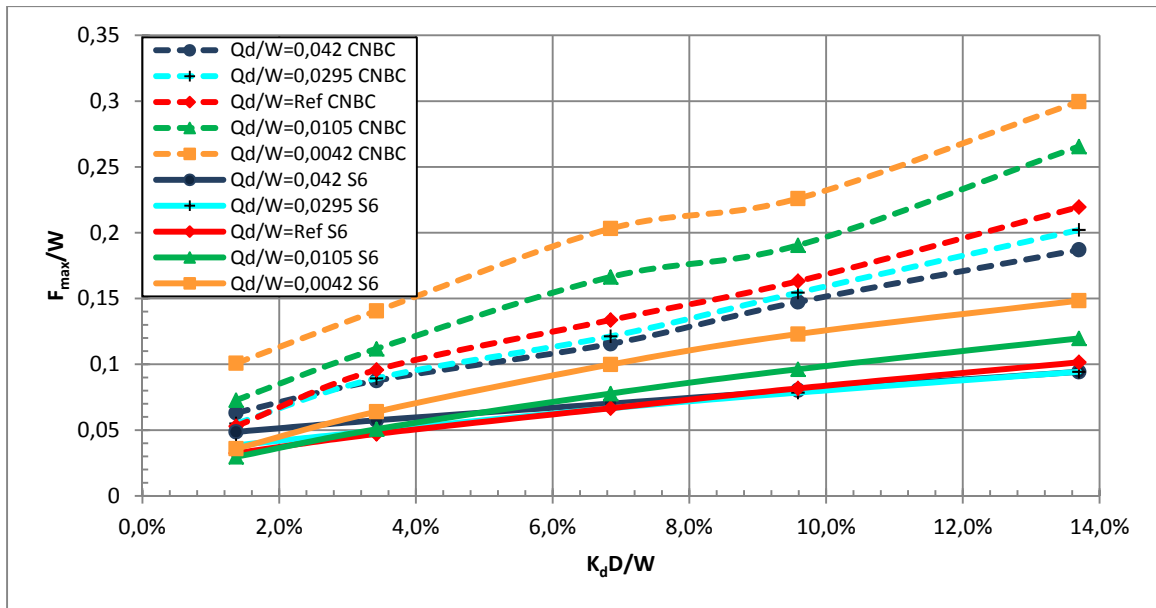


Figure 4.2 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest **a)** (en pointillé) CNBC 2010 **b)** (continu) S6-06

4.2.1.2 Déplacement maximal

La deuxième sous-section est consacrée aux comparaisons entre les déplacements maximums prédis par les méthodes simplifiées du CNBC 2010 et du code S6-06.

Est :

La figure 4.3 décrit la variation du déplacement maximal en fonction des propriétés hystériques du système d'isolation pour l'est selon les deux codes. D'une façon générale, les déplacements du S6-06 sont largement supérieurs à ceux obtenus par le code du bâtiment, ils sont à peu près 50% plus larges en moyenne.

On peut constater à partir des courbes du S6-06 que le déplacement maximal a une tendance traduite par une nette diminution parabolique avec la hausse des paramètres caractéristiques du système d'isolation. Par contre, les résultats du CNBC 2010, n'ont pas de tendance claire, à part le fait que le déplacement maximal est moins important avec la hausse de Q_d et

généralement les courbes se rapprochent avec la hausse de la capacité de recentrage du système. De plus, l'écart entre toutes les courbes est plus rétréci pour des forts Q_d mais beaucoup plus important pour les faibles taux notamment pour les valeurs les plus basses. Cela signifie que le déplacement devient peu sensible à la variation de Q_d pour les systèmes à forts taux d'amortissement.

Comme cité ci-haut, selon le code de ponts routiers, le déplacement maximal tend à diminuer en fonction de la rigidité tangente selon un taux de diminution qui régresse avec l'évolution de la force caractéristique. En effet, ce taux de baisse varie de -50% à -20% avec la hausse de Q_d . Pour ce qui est du CNBC 2010, excepté le système ayant le plus bas Q_d où la baisse est d'environ la moitié, les autres systèmes révèlent une légère sensibilité aux paramètres mécaniques de l'isolateur, on note une baisse suivie d'une certaine hausse.

L'effet de la force caractéristique sur le déplacement maximal évalué par rapport au système de référence, est plus significatif et augmente pour une baisse de l'amortissement qui va du double à la moitié des valeurs de référence du S6-06 et CNBC 2010 respectivement. Par contre, cet effet est moins intense lors d'une hausse de l'amortissement, on ressent une baisse de -38% selon le S6-06 et de $-1/10$ selon le CNBC 2010.

Il est clair que suite à une baisse de la force caractéristique le déplacement tend à augmenter. Cette hausse s'avère plus nette si on fait diminuer la rigidité tangente d'une façon simultanée. Ainsi, les déplacements les plus élevées sont atteints par les systèmes ayant de faibles taux d'amortissement visqueux et de capacité de recentrage.

Par ailleurs, si on désire examiner l'effet de la variation des paramètres caractéristiques par rapport au système initial de référence du S6-06, on peut distinguer entre deux variations enveloppes : Une maximale qui regroupe les déplacements maximums les plus élevés obtenue par des systèmes ayant les plus faibles taux d'amortissement avec Q_d de $0,42\%W$ et une minimale qui correspond à Q_d de $4,2\%W$ représentant les plus faibles niveaux. Le déplacement maximum absolu vaut $+247\%$ la valeur du système de référence, lorsque Q_d et

K_d sont à leurs taux minimums. Dans le cas inverse, on obtient les déplacements maximums les plus faibles avec une baisse maximale de -43% . En s'appuyant sur les résultats du CNBC 2010, on obtient des résultats semblables pour les mêmes systèmes, avec des déplacements extrêmes qui valent le triple et $-1/5$ de la valeur de référence.

Pour l'est, comme prévu, l'effet de la baisse de la température suscite une baisse plus ou moins importante du niveau de déplacement maximal. On peut voir cela de près par la baisse du déplacement maximum avec la hausse des paramètres caractéristiques du système d'isolation, où on peut observer une baisse maximale de -43% et -20% respectivement pour la S6-06 et le CNBC 2010 par rapport aux valeurs initiales de référence.

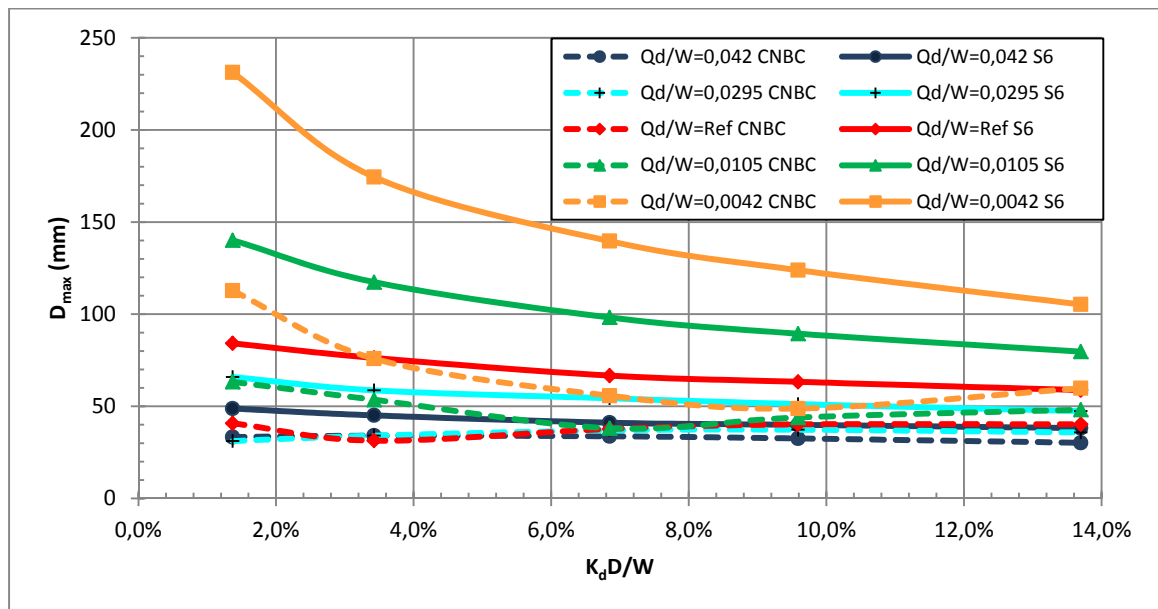


Figure 4.3 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06

Ouest :

Contrairement à l'est, les plus grands niveaux de déplacements maximums sont enregistrés par l'analyse simplifiée basée sur le spectre du code de bâtiment 2010. Selon une baisse des paramètres intrinsèques d'étude, le déplacement tend à augmenter d'une façon spectaculaire,

pour les autres systèmes, il diminue plus lentement avec la hausse des paramètres caractéristiques.

Pour des taux constants de la force caractéristique, la baisse du déplacement maximal est de $-1/2$ à $-1/5$ selon le S6-06, et de $-2/3$ à $-1/3$ selon le code national du bâtiment 2010. Suite à une baisse de la force caractéristique de -80% , le déplacement maximal tend à augmenter du double à 1,75 fois les valeurs de références du S6-06 et du CNBC 2010, et diminue d'environ -35% lors d'un doublement de force caractéristique.

En outre, pour les variations extrêmes du déplacement maximal par rapport à celui du système de référence pour chaque code, il est clair que la baisse des paramètres rend le déplacement maximal très sensible à cette variation. On note une hausse de $+247\%$ et $+329\%$ respectivement selon le S6-06 et le CNBC 2010. Dans le cas inverse, on peut évaluer l'effet d'une baisse maximale de la température caractérisée par une hausse de $+100\%$ des paramètres caractéristiques qui tend à baisser le niveau de déplacement maximal de -43% et -36% respectivement selon le S6-06 et le CNBC 2010 par rapport aux valeurs des systèmes de référence de chaque code.

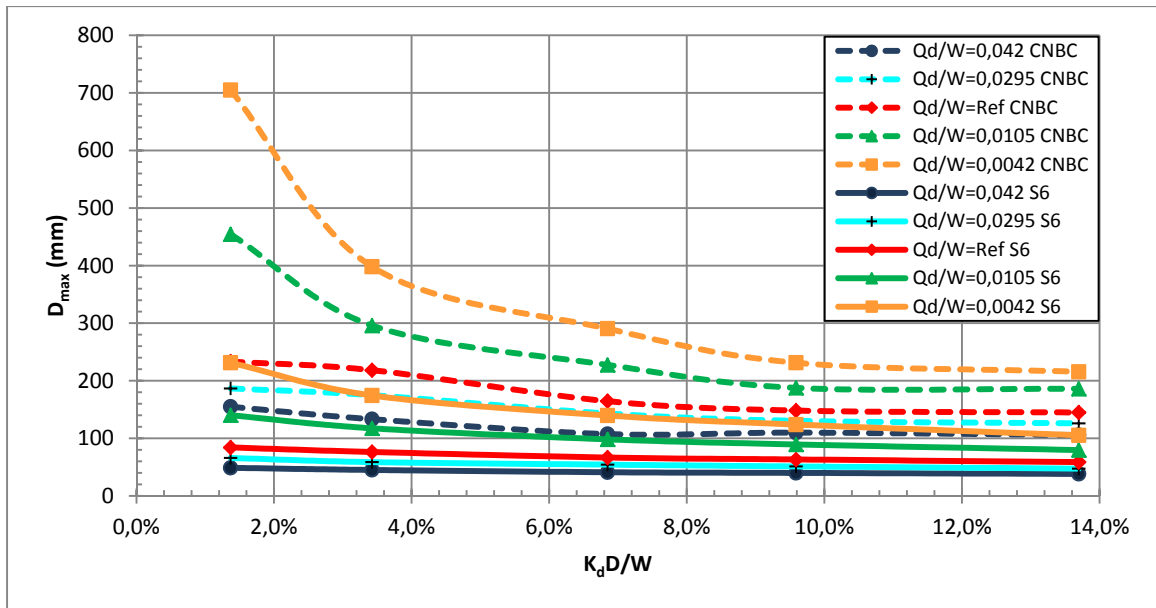


Figure 4.4 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest **a)** (en pointillé) CNBC 2010 **b)** (continu) S6-06

4.2.2 Comparaison des résultats de l'analyse temporelle non-linéaire du CNBC 2010 et de la S6-06 pour l'est et l'ouest

Dans cette sous-section, on a effectué des comparaisons entre les résultats collectés d'une série d'analyses temporelles non-linéaires (ATNL) selon le code national du bâtiment 2010 et le code canadien des ponts routiers 2006.

4.2.2.1 Force maximale

Est :

En s'appuyant sur la figure 4.5, on remarque que la force maximale augmente linéairement ou presque en fonction de l'augmentation de la rigidité post-élastique du système d'isolation aussi bien selon le CNBC 2010 que pour la code S6-06. En outre, on voit clairement que la demande en force selon le deuxième code est de loin beaucoup plus élevée. L'écart entre les résultats relatifs à chaque code est fonction de l'amortissement du système d'isolation. Il est à son minimum dans le cas de dispositifs ayant l'amortissement le plus élevé et tend à

augmenter autant que l'amortissement s'affaiblie, surtout pour les systèmes ayant les taux d'amortissement les plus bas. Une troisième remarque est qu'on obtient des différences énormes en ce qui a trait avec les systèmes qui demandent plus de force par les deux codes. En fait, sur pratiquement une grande partie de l'intervalle de $K_d D/W$, les résultats du code des ponts routiers indiquent que, la force maximale est d'autant plus importante que la force caractéristique est faible tandis que selon le code du bâtiment, on s'aperçoit de l'inverse qui se produit. À cet effet, selon le S6-06, la force maximale absolue correspond à $\{F_{max}^{S6-06}\}_{max} \cong 21\%W$ avec une augmentation de +145%, contre seulement $\{F_{max}^{CNBC}\}_{max} \cong 8,6\%W$ selon le CNBC 2010, pour une élévation d'à peu près +87% par rapport aux forces maximales des systèmes de référence de chaque code ($\{F_{max}^{S6-06}\}_{Réf} = 8,6\%W$; $\{F_{max}^{CNBC}\}_{Réf} = 4,6\%W$), toutes deux obtenues pour un taux de variation maximum de la force de recentrage. Pour des faibles valeurs de K_d , la force maximale diminue d'un quart à moitié de sa valeur initiale sur tout l'intervalle de Q_d/W selon la S6-06, et diminue d'un maximum de $-2/3$ pour $Q_d = 0,42\%W$, mais augmente sensiblement d'un cinquième pour une large force caractéristique selon le CNBC 2010.

De surcroît, en gardant la force caractéristique fixe, on trace les courbes décrivant la variation de la force maximale en fonction de la force de recentrage. Selon les résultats du S6-06, la gradation de la force maximale est remarquable pour tous les systèmes excepté celui ayant la force caractéristique la plus élevée. En effet, pour des taux d'augmentations constants de Q_d/W , la variation de la force maximale en fonction de $K_d D/W$ est d'environ 3 à 4 fois pour tous les systèmes et on remarque une chute notable pour ΔQ_d de +100% avec +135% de plus. De son côté, les résultats du CNBC 2010 semblent très contrastés, avec un taux de variation qui tend à s'élever plus sensiblement avec la baisse de la force caractéristique. Pour $K_d D/W = 13,7\%$, la force maximale hausse de +54%, mais dès qu'on commence à diminuer la valeur de Q_d , on note une hausse de la sensibilité du système à la variation de K_d , évaluée par la pente qui devient de plus en plus raide. Elle augmente de deux fois et demi pour le système de référence, mais rapidement frôle les cinq fois et demi de plus pour le système à très faible taux d'amortissement.

En gardant K_d fixe à 6850 kN/m et pour différentes valeurs de Q_d , selon le code S6-06, la force maximale augmente à peine pour une hausse de Q_d avec un maximum de +14% pour $\Delta K_d = +100\%$. L'effet est plus prononcé d'autant plus que Q_d est faible avec 2/3 de plus de la valeur de F_{max} pour Q_d de $0,42\%W$. En ce qui concerne le code du bâtiment 2010, c'est le contraire, on note une augmentation graduelle lors d'une hausse de la rigidité effective, qui se voit plus nettement pour les valeurs maximales avec un surplus de moitié, pour une baisse de K_d la force à peine diminue avec $-1/5$ de baisse maximale pour ΔQ_d de -50% .

Finalement, il est intéressant de conclure qu'à l'est canadien, la force maximale est plus importante selon une variation de la rigidité tangente que celle de la force caractéristique surtout pour les systèmes à faibles taux de Q_d . La demande en force est plus importante pour les systèmes à très forts et très faibles Q_d respectivement pour le CNBC 2010 et le code S6-06 et encore plus si les isolateurs ont une forte capacité de recentrage. Dans le cas du CNBC 2010, la force maximale absolue correspond à une température extrêmement froide, avec une hausse de la force maximale d'environ +87%. Selon la S6-06, elle croît de 71%. Le niveau de force reste relativement faible selon le CNBC 2010, on a donc intérêt de l'adopter lorsqu'il s'agisse de l'est. Subséquemment, ceci permet de tirer profit de l'efficacité du système d'isolation.

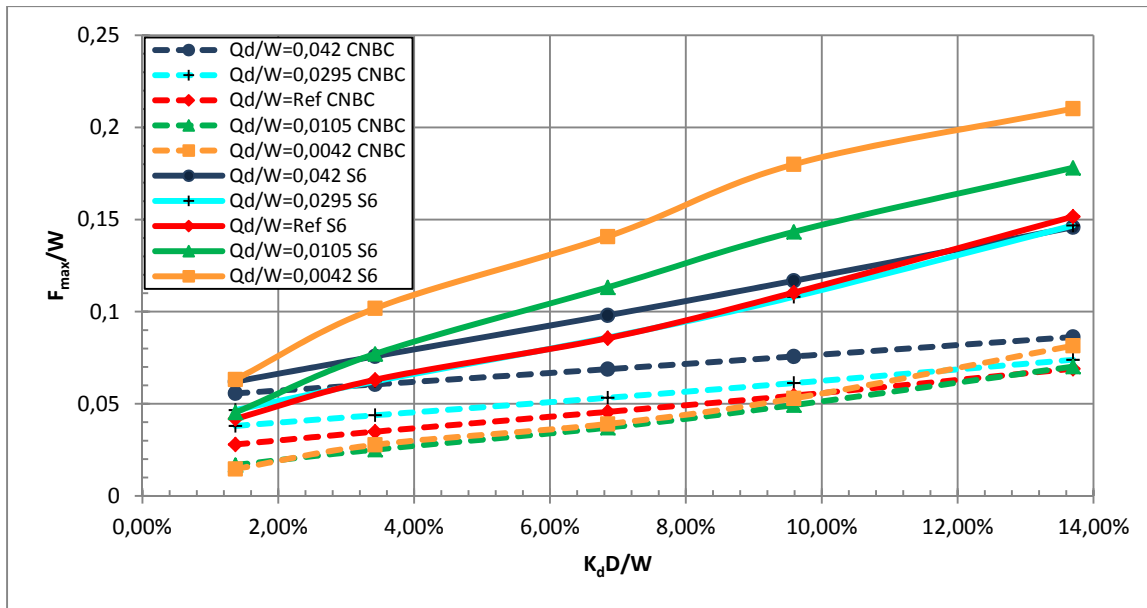


Figure 4.5 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est **a)** (en pointillé) CNBC 2010 **b)** (continu) S6-06

Ouest :

La figure 4.6 montre la variation de la force maximale en ratio du poids comme fonction de la force de recentrage en pourcentage du poids sismique pour l'ouest Canadien. Chaque courbe correspond à un taux de variation fixe de la force caractéristique. On observe que les résultats obtenus pour les deux codes révèlent une tendance similaire avec une hausse quasi-linéaire de la force maximale en fonction de la force de recentrage (i.e. rigidité tangente) du système.

Similairement à l'est, la force maximale est plus sensible à la variation de la rigidité tangente que de la force caractéristique. Par contre, la demande en force est plutôt plus importante selon le CNBC 2010 que le S6-06 avec une différence moyenne de 20 à 30% entre les deux codes. Cet écart moyen est à son maximum pour des Q_d de 0,42% (faible) du poids sismique, et s'amenuise progressivement au fur et à mesure qu'en augmente Q_d .

Les forces maximales sont enregistrées pour les systèmes à faibles taux de Q_d , notamment pour le système ayant le plus faible taux d'amortissement et le plus fort système de recentrage, où on trouve les effets les plus marquants. Cette force maximale atteint sa valeur la plus élevée à 27,2% du poids de superstructure selon le CNBC 2010 et un peu moins selon la S6-06 avec 21,68% de W , ce qui correspondent à un surplus de l'ordre de +114% comparé au système initial de référence ($\{F_{max}^{S6-06}\}_{Réf} = 10\%W$; $\{F_{max}^{CNBC}\}_{Réf} = 12,7\%W$).

Les courbes en bleu et turquoise (Q_d forts) révèlent une indépendance (pour des valeurs moyennes de $K_d D/W$ pour le CNBC 2010 et lors d'une augmentation de la rigidité tangente selon la S6-06) voire légère sensibilité (pour des valeurs extrêmes de $K_d D/W$ pour le CNBC 2010 et selon une baisse de de la rigidité tangente pour la S6-06) de la force maximale en fonction de la force caractéristique. Par contre, on remarque que les autres courbes tendent à s'écarter, ce qui signifie que la baisse de Q_d a un effet plus présent sur la force maximale surtout pour les systèmes avec de bonnes capacités de recentrage.

Pour des taux de Q_d fixes, l'effet de la variation de la force de recentrage est remarquable pour les systèmes de moyenne à faible force caractéristique, qui est de 2 à 4 fois de plus pour les deux codes surtout lorsqu'il s'agisse des forces caractéristiques comprises entre celles du système de référence et de 1,05% $W/100$. Le taux d'augmentation minimal est évalué à une augmentation de la rigidité tangente avec 130 à 150% de plus dans la force sismique maximale.

Si on cherche à évaluer l'effet de la variation de la force caractéristique sur la force maximale à partir de la valeur de référence tout en gardant le système de recentrage de référence, la force augmente d'une façon plus importante si on fait diminuer l'amortissement du système. L'augmentation est de l'ordre de 40 à 45%. Tandis que la hausse de l'amortissement engendre des effets différents selon les résultats de chaque code. Les résultats du code canadien des ponts routiers exhibent une très légère croissance qui ne dépasse pas 5% alors que ceux du CNBC 2010 vont dans l'autre sens avec une baisse enregistrée d'environ -9%,

et dans les deux cas la hausse de l'amortissement a un effet assez limité sur le niveau de force.

La baisse des températures semble moins nuisible sur les ponts isolés de l'ouest. En effet, tel qu'observé par la figure 4.6, le niveau de force le plus bas est obtenu par les systèmes avec larges propriétés hystérétiques. Par exemple, lorsqu'on augmente de +100% les paramètres d'étude, ceci n'engendre que 1/3 et 1/2 d'augmentation de la force maximale respectivement selon le CNBC 2010 et le S6-06.

Finalement, la demande en force est plus importante pour les systèmes à fortes forces de recentrage et faibles taux d'amortissement (forces caractéristiques Q_d) selon les résultats obtenus par les deux codes en vigueur.

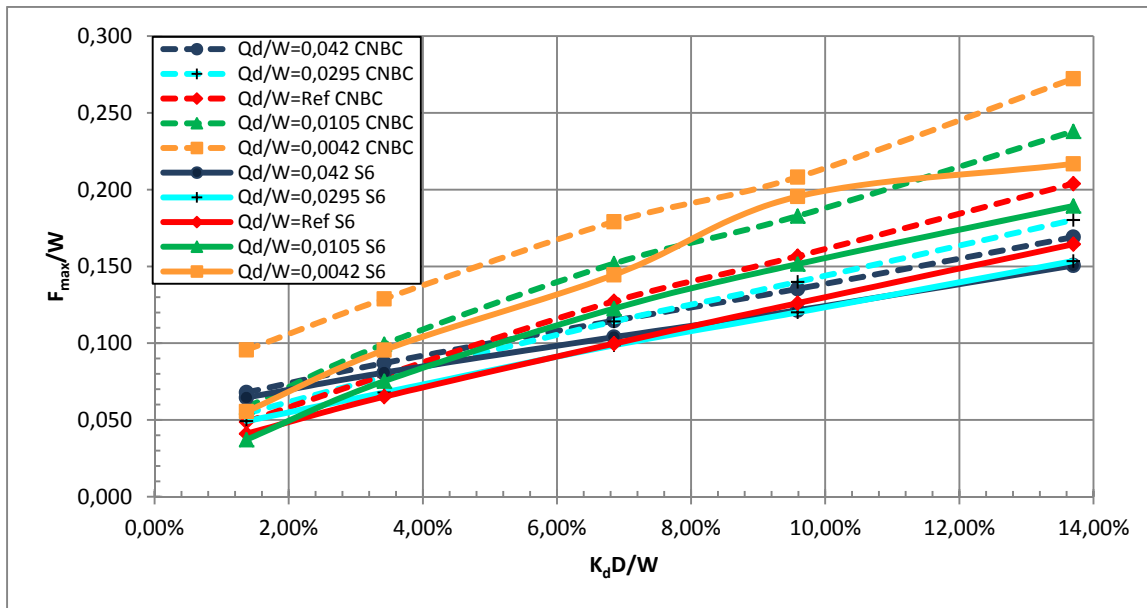


Figure 4.6 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest **a)** (en pointillé) CNBC 2010 **b)** (continu) S6-06

4.2.2.2 Déplacement maximal

Les figures 4.7 et 4.8 nous permettent d'évaluer la variation du déplacement maximal (donné en mm) en fonction de la rigidité de recentrage du système K_d pour l'est et l'ouest canadiens respectivement, pour différents niveaux de la force caractéristique Q_d du système d'isolation.

Est :

D'une façon globale, on remarque qu'à partir des résultats d'analyses temporelles non linéaires présentés par la figure 4.7, les déplacements maximums pour l'est canadien sont largement différents entre les deux codes en vigueur, avec des valeurs beaucoup plus élevées pour la S6-06 que le CNBC 2010, au point que le déplacement maximum absolu du CNBC 2010 ($\sim 75 mm$) est de l'ordre de grandeur du déplacement maximal le plus faible obtenu par le code S6-06 ($\sim 78 mm$). Cette différence est schématisée par l'écart qui apparaît entre les courbes des deux codes, et devient de plus en plus important avec la baisse simultanée des paramètres hystérétiques, notamment le cas des systèmes à faibles capacités de recentrage et taux d'amortissement. En revanche, les déplacements maximums des deux codes augmentent avec la baisse de la force caractéristique et généralement baissent ou sont constants avec la hausse de la rigidité post-élastique.

Les résultats du CNBC 2010 montrent une presque indépendance du déplacement maximal avec la variation de la rigidité tangente quelle que soit la valeur de la force caractéristique. Il est excepté de cette constatation, les systèmes ayant un très faible taux d'amortissement, toutefois le taux de variation maximale ne dépasse pas $-1/3$ de diminution. En outre, si on observe de près les courbes du CNBC 2010, on s'aperçoit d'une baisse suivie d'une hausse en passant par une valeur minimale du déplacement maximal, sans que cela change les constatations qu'on vient de citer, vu que la variation est très limitée.

Si on étudie l'effet de variation de la force caractéristique, on observe une diminution importante sous forme parabolique du déplacement maximal pour les faibles taux d'amortissement, surtout pour les systèmes ayant de faibles forces de recentrage. Ensuite, on

note une baisse quasi linéaire selon une légère pente suite à une hausse de Q_d à partir de la valeur de référence.

En examinant les résultats de l'autre code, cette tendance semble similaire pour les systèmes à forts Q_d , mais dès que la force caractéristique tend à diminuer, on observe une augmentation du taux de diminution du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par pourcentage du poids sismique. À titre d'exemple, on note un taux de diminution de -30% pour Q_d de référence qui augmente à -50% pour Q_d de $1,05\%W$ et $-2/3$ pour Q_d de $0,42\%W$.

Par ailleurs, en faisant les différentes comparaisons entre les systèmes où sont observées les variations extrêmes du déplacement maximal avec le celui du système de référence, d'une part, les résultats du CNBC 2010 révèlent une baisse constante de -15% du D_{max} sur tout l'intervalle de $K_d D/W$ pour le système avec Q_d de $4,2\%W$. Les maximums sont obtenus avec des Q_d, K_d très faibles avec une hausse du double et de moitié lors d'un doublement de la rigidité post-élastique pour le même taux de Q_d . D'autre part, les résultats de la S6-06 sont très contrastés pour la borne inférieure de la force de recentrage, avec des variations de plus que 4 fois pour un très faible Q_d et une diminution de $-1/4$ pour le plus forts Q_d . Pour l'autre borne de $K_d D/W$, on obtient le même taux de diminution pour les Q_d forts, mais une hausse de $+60\%$ dans le cas inverse.

L'effet de la baisse de la température semble peu significatif mais bénéfique sur la valeur du déplacement maximal. En effet, en comparant les résultats du système possédant le double des valeurs hystérétiques de ceux du système de référence, on voit que les déplacements maximums diminuent d'environ -15% et -25% respectivement selon le CNBC 2010 et le code S6-06. Ainsi, on comprend que la baisse de la température engendre une légère baisse du déplacement dans l'isolateur. On peut dire que dans un pont isolé de l'est pour un système d'isolation possédant une force de recentrage de référence semble un bon candidat afin d'esquiver les effets des tremblements de terre tout en contrôlant les déplacements maximums.

Finalement, on conclut que pour l'est canadien, l'effet de la baisse de la température, ainsi que le choix d'un système à fort taux d'amortissement est bénéfique en ce qui concerne les déplacements maximums. Le système de recentrage n'a pratiquement pas d'effet sur le déplacement, à l'exception des ponts dotés d'isolateurs dont les paramètres caractéristiques sont très faibles.

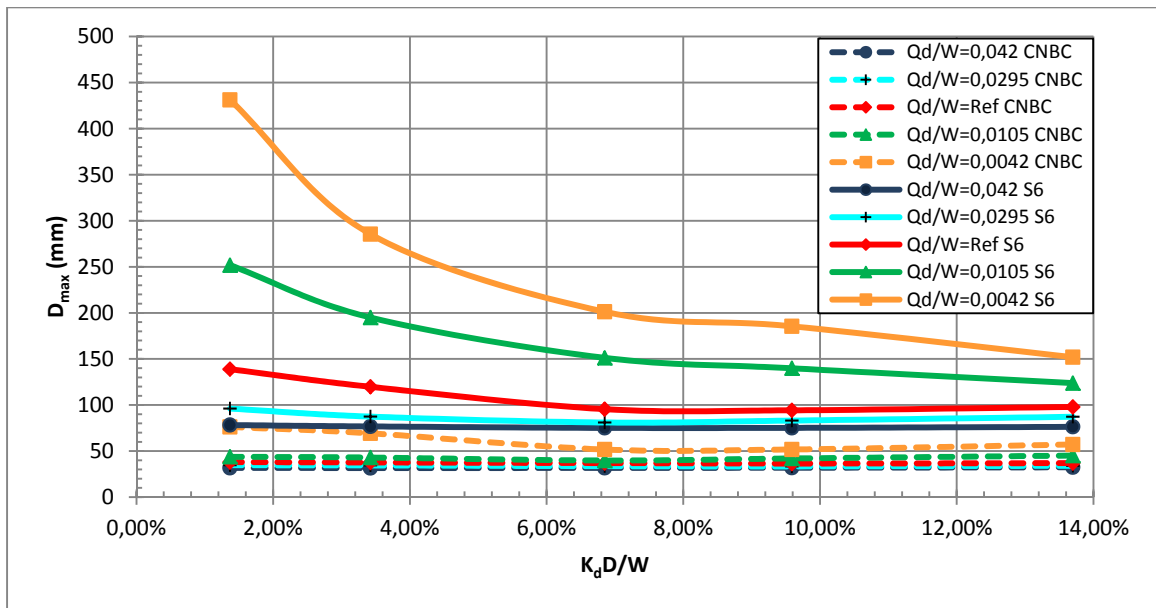


Figure 4.7 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06

Ouest :

Contrairement à l'est, les résultats obtenus par les deux codes selon la série d'analyses non linéaires illustrés par la figure 4.8, révèlent une tendance générale similaire. On note une baisse du déplacement maximal en fonction de $K_d D/W$ et Q_d/W avec des valeurs plus élevées selon CNBC 2010. On constate que les déplacements maximums sont assez élevés ($80 \text{ mm} < D_{max}$) et dépassent même les 300 mm pour les plus faibles taux d'amortissements et forces de recentrage. En outre, le déplacement maximal enregistre une baisse avec la hausse de la force de recentrage (K_d plus élevés) et d'amortissement (Q_d plus

élevés), selon une variation parabolique pour les faibles Q_d et pratiquement linéaire dans le cas inverse.

Si on cherche les conséquences d'une variation de la rigidité tangente pour des taux de variations constants de la force caractéristique, on trouve que le déplacement maximal est le plus sensible pour les systèmes avec faibles Q_d , avec une baisse spectaculaire de -70% selon le CNBC 2010 et -58% selon la S6-06, sur tout l'intervalle de $K_d D/W$. Cette sensibilité est de plus en plus marquée avec la hausse de la force caractéristique, ou trouve par exemple pour Q_d de $4,2\%W$, un taux de diminution de l'ordre de $-1/5$ pour les deux codes.

En se référant au système de référence, on trouve que le déplacement maximum absolu est atteint par une augmentation de plus que 3 fois selon le CNBC 2010 et 4 fois selon la S6-06. Ce déplacement est nettement relatif au système ayant (Q_d, K_d) les plus faibles. Pour les systèmes à grande capacité de recentrage, les déplacements maximums extrêmes sont obtenus selon une augmentation de $+30\%$ à $+35\%$ pour les faibles taux d'amortissement et une diminution de -38% pour le CNBC 2010 et -31% pour la S6-06 dans le cas de taux forts d'amortissement. Ce dernier cas correspond à l'incidence d'une baisse extrême de la température.

Par conséquent, la baisse de température ainsi que le choix de systèmes ayant de forts taux d'amortissement et forte capacité de recentrage tendent à réduire les déplacements maximums encaissés par l'isolateur dans la zone sismique de l'ouest canadien.

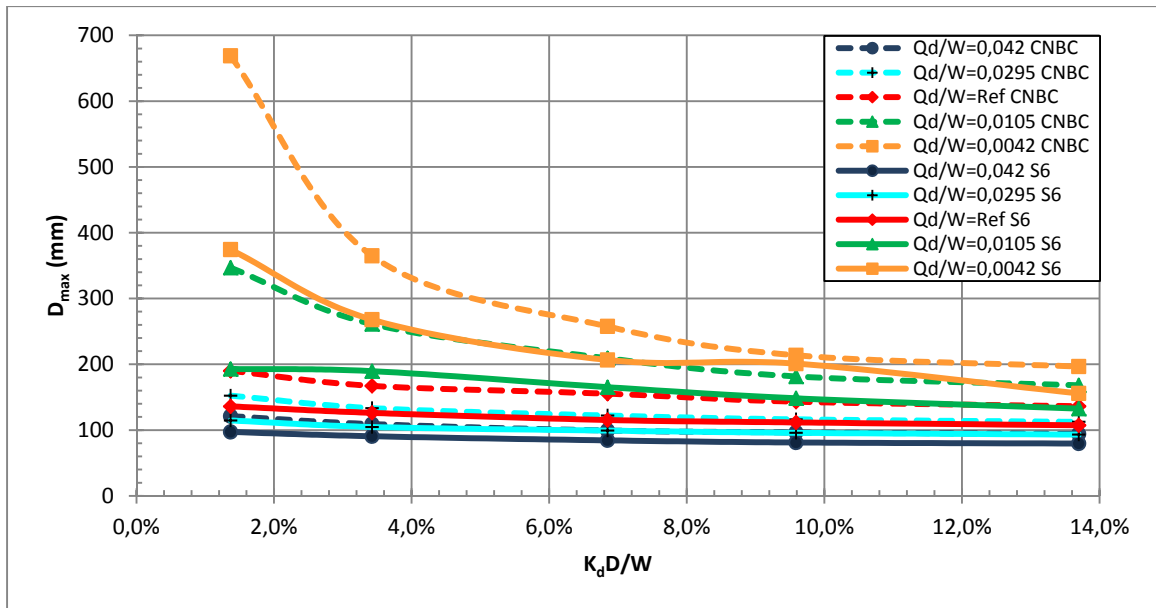


Figure 4.8 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06

4.2.2.3 Déplacement résiduel

Le déplacement résiduel est un paramètre important qui indique la capacité d'une structure à regagner sa position initiale d'équilibre à la fin de l'excitation sismique. Ainsi, il est d'intérêt à avoir des déplacements résiduels situés à des niveaux très bas, sinon le pont risque de se trouver dans une nouvelle position d'équilibre écartée de la première. Si en plus, le déplacement résiduel est excessif, des effets non souhaités de second ordre peuvent apparaître et rendre le viaduc plus vulnérable.

Le déplacement résiduel peut donc être limité par l'augmentation de la force de recentrage, par suite, on prévient la structure des répliques des séismes les plus dévastateurs ainsi que les éventuels futurs tremblements de terre (Cardone *et al.*, 2015; Medeot, 2004).

Dans ce contexte, on vise par la présentation et l'interprétation des résultats illustrés par les figures 4.9 et 4.10 à évaluer les effets de la variation des paramètres hystérétiques sur l'état du pont à la fin des vibrations libres qui suivent les tremblements de terre en termes de

déplacements résiduels. On a choisi un intervalle considérable afin de s'assurer de la stabilisation du pont. Il est à noter qu'après le séisme, le système non-linéaire ne se stabilise jamais puisqu'aucun amortissement visqueux n'est prévu et que le système travaille en zone élastique. Donc, le système se comporte comme un système linéaire non amorti une fois les forces excitatrices sismiques passées.

Est :

La figure 4.9 illustre la variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par pourcentage du poids sismique pour l'est canadien selon les deux codes en vigueur. On constate que le déplacement résiduel tend à diminuer d'une façon parabolique et assez rapide puis se stabilise à peu près à partir de $100K_d$ de $8,4\%W$, les déplacements sont ainsi contrôlés à une valeur inférieure à 5 mm . Les résultats du code canadien des ponts routiers sont beaucoup plus élevés que ceux du code national du bâtiment, excepté le système à plus faible force caractéristique et surtout dans le cas des faibles taux de force de recentrage par pourcentage de poids sismique. L'effet de la force de recentrage est crucial et est inmanquablement le plus important et c'est celui qui décrit aptitude d'une structure à revenir à sa position d'équilibre initiale. L'amortissement n'a pas d'effet à signaler avec une variation très arbitraire observée sur le déplacement résiduel.

Excepté le système à plus faible taux d'amortissement, selon les résultats du CNBC 2010, le déplacement résiduel pour les systèmes à faibles capacités de recentrage est moins élevé que celui de la S6-06, ce qui implique une baisse moins prononcée.

De plus, on remarque que pour des systèmes ayant des capacités de recentrage inférieures à celle du système de référence, l'élévation du taux d'amortissement occasionne des niveaux plus élevés des déplacements résiduels.

La baisse de la température ainsi que le choix d'un système à fortes capacités de recentrage permettent de réduire les déplacements résiduels à de très bas niveaux.

Il est à noter que les résultats obtenus représentent les moyennes des réponses maximales des séismes sélectionnés, toutefois, pour certains séismes le déplacement peut devenir très important, il faut donc faire une étude particulière pour ce type d'événements.

Dans tous les cas, le déplacement résiduel à l'est du Canada obtenu avec le spectre du CNBC 2010 reste en deçà de 15 mm quelque soit K_d et Q_d .

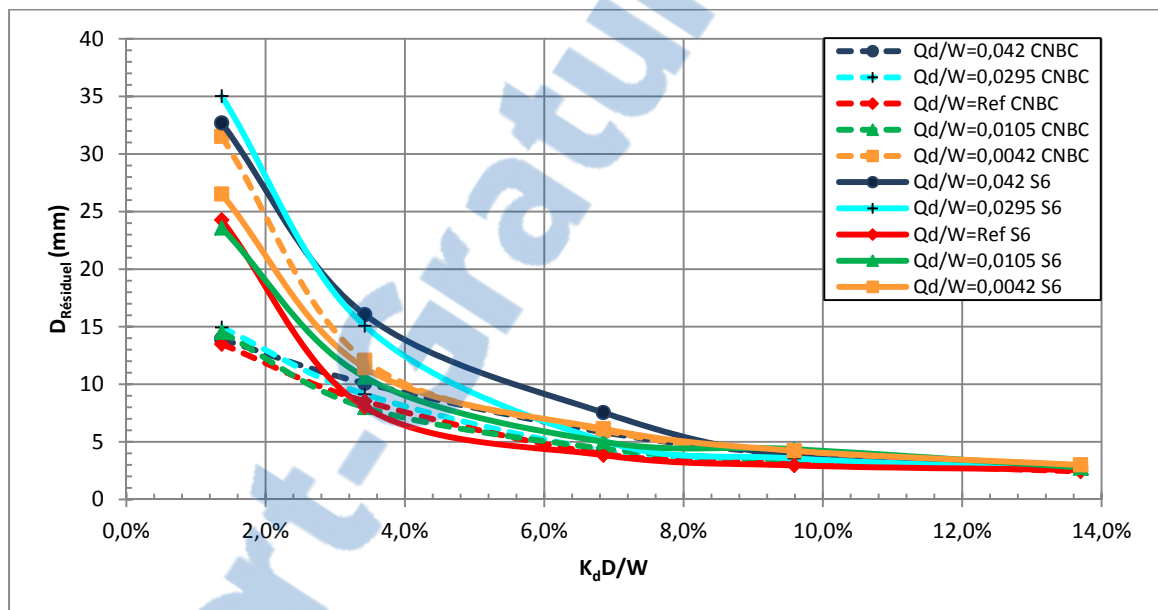


Figure 4.9 Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) CNBC 2010 b) (continu) S6-06

Ouest :

La tendance générale est semblable à celle de l'est. Néanmoins, les courbes des deux codes se ressemblent en termes de variation avec des valeurs plus importantes pour le CNBC 2010.

Contrairement aux systèmes ayant des paramètres caractéristiques supérieurs à ceux du système de référence, le déplacement résiduel se trouve relativement dépendant de la variation de la force caractéristique et donc de l'amortissement du système, si la force de recentrage est très faible. Cette dépendance est plus prononcée si de plus le système ait une très faible capacité de recentrage. Toutefois, le paramètre crucial qui influence le plus sur le

niveau du déplacement ultime de la structure après le passage des séismes reste la rigidité post-élastique.

Dans ce sens, il est clair que la baisse du taux d'amortissement est accompagnée d'une réduction sensible du niveau de déplacement résiduel lors d'une amélioration de la capacité de recentrage du système d'isolation. Ainsi, il suffit de ramener le système à une capacité de recentrage de $3,4\%W$, le déplacement résiduel devient pratiquement nul. Pourtant, les systèmes ayant de fortes forces caractéristiques nécessitent plus de force de recentrage pour atteindre cet objectif.

De même qu'à l'est, la baisse de la température ou le choix d'un système à forte force de recentrage induisent un contrôle adéquat sur les déplacements résiduels en ramenant la structure parfaitement à sa position initiale d'équilibre.

Que ce soit pour l'est ou l'ouest, suite à l'augmentation des paramètres hystérétiques de la valeur de référence, on assiste à une baisse substantielle du niveau de déplacement résiduel. Toutefois, la sismicité de l'ouest (0,08 à 0,56 mm) montre que les systèmes d'isolation deviennent plus efficaces en permettant de réduire les déplacements résiduels à des valeurs quasiment nuls comparativement à ceux de l'est (2,5 à 3 mm). On peut également tirer profit de l'amenuisement de la température au-dessous du point de congélation.

On constate que les déplacements résiduels sont pas mal plus faibles à l'ouest qu'à l'est du Canada, ils deviennent pratiquement nuls pour des K_d supérieurs à la valeur de référence.

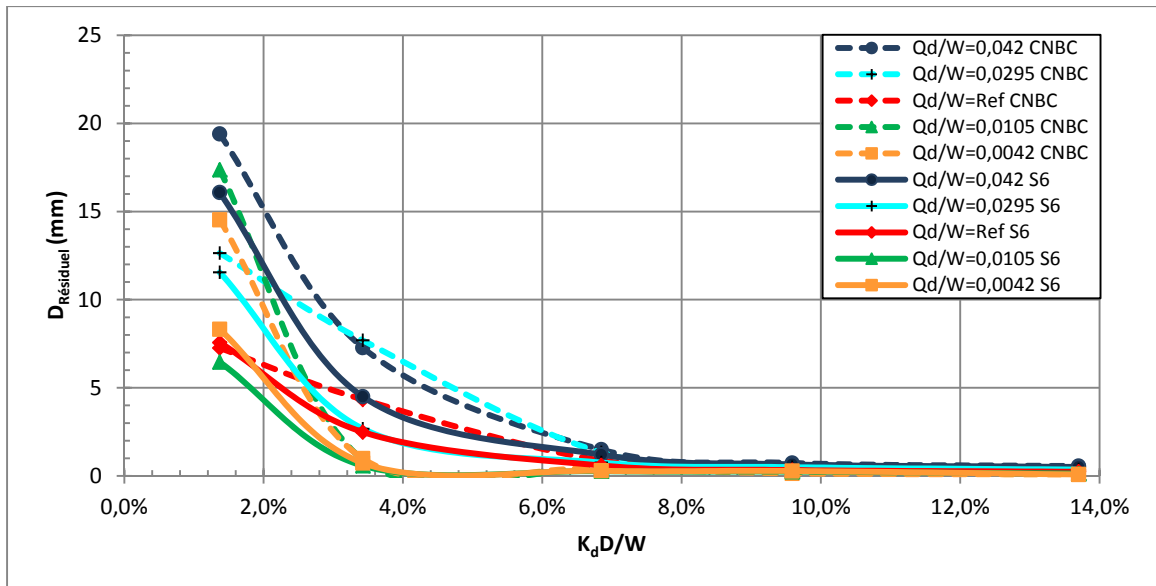


Figure 4.10 Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest **a)** (en pointillé) CNBC 2010 **b)** (continu) S6-06

4.2.3 Comparaison des résultats de l'analyse simplifiée avec ceux de l'analyse temporelle non-linéaire pour l'est et l'ouest selon le CNBC 2010

Cette section a pour finalité l'évaluation de la précision de la méthode simplifiée du code national du bâtiment 2010 ainsi que le degré de fiabilité de cette méthode, et ce en comparant ses résultats avec ceux s'écoulant de l'analyse temporelle non-linéaire.

4.2.3.1 Force maximale

Est :

À partir de la figure 4.11 il est clair que la méthode simplifiée du CNBC 2010 donne de bonnes estimations de la réponse réelle obtenue par des analyses temporelles non-linéaires. On constate que les courbes ont une tendance similaire. La méthode est sécuritaire pour les systèmes suivants : ΔQ_d de +40% et de référence avec des $K_d D$ supérieures à $6\%W$ et les systèmes à faibles Q_d pratiquement sur tout l'intervalle de $K_d D/W$. Toutefois, les résultats de la méthode temporelles sont supérieurs d'un maximum de +17%. On peut donc conclure

qu'on peut se fier aux résultats de la force maximale de l'est obtenus par la méthode simplifiée à l'exception des systèmes à très fortes forces caractéristiques, il est souhaitable d'effectuer des analyses dynamiques plus détaillées.

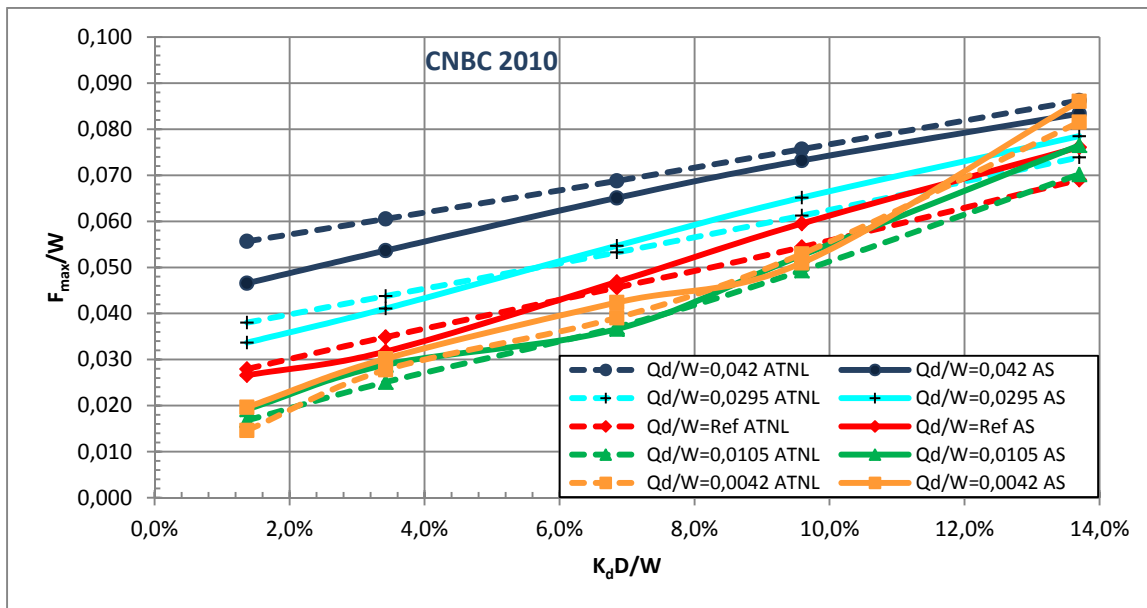


Figure 4.11 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ toutes deux par ratio du poids sismique pour l'est a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL

Ouest :

Similairement aux constatations faites pour l'est, la tendance des courbes semble pareille. On voit que les courbes de la figure 4.12 se suivent. En plus, la méthode simplifiée semble surestimer la réponse pour toutes les combinaisons des paramètres caractéristiques, à part le système ayant Q_d de $4,2\%W$ et des forces de recentrage inférieures à la valeur de référence, où les deux courbes se superposent dans cette zone. Elles s'écartent d'un maximum de +12%. On peut ainsi adopter les valeurs de la force maximales de l'ouest obtenues par analyse simplifiée ou aller chercher des valeurs plus exactes en réalisant des analyses temporelles non-linéaires.

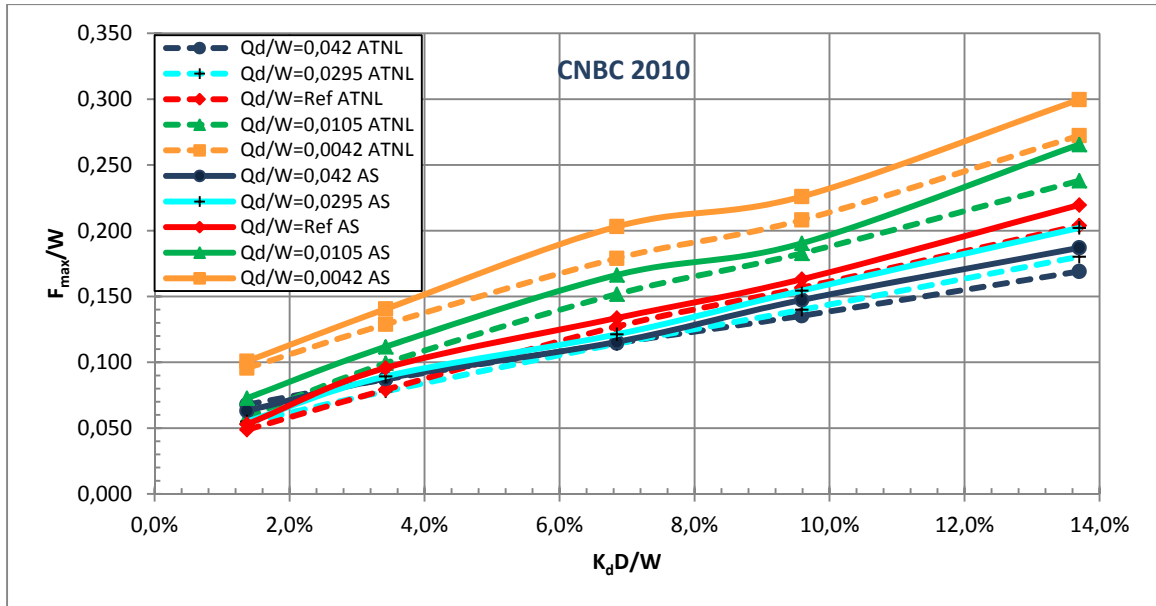


Figure 4.12 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL

4.2.3.2 Déplacement maximal

Est :

Pour ce qui est du déplacement maximal pour l'est, on remarque que sur plusieurs plages du niveau de rigidité de recentrage et de la force caractéristique les courbes se suivent mais pour certains systèmes la réponse semble différente. Ceci est plus percevable pour des faibles taux d'amortissement et de forces de recentrage. En plus, la méthode simplifiée est souvent sécuritaire avec le spectre du CNBC 2010. En général, l'analyse simplifiée fournit un bon estimé du déplacement sismique maximum, sauf pour les systèmes de recentrages faibles ($< K_{d,ref}$), où des écarts importants peuvent avoir lieu. Quand même, il est recommandé d'exécuter des analyses temporelles non-linéaires dans le cas où on désire évaluer le déplacement maximal de la structure construite à l'est du continent.

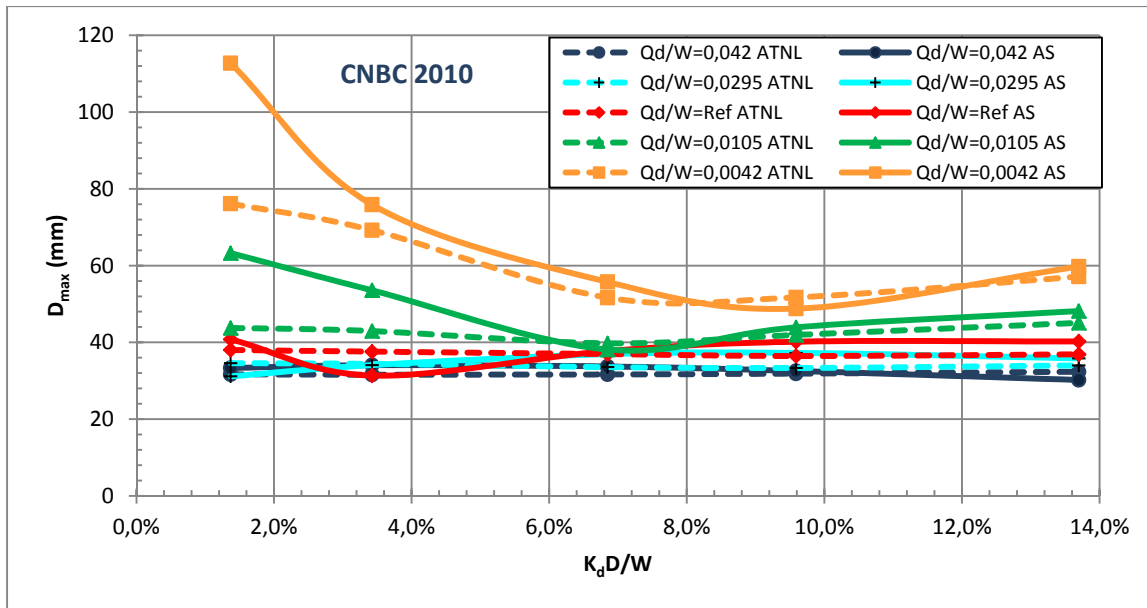


Figure 4.13 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est **a)** (en pointillé) Analyse simplifiée **b)** (continu) ATNL

Ouest :

À l'issue des analyses temporelles non-linéaires, les résultats indiquent que le déplacement maximal tend à diminuer en fonction des paramètres mécaniques de l'isolateur et est sensible surtout pour les systèmes à faibles taux d'amortissement et de capacité de recentrage. Les prédictions de l'analyse simplifiée viennent confirmer ces observations. Globalement on obtient la même tendance de variation. Toutefois, le déplacement maximal de l'ouest est surestimé par l'analyse simplifiée pour toutes les combinaisons des paramètres caractéristiques des isolateurs avec une tendance similaire des courbes. Cette méthode donne de bons résultats qui sont très proches pour les systèmes à forte capacité de recentrage mais elle est relativement moins précise dans le cas inverse. C'est un point très important qui justifie notamment les exigences des codes sur la capacité de recentrage minimale (Voir Guide de l'AASHTO).

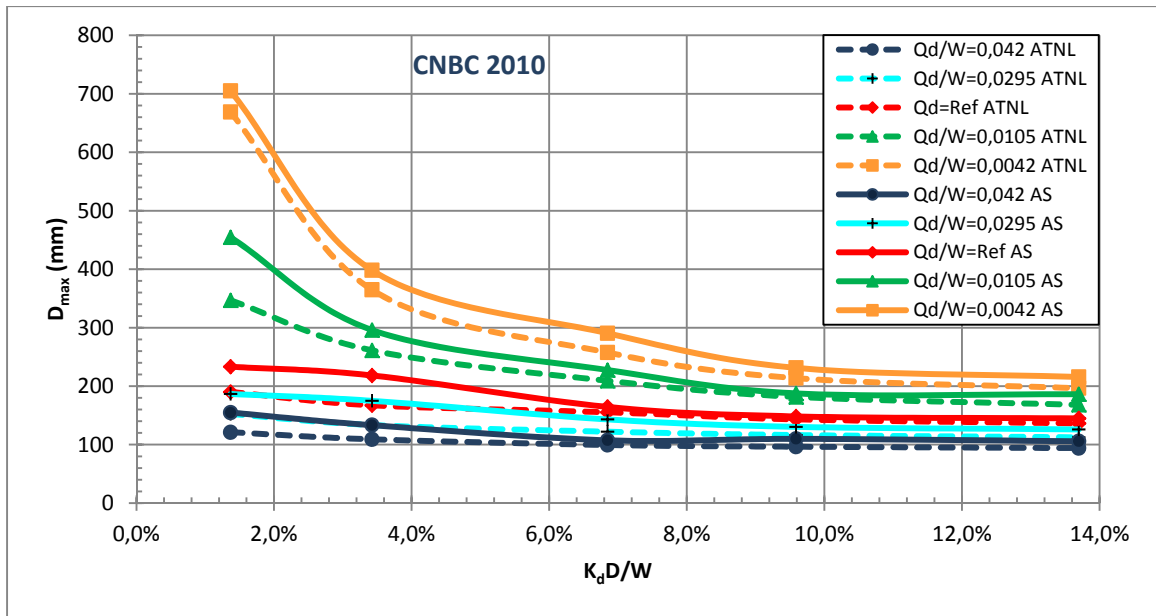


Figure 4.14 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest a) (en pointillé) Analyse simplifiée b) (continu) ATNL

4.2.4 Comparaison des résultats de l'analyse simplifiée avec ceux de l'analyse temporelle non-linéaire pour l'est et l'ouest selon S6-06

Similairement aux constatations présentées pour le CNBC 2010, cette section traite le degré de précision de la méthode simplifiée du code canadien sur le calcul des ponts routiers 2006, suite à des comparaisons des résultats avec ceux s'écoulant de l'analyse temporelle non-linéaire.

4.2.4.1 Force maximale

On peut voir à partir des figures 4.15 et 4.16 que la tendance des courbes est semblable respectivement à l'est et l'ouest. Néanmoins, le niveau de force estimé par l'analyse simplifiée est beaucoup moins élevé que celui de l'analyse temporelle non-linéaire dont les résultats sont environ 1,5 fois plus grands en moyenne. On constate également que les courbes tracées pour des taux de Q_d/W fixes des deux analyses sont plus proches pour des faibles rigidités latérales et s'orientent à s'écarter avec la hausse de ladite rigidité. Autrement

dit, la précision de l'estimation des résultats est plus fiable pour les systèmes ayant de forts taux d'amortissement et de faibles mécanismes de recentrage et devient moins crédible dans le cas inverse.

Ainsi, la méthode simplifiée basée sur les spectres du code S6-06 pour l'est nord-américain peut être envisagée pour estimer l'allure de la réponse, mais elle reste un mauvais indicateur sur le niveau de la demande en force. Il fallait multiplier les valeurs des résultats de l'analyse simplifiée par des facteurs d'échelle afin de trouver la réponse réelle.

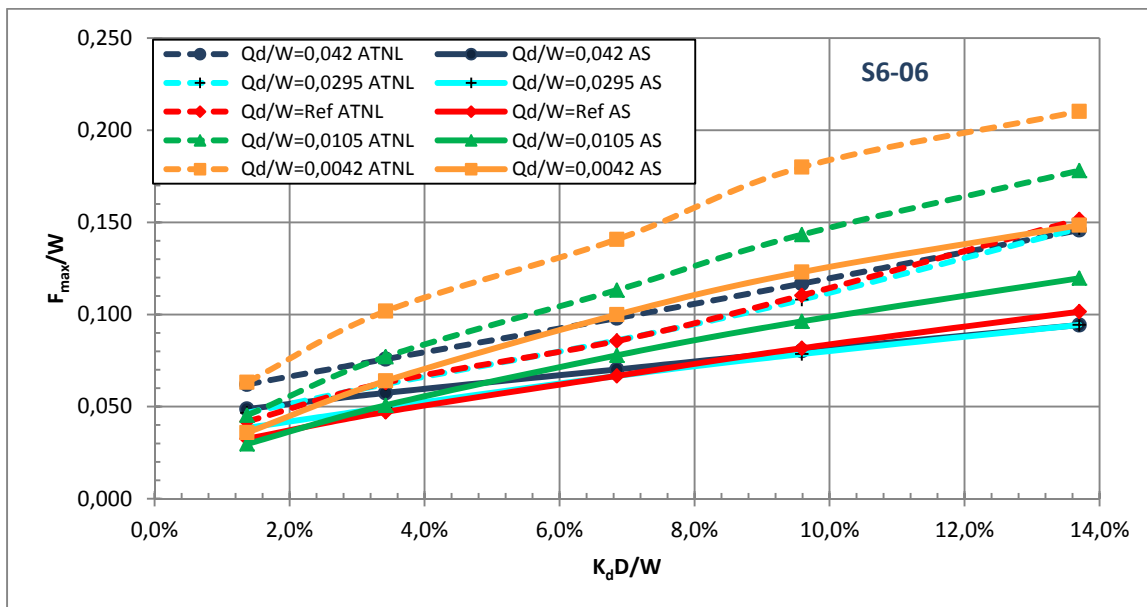


Figure 4.15 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est **a)** (en pointillé) Analyse simplifiée **b)** (continu) ATNL

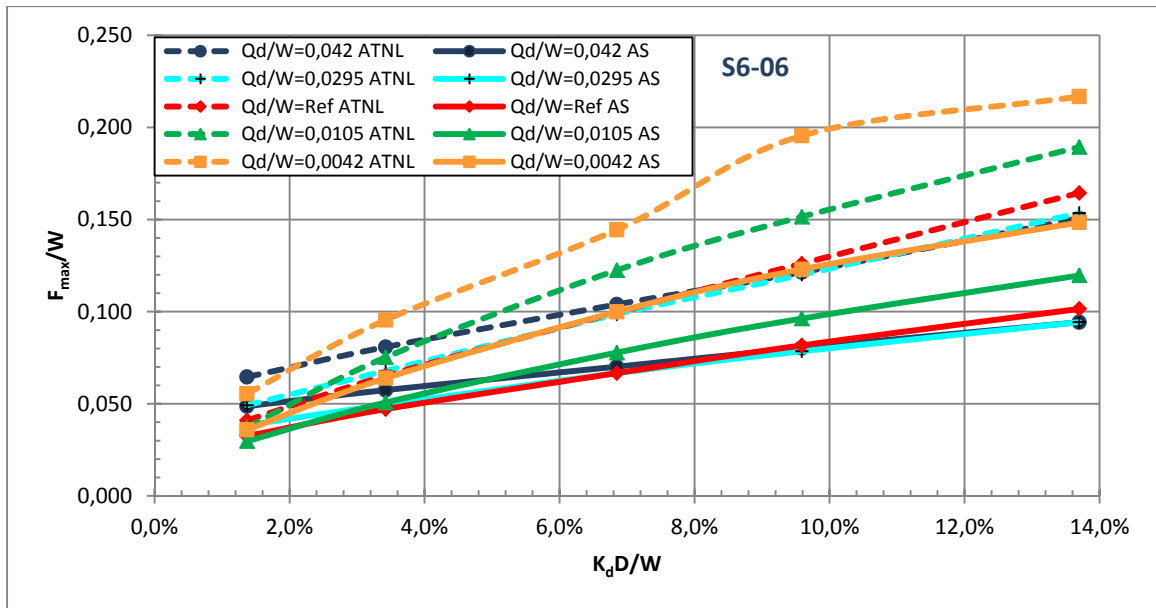


Figure 4.16 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest **a)** (en pointillé) Analyse simplifiée **b)** (continu) ATNL

4.2.4.2 Déplacement maximal

Est :

Les figures 4.17 et 4.18 illustrent l'effet de variation des paramètres caractéristiques du système d'isolation ainsi que celle de la température sur le niveau de déplacement maximal dans la structure selon les deux méthodes adoptées. On voit que la méthode simplifiée estime bien l'allure de la variation du déplacement maximal mais sous-estime le niveau de déplacement maximal. Les valeurs prédites sont très éloignées de valeurs réelles lorsque la force caractéristique se situe à un taux inférieur à la valeur de référence, et l'écart devient de plus en plus important avec la baisse de la force de recentrage. Pour ce qui est des systèmes dotés de Q_d moyens à élevés, l'écart reste quasiment constant.

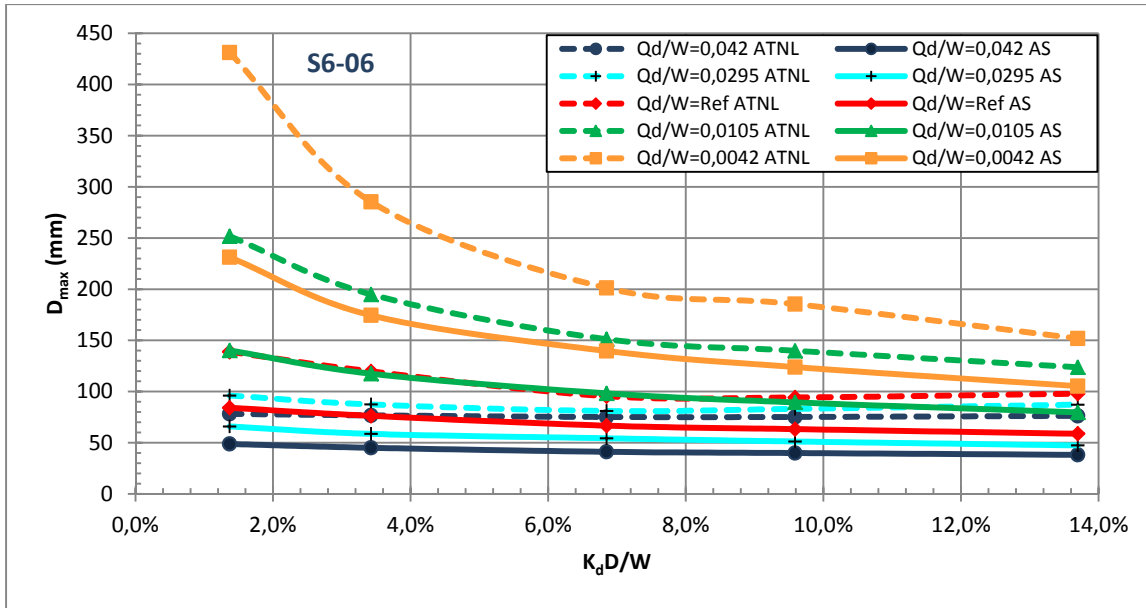


Figure 4.17 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'est **a)** (en pointillé) Analyse simplifiée **b)** (continu) ATNL

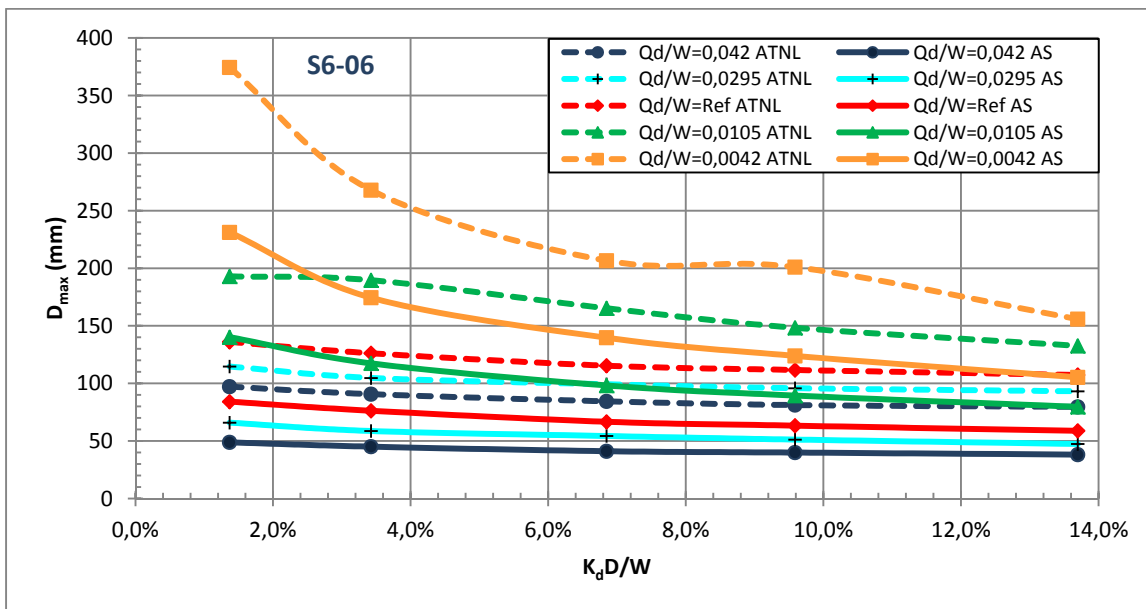


Figure 4.18 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique pour l'ouest **a)** (en pointillé) Analyse simplifiée **b)** (continu) ATNL

4.2.5 Comparaison des résultats de l'analyse temporelle non-linéaire entre l'est et l'ouest selon CNBC 2010

Dans cette section, les différences entre les résultats obtenus par une série d'analyses temporelles non-linéaires pour les deux côtes conformément au CNBC 2010 ont été soulignées, en se basant sur les discussions faites dans la section 4.2.2.

4.2.5.1 Force maximale

La figure 4.19 présente les courbes de variation de la force maximale pour l'est et l'ouest canadiens en fonction de la variation des paramètres mécaniques du système d'isolation. En dépit de la tendance similaire des courbes entre les deux côtes, on voit que la demande en force est largement plus élevée à l'ouest qu'à l'est, la différence s'apparente énorme avec des valeurs plus faibles de l'ordre de -60% de la demande en force pour le système de référence de l'est.

En prenant le système initial comme système de référence, les principales observations suite à éventuelle variation des paramètres hystérétiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 Taux de variation de la force maximale F_{max} pour les deux côtes selon des taux de variation extrêmes des paramètres hystérétiques

Variation de Q_d et/ou K_d	Est	Ouest
Q_d de -80%	-15%	$+40\%$
K_d de -80%	-39%	-61%
Q_d et K_d de -80%	-67%	-24%
Q_d de -80% et K_d de $+100\%$	$+78\%$	$+114\%$
Q_d de $+100\%$	$+50\%$	-10%
K_d de $+100\%$	$+50\%$	$+61\%$
Baisse de température $\equiv Q_d$ et K_d de $+100\%$	$+87\%$	$+31,5\%$

Les forces maximales absolues obtenues sont enregistrés par les systèmes ayant d'excellentes capacités de recentrage. Les forces initiales que subit le système de référence pour chaque côte sont ($\{F_{max}^{est}\}_{Réf} = 4,6\%W, \{F_{max}^{ouest}\}_{Réf} = 12,7\%W$). Elles augmentent de +87% et de +114% pour atteindre de 8,6% et 27% de W respectivement pour l'est et l'ouest.

En étudiant l'effet de la baisse des températures, on trouve qu'à l'est, le choix du système ($\Delta Q_d, \Delta K_d = +100\%$) coïncide avec une forte baisse de température où on note une hausse maximale de la valeur de la force de +87% de la valeur de référence contre +31,5% pour l'ouest. Ainsi la baisse de la température est un facteur à prendre en considération dans le dimensionnement des ponts isolés surtout pour l'est.

Pour cette région, le choix des systèmes ayant de larges paramètres mécaniques tendent à augmenter les forces dans le pont surtout lors d'une augmentation simultanée des deux. Réciproquement, on enregistre des baisses des forces sismiques appliquées. Pour ce qui est de l'ouest, les systèmes à faibles taux d'amortissements et fortes capacité de recentrage engendrent des augmentations importantes des efforts. Ainsi, de point de vue force, le choix d'un système à faibles (Q_d, K_d) est bénéfique pour l'est. Tandis que pour l'ouest, on opte pour des systèmes à fortes Q_d et faibles K_d .

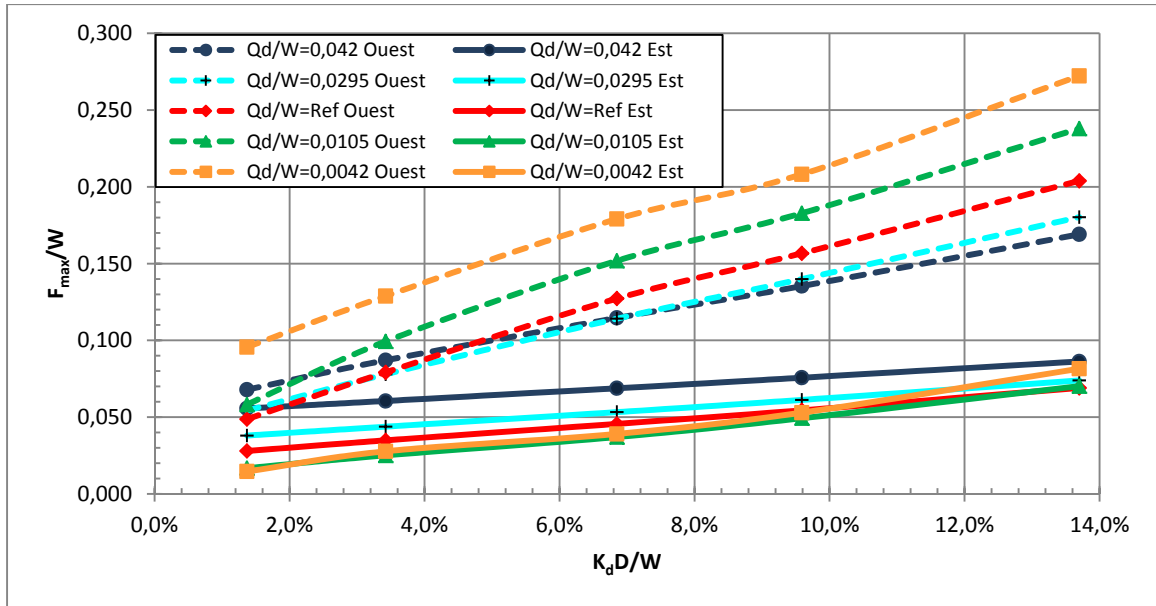


Figure 4.19 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique selon le CNBC 2010 **a)** (en pointillé) ouest **b)** (continu) est

4.2.5.2 Déplacement maximal

Il est clair à partir de la figure 4.20 que le déplacement maximal est beaucoup plus élevé à l'ouest qu'à l'est. Le déplacement maximal le plus bas à l'ouest descend à peine au-dessous des 100 mm, alors que celui de l'est ne dépasse pas les 76 mm.

Les principaux effets d'un changement des paramètres caractéristiques sur le déplacement maximal par rapport au système de référence, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 Taux de variation du déplacement maximal D_{max} pour les deux côtes selon des taux de variation extrêmes des paramètres hystérétiques

Variation de Q_d et/ou K_d	Est	Ouest
Q_d de -80%	+40%	+66%
K_d de -80%	+3%	+22%
Q_d et K_d de -80%	+108%	+331%
Q_d de -80% et K_d de $+100\%$	+55%	+27%
Q_d de $+100\%$	-14%	-36%
K_d de $+100\%$	0%	-12%
Baisse de température $\equiv Q_d$ et K_d de $+100\%$	-12,5%	-39%

Les déplacements maximums absolus sont enregistrés par les systèmes ayant de faibles taux d'amortissement et capacités de recentrage. Pour l'est, $\{D_{max}^{est}\}_{max} = 76 \text{ mm}$ avec un taux de hausse de $+108\%$, par contre, pour l'ouest $\{D_{max}^{ouest}\}_{max} = 668,77 \text{ mm}$, le taux de hausse est presque trois fois plus grand avec $+331\%$. La différence est de l'ordre de 90% entre ces déplacements maximums.

On remarque également que la variation de la rigidité tangente n'a pas d'effet à signaler pour le système ayant la force caractéristique de référence de l'est, voire une légère sensibilité pour celui de l'ouest.

On étudiant l'effet de la baisse des températures, on trouve que pour l'est, on note une baisse de $-12,5\%$ de la valeur de référence contre $-39,4\%$ pour l'ouest. Ainsi, la baisse de la température tend à diminuer légèrement le déplacement à l'est, trois fois de moins que le taux de diminution à l'ouest.

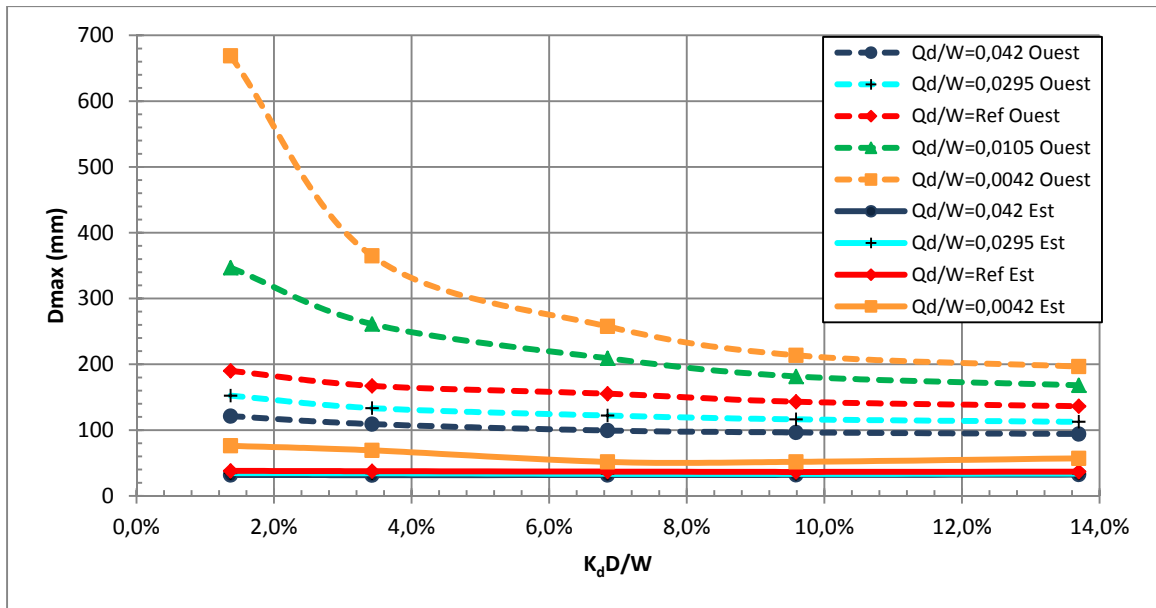


Figure 4.20 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique selon le CNBC 2010 **a)** (en pointillé) ouest **b)** (continu) est

4.2.5.3 Déplacement résiduel

À partir de la figure 4.21, on peut constater clairement que le déplacement résiduel est parfaitement réduit à l'ouest qu'à l'est sur un grand intervalle de forces de recentrage. Ainsi, les ponts isolés de l'ouest semblent beaucoup plus efficaces même si on envisage utiliser des isolateurs à faibles capacités de recentrage. On voit que le déplacement résiduel tombe rapidement au-dessous de 5 mm et dès que la rigidité tangente dépasse la valeur de référence, ledit déplacement devient quasiment nul. Ce qui implique que même si on considère un système ayant des caractéristiques hystérétiques moyennes dans l'ouest c'est satisfaisant. Tandis que pour l'est ce déplacement passe en deçà de 5 mm qu'à partir d'une force de recentrage de $8\%W$. De ce fait, pour l'est, il est recommandé de choisir un système ayant une rigidité tangente plus grande que celle du système de référence.

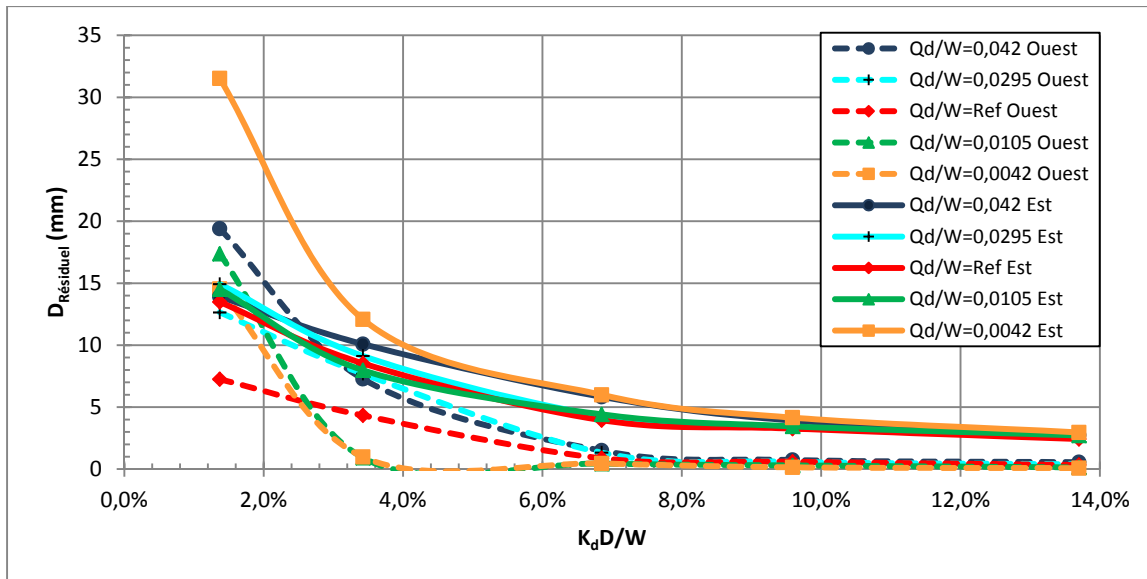


Figure 4.21 Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique selon le CNBC 2010 **a)** (en pointillé) ouest **b)** (continu) est

4.2.6 Comparaison des résultats de l'analyse temporelle non-linéaire entre l'est et l'ouest selon S6-06

4.2.6.1 Force maximale

La figure 4.22 présente les courbes de variation de la force maximale par ratio du poids sismique pour l'est et l'ouest canadiens en fonction de la force de recentrage par fraction du poids sismique du système d'isolation pour différents taux de variation de la force caractéristique. Contrairement au CNBC 2010, il est clair que les résultats sont très proches entre les deux côtes. Ceci est dû principalement au spectre identique adopté par la S6-06 pour les villes de Montréal et Vancouver. L'écart est léger entre les courbes ayant le même taux de variation de la force caractéristique. Il est, toutefois, sensiblement supérieur à l'ouest pour plusieurs taux de rigidités de recentrage par pourcentage du poids sismique et généralement les valeurs se rapprochent pour les systèmes à faibles taux de rigidité tangente. On peut référer c'est écart aux effets de la calibration des signaux sismiques et leurs caractéristiques (différents entre l'est et l'ouest).

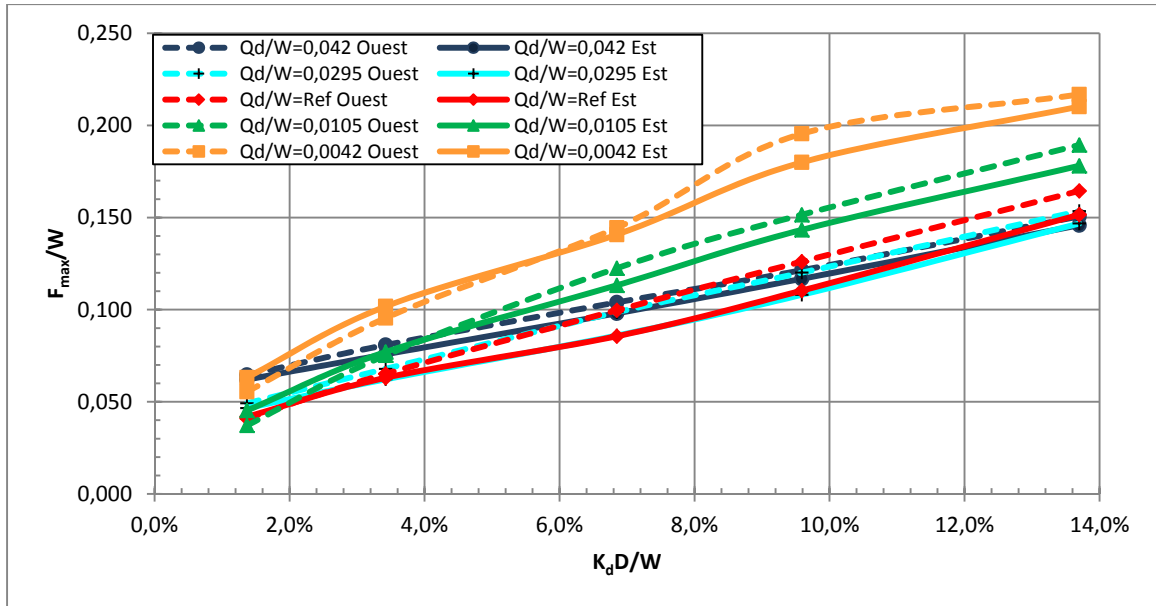


Figure 4.22 Variation de la force maximale F_{max}/W en fonction de la force de recentrage $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique selon S6-06 **a)** (en pointillé) ouest **b)** (continu) est

4.2.6.2 Déplacement maximal

Comme on peut le constater à partir de la figure 4.23, de même que la force maximale, le déplacement maximal selon la S6-06 est pratiquement similaire pour les deux côtés. Néanmoins, pour les faibles taux de la force caractéristique, il est faiblement supérieur à l'ouest pour les moyennes à grandes rigidités de recentrage du système, tandis que pour les faibles rigidités, le cas inverse est constaté. Pour les systèmes dont la force caractéristique est supérieure à celle du système de référence, le déplacement maximal est plus fort à l'ouest sur l'intervalle de $K_d D/W$.

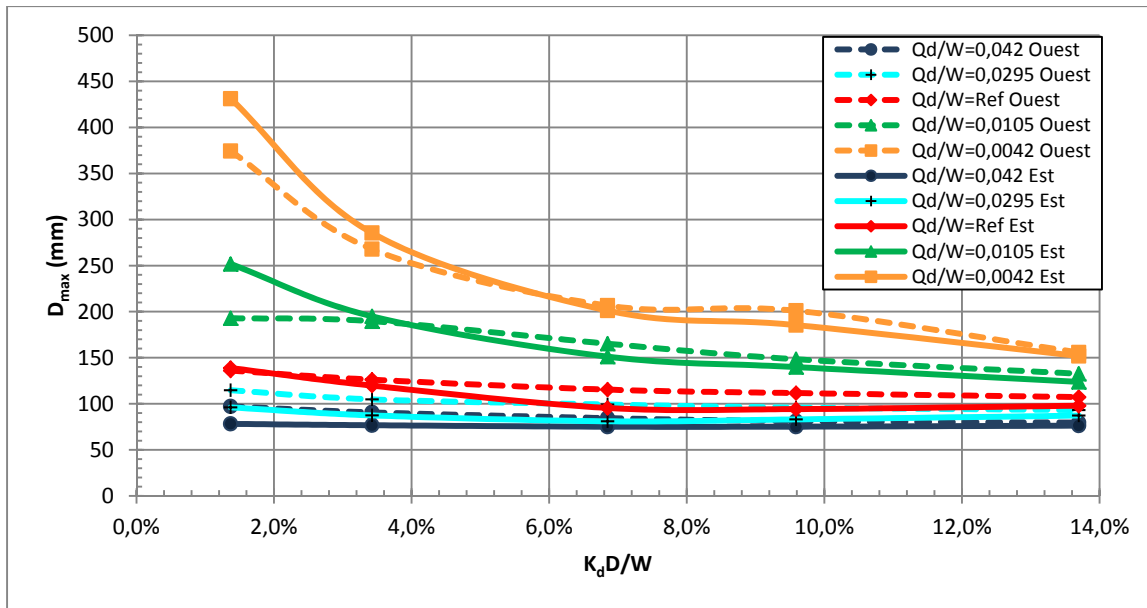


Figure 4.23 Variation du déplacement maximal en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique selon S6-06 **a)** (en pointillé) ouest **b)** (continu) est

4.2.6.3 Déplacement résiduel

En ce qui concerne le déplacement résiduel, la figure 4.24 montre de nettes différences entre les résultats de l'est et l'ouest selon le code canadiens des ponts routiers, contrairement aux forces et déplacements maximums traités ci-haut. En effet, il est bien clair que le déplacement résiduel est plus élevé à l'est qu'à l'ouest. On s'aperçoit de ce fait, en comparant les courbes ayant le même taux de variation de la force caractéristique pour les deux côtes sur tout l'intervalle de $K_d D/W$.

Pour l'ouest, il suffit que la force de recentrage soit supérieure à $3,2\%W$ pour aboutir à des déplacements résiduels inférieurs à 5 mm pour tous les systèmes. Pour les systèmes possédant de faibles taux d'amortissement, une force de $2\%W$ s'avère satisfaisante. Tandis que pour l'est, il faut fournir des forces plus élevées, de l'ordre de $5\%W$ pour le système de Q_d de référence et d'environ $8\%W$ pour le système ayant un Q_d de $4,2W$.

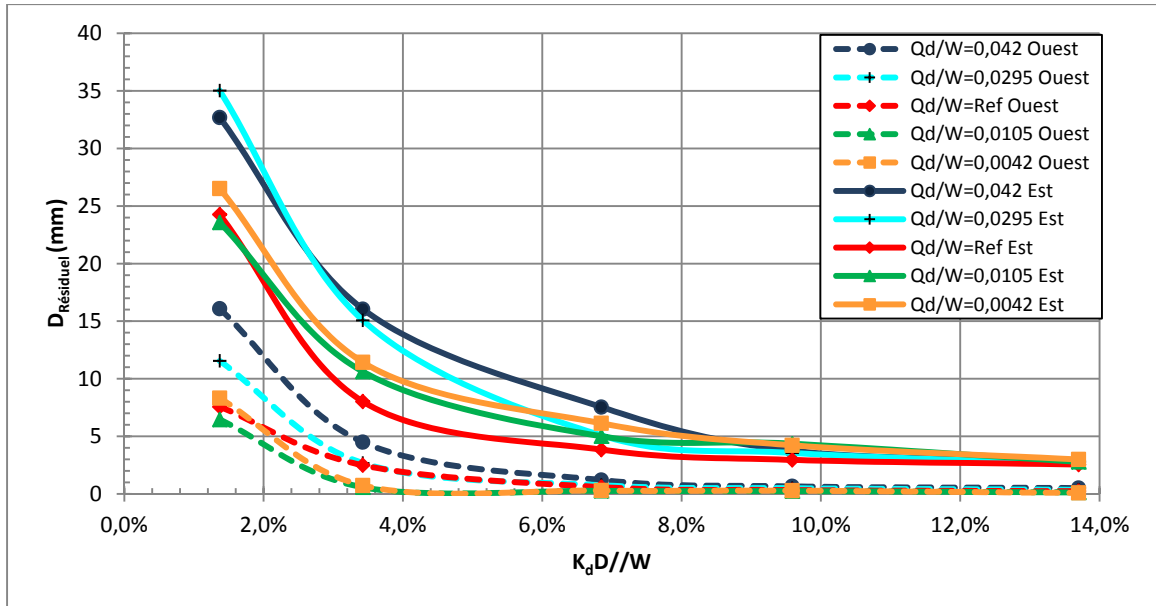


Figure 4.24 Variation du déplacement résiduel en fonction de la force de recentrage par ratio du poids $K_d D/W$ pour différents taux de force caractéristique Q_d/W tous par ratio du poids sismique selon le S6-06 a) (en pointillé) ouest b) (continu) est

4.3 Présentation et comparaison des résultats selon la variation du rapport PGA/PGV et PGV^2/PGA selon le CNBC 2010

On désire dans cette section évaluer l'effet des caractéristiques du sol (accélération maximale / vitesse maximale) des enregistrements sélectionnés et calibrés sur la performance des ponts isolés. En fait, les signaux sismiques sont caractérisés par leurs ratios de l'accélération maximale au sol (PGA) par la vitesse maximale au sol (PGV) (Zhu *et al.*, 1988). Ce facteur est un indicateur sur contenu fréquentiel et énergétique du séisme (Diciceli et Buddaram, 2006). Ainsi, les séismes caractérisés par un contenu fréquentiel riche en hautes fréquences avec des pulses d'accélération de courtes durées ont des ratios de PGA/PGV élevés, tandis que les faibles ratios sont propres aux séismes évoluant selon des accélérations de longues durées. Diciceli et Bruneau (1995) ont prouvé que la réponse sismique d'une structure peut être exprimée comme fonction du ratio PGA/PGV . Subséquemment, cette section sera dédiée à l'étude de l'effet de variation des caractéristiques des séismes calibrés combinée à la variation des paramètres mécaniques y compris la variation de la température sur le comportement global de la structure isolée.

À partir des tables 4.3 et 4.4, en calculant la moyenne des rapports (PGA/PGV) déterminés pour chaque séisme calibré de l'est et de l'ouest, on remarque qu'on obtient quasiment des valeurs très proches pour les deux côtes (aux-alentours de 8) si on considère les résultats du code CSA-S6-06, tandis que les résultats du CNBC 2010 indiquent que les valeurs sont différentes (13,648 pour l'est contre 8,422 pour l'ouest). Ainsi, vu que les résultats du code canadien des ponts routiers semblent loin d'être représentatifs surtout de l'est, on va se fier plutôt aux résultats du CNBC 2010 sur lesquels on va construire les interprétations.

Tableau 4.3 Caractéristiques des enregistrements calibrés sur le spectre du sol de type II du code CSA-S6-06 pour Montréal (Est) et Vancouver (Ouest)

Zones	Accélérogramme	Composantes	PGA (g)	PGV (m/s)	PGA/PGV (1/s)	Moyenne
Est	Saint-André	Saint-André_EO 270°	0,196	0,240	7,997	8,208
		Saint-André_NS 0°	0,163	0,260	6,141	
	Nahanni	Bettlement Creek_360°	0,239	0,316	7,395	
		Bettlement Creek_270°	0,213	0,325	6,427	
	Saguenay	Chicoutimi Nord_124°	0,356	0,188	18,552	
		Chicoutimi Nord_214°	0,175	0,220	7,818	
Saguenay	Les Éboulements_0°	0,216	0,272	7,790		
	Les Éboulements_270°	0,169	0,469	3,543		
Ouest	Morgan Hill	San Ysidro Gilroy #6 EO 90°	0,163	0,224	7,161	7,954
		San Ysidro Gilroy #6 NS 0°	0,200	0,165	11,919	
	Wattier-Narrows	Pacoima-Kagel Canyon EO 90°	0,154	0,232	6,514	
		Pacoima-Kagel Canyon NS 0°	0,196	0,227	8,442	
	Loma Prietta	San-Francisco-Presidio EO 90°	0,148	0,206	7,068	
		San-Francisco-Presidio NS 0°	0,132	0,433	2,989	
	Northridge	San Pedro - Palos Verdes EO 90°	0,179	0,322	5,443	
		San Pedro - Palos Verdes NS 0°	0,174	0,260	6,545	
Northridge	Castaic - Old Ridge Route NS 360°	0,473	0,400	11,594		
	Castaic - Old Ridge Route EO 90°	0,443	0,366	11,865		

Tableau 4.4 Caractéristiques des enregistrements calibrés sur le spectre du sol de type C du CNBC 2010 pour Montréal (Est) et Vancouver (Ouest)

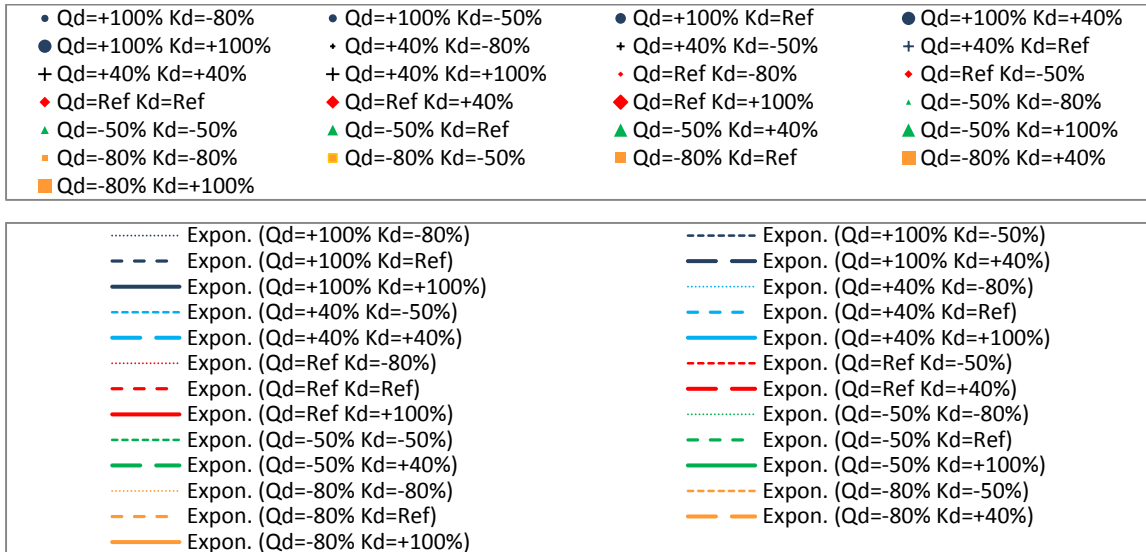
Zones	Accélérogramme	Composantes	PGA (g)	PGV (m/s)	PGA/PGV (1/s)	Moyenne
Est	Saint-André	Saint-André_EO 270°	0,155	0,124	12,300	13,648
		Saint-André_NS 0°	0,137	0,125	10,827	
	Nahanni	Bettlement Creek_360°	0,170	0,102	16,417	
		Bettlement Creek_270°	0,178	0,137	12,761	
	Saguenay	Chicoutimi Nord_124°	0,220	0,115	18,785	
		Chicoutimi Nord_214°	0,134	0,069	18,864	
	Saguenay	Les Éboulements_0°	0,185	0,207	8,740	
		Les Éboulements_270°	0,129	0,121	10,492	
Ouest	Morgan Hill	San Ysidro Gilroy #6 EO 90°	0,252	0,254	9,746	8,422
		San Ysidro Gilroy #6 NS 0°	0,287	0,169	16,664	
	Wattier-Narrows	Pacoima-Kagel Canyon EO 90°	0,218	0,337	6,338	
		Pacoima-Kagel Canyon NS 0°	0,187	0,211	8,689	
	Loma Prietta	San-Francisco-Presidio EO 90°	0,163	0,267	6,004	
		San-Francisco-Presidio NS 0°	0,167	0,547	2,988	
	Northridge	San Pedro - Palos Verdes EO 90°	0,168	0,211	7,813	
		San Pedro - Palos Verdes NS 0°	0,183	0,301	5,985	
	Northridge	Castaic - Old Ridge Route NS 360°	0,470	0,471	9,798	
		Castaic - Old Ridge Route EO 90°	0,445	0,428	10,196	

Les résultats collectés des analyses temporelles non-linéaires peuvent donc être présentés et ensuite interprétés d'une autre manière et ce évaluant l'effet des caractéristiques des signaux sismiques combinée à la variation des paramètres hystérétiques du système d'isolation en exprimant la force ou le déplacement maximums comme fonction des effets mentionnés.

Les deux figures 4.25 et 4.26, sont décrites par les deux légendes ci-dessous. La première légende regroupe les différentes valeurs présentées par des points dans les figures. Ces derniers sont les moyennes des séismes de l'est et de l'ouest. Vu que ces points sont éparpillés, on a procédé à une estimation de la tendance selon une approximation exponentielle, la légende correspondante est la deuxième. On a indiqué les différentes combinaisons des taux de variation des paramètres caractéristiques considérés dans les légendes.

Pour voir les résultats d'une façon plus claire, l'annexe III regroupe les figures détaillées. Chacune d'elles présente, en plus de l'effet de la variation des caractéristiques des séismes sur la réponse, l'effet d'un changement de l'un des paramètres hystérétiques en gardant l'autre fixe.

Les légendes des figures 4.25 à 4.28 sont présentées ci-dessous :



a) Force maximale

À partir de la figure 4.25 il est clair que la force maximale exprimée en pourcentage du poids sismique tend à diminuer avec la hausse de la fréquence des signaux sismique pour tous les systèmes considérés. Toutefois le niveau de la demande en force varie nettement avec le changement de paramètres hystérétiques du système d'isolation (i.e. principalement variations des taux d'amortissement, capacité de recentrage et variation de la température).

On considère la moyenne des ratios PGA/PGV de tous les séismes de l'est, qu'on y soustrait un écart type de ces derniers, puis on fait la même chose pour l'ouest, mais en faisant la somme entre la moyenne et l'écart type, tout en excluant la valeur de la composante Morgan Hill _ San Ysidro Gilroy #6 NS 0° (la valeur vaut pratiquement le double de la moyenne). On obtient des valeurs proche de 10. Ainsi, peut distinguer deux régions et dans la suite, on va adopter une limite de 10 qui sépare entre les résultats des deux côtes. Les faibles taux sont représentatifs de l'ouest, tandis que, les fréquences élevées sont indicatrices de l'est.

Dans un premier lieu, on a examiné l'évolution de la force en fonction du ratio de l'accélération maximale au sol par la vitesse maximale au sol, en fixant la rigidité tangente à chaque fois à un taux donné et variant la force caractéristique (Annexe III, figures A III-1 à A III-5). On constate une diminution importante de la force maximale avec la hausse de la fréquence et l'énergie libérée par les signaux sismiques, lorsque Q_d est à son plus bas niveau. Ce taux de diminution devient de moins en moins appréciable si on fait augmenter Q_d et diminuer K_d . La demande en force est plus importante pour les systèmes à faibles taux d'amorissement lorsque le ratio PGA/PGV diminue. En plus de cela, la force maximale se voit augmenter encore plus avec la hausse de la capacité de recentrage du système d'isolation. Néanmoins, la hausse de la fréquence des séismes occasionne une baisse du niveau de force, plus nette pour les systèmes à faibles taux d'amortissement. En conséquence, pour les hautes fréquences, les systèmes ayant le plus forts Q_d sont responsables de la hausse de la force maximale dans la structure. Ceci devient de plus en plus perceptible avec la baisse de la force caractéristique. Pour les systèmes à très fortes forces de recentrage, on observe que même les systèmes à faibles Q_d engendrent de larges forces pour l'est.

En deuxième lieu, on a permuté les rôles des paramètres d'études, autrement dit, en fixant Q_d et variant K_d (Annexe III, figures A III-6 à A III-10), on observe une baisse de la force maximale en diminuant la capacité de recentrage des appareils isolateurs. La baisse est substantielle si on est situé à l'ouest et est d'autant plus perceptible avec la baisse de l'énergie libérée par les mouvements sismiques.

Concernant l'effet de la température, traduit par une hausse des paramètres caractéristiques, on voit que la baisse de la température est accompagnée par une baisse de la demande en force pour l'ouest. Tandis que pour l'est, sur un grand intervalle des paramètres caractéristiques élevés la force sismique maximale tend à augmenter avec la baisse des températures, pourtant, pour les très basses températures les systèmes à faibles taux d'amortissement sont plus concernés à ces effets.

Ces résultats confirment en grande partie ce qui a été discuté dans les sections précédentes.

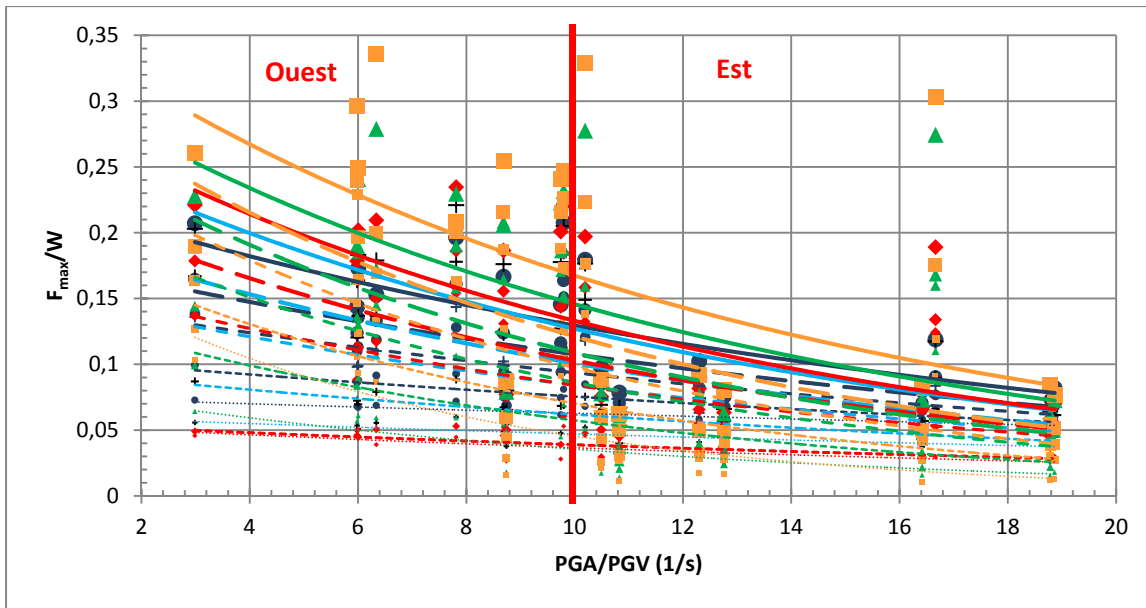


Figure 4.25 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

b) Déplacement maximal

Il est inmanquable que le déplacement maximal regresse avec la hausse des paramètres caractéristiques et de la fréquence. En d'autres termes, l'augmentation du taux d'amortissement du système d'isolement et de la capacité de recentrage contribuent à la limitation des déplacements à des taux acceptables. En outre, si les tremblements de terre sont riches en hautes fréquences, le déplacement maximal est encore plus réduit.

Ceci a été expliqué par Dicleli et Buddaram (2006), en fait, comme les séismes caractérisés par des taux élevés du ratio PGA/PGV , ont des contenus fréquentiels riches en hautes fréquences, ainsi que de pulsations d'accélération irrégulières qui engendrent des cycles de chargements très brefs dans le temps et poussent donc la structure isolée à vibrer selon des petites amplitudes. Ceci s'applique également pour les forces.

Le déplacement maximal devient indépendant de la variation du taux d'amortissement et légèrement sensible à la variation de la rigidité post-élastique autant que le ratio du (PGA/PGV) devient plus élevé. Il est plutôt sensible à ces variations pour l'ouest d'autant plus que le contenu fréquentiel des accélérogrammes soit riche en basses fréquences. Les systèmes les plus vulnérables pour l'ouest sont ceux possédant de faibles taux d'amortissement et capacités de recentrage. On observe que pour l'est cette influence commence à s'estomper surtout avec les très hautes fréquences où le déplacement maximal varie légèrement en fonction de la variation des paramètres hystérétiques. Ça n'empêche que le niveau de déplacement tend à s'amenuiser avec la hausse des deux paramètres d'étude.

Finalement, il est intéressant de constater que la baisse de la température est synonyme du niveau le plus bas du déplacement maximal quelque soit le contenu fréquentiel des séismes.

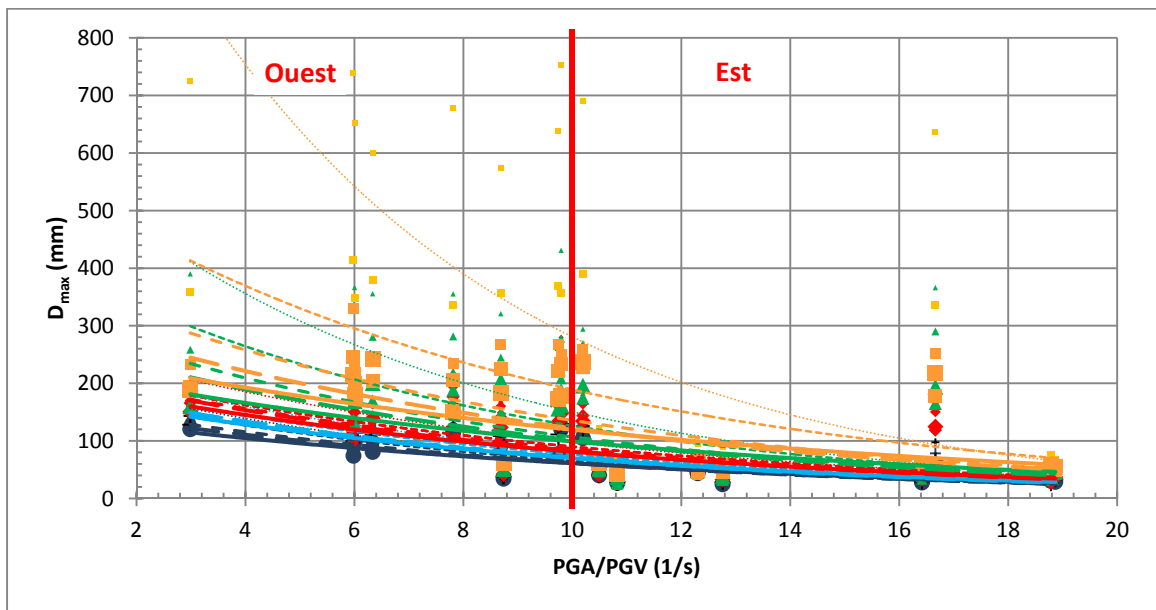


Figure 4.26 Variation du déplacement maximal en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

Une autre forme de présentation des résultats en fonctions des caractéristiques des séismes peut être faite tel qu'illustré par les deux figures 4.27 et 4.28. En fait, on peut exprimer la

force et le déplacement maximums comme fonction du rapport (PGV^2/PGA). Ce ratio représente un outil de mesure de l'intensité des pulsations d'accélération dans un signal sismique donné. On peut ainsi estimer le dommage potentiel probable d'un séisme donné (Diciceli et Buddaram, 2006). On adopte la même légende que celle des figures 4.25 et 4.26, mais en considérant des approximations linéaires vu qu'elle semblent donner des résultats plus proches et logiques. On constate que la force et déplacement maximums accroissent avec la hausse des ratios PGV^2/PGA .

D'une façon générale, le niveau de force devient plus important avec la baisse de Q_d et la hausse de la rigidité tangente. Les systèmes les plus sollicités par les pulsations sont donc ceux qui présentent un faible taux d'amortissement et forte capacité de recentrage. Le cas inverse s'applique pour les déplacements. Il est bien clair que les pulsations influencent surtout les systèmes à faibles taux d'amortissement. Si de plus l'aptitude du système d'isolation à développer un effort de recentrage est très faible, cela engendre une importante sensibilité à ces pulsations brusques dans l'accélérogramme. Enfin, si le système de recentrage est satisfaisant, l'influence de l'amortissement ainsi que de la force de recentrage devient moins présente. Ceci est expliqué par la réduction de l'écart entre les courbes ayant des rigidités tangentées plus fortes que ceux du système de référence.

L'effet de la baisse de la température sur la demande en force est moyennement affecté par les pulsations sismiques, si on compare les courbes du système de référence avec celle de la diminution la plus importante de la température, on trouve que la force maximale est relativement plus influencée par les hauts taux de (PGV^2/PGA) tandis qu'il est assez bénéfique en termes de déplacements, vu que le niveau baisse sensiblement.

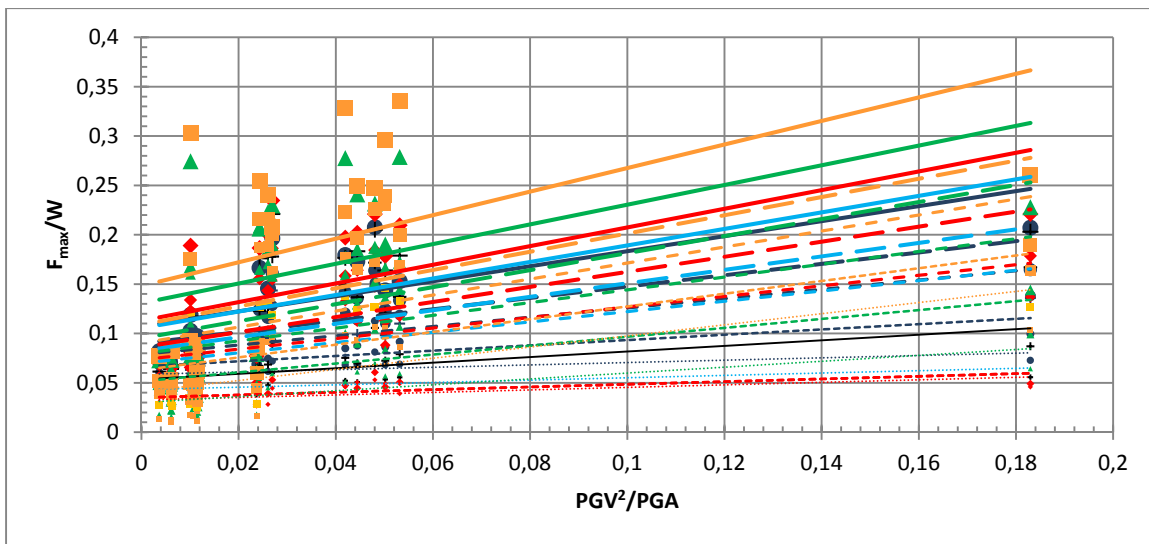


Figure 4.27 Variation de la force maximale en fonction des caractéristiques des séismes PGV^2/PGA pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

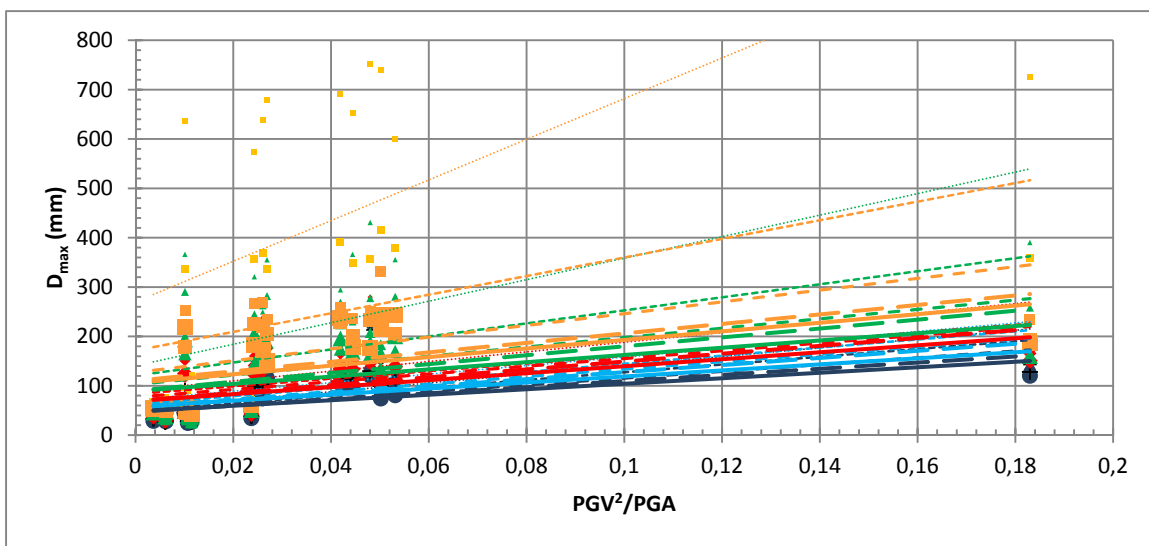


Figure 4.28 Variation du déplacement maximal en fonction des caractéristiques des séismes PGV^2/PGA pour différents taux de variation des paramètres caractéristiques **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

CHAPITRE 5

VALIDATION DES RÉSULTATS ET ÉTUDE DE L'EFFET DE LA FLEXIBILITÉ DE LA PILE SUR LE COMPORTEMENT DES PONTS ISOLÉS

5.1 Introduction

Ce chapitre est dédié, dans un premier lieu, à la validation des résultats obtenus par les analyses temporelles non-linéaires faites sur le modèle unidimensionnel, en considérant un modèle réel et plus complexe. Il s'agit d'analyses complètes sur un modèle tridimensionnel de pont réel représentatif des ponts courants les plus utilisées dans le pays. Dans un second lieu, on s'est penché sur l'évaluation de l'effet de la variation de la rigidité des piles combinée à la variation des caractéristiques hystérétiques du système d'isolation sur le comportement global des ponts isolés. Pour ce faire, une série de 1620 analyses supplémentaires a été considérée. Finalement, en fonction des résultats présentés, un choix de systèmes optimaux pour les deux côtes a été proposé.

5.2 Modèle du pont d'étude

Le pont choisi pour l'étude est un pont régulier (droit et sans biais) selon les critères du code CAN/CSA-S6-06. En outre, la configuration géométrique a été dictée principalement par le poids sismique W de 10000 kN , tout en respectant les différentes vérifications du code S6-06 et le manuel de conception de structures (2009).

La figure 5.3 illustre le pont considéré pour l'étude dont la description est la suivante : La superstructure est composée principalement d'une dalle en béton armé de 200 mm reposant sur six poutres de type (NEBT 1600). Le tablier, comporte deux travées identiques de 34 m de longueur chacune et a 12,6 m de largeur. Il est installé sur trois appuis, Il est supporté par deux culées de part et d'autre et d'une unité de fondation centrale regroupant trois colonnes rectangulaires de dimensions dans le plan (1600 mm \times 800 mm) et de hauteur 5 m , avec un taux d'amortissement interne de 5% de l'amortissement critique pour prendre en

considération le frottement interne des matériaux constitutifs du béton dans ces éléments. Un chevêtre de dimensions ($1200\text{ mm} \times 1000\text{ mm} \times 12600\text{ mm}$) chapote les colonnes, et en les reliant ils forment ensemble un portique. Les culées sont considérées comme infiniment rigides, ainsi que pour la pile centrale dans l'étape de validation des résultats du modèle 1DDL, ensuite choisie relativement plus flexible avec des rapports de rigidité entre celle de la pile et des isolateurs de référence de 32, 16, 8 et 4 fois.

Les poutres de ce projet, ainsi que leurs espacements latéraux inter-poutres ont été fixés selon les réglementations du manuel de conception des structures (2009) . La figure 5.1 permet d'estimer un espacement entre les poutres NEBT 1600 en fonction de leurs portées. On a choisi pour une portée de 34 m ce qui donne un espacement entre poutres de $2,1\text{ m c/c}$ avec un espacement entre la poutre de rive et le bord latéral de la dalle de $1,05\text{ m}$. En fonction de ces données ainsi que les données de la figure 5.2 qui indique les dimensions et caractéristiques de la section et sachant que le poids volumique du béton de la dalle est de 24 kN/m^3 , on obtient le poids sismique du pont construit avec piles extrêmement rigides tel que désiré de 10000 kN . Néanmoins, dans le cas du pont reposant sur des piles plus flexibles, le calcul du poids sismique total engagé par le mouvement sismique est détaillé dans la section 5.4.

Les appuis sont de types mobiles aux niveaux des culées et fixes à la pile centrale (figure 5.4). Ainsi, seulement la translation dans les sens vertical et transversal du pont ont été fixés, tandis qu'au niveau des unités de fondation, le tablier est articulé sur les piles. En ce qui concerne les appareils d'appui, ils sont standards sur les culées et isolateurs sur la pile centrale.

Le modèle a été monté à l'aide du logiciel SAP 2000 (CSI, 2011). Les éléments structuraux ont été discrétisés à des éléments simplifiés. Ils sont représentés comme suit : la dalle par des éléments coques minces, les poutres, chevêtre et colonnes par des éléments poutres unidirectionnelles respectivement dans le sens longitudinal, transversal du pont et verticalement. Tous ces éléments ont été conçus pour rester dans le domaine linéaire (figure

5.5). Toutefois, les isolateurs représentés par des éléments « *Link element* » sont conçus pour se déformer dans le domaine non-linéaire. Finalement, les analyses temporelles non-linéaires ont été lancées. Les résultats correspondant sont exposés dans les sections suivantes.

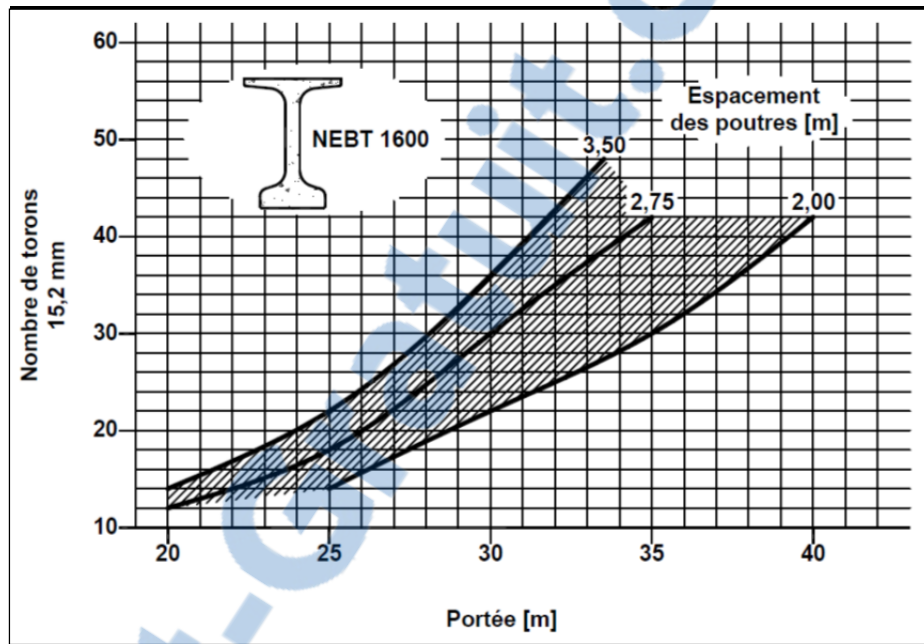


Figure 5.1 Espacement des poutres NEBT 1600
Tirée de MCS (2009)

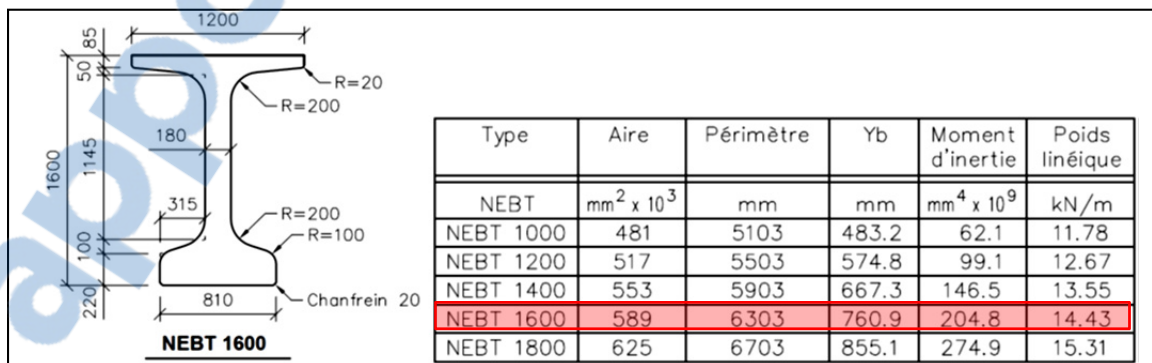


Figure 5.2 Dimensions et caractéristiques de la poutre préfabriquée NEBT 1600
Tirée de MCS (2009)

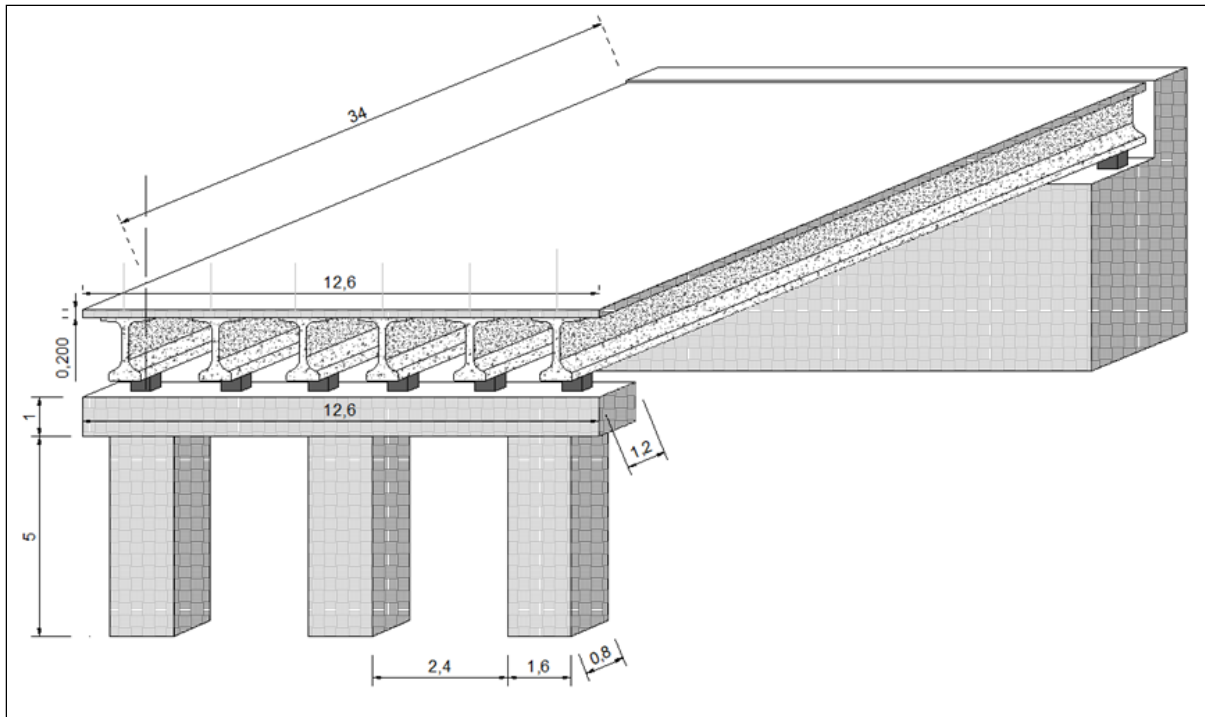


Figure 5.3 Vue en perspective du pont et dimensions des éléments structuraux (cotes en mètres)

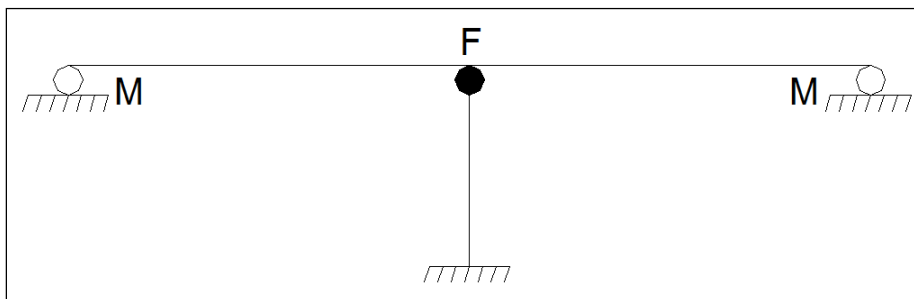


Figure 5.4 Types d'appuis adoptés pour le modèle du pont

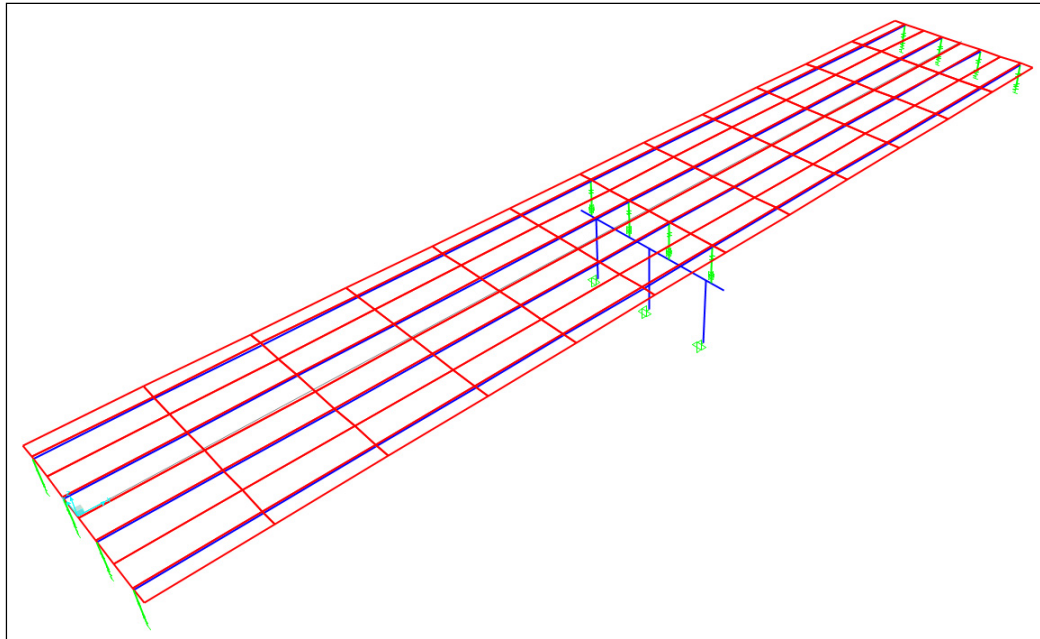


Figure 5.5 Modèle tridimensionnel monté sur SAP 2000

5.3 Résultats obtenus par l'analyse de piles infiniment rigides

Pour les analyses temporelles non-linéaires effectuées sur le modèle tridimensionnel, on a considéré neuf combinaisons des paramètres mécaniques du système d'isolation. La force caractéristique et la rigidité post-élastique gardés sont ceux de référence, avec des taux de variation de +100% et de -50%. Les résultats collectés de 324 analyses sont illustrés dans les deux tableaux 5.1 (S6-06) et 5.2 (CNBC 2010). Ces tableaux permettent la comparaison des résultats d'analyse (force et déplacement maximums) des modèles simplifiés et tridimensionnels pour les deux codes en vigueur et les deux côtes.

On remarque que les résultats obtenus sont parfaitement identiques à ceux de l'analyse du modèle unidimensionnel. Ainsi, pour ce genre d'analyses, la considération d'un modèle simplifié à un degré de liberté est bien représentative du comportement du pont réel et c'est suffisant pour tirer des conclusions pertinentes.

5.4 Résultats obtenus par l'analyse de piles flexibles

Dans cette deuxième partie du présent chapitre, l'évaluation du comportement du pont isolé sous l'effet d'une variation de la flexibilité des unités de fondation combinée à une variation des paramètres hystérétiques du système d'isolation, entre autres la baisse de la température a été considérée.

Par ailleurs, il est bien connu que les paramètres cruciaux dans le calcul sismique sont la masse engagée par l'excitation excitatrice extérieure, qui est dans notre cas une excitation arbitraire et aléatoire (mouvements sismiques), ainsi que la rigidité latérale et l'amortissement dans la structure. Pour le dernier paramètre on a choisi en plus de l'amortissement réel dans les unités d'isolation, un amortissement de 5% de l'amortissement critique pour les piles. Tandis que, pour les deux autres paramètres, ils sont calculés comme suit :

5.4.1 Calcul du poids sismique

Le poids sismique engagé de toute la superstructure (poids de la dalle, poutres), chevêtre ainsi que la partie flexible des unités de fondation est calculé par :

- poids de la dalle :

$$P_{Dalle} = \gamma_c e_{dalle} BL = 24 \times 0,200 \times 12,6 \times (2 \times 34) = 4112,64 \text{ kN.}$$

- poids des six poutres calculé conformément à la figure 5.2 :

$$P_{Poutres}^{NEBT VI} = 6 \times 14,43 \times (2 \times 34) = 5887,44 \text{ kN.}$$

- poids de la superstructure :

$$\rightarrow P_{superstructure} = P_{Dalle} + P_{Poutres}^{NEBT VI} = 4112,64 + 5887,44 \cong 10000 \text{ kN.}$$

- poids du chevêtre :

$$P_{Chevêtre} = \gamma_c (bhl)_{chevêtre} = 24 \times 1 \times 1,2 \times 12,6 = 362,88 \text{ kN.}$$

- poids des trois colonnes :

$$P_{colonnes} = N_{colonnes} \gamma_c (bhl)_{colonnes} = 3 \times 24 \times 1,6 \times 0,8 \times 5 = 460,8 \text{ kN.}$$

Selon les notes de cours de (Khaled, 2014) il convient de considérer uniquement 50% du poids de la partie flexible des piles fixes. Par suite, le poids sismique total est alors :

$$P_{total} = P_{superstructure} + P_{chevêtre} + \frac{P_{colonnes}}{2} = 10000 + 362,88 + \frac{460,8}{2} \cong 10593,3 \text{ kN.}$$

La masse correspondante peut être déduite par :

$$m_{totale} = \frac{P_{total}}{g} = \frac{10593,3}{9,81}$$

$$\rightarrow m = 1079,85 \text{ kNs}^{-2}/m \text{ (kg)} = 107,985 \text{ tonnes.}$$

5.4.2 Calcul de la rigidité de la pile et présentation des systèmes considérés

Dans la première partie de ce chapitre, on a adopté une rigidité infinie des unités de fondations. Dans cette deuxième partie, l'effet de la variation de la rigidité des piles sur le comportement des ponts isolés a été traité. Pour ce faire, afin de pouvoir varier la rigidité sans engendrer des conséquences sur le poids sismique ou la période de vibration, on a joué sur l'inertie des piles et ce en les multipliant par des facteurs d'échelle selon la flexibilité désirée. Ces facteurs sont entrés directement dans le logiciel de conception et d'analyse SAP2000 (CSI, 2011).

En plus de la variation de la flexibilité des piles de pont, les paramètres caractéristiques des unités d'isolation a été également variée et ce dans le but d'évaluer leurs effets sur la réponse globale du pont. La rigidité effective $K_{eff,i}$ de l'isolateur du système de référence du code S6-06 qui est de 10000 kN/m a été choisi comme référence. En effet, en rapportant la rigidité de ce système par rapport à celle de la pile on obtient des résultats normalisés et plus généraux. Les données calculées sont groupés dans ce tableau :

Tableau 5.3 Propriétés mécaniques considérés pour le pont

$I (10^6 \text{mm}^4)$	68266,67				
$K_{p,fissurée} (kN/m)$	∞	320000	160000	80000	40000
$K_{eff,i}/K_p$	0	0,03125	0,0625	0,125	0,25
δ	–	3,4396	1,71978	0,85989	0,423
$K_{eff} (kN/m)$	10000	9696,9697	9411,7647	8888,89	8000
$T_{non isolée} (s)$	–	0,365	0,51618	0,73	1,03236
$T_{isolée} (s)$	2,0	2,03717	2,067806	2,127755	2,2428507

L'inertie initiale des piles est calculée par :

$$I = \frac{bh^3}{12} \text{ (mm}^4\text{)} \quad (5.1)$$

Avec :

- $b = 1600 \text{ mm}$ est la largeur dans la direction transversale de la colonne;
- $h = 800 \text{ mm}$ est la largeur dans la direction longitudinale de la colonne.

Selon la clause 8.4.1.7 du code CAN/CSA-S6-06, et en considérant un poids volumique du béton de 24 kN/m^3 , une résistance en compression à 28 jours du béton usuelle de 35 MPa ,

sachant que la résistance minimale exigée par le code canadien des ponts routiers est de 30 MPa afin de garantir une meilleure durabilité. Le module d'Young E_c s'écrit :

$$E_c = (3000\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\rho_c}{2300} \right)^{1,5} = 27040,05 \text{ MPa} \quad (5.2)$$

Avec : γ_c est la masse volumique et vaut : $\rho_c = (24 \times 1000)/9,81 = 2446,4832 \text{ kg/m}^3$.

Selon les exigences du code CAN/CSA-S6-06, l'article 4.5.1 spécifie que la rigidité des piles dans le cas du calcul sismique conventionnel soit réduite d'un facteur de 0,7, qui tient en compte l'effet des fissures qui s'ouvrent davantage lors d'un tremblement de terre. Toutefois, vu qu'il n'y a pas d'article clair sur la façon de considération de la présence des fissures dans le cas des ponts isolés, et en dépit de l'effet réduit de ces fissures dans les piles des ponts isolés, on va adopter la même valeur dans nos calculs.

En outre, le tablier est appuyé sur un appui simple et un appui rotulé au niveau des deux culées, ainsi qu'un appui fixe au droit de la pile centrale, et vu qu'il ne contribue pas à la rigidité dans le sens longitudinal (i.e. il joue le rôle d'un corps rigide), la rigidité fissurée du pont qui est celle des colonnes s'écrit alors :

$$K_{p,fissurée} = N_{piles} \left[0,7 \left(\frac{3E_c I_{modifiée}}{l^3} \right) \right] \quad (5.3)$$

Selon la rigidité de la pile souhaitée, on trouve l'inertie modifiée avec le facteur d'échelle $I_{modifiée}$. Les facteurs obtenus sont obtenus par :

$$\delta = \frac{I_{modifiée}}{I} \quad (5.4)$$

La rigidité effective totale du pont dans le sens longitudinal est obtenue par :

$$K_{eff} = \frac{K_p K_{eff,i}}{K_p + K_{eff,i}} \quad (5.5)$$

On peut ensuite calculer la période de vibration du pont conventionnel (non isolé) dans le sens longitudinal par :

$$T_{non\ isolée} = T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_p}} \quad (5.6)$$

La période isolée est calculée par :

$$T_{isolée} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} \quad (5.7)$$

5.4.3 Effet de la flexibilité des piles et de la variation des paramètres hystérétiques sur la période du système élastique équivalent

Le tableau 5.4 illustre l'effet de la variation de la flexibilité des piles et celle des appareils d'appui isolateurs causée par la variation de leurs paramètres mécaniques sur la période élastique de vibration du premier mode. En plus, l'écart entre la période de chaque système flexible et celle du pont doté de piles infiniment rigides a été présenté. On peut constater que selon les deux codes, pour une même flexibilité de la pile et sous l'effet d'une augmentation de l'un ou l'autre des paramètres hystérétiques, la période tend à augmenter par conséquence. Cette hausse est plus percevable si on augmente la flexibilité de la pile ou lorsqu'on fixe le système d'isolation et fait diminuer la rigidité de la pile. On prend en titre d'exemples, selon le code canadien des ponts routiers, pour le système de référence avec des piles 32 fois plus rigides que le système d'isolation de référence, l'écart est de seulement +1%. Pour une hausse de +100% de chaque paramètre mécanique, l'écart passe à +3% et +4% si la hausse

est simultanée. Tandis qu'une baisse de la rigidité de la pile à 4 fois de plus celle du système d'isolation de référence, on s'aperçoit d'une augmentation de +11%. Il est observé une hausse de près de +19% si l'un des paramètres est doublé et cela peut atteindre +26% dans le cas d'une hausse maximale de +100% des deux paramètres.

La période se trouve diminuée sous l'effet d'une baisse extrême de la température combinée à une hausse de la flexibilité des unités de fondation. Selon le code S6-06, pour des piles infiniment rigides, la période diminue de -36%, de même, selon le code de bâtiment, la baisse est de -33% pour l'est et -32% pour l'ouest pour le même système et sous les mêmes conditions.

De surcroît, le taux de diminution régresse graduellement avec la baisse de la rigidité des piles. Il passe à -28% selon la S6-06 dans le cas de piles 4 fois plus rigides que les isolateurs, -24% et -26% selon le CNBC 2010 respectivement à l'est et l'ouest.

Tableau 5.4 Effet de la variation de la flexibilité des piles et des paramètres caractéristiques des isolateurs sur la période de vibration du pont isolé

		Période élastique (s)												
		Q _d (%)			Q _d (%)			Q _d (%)						
		105			210			420						
		Q _d (KN)			Q _d (KN)			Q _d (KN)						
		-50,00%			0,00%			100,00%						
		K _d (KN/m)			K _d (KN/m)			K _d (KN/m)						
		3425			6850			13700						
		K _d (%)			K _d (%)			K _d (%)						
		-50,00%			0,00%			100,00%						
		γ = K _p / K _{eff} i		1/γ = K _{eff} i / k _p		CAN/CSA-S6-06								
EST + Ouest	∞	0	3,05289	2,25469	1,63723	2,55255	2,00641	1,52665	1,77731	1,53585	1,27653			
	32	0,03125	3,06623	2,277996	1,67322	2,5716	2,03403	1,56583	1,80976	1,57475	1,32469			
	Écart / ∞	Écart / ∞	0%	1%	2%	1%	1%	3%	2%	3%	4%			
	16	0,0625	3,08568	2,30412	1,70875	2,59479	2,0633	1,60377	1,84265	1,61247	1,36942			
	Écart / ∞	Écart / ∞	1%	2%	4%	2%	3%	5%	4%	5%	7%			
	8	0,125	3,12428	2,35567	1,77794	2,64062	2,12079	1,67737	1,90689	1,68569	1,45521			
	Écart / ∞	Écart / ∞	2%	4%	9%	3%	6%	10%	7%	10%	14%			
	4	0,25	3,20026	2,45596	1,90962	2,73029	2,23188	1,81657	2,03001	1,82424	1,61435			
Écart / ∞	Écart / ∞	5%	9%	17%	7%	11%	19%	14%	19%	26%				
CNBC 2010														
EST	∞	0	2,73358	2,046871	1,5918017	1,993487	1,80023	1,458303	1,59799	1,443676	1,207408			
	32	0,03125	2,75098	2,07416	1,62945	2,02194	1,83263	1,51376	1,63547	1,48587	1,25889			
	Écart / ∞	Écart / ∞	1%	1%	2%	1%	2%	4%	2%	3%	4%			
	16	0,0625	2,77266	2,10288	1,66592	2,05139	1,8651	1,56543	1,67181	1,52582	1,30591			
	Écart / ∞	Écart / ∞	1%	3%	5%	3%	4%	7%	5%	6%	8%			
	8	0,125	2,81557	2,1593	1,73684	2,1092	1,92859	1,66436	1,74248	1,60308	1,39572			
	Écart / ∞	Écart / ∞	3%	5%	9%	6%	7%	14%	9%	11%	16%			
	4	0,25	2,89976	2,26846	1,8715	2,22088	2,05038	1,8474	1,87672	1,74839	1,56114			
Écart / ∞	Écart / ∞	6%	11%	18%	11%	14%	27%	17%	21%	26%				
OUEST	∞	0	3,2629398	2,3460916	1,679667	3,02877	2,22532	1,629876	2,473675	1,933759	1,509209			
	32	0,03125	3,27483	2,37708	1,71481	3,04285	2,24943	1,66634	2,47944	1,9631	1,54918			
	Écart / ∞	Écart / ∞	0%	1%	2%	0%	1%	2%	0%	2%	3%			
	16	0,0625	3,29305	2,4102	1,74949	3,06246	2,27592	1,70202	2,5032	1,99342	1,58752			
	Écart / ∞	Écart / ∞	1%	3%	4%	1%	2%	4%	1%	3%	5%			
	8	0,125	3,32923	2,47522	1,8171	3,10134	2,32811	1,77147	2,55014	2,0529	1,66186			
	Écart / ∞	Écart / ∞	2%	6%	8%	2%	5%	9%	3%	6%	10%			
	4	0,25	3,40058	2,60085	1,94606	3,17788	2,42955	1,70202	2,64187	2,16754	1,80229			
Écart / ∞	Écart / ∞	4%	11%	16%	5%	9%	4%	7%	12%	19%				

5.4.4 Force maximale selon CSA-S6-06

Est :

Selon les résultats du code CSA-S6-06, on voit à partir de la figure 5.6 que la force maximale par ratio du poids sismique diminue légèrement lorsque la pile devient de plus en plus flexible surtout pour des rigidités moyennes de la pile par rapport au système d'isolation installé par-dessus. Toutefois, d'une part, pour les systèmes très flexibles cette force se voit demeurer pratiquement constante pour des taux constants des paramètres hystérétiques. D'autre part, elle tend à augmenter d'une façon plus prononcée si la rigidité de l'unité de fondation est largement supérieure à celle des isolateurs. Il est clair que le système à plus grande capacité de recentrage est le plus affecté par cette hausse. Surtout s'il est accompagné

par une diminution de la force caractéristique. Pour les rapports de rigidités usuelles, on trouve que les systèmes à forts taux d'amortissements nécessitent plus de force.

L'effet de la température devient de plus en plus présent avec la baisse de la rigidité de la pile par rapport au système d'isolation.

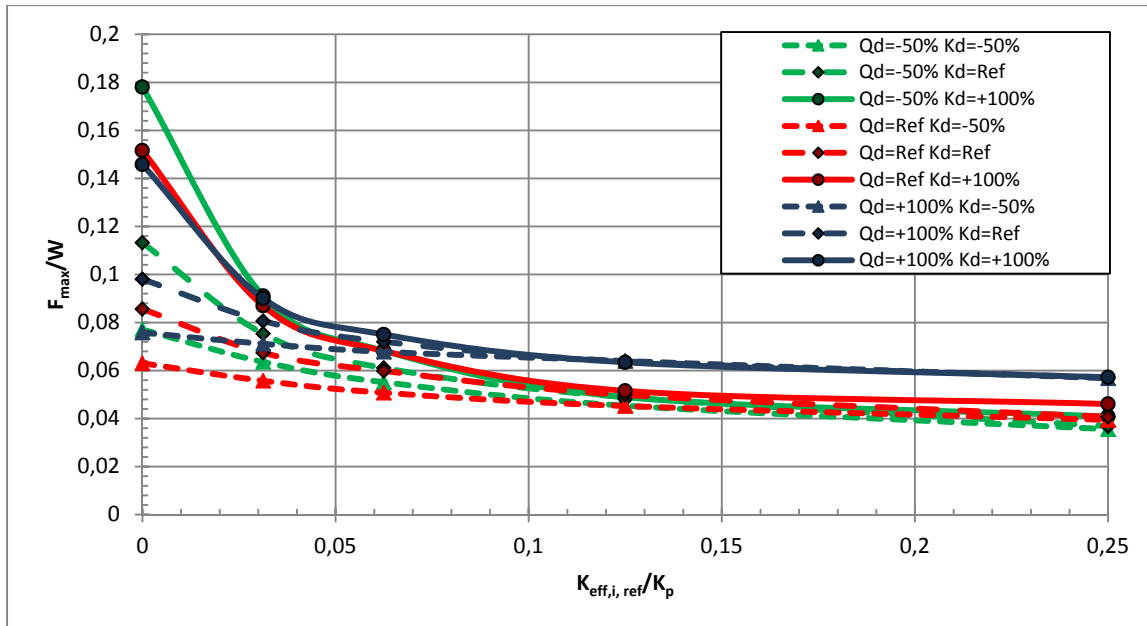


Figure 5.6 Variation de la force maximale de l'est par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff,i,ref}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystériques (Q_d, K_d) selon S6-06

Ouest :

La même chose s'applique dans le cas de l'ouest, cependant, le niveau la demande en force est légèrement supérieure par rapport à celle de l'est.

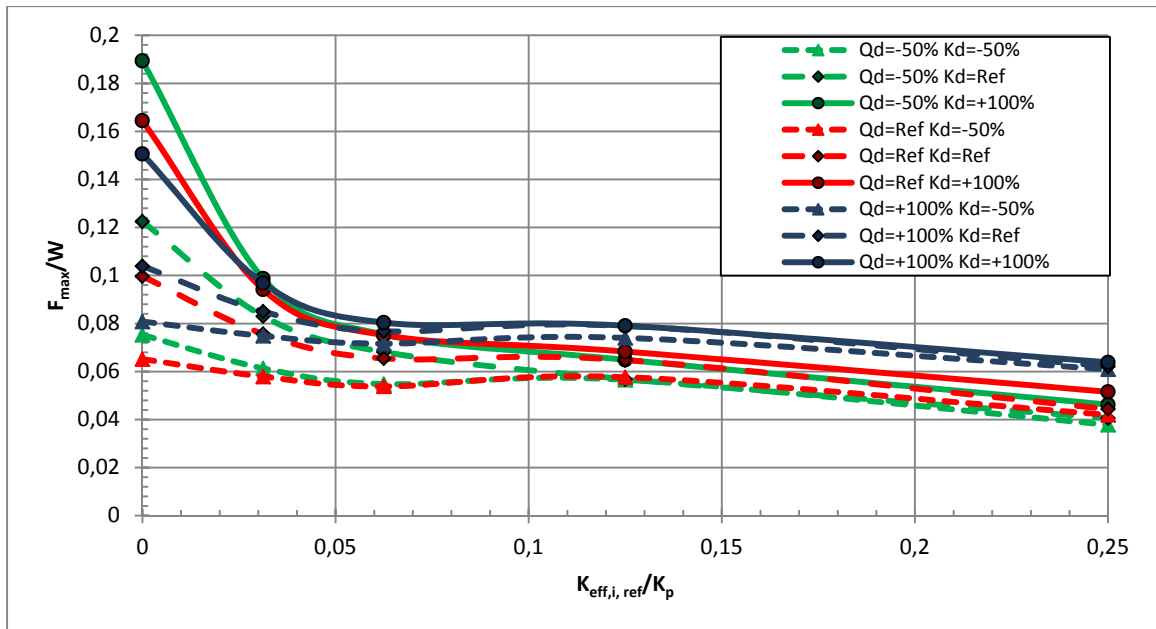


Figure 5.7 Variation de la force maximale de l'ouest par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff,i,ref}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystérétiques (Q_d, K_d) selon S6-06

5.4.5 Déplacement maximal selon S6-06

Est :

Si on désire évaluer l'effet de la flexibilité de la pile sur le déplacement maximal évalué au centre de gravité du tablier, on distingue entre les systèmes à faibles taux d'amortissement et faibles capacité de recentrage, et le cas inverse où les systèmes ont les propriétés hystérétiques les plus grandes. Dans le premier cas, le déplacement est relativement très élevé lorsque la pile est infiniment rigide, puis diminue d'une façon parabolique et enfin, dans une dernière phase, il diminue linéairement sur une large plage de piles flexibles à très flexibles ($K_p \leq 10K_{isolateur}$). La courbe correspondante relie les valeurs de déplacements maximums absolus sur tout le domaine de rigidités de piles considéré.

Pour le deuxième cas, le déplacement maximal diminue d'une façon très remarquable pour les piles très rigides. Puis, selon une très faible pente sur un petit intervalle de $K_{eff,i,ref}/K_p$ avant de devenir indépendant de la flexibilité des unités de fondation sur un large domaine.

La courbe correspondante est constituée des valeurs des déplacements maximums les plus faibles.

Pour les cas intermédiaires, autant que l'amortissement ainsi que la force de recentrage diminuent dans le système d'isolation autant qu'on s'approche du premier cas et autant que ces paramètres augmentent autant qu'on s'approche plutôt du deuxième cas.

Si on examine en plus de la variation de la flexibilité piles l'effet de variations des paramètres hystérétiques sur la réponse de la structure en termes de déplacement maximal, on trouve que le déplacement maximal atteint ses plus hauts niveaux avec la baisse de l'amortissement. Lorsqu'en plus la force interne de recentrage est faible, il est clair que le déplacement devient plus sensible. Cette sensibilité disparaît progressivement lors d'une hausse de la force caractéristique.

Finalement, on peut conclure que pour l'est, la flexibilité des unités de fondation commence à affecter le déplacement maximal de la structure lors d'une baisse de l'amortissement des isolateurs ainsi que la force de recentrage. En outre, les systèmes à forte capacité de recentrage se montrent peu sensibles lorsque les piles deviennent moyennement rigides à très flexibles.

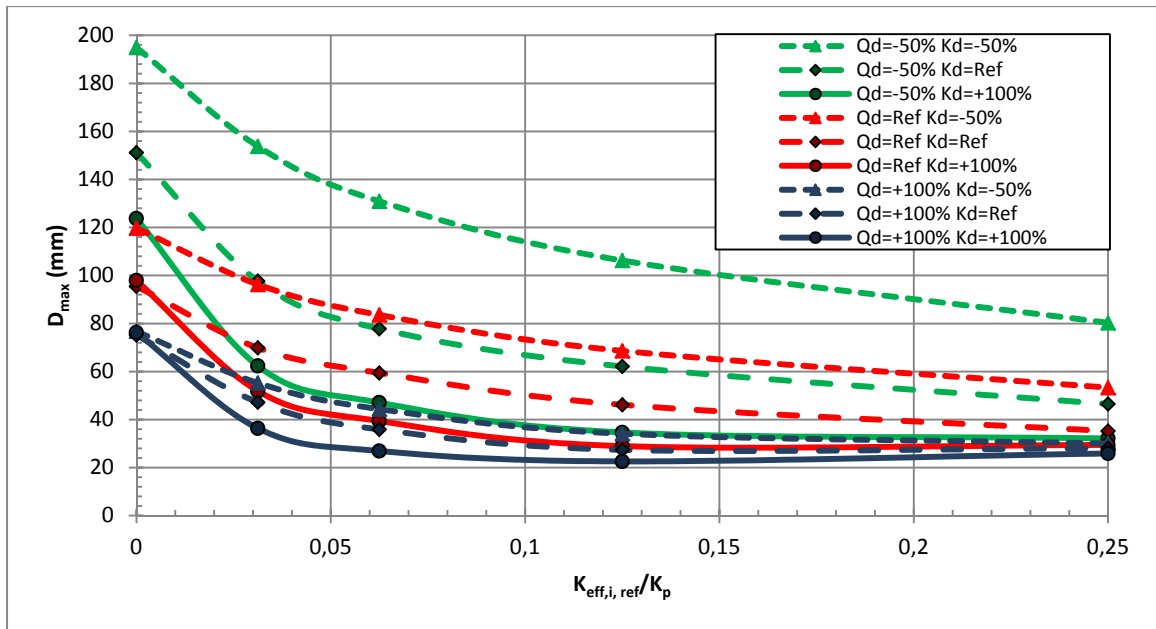


Figure 5.8 Variation du déplacement maximal de l'est D_{max} en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff,i,ref}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystérétiques (Q_d, K_d) selon S6-06

Ouest :

Pour ce qui de l'ouest, d'une façon globale les déplacements maximums sont du même ordre de grandeur que ceux de l'est. En plus de cela, certaines constatations faites pour l'est s'appliquent encore avec certaines différences. En effet, le niveau de déplacement le plus élevé est encore atteint par le système ayant le taux d'amortissement et la capacité de recentrage les plus faibles. Pour les systèmes à fortes force de recentrage et fort amortissement les mêmes effets sont observés que pour l'est. Néanmoins, les différences aperçues concernent les ponts ayant des piles dont la rigidité est évaluée huit fois plus élevée que celle du système d'isolation de référence. On note un certain extrémum précédé par une augmentation du déplacement maximal plus ou moins importante et suivi d'une baisse plus significative pour des faibles forces caractéristiques.

Une autre constatation concernant la baisse de la température où on observe qu'elle a un effet bénéfique pour les ponts construits à l'ouest avec une baisse sensible du niveau de

déplacement. De plus, le même effet est pratiquement observé pour les piles de flexibilité moyenne à très flexibles.

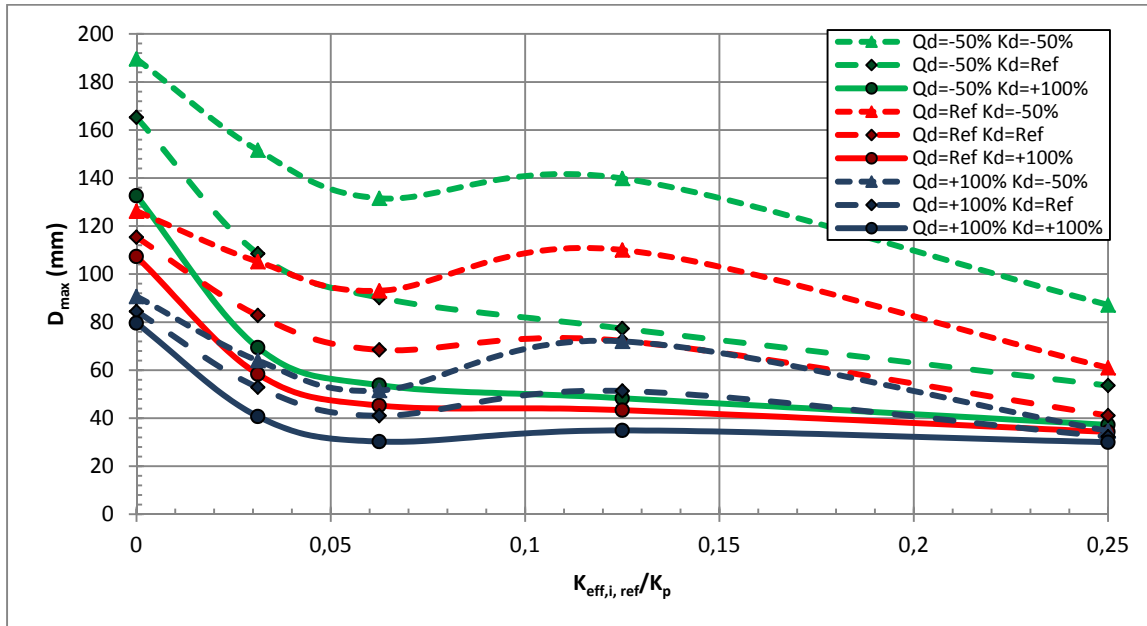


Figure 5.9 Variation du déplacement maximal de l'est D_{max} de l'Ouest en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff,i,ref}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystérétiques (Q_d, K_d) selon S6-06

5.4.6 Force maximale selon le CNBC 2010

Est :

La figure 5.10 illustre la conséquence d'une variation de la flexibilité des unités de fondations sur la force maximale exprimée en ratio du poids sismique engagé par les secousses sismiques, pour différentes combinaisons de paramètres hystérétiques dont les valeurs les plus élevées traduisent une baisse extrême de la température. On voit que pour l'est, le fait de diminuer la flexibilité de la pile permet de réduire la demande en force, d'une façon plus remarquable avec la hausse du taux d'amortissement. Cependant, pour les systèmes à très faibles Q_d , si de plus la capacité de recentrage est moyenne ou faible, l'effet est relativement limité même avec le choix de piles infiniment rigides. Il est excepté de ces faits les piles très flexibles, ou on remarque quand même une légère baisse.

De surcroît, il est clair que l'effet de variation des paramètres hystérétiques des isolateurs a plus d'effet sur le niveau de la force avec l'augmentation de la rigidité des unités de fondation. Tandis que pour les piles très flexibles, la force devient très faible. D'une façon générale, et sur pratiquement tout l'intervalle du ratio $K_{eff,i,ref}/K_p$, la force maximale décroît avec la baisse de la force caractéristique.

Un fait important est observé en relation avec la baisse de la température. On remarque que cette baisse lorsqu'elle est assez importante pousse la structure à attirer un niveau de force plus élevé surtout dans le cas des piles les plus rigides. Cependant, si les unités de fondation sont très flexibles cet effet devient moins présent et on constate même pour le système ayant un ratio de rigidités du système d'isolation de référence par rapport à celui de la pile de 0,25 l'effet devient bénéfique et la force tend à diminuer par rapport au système de référence. On note les plus bas niveaux de force maximale.

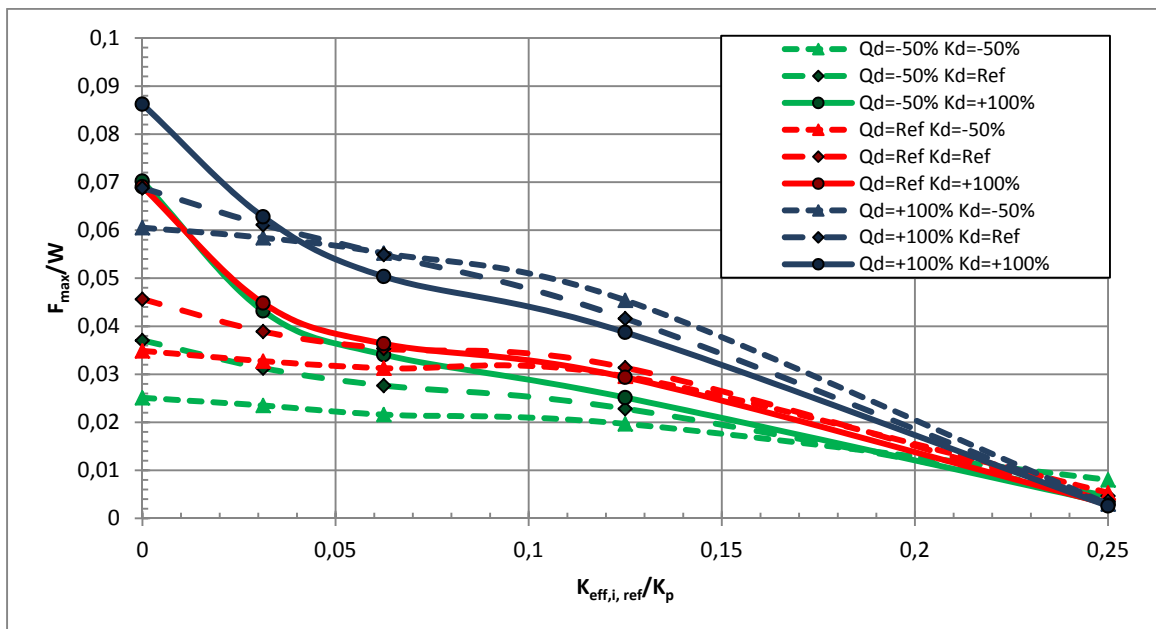


Figure 5.10 Variation de la force maximale de l'est par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff,i,ref}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystérétiques (Q_d , K_d) selon le CNBC 2010

Ouest :

Pour l'ouest nord-américain, la figure 5.11 décrit la sensibilité de la force maximale par ratio du poids sismique en fonction du ratio entre la rigidité effective de l'isolateur de référence évaluée à 10000 kN/m pour différents taux de variation des paramètres hystérétiques du système d'isolation adopté.

La rigidité des piles a de l'impact sur la réponse lorsqu'elle est infiniment grande surtout pour des fortes rigidités post-élastiques, puis diminue légèrement pour les fortes à moyennes avant de devenir insensible pour les systèmes à faibles capacités de recentrage.

Pour ce qui est de la variation de la température, il est important de noter que la baisse de la température commence à devenir plus importante dès que la rigidité de la pile devient de l'ordre de 35 fois celle des unités d'isolation est moins. En dépit de la baisse de la demande en force avec l'augmentation de la flexibilité des unités de fondations, le niveau de force devient le plus élevé si on considère des ratios de $K_{eff,i,ref}/K_p$ fixes et selon des conditions de temps assez froid.

Ainsi, dans les cas des ponts de l'ouest, il faut tenir compte de l'effet de la variation de la température si les unités de fondation ont des rigidités 35 fois plus grandes que celles des unités d'isolation.

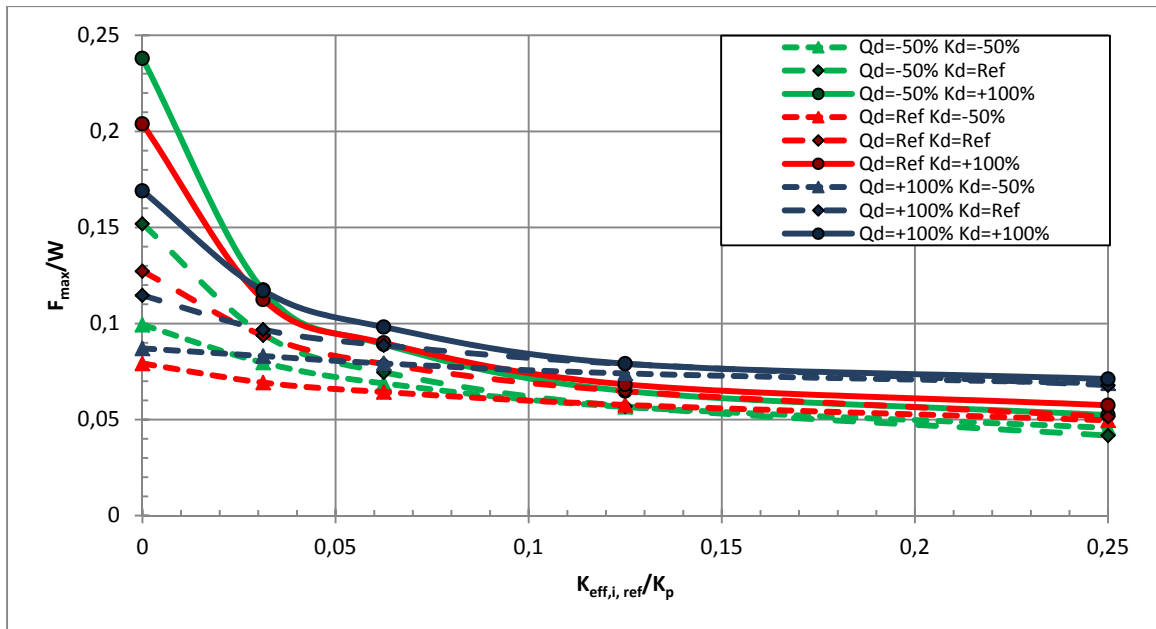


Figure 5.11 Variation de la force maximale de l'ouest par ratio du poids sismique F_{\max}/W en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{\text{eff},i,\text{ref}}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystérétiques (Q_d, K_d) selon le CNBC 2010

5.4.7 Déplacement maximal selon le CNBC 2010

Les figures 5.12 et 5.13 illustrent les effets cités ci-haut sur le déplacement maximal pour l'est et l'ouest canadiens. Pour la majorité des ponts, le déplacement maximal régresse en fonction de la baisse de la rigidité des piles d'une façon plus soutenue pour les piles très rigides mais devient peu sensible pour les piles flexibles. En plus, il est attendu que le système d'isolation ayant les plus faibles paramètres mécaniques encaisse les plus forts déplacements. Tandis que celui possédant les plus fortes caractéristiques se déforme le moins. On conclue de cela que la hausse de la flexibilité des piles et celle des isolateurs ont des effets opposés. La première tend à baisser le niveau du déplacement maximal alors que la deuxième le fait augmenter à des niveaux relativement élevés.

L'effet de la chute de la température est synonyme d'une baisse du niveau de déplacement pour les ponts construits à l'est. Il est clair que la courbe continue en bleu représentative d'une baisse maximale de la température est toujours celle qui donne le déplacement

maximal le plus petit. L'effet combiné de la baisse de la température avec la variation de la flexibilité des piles passe par une décroissance importante avec la hausse de la flexibilité des colonnes puis dès que la rigidité des unités de fondation passe pratiquement en deçà de 20 fois celle des isolateurs l'effet de la baisse de la température s'estompe et le déplacement devient insensible à la variation de la flexibilité des piles.

Similairement à l'est, l'effet de la baisse de la température sur le comportement des ponts isolés de l'ouest en termes de déplacement est bénéfique. On observe quasiment les mêmes effets. Toutefois, les niveaux des déplacements se trouvent plus élevés.

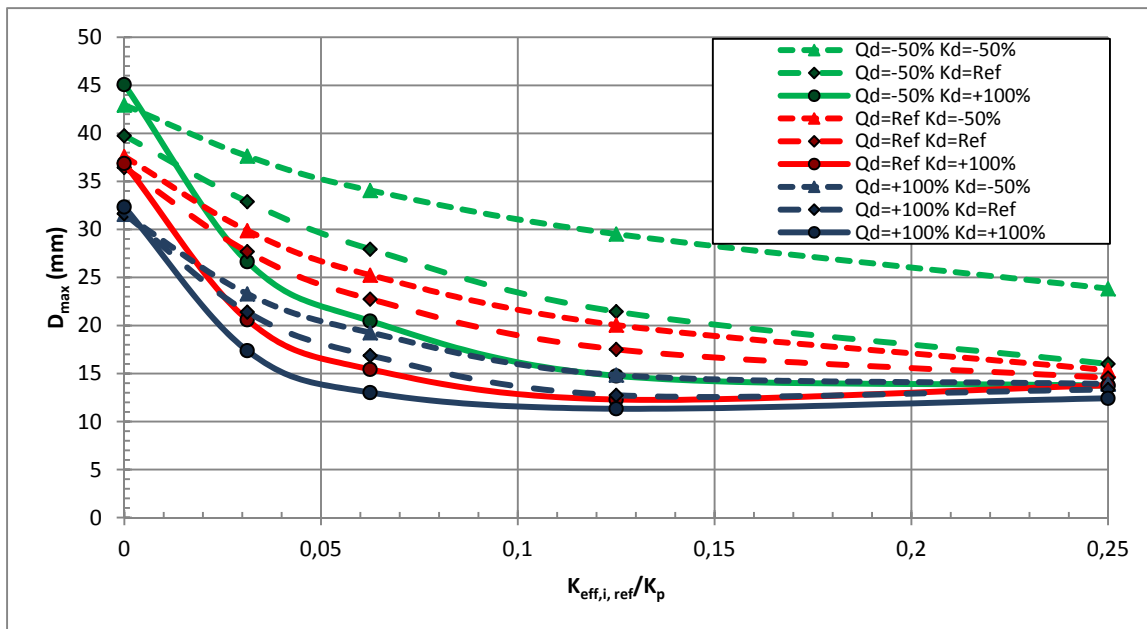


Figure 5.12 Variation du déplacement maximal de l'est D_{max} en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff,i,ref}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystériques (Q_d, K_d) selon le CNBC 2010

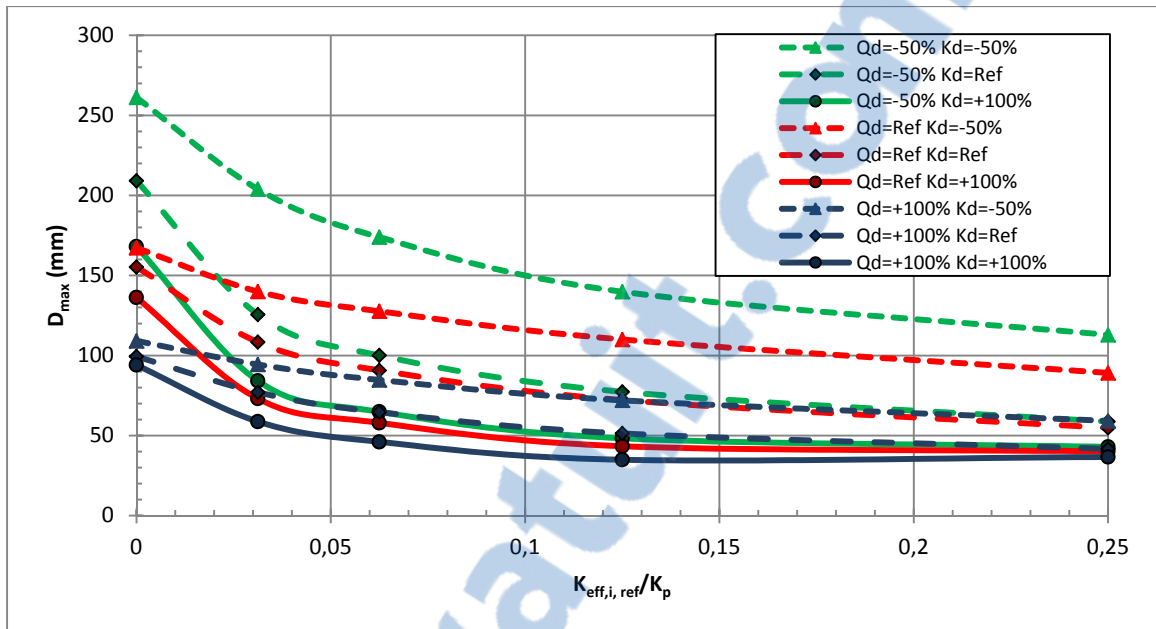


Figure 5.13 Variation du déplacement maximal de l'ouest D_{max} de l'Ouest en fonction du rapport de la rigidité effective de l'isolateur de référence par la rigidité de la pile $K_{eff,i,ref}/K_p$ pour différents taux de paramètres hystérétiques (Q_d , K_d) selon le CNBC 2010

5.5 Choix du système optimal pour l'est et l'ouest

En lumière de ce qui a été présenté dans les chapitres 4 et 5, on a opté à trouver le système d'isolation qui semble travailler de la manière la plus efficace pour chaque côte. Comme discuté précédemment, les spectres du code national du bâtiment 2010 tiennent compte de la sismicité des sites mieux que le code canadien des ponts routier 2006. Ainsi, pour le choix du système optimal pour chaque côte, on s'est basé sur les résultats d'analyses temporelles non linéaires selon le spectre de risque uniforme pour un sol de type C du CNBC 2010.

Est :

Pour la côte est, on s'est basé sur les figures 5.14 et 5.15 ci-dessous dans le cas de piles très rigides et les figures 5.10 et 5.12 pour tenir compte de la flexibilité des unités de fondation.

Lorsqu'il a trait avec les piles très rigides, afin de trouver les systèmes optimums on s'est basé sur les systèmes qui permettent d'avoir des niveaux de force réduits avec des

déplacements acceptables et des déplacements résiduels les plus petits que possible, sans qu'on ait besoin d'aller chercher des taux d'amortissement élevés.

Tout d'abord les systèmes ayant les forces caractéristiques extrêmes sont à écarter vu que le plus faible taux induit de larges déplacements tandis que le plus fort suscite un niveau plus élevé de force.

À partir de la figure 5.15, on voit que les systèmes à faible capacité de recentrage engendrent des déplacements résiduels relativement élevés. En outre, les systèmes ayant les forces caractéristiques extrêmes ne sont pas envisageables pour des forces de recentrage inférieures à la valeur de référence.

On conclue que pour l'est, les systèmes suivant sont jugés être les plus performants : K_d de référence et ΔQ_d de -50% , système de référence, K_d de référence et ΔQ_d de $+70\%$, ΔK_d de $+40\%$ et ΔQ_d de -50% , ΔK_d de $+40\%$ et Q_d de référence.

Pour les piles flexibles, on peut compter sur les systèmes ayant des forces caractéristiques de référence et -50% et très forte capacité de recentrage. On obtient ainsi un bon compromis entre les forces et les déplacements.

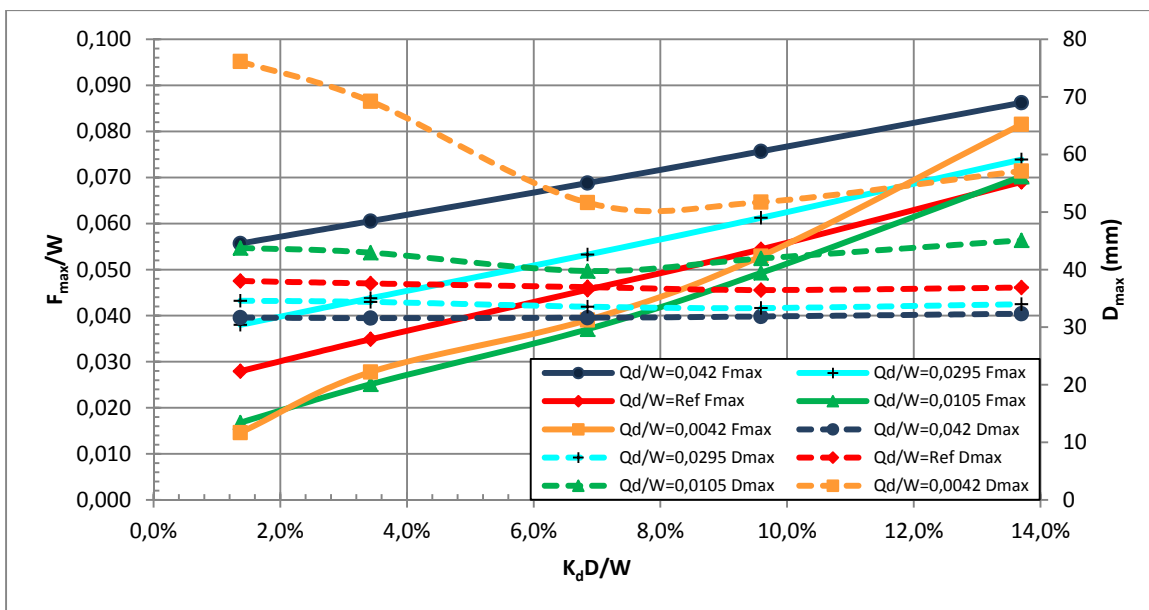


Figure 5.14 Zone optimale pour l'est selon le CNBC 2010 a) (continu) Force maximale par ratio du poids b) (en pointillé) Déplacement maximal pour des piles infiniment rigides

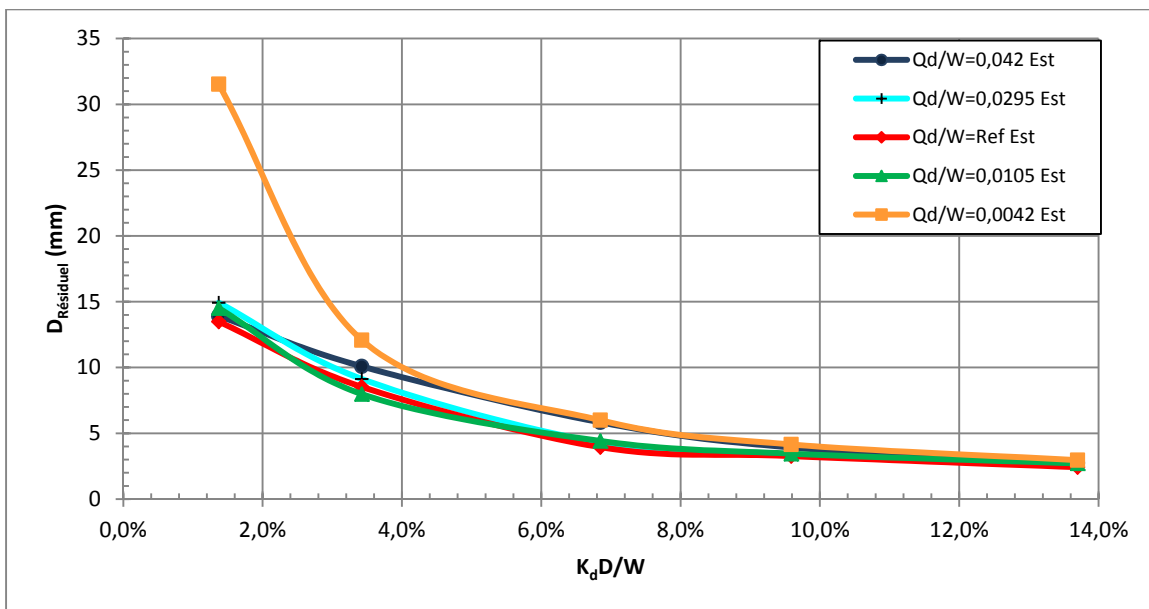


Figure 5.15 Déplacement résiduel pour l'est selon le CNBC 2010 pour des piles infiniment rigides

Ouest :

En ce qui concerne la côte ouest, on s'est basé sur les figures 5.16 et 5.17 ci-dessous dans le cas de piles très rigides ainsi que les figures 5.11 et 5.13 si les piles sont flexibles.

En se référant aux deux premières figures, il est clair que la demande en force ainsi que les déplacements les plus faibles sont obtenus par le système ayant les plus fortes forces caractéristiques et pour des forces de recentrage dépassant $5\%W$, les déplacements résiduels sont bien contrôlés. Ainsi, la gamme de systèmes possédant des forces caractéristiques supérieures à la valeur de référence et ayant des forces de recentrage moyennes sont à prévoir.

En prenant en considération la flexibilité des piles, on peut tirer des conclusions similaires à celles établies pour l'est. En outre, on constate qu'en plus d'un tel choix, si on considère des piles 30 fois plus rigides que le système d'isolation et moins on opte pour une configuration (unités de fondation / unité d'isolation) qui travaille de la façon la plus effective.

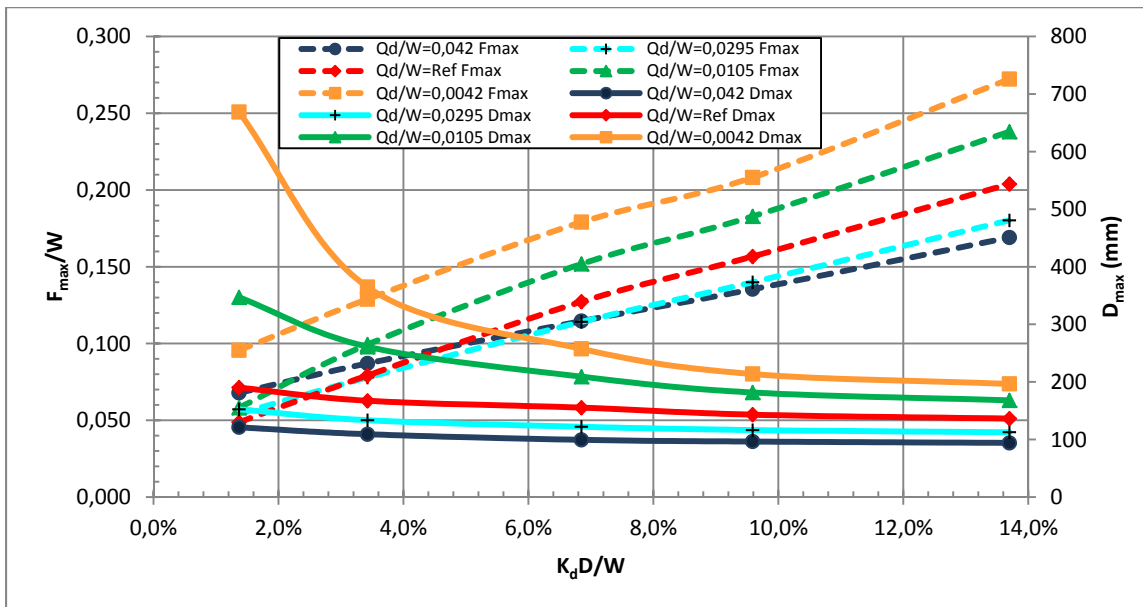


Figure 5.16 Zone optimale pour l'ouest selon le CNBC 2010 a) (en pointillé) Force maximale par ratio du poids b) (continu) Déplacement maximal pour des piles infiniment rigides

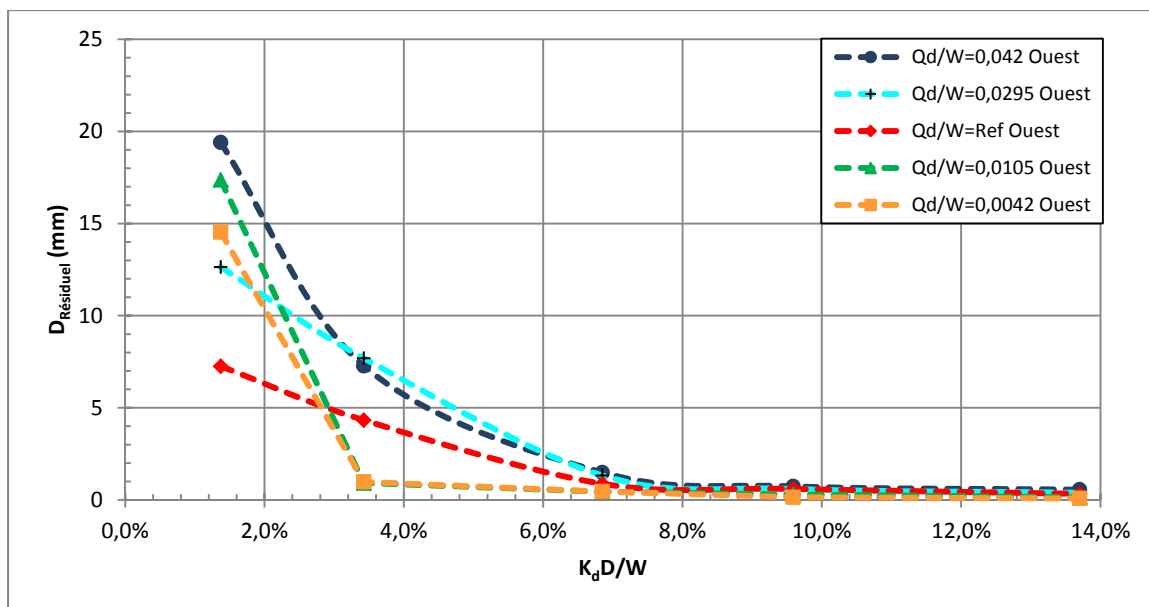


Figure 5.17 Déplacement résiduel pour l'ouest selon le CNBC 2010 pour des piles infiniment rigides

CONCLUSION

L'isolation sismique s'est avérée comme une approche effective, qui a permis de limiter les dégâts et économiser en termes de coûts, principalement en ce qui concerne la réhabilitation des ouvrages après le passage des séismes. Le comportement sismique des ponts isolés à la base est toutefois dépendant de plusieurs paramètres extérieurs telle que la température ambiante notamment lorsqu'elle est extrêmement basse. Les effets retenus de la revue de la littérature, faisant l'objet du chapitre 1 peuvent être récapitulés comme suit :

- la baisse de la température est accompagnée d'une modification au niveau des paramètres chimiques, physiques et mécaniques des isolateurs. Ces changements sont plus ou moins prononcés dépendamment de plusieurs facteurs tels que le type de l'isolateur, les matériaux constitutifs, la température ambiante;
- lors de la baisse de la température. Il est observé la présence de deux types de rigidifications : rigidification due à la cristallisation qui est la transition de premier ordre dépend de la basse température et du temps d'exposition et la rigidification thermique instantanée qui prend naissance instantanément lorsque le matériau est soumis à une température négative;
- les principaux paramètres hystérétiques des isolateurs sont la force caractéristique et la rigidité tangente. Selon les conditions expérimentales relatives à chaque chercheur, on a trouvé que la force caractéristique a augmenté de +25% à +150% et la rigidité post-élastique de +40% à +100% pour les isolateurs à base d'élastomère, Cependant, pour les isolateurs à base de glissement, la rigidité tangente reste insensible et le coefficient de frottement augmente d'environ +40% à +60%.

Le chapitre 2 décrit les méthodes proposées notamment la méthode adoptée dans cette étude afin de pouvoir adapter les signaux sismiques historiques provenant d'autres régions ayant des caractéristiques semblables aux régions d'étude sur leurs spectres cibles correspondants.

Il s'agit de l'ajustement spectral ou calibration des enregistrements sur ces spectres cibles (sol C pour le code national du bâtiment (CNBC 2010) pour les villes de Montréal et Vancouver, et sol II pour le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06)). On a généralement recours à la calibration ou l'étalonnage des accélérogrammes lorsqu'il s'agit d'un manque dans la base de données des enregistrements des régions d'étude. Avant d'y arriver, une présentation de la sismicité des deux côtes nord-américaines ainsi que la sélection des enregistrements historiques a été faite.

Au niveau du chapitre 3, on a commencé par l'illustration du comportement idéalisé des isolateurs qui est bilinéaire en boucle d'hystérésis gouverné principalement par sa force caractéristique, sa rigidité tangente et le déplacement maximum de conception. Ensuite, trois systèmes de référence ont été fixés pour (Montréal sol C, Vancouver sol C, les deux villes sol II) conformément à l'exigence de l'AASHTO pour le respect de la force de recentrage. Ce système de référence a comme paramètres caractéristiques : $Q_d = 210 \text{ kN}$ et $K_d = 6850 \text{ kN/m}$. En plus, selon des taux de variation (-80% , -50% , $+40\%$ et $+100\%$) déduits à partir de ces valeurs, on a pu couvrir un large intervalle de variation des paramètres hystérétiques, tout en tenant compte de l'effet de la baisse de la température en les augmentant. On a également exposé, dans un premier lieu, la méthode d'analyse simplifiée adoptée par la S6-06 et l'algorithme établi permettant le calcul des paramètres correspondants (tel que : période élastique, amortissement visqueux équivalent, rigidité effective, déplacement) au système en question (i.e. pour chaque combinaison de force caractéristique et rigidité post-élastique). Dans un second lieu, la méthode d'analyse simplifiée développée similairement selon le CNBC 2010 a permis de fixer les paramètres des systèmes choisis pour les deux villes d'étude. Par la suite, la présentation de la modélisation du système linéaire équivalent considéré pour l'étude a été décrite. Étant donné que la pile est prise comme infiniment rigide, le comportement du pont est parfaitement celui de l'unité d'isolation. Finalement, on a traité certains résultats rassemblés de l'analyse simplifiée pour examiner l'effet de la variation des paramètres caractéristiques sur la période de vibration du pont et l'amortissement visqueux équivalent dans les isolateurs selon chaque code et chaque côte.

Le chapitre 4 est consacré à l'exposition, discussion et interprétation des résultats émanant de des analyses simplifiées et temporelles non linéaire. L'illustration des résultats collectés a été faite sous forme de figures, traduisant la variation de l'effet étudié (force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W , déplacement maximal D_{max} et déplacement résiduel $D_{résiduel}$) en fonction de la force de recentrage par ratio du poids ($K_d D/W$) pour différents taux de variation de la force caractéristique par ratio du poids (Q_d/W). En outre, on s'est organisé à partager le chapitre en sept sections afin d'examiner de près les effets d'une variation des paramètres hystérétiques sur la réponse du pont isolé (principalement force maximale, déplacement maximal et déplacement résiduel). Les comparaisons considérées ainsi que les principales constatations qui ont découlent sont les suivantes :

- premièrement, entre les résultats de l'analyse simplifiée selon le CNBC 2010 et la S6-06. On a trouvé que les résultats des deux codes sont très éloignés. On a observé une hausse de la force maximale en fonction de la hausse de la capacité de recentrage et une baisse du déplacement maximal très nette pour les systèmes à faibles taux d'amortissement, voire une légère dépendance pour les autres systèmes. Le système qui donne la force maximale absolue est ($\Delta Q_d = -80\%$, $K_d = +100\%$) et les paramètres les plus faibles pour le déplacement maximal. L'effet des basses températures est très important sur la force maximale surtout pour l'est et il fait baisser le niveau de déplacement dans la structure;
- deuxièmement, entre les résultats de l'analyse temporelle non linéaire du CNBC 2010 et de la S6-06 pour l'est et l'ouest. On a constaté pratiquement les mêmes effets. Cependant, les niveaux des efforts sont relativement différents. Concernant le déplacement résiduel, il décroît d'une façon parabolique, plus rapide à l'ouest, où il est mieux contrôlé;
- troisièmement, entre l'analyse simplifiée et l'analyse temporelle non linéaire du CNBC 2010. Cette partie et la suivante ont permis d'évaluer la fiabilité de la méthode simplifiée

pour prédire la réponse réelle approchée par l'analyse temporelle non linéaire. On a trouvé que globalement la méthode simplifiée prédit bien la réponse réelle du pont;

- quatrième, entre l'analyse simplifiée et l'analyse temporelle non linéaire de la S6-06. Contrairement au cas du CNBC 2010, les résultats de l'analyse simplifiée de la S6-06 sont loin d'être représentatives de la réponse réelle de la structure;
- cinquième, entre l'est et l'ouest selon les résultats de l'analyse temporelle non linéaire du CNBC 2010. On a exposé les principaux effets pour différentes données par les changements extrêmes des paramètres caractéristiques des isolateurs. On a trouvé que pour l'est l'effet le plus important sur la demande en force est celui de la baisse de la température avec une hausse de +87%, cette hausse est de 31,5% pour l'ouest. Pourtant, pour cette côte la considération de $\Delta Q_d = -80\%$ et $\Delta K_d = +100\%$ engendre la force la plus grande avec une hausse de +114%. Pour ce qui est du déplacement, il s'est avéré très sensible à la baisse de la capacité de recentrage et du taux d'amortissement et la baisse de la température tend à le diminuer. Les impacts de ces variations sont présents à l'ouest. Finalement, le déplacement résiduel est plus contrôlé à l'ouest sur un large intervalle de forces de recentrage;
- sixième, entre l'est et l'ouest selon les résultats de l'analyse temporelle non linéaire du S6-06. On a remarqué une similarité des résultats des deux côtes. Ceci est dû principalement au spectre unique adopté par le code S6-06 pour les villes de Montréal et Vancouver;
- septième, selon la sismicité de la région et caractéristiques des signaux sismiques par la variation des ratios PGA/PGV et PGV^2/PGA . On a confirmé dans cette section certains résultats. En effet, la force et le déplacement diminuent si on change de la sismicité de l'ouest à l'est et si on augmente la fréquence des signaux (i.e. augmenter le ratio PGA/PGV). De son côté, lors d'une hausse du ratio PGV^2/PGA , indicateur de

l'intensité des pulsations d'accélération dans un signal sismique donné, une augmentation de la force et du déplacement sismiques est accompagnée.

À son tour le chapitre 5 a permis de valider les résultats d'analyses faites sur le modèle unidimensionnel simplifié par une série d'analyses dynamiques non linéaires du modèle réel du pont isolé considéré. Dans une seconde étape, on a étudié l'effet combiné de la variation de la flexibilité des unités de fondation et des paramètres caractéristiques des isolateurs sur le comportement sismique du pont isolé. Il se trouve que la demande en force décroît avec la hausse de la flexibilité des piles d'une façon plus notable à l'est, cependant, elle tend à se stabiliser pour les piles très flexibles de l'ouest. Pour ce qui est du déplacement, il diminue également mais devient pratiquement très peu sensible autant que les paramètres hystérétiques augmentent et la rigidité des piles diminue.

De surcroît, la baisse de la température occasionne les forces les plus élevées et les déplacements les plus petits. Il est à noter que pour l'ouest, pour des rigidités fixes de la pile, on a constaté que cet effet devient le plus élevé.

Finalement, on a conclu que les résultats du CNBC 2010 sont plus représentatifs de la sismicité de régions d'étude. Ainsi, on les a considérés dans le but de sélectionner les systèmes optimaux pour les deux côtes. On a trouvé que les systèmes suivants sont les plus performants pour l'est : K_d de référence et ΔQ_d de -50% , système de référence, K_d de référence et ΔQ_d de $+70\%$, ΔK_d de $+40\%$ et ΔQ_d de -50% , ΔK_d de $+40\%$ et Q_d de référence, et pour l'ouest les systèmes possédant des forces caractéristiques supérieures à la valeur de référence et ayant des forces de recentrage moyennes sont à prévoir.

Si on considère l'effet de la flexibilité des piles, on a conclu que les systèmes ayant des forces caractéristiques de référence et -50% avec une très forte capacité de recentrage et si en plus, on considère des piles 30 fois plus rigides que le système d'isolation, cela permet aux piles et isolateurs de travailler de la façon la plus effective.

RECOMMANDATIONS

Il est recommandé de valider les résultats et les conclusions de la présente étude pour les considérations suivantes :

- valider l'étude courante par des essais expérimentaux sur des spécimens au laboratoire;
- refaire l'étude en tenant compte des autres effets tel que la vitesse, la pression, la lubrification du PTFE des isolateurs à base de glissement;
- étudier l'effet des basses températures sur les caractéristiques hystérétiques des systèmes d'isolation à travers des expériences et de modèles numériques. Considérer également l'effet d'un temps froid sur le comportement des amortisseurs sismiques (tel que : amortisseurs hydraulique, amortisseurs à extrusion du plomb, amortisseurs hystérétiques en acier);
- examiner l'effet du site en considérant les autres spectres des codes en vigueur. Et adopter la nouvelle édition du code canadien sur le calcul des ponts routiers « CAN/CSA-S6-14 » ainsi que celle du code national du bâtiment « CNBC 2015 »;
- considérer des modèles de ponts irréguliers, principalement les ponts courbes et biais selon différents rayons courbure et angles de biais et étudier leurs effets combinés à la baisse de la température et à la flexibilité des unités de fondations;
- concernant l'ajustement des enregistrements sismiques selon les spectres cibles des zones d'étude, une considération des méthodes d'étalonnage est souhaitable et voire son effet sur les signaux et le comportement des ponts isolés.

ANNEXE I

ARTICLE : ASSESSMENT OF TEMPERATURE EFFECTS ON SEISMIC RESPONSE OF BASE-ISOLATED BRIDGES IN EASTERN AND WESTERN CANADA

Afif BEJI¹,

Lotfi GUIZANI¹,

¹ Département de Génie de la Construction, École de Technologie Supérieure

1100 Notre—Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié à la conférence « The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering »,
Victoria, British Columbia, Canada, en Juillet 2015

1. Abstract

Seismic base-isolation of bridges is a very effective alternative to the conventional design approach, based on the capacity design principle. It is gaining an increasing interest, since almost two decades, in Canada and being used on many completed and in progress bridge projects. However, practically all the common seismic isolation systems are sensitive to many external and inherent effects especially low temperature ones. In fact, under cold temperatures, they typically show an important increase of their stiffness and yield or characteristic strength. Despite relatively known effects of low temperature on base isolation systems characteristics, the impact of low temperature on base isolated bridges response and seismic demand in cold regions remain not enough studied and well understood by researchers and practicing engineers, especially within the recent Canadian seismic context, introduced by the NBCC and being adopted in the CSA-S6-14 code. The actual practice uses a bounding analysis approach through a set of property modification factors, initially recommended by the AASHTO.

This paper presents the assessment of impact of typical hysteresis features changes, notably because of temperature, on the seismic response of isolated bridges in Canada. Analyses results show that such changes cause substantial to important changes on seismic response of isolated bridges and that this effect differs significantly for eastern from western Canada.

Preliminary tendencies and findings, relating temperature and hysteretic variations to bridge seismic response main parameters are pointed out.

2. Introduction

Past major earthquakes, during the last 45 years, have demonstrated that bridges are particularly vulnerable to such events everywhere in the world (Mitchel *et al.*, 1995; Wang and Lee, 2009; Kawashima, 2012). However, the lessons learned from real performance of bridges during past earthquakes, the development of powerful analytical and experimental tools as well as the availability of innovative materials and technologies greatly contributed to evolution of bridge design codes and practice during the last decades toward more reliable structures. Modern seismic design approaches generally adopt one of two distinct alternatives to face earthquakes: (1) the "conventional" fixed base design and, (2) the seismic base isolated design. The further relies essentially on the capacity of the bridge to resist the earthquake forces and /or to absorb the seismic input energy through inelastic ductile mechanisms that are created at preselected and carefully detailed locations within the structure. Seismic base isolation relies on lengthening considerably the fundamental period, through use of flexible devices at its base, instead of fixed base, resulting in a drastic reduction of the seismic forces transferred to the structure. As the lengthening of the structure period results in increased displacement demand, modern seismic isolation systems incorporate dissipative energy features to control seismic displacements at acceptable levels.

Seismic base isolation offers an attractive and increasingly popular design alternative to the fixed base approach in Eastern and Western Canada during the last two decades. Its popularity is mainly due to the fact that it allows reduction of the elastic seismic forces which

make it easy to design the bridge to respond elastically during the design earthquake, preserving thereby its functionality and easily accomplishing a performance level comparable to what is intended for lifeline bridges (Moradiankhabiri *et al.*, 2015). Seismic isolation hysteretic features such as characteristic strength, Q_d , and post-elastic stiffness, k_d , are of capital importance and govern the seismic response and consequently the performance of base isolated bridges.

However, the characteristic features of common seismic isolation systems are known to be sensitive to many factors such as the level of stress, velocity, temperature, and aging. The last factor is particularly relevant for Canadian applications as the main seismic regions are located within zones of sustained low temperatures. Many researchers (Murray and Detenber, 1961; Roeder *et al.*, 1990; Yakut 2000; Constantinou *et al.*, 2007) carried out extensive experimental tests on a series of seismic isolation bearings and found out that mechanical characteristics of these devices are highly affected by low temperatures especially when it drops to extreme levels.

On the other side, actually the Canadian standard CSA-S6-06 (CSA 2006) does not give combination rules of temperature with earthquake. However, without specifying a load combination including the earthquake with temperature, the just released edition of the Canadian standard CSA-S6-14 (CSA 2014) specify combining rules of thermal movements with earthquake displacements and recommends the approach of bounding analysis proposed by the AASHTO (AASHTO 2010), on the basis of Constantinou's work (Buckle *et al.*, 2006; Constantinou, 1999). This approach, already in use during the last decade, is based on modification factors, λ , applied to the main hysteretic features of the isolation system and on analysis of the bridge under two bounding conditions: (1) nominal condition with minimal values of λ , all applied simultaneously, giving rise to a lower bound in terms of seismic forces and an upper bound in terms of displacement and, (2) extreme condition with maximum values of λ , all applied simultaneously, giving rise to the maximum demand in terms of seismic forces and a lower bound of displacement.

Furthermore, the effect of variation of the hysteretic characteristics of seismic isolation systems and notably those attributed to temperature effects are still not well understood, especially within the context on the introduction of new uniform seismic hazard maps and design spectra proposed by the NBCC 2010 and the similar seismic design spectra being adopted in the S6-14, which is based on the next coming NBCC 2015 uniform seismic hazard values. The NBC2010 design spectra are more appropriate, than the S6-06 spectra, to represent the seismic context of Canada and better takes into account differences between seismicity of Eastern Canada, characterized by a rich content of high frequencies, and that of Western Canada. The S6-06 design code did not recognize such a difference and, for example, the design spectrum for Montreal is exactly the same as the one used for Vancouver and both are based on the American West Coast spectra (California) proposed by the AASHTO (AASHTO 2010).

To assess the effect of variation of hysteretic characteristics of seismic isolation systems, especially with temperature, this paper presents preliminary results and tendencies derived from a series of nonlinear time history analyses on a simplified model of base isolated bridge. To account for the particularities of the seismicity in Eastern and Western Canada, we compared results obtained from earthquakes calibrated on NBCC 2010 uniform hazard spectra for Montreal and Vancouver with those for earthquakes calibrated on S6-06 design spectra. Starting from a typical reference design, the temperature effects are taken into account through modification of the post-elastic stiffness k_d and the characteristic strength Q_d in proportions typical of what was measured by earlier experiments on common systems.

3. Survey of past experiment work results on low temperature effects

The most common Seismic base isolation systems can be classified into two families: (1) Elastomer based systems such as the well-known lead rubber seismic isolator and; (2) Sliding/friction based systems such as the widely used friction pendulum seismic isolator.

Elastomers pertain to polymers family whose chemical structures are composed of very large sequences of monomers interlinked by Van der Waals interactions. The number of polymers can vary from some hundreds to about thousand hundreds (Marchal, 2006). Elastomers have two principle branches, which are natural rubber (polyisoprène) and synthetic rubber (polychloroprène). As the chemical composition is complex, they are vulnerable to several factors that affect the chemical, physical and mechanical properties and thus lead to substantial changes in seismic behavior. As well as elastomer compounds, main factors affecting the response are scragging, aging, pressure, wear and travel, strain rates, contamination and temperature. Elastomers are viscoelastic materials; they are subject to two low-temperature stiffness raises depending on time and temperature of exposure: (1) instantaneous stiffening and; (2) time-temperature depending stiffening (Roeder *et al.*, 1989; Murray and Detenber, 1961). Constantinou *et al.*, (2006) pointed out that low temperature is accompanied with increasing in mechanical parameters like stiffness and characteristic strength of elastomeric bearings and friction coefficient of sliding apparatus. Table-A I-1 presents few published experimental results illustrating low temperature effects on the hysteretic properties of elastomeric seismic isolators.

Furthermore, many researchers reported that low temperatures have an important effect on the properties of sliding bearings. The friction coefficient as well as the stiffness increase with decrease of temperature and with velocity (up to a certain value) and decrease with the excreted pressure on the interface (Buckle *et al.*, 2006). Private testing done in Quebec during the last decade on sliding bearing isolators confirms these findings and showed a typical increase by 40 to 60% of the friction coefficient of carbon filled PTFE-stainless steel interfaces when temperature drops from room temperature (+/- 20°C) to -30°C.

Table-A I-1 Temperature effects on elastomeric seismic isolation devices properties

Reference	Test conditions	Q_d	K_d	K_{eff}
Feng <i>et al.</i> , 2004	LRB ¹ with 300 mm width layers, Temperature drops from 20°C to -10°C, Temperature rises from 20°C to 40°C.	+25% -13%	-	+5% -2%
Constantinou <i>et al.</i> , 1999	Velocity = 250 mm/s, Shear strain = 60%, Axial force = 1100 kN, Elastomer thickness = 195 mm, Natural rubber grade 3 shore A 45 Duro. For LRB, lead plug with 70 mm ϕ , Temperature drops from 20°C to -26°C,	-	-	-
	i. EB ²	+100%	-	+50%
	ii. LRB ¹	+42%	-	+42%
Kim <i>et al.</i> , 1996	* Frequency=0,1 Hz, Elastomer thickness = 195 mm, Rubber grade 3 shore A 50±10 duro. *Temperature drops from 20°C to -48°C.	-	-	-
	i. EB ² : Axial force = 356 kN, Shear strain = 50%.	+600%	-	+200%
	ii. LRB ¹ : Axial force = 90 kN, Shear strain = 25, 50, 75 & 100%.	+80%	+40%	-

¹ LRB : Lead Rubber Bearing; ² EB : Elastomeric Bearing

4. Objectives and methodology

The main objective of this study is to assess the effect of varying the hysteretic characteristics of the seismic isolation, due to temperature and other causes, on the seismic response of base isolated bridges located in Montreal and Vancouver sites, representative of the Eastern and Western Canada seismic regions respectively.

At this stage, the study focused on the variation of the hysteretic characteristics of the isolation system. Therefore, the used model is a nonlinear Single Degree Of Freedom (SDOF) with a bilinear hysteresis, represented on figure-A I-1 was used. Such model neglects the foundations units' stiffness, soil and bidirectional effects. Nevertheless, isolated

bridges have their dynamic response mainly lumped in their fundamental mode and such a model represents with sufficient precision a large proportion of practical isolated bridges. The characteristic features of the isolation system are the initial stiffness k_u , the post-elastic stiffness k_d and the characteristic strength Q_d as defined on figure-A I-1.

A reference base isolated bridge with a weight of 10 000 kN and an isolation system selected to have an equivalent linear system with a period of 2 seconds and an equivalent viscous damping of 20%, using the design spectrum of the CSA-S6-06 for Montreal and Vancouver was considered. Its restoring system stiffness, k_d , was set to the minimum value required by the AASHTO guide specifications for seismic isolation that is the difference between the force at the design displacement and the force at half the design displacement is equal to 1,25% of the weight. Note that the CSA-S6-06 requires a minimum restoring stiffness equal to twice-such stiffness (2,5% W) but the just released edition of the standard (CSA-S6-14) adopts the AASHTO requirement regarding the minimum restoring system stiffness.

The hysteresis properties, k_d , Q_d , of the reference system were varied, up and down, to generate a set of isolated bridge models simulating the effects of temperature and other sources of variation. Table-A I-2 presents the hysteresis properties of the reference system and all the other cases studied. The characteristic strength Q_d and the post elastic stiffness k_d had varied between 20% and 200% of the reference values through 5 levels as indicated in table-A I-2. Only three (3) levels of the characteristic strength are considered in this paper.

Table-A I-2 Hysteresis properties variations considered

Char. strength, Q_d (kN)	-80% 42kN (0.42%W)	-50% 105kN (1.05%W)	Q_d Reference 210kN (2.1%W)	+40% 295kN (2.95%W)	+100% 420kN (4.2%W)
Post-elastic stiff., k_d (kN/m)	-80% 1370	-50% 3425	K_d Reference 6850	+40% 9590	+100% 13700

Nonlinear time history analyses were then undertaken using a selection of 18 historical ground motions registered in eastern and western North America and scaled to match the design spectra of the CAN-CSA-S6-06 and the NBCC 2010 codes for both sites (Montreal and Vancouver). In total, 900 nonlinear time history analyses were carried out. This paper presents summary and partial results of only 540 of them. The obtained seismic responses are examined here in terms of the maximum seismic force and maximum displacement demand to bring out the principal effects of the seismic isolation hysteresis variation, due notably to temperature effects, on the seismic responses in Eastern and Western Canadian seismic regions.

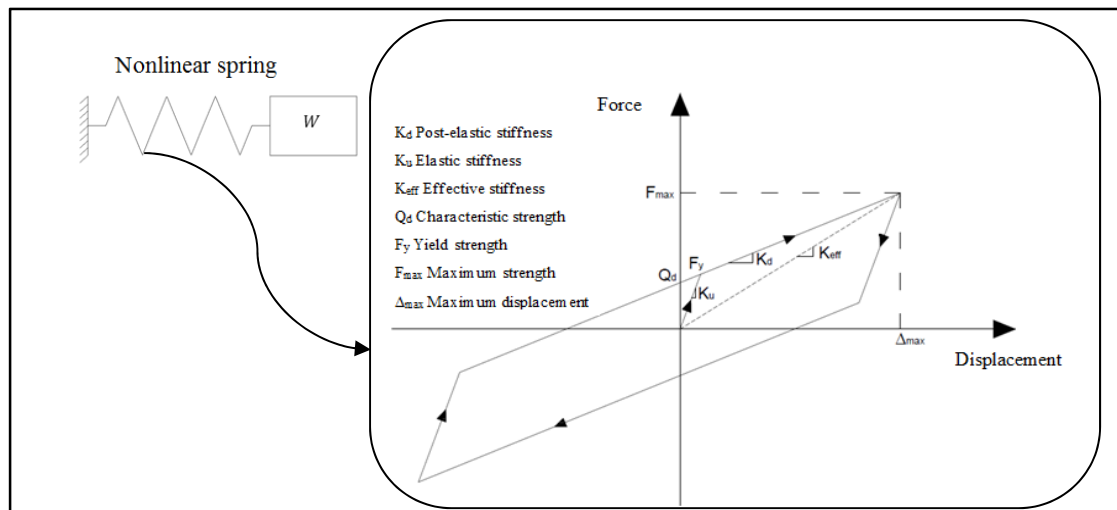


Figure-A I-1 Nonlinear SDOF model of the studied isolated bridges

5. Ground motion selection and scaling

Table-A I-3 and 4 present respectively the unscaled selected ground motion used for this study for both Montreal and Vancouver sites. These ground motions were scaled to match the target design spectra for Montreal and Vancouver as defined in the CSA-S6-06 and NBCC 2010 codes. The selected ground motions were therefore scaled to the target spectra using a spectral matching technique in the time domain (Abrahamson *et al.*, 1992; Hancock *et al.*,

2006). Michaud and Léger (2014) made a comparative study between different methods of ground motion scaling and recommended the time domain spectral matching method.

This study, considers a class C soil as per NBCC 2010 classification and a class II soil as per the CSA-S6-06 classification. The latter code defines a unique spectrum for both cities as target spectrum. Figure-A I-2 shows the target design spectra with the obtained acceleration spectra for some of the scaled ground motions used for both sites.

In conformity with the specifications of the NBCC 2010 and the recommendations of the Michaud and Leger (2014), we used at least seven records for each site and we considered the mean values of the obtained maximum response variables.

Table-A I-3 Unscaled selected ground motions characteristics used for Montreal site

Event	Date	R (km)	M_w	PGA	PGV
Saint-André _ EW 270°	25-Nov-1988	64	5,7	0,091	0,009
Saint-André _ NS 0°	25-Nov-1988	64	5,7	0,156	0,018
Nahanni Bettlement Creek _ N 360°	23-Dec-1985	24	6,5	0,194	0,034
Nahanni Bettlement Creek _ N 270°	23-Dec-1985	24	6,5	0,186	0,063
Saguenay Chicoutimi Nord _ N 124°	25-Nov-1988	43	5,7	0,131	0,025
Saguenay Chicoutimi Nord _ N 214°	25-Nov-1988	43	5,7	0,106	0,015
Saguenay Les Éboulements _ NS 0°	25-Nov-1988	90	5,7	0,125	0,044
Saguenay Les Éboulements _ EW 270°	25-Nov-1988	90	5,7	0,102	0,027

Table-A I-4 Unscaled selected ground motions characteristics used for Vancouver site

Event	Date	R (km)	M _w	PGA	PGV
San Ysidro Gilroy #6 EW 90°	24-Apr-1984	36	6,2	0,286	0,366
San Ysidro Gilroy #6 NS 360°	24-Apr-1984	36	6,2	0,219	0,113
Pacoima-Kagel Canyon EW 90°	01-Oct-1987	38	6,1	0,158	0,077
Pacoima-Kagel Canyon NS 0°	01-Oct-1987	38	6,1	0,155	0,074
San-Francisco-Presidio EW 90°	17-Sep-1989	98	7,0	0,199	0,335
San-Francisco-Presidio NS 0°	17-Sep-1989	98	7,0	0,100	0,133
San Pedro Palos Verdes EW 90°	17-Jan-1994	58	6,7	0,095	0,064
San Pedro Palos Verdes NS 0°	17-Jan-1994	58	6,7	0,101	0,055
Castaic - Old Ridge Route NS 360°	17-Jan-1994	41	6,7	0,514	0,526
Castaic - Old Ridge Route EW 90°	17-Jan-1994	41	6,7	0,568	0,515

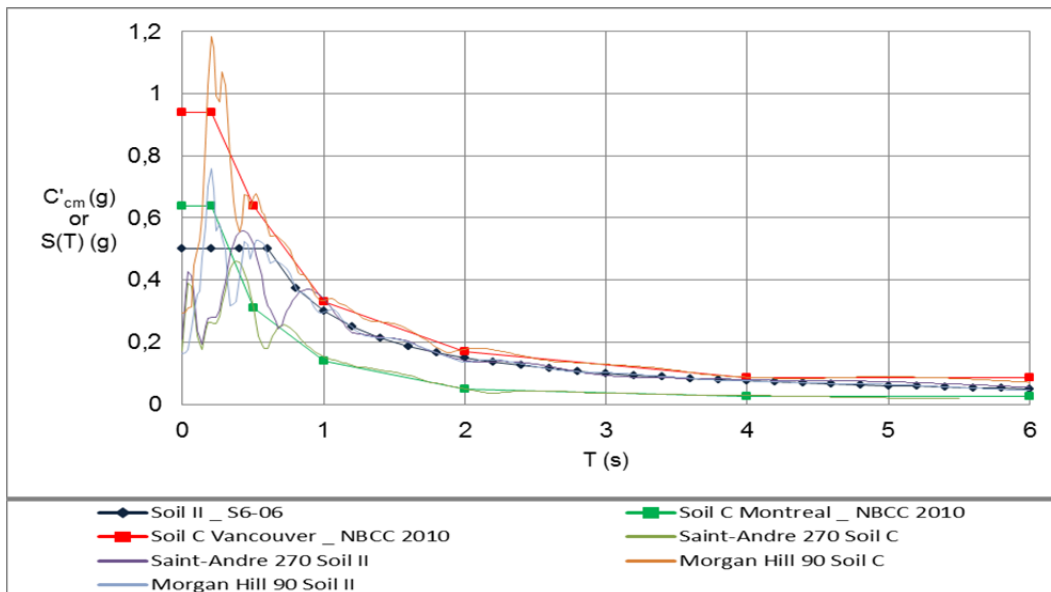


Figure-A I-2 Target spectra for Montreal and Vancouver and response spectra of some scaled records

6. Results and discussion

This section presents selected results obtained from the time history analyses for a selected set of the varying variables, for both sites (Montreal and Vancouver) and both standards spectra (S6-06 and NBCC 2010). For more generality, the seismic force demands as well as the characteristic strengths are expressed as fractions of the superstructure weight, W so they can be directly compared to a spectral acceleration or a seismic response coefficient. Similarly, the post-elastic stiffness is expressed in terms of a fraction of its restoring force correspondent to an arbitrary displacement of 100mm to the weight of the superstructure.

6.1. Seismic force demand

Figures-A I-3 and 4 show the variation of the seismic force demand for Montreal and Vancouver respectively as a function of the hysteresis properties of the isolation system.

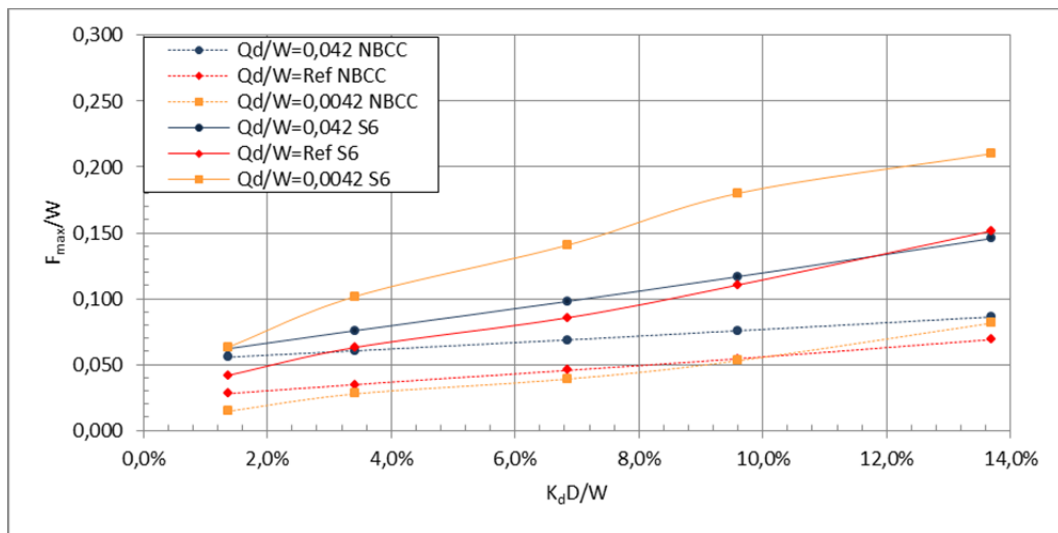


Figure-A I-3 Seismic force demand variation with characteristic strength and post-elastic stiffness for Montreal site using NBCC 2010 and CSA-S6-06 design target spectra

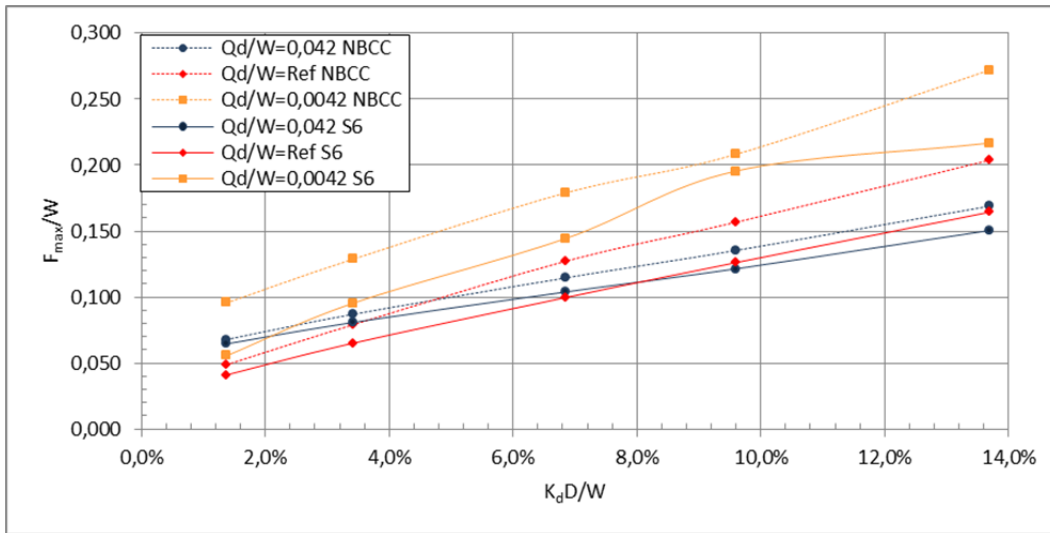


Figure-A I-4 Seismic force demand variation with characteristic strength and post-elastic stiffness for Vancouver site using NBCC 2010 and CSA-S6-06 target spectra

From figure-A I-3, we note that the seismic force demand according to the NBCC 2010 design spectrum for Montreal is much lower (typically about 50% around the reference system) of that resulting from the CSA-S6-06 design spectrum. The reduction in the seismic demand is even more pronounced for systems with low values of characteristic strength. This indicates that adopting the NBCC seismicity has a major beneficial consequence on the efficiency of the base isolation in eastern Canada.

We observe also that the seismic demand increases with the post elastic stiffness k_d in an almost linear trend. However, it is clear that the different lines are not parallel indicating that the effect of the variation in the post-elastic stiffness depends on the level of the characteristic strength and the design spectrum. The effect of the post elastic stiffness is more important, in terms of absolute seismic force demand change, for systems with low characteristic strengths and with the S6-06 spectra. For example, due to an increase of 100% of the characteristic strength, we observe an increase of 6,9%W in force demand for the low reference value of $Q_d/W=0,42\%$ with the S6-06 spectrum but only an increase of 1,74%W for the high reference characteristic strength of $Q_d/W=4,2\%$ with the NBCC code spectrum.

It is interesting to observe that with the S6-06 code spectrum, the highest force demand is obtained for low characteristic strengths while for the NBCC code spectrum an opposite trend is obtained, as higher force demands are associated with higher characteristic strengths, except for very stiff recentering systems associated to a very low characteristic strengths.

For the Vancouver site, results of figure-A I-4 show a similar general trend as those for Montreal but with important differences. It can be noted that for Vancouver site, contrarily to Montreal where a drop of about 50% is observed in force demand, the NBCC 2010 force demands are generally higher (20 to 30%) than those associated to the CSA-S6-06 code.

Contrarily to the Eastern site of Montreal, it is clear that for the Western site of Vancouver increasing the characteristic strength Q_d is beneficial as it causes a decrease in the seismic force demand with both standards except for very low post-elastic stiffness. For example, considering the reference starting point, an increase by 100% of the characteristic strength causes an increase by 50% of the seismic demand in Montreal but a drop of 10% for Vancouver site. However, increasing the post-elastic stiffness by 100% causes an increase of 50% in force demand for Montreal and a similar 60% increase for Vancouver. The combined effects of an increase by 100% in both the characteristic strength and the post elastic stiffness induce an increase by 87% in force demand for Montreal site but only an increase of 29% for Vancouver.

6.2. Seismic displacement demand

Figures-A I-5 and 6 present the maximum seismic displacement for both sites as a function of varying characteristic strength and post-elastic stiffness. Both figures present the same general trend that is the increase in post-elastic stiffness results in a decrease of the seismic displacement demand for both standard spectra and for all the characteristic strength levels. However, beyond the reference point, the curves flatten and the effect of the post-elastic stiffness is almost null except for very low characteristic strengths ($Q_d/W=0,42\%$). Besides,

major differences may be drawn from figures-A I-5 and 6 on the displacement demands of isolated bridges in eastern and western Canada according to both standards.

Major differences may be drawn from figures-A I-5 and 6 on the displacement demands of isolated bridges in western Canada and eastern Canada according to both standards.

For Montreal site, we observe on figure-A I-5 that the displacement demand from the NBCC 2010 code spectrum are much lower than those associated to the CSA-S6-06 code spectrum. Typically, a reduction of 50% in displacement demand is observed when shifting from the S6-06 code spectrum to the NBCC 2010 code spectrum. For systems with low characteristic strengths, a more pronounced reduction in displacement demand (i.e.: in the range of 75% for $Q_d/W=0,42\%$) is obtained. For Vancouver, contrarily to Montreal, the displacement demands associated to the NBCC 2010 spectrum are higher than those resulting from the CSA-S6-06 spectrum (typically 20 to 30%).

Figures-A I-5 and 6 show that increasing the characteristic strength from low values results in an important decrease in displacement demand but increasing already high values of the characteristic strength is less efficient specially for Vancouver with the NBCC 2010 code spectrum.

An increase of 100% of Q_d from the reference point, due to temperature drop, would cause a decrease of the displacement demand of the reference system by 25 mm (-24%) for Montreal with the CSA-S6-06 code spectrum but only 5,7mm (15%) with the NBCC Code spectrum. For Vancouver, the same increase in Q_d would cause a reduction of 29mm (-20%) with the CSA-S6-06 but as high as a reduction of 53mm (-33%) with the NBCC code spectrum. Effects of a similar increase of 100% of the post-elastic stiffness on the displacement reduction are much less important as we obtain almost no change for Montreal and less than 10% for Vancouver.

Finally, low temperatures affect the seismic response of isolated bridges, notably through increasing the hysteresis characteristics (characteristic strength and post-elastic stiffens) of the isolation system. This effect is found important but differs for Western sites from Eastern and for CSA-S6-06 from NBCC code (or the new S6-14) sites and depend on the initial levels of the hysteresis features.

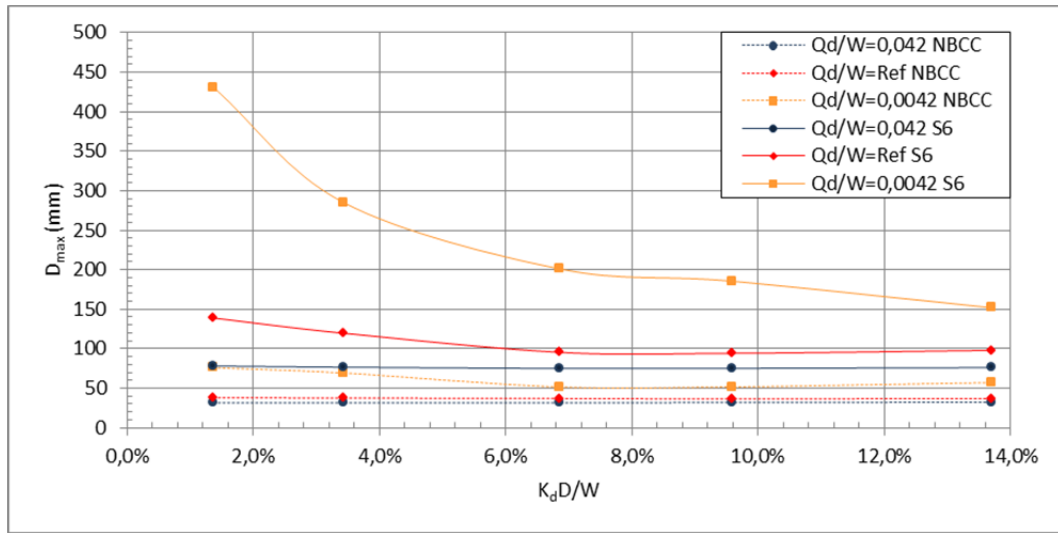


Figure-A I-5 Maximum displacement as a function of the post-elastic stiffness and characteristic strength variation for Montreal site

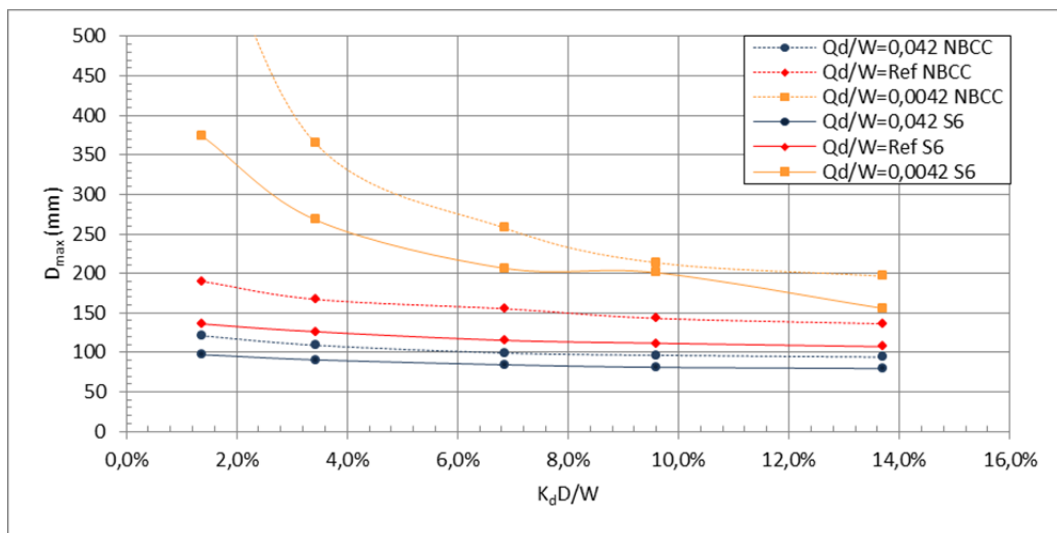


Figure-A I-6 Maximum displacement as a function of the post-elastic stiffness and characteristic strength variation for Vancouver site

7. References

- AASHTO. 2009 *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 1st Edition*, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C : Highway Subcommittee on bridge and Structures, 1672 p.
- AASHTO. 2010 *Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 3rd Edition*, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C : Highway Subcommittee on bridge and Structures.
- Abrahamson, N.A. 1992. « Non-stationary Spectral Matching ». *Seismological Research Letters*, vol. 63, n° 1, p. 30.
- Buckle, I., Constantinou, M., Dicleli, M. and Ghasemi, H. 2006. « Seismic Isolation of Highway Bridges », *Special Publication MCEER-06-SP07, Multidisciplinary Center for Extreme Events Research*. University at Buffalo, Buffalo New York. p. 171.
- CAN/CSA-S6-06: *Canadian Highway Bridge Design Code*. 2006. Mississauga, Ontario: Canadian Standard Association.
- CAN/CSA-S6-14: *Canadian Highway Bridge Design Code*. 2014. Mississauga, Ontario: Canadian Standard Association, p. 875.
- Constantinou, M. 1999. *Changes in the New AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, Research Progress and Accomplishments 1997-1999*. MCEER, University at Buffalo, State University of New York, p. 99-108.
- Constantinou, M., Whittaker, A. S., *et al.*. August 2007. *Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Feng, Demin, Chen, Cliff, Liu, Wenguang, *et al.*. 2004 « A performance test study on Chinese G4 lead rubber bearings ». In *Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Hancock, Jonathan, Jennie Watson-Lamprey, Norman A Abrahamson, Julian J Bommer, Alexandros Markatis, EMMA McCOY et Rishmila Mendis. 2006. « An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets ». *Journal of earthquake engineering*, vol. 10, n° spec01, p. 67–89.
- Kawashima, Kazuhiko. 2012. « Damage of bridges due to the 2011 Great East Japan earthquake ». *日本地震工学会論文集* vol. 12, p. 4_319-4_338.

- Kim, Doo Kie, JB Mander et SS Chen. 1996. « Temperature and Strain Rate Effects on the Seismic Performance of Elastomeric and Lead-Rubber Bearings ». In *Fourth World Congress on Joint Sealants and Bearing Systems for Concrete Structures*.
- Marchal, Jeanne. 2006. « Cristallisation des caoutchoucs chargés et non chargés sous contrainte: effet sur les chaînes amorphes ». Université Paris Sud-Paris XI.
- Michaud, Dominic, et Pierre Léger. 2014. « Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 41, n° 3, p. 232-244.
- Mitchell, D., Bruneau, M., Saatcioglu, M.. 1995. « Performance of bridges in the 1994 Northridge earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, n° 2, p. 415-427.
- Moradiankhabiri, M., Guizani, L., Khaled, A.. 2015 « Seismic behavior of regular base-isolated bridges with low reinforcement ratios ». In *The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, (Victoria, British Columbia).
- Murray, RM, et JD Detenber. 1961. « First and second order transitions in neoprene ». *Rubber chemistry and technology*, vol. 34, n° 2, p. 668-685.
- NBCC : National Building Code of Canada, 2010. Ottawa, Ontario: National Research Council of Canada.
- Ou, Yu-Chen, Wang, Ping-Hsiung, Tsai, Mu-Sen, *et al.*. 2009. « Large-scale experimental study of precast segmental unbonded post tensioned concrete bridge columns for seismic regions ». *Journal of structural engineering*. vol. 136, n° 3, p. 255-264.
- Roeder, Charles W, John F Stanton et Troy Feller. 1990. « Low-temperature performance of elastomeric bearings ». *Journal of Cold Regions Engineering*, vol. 4, n° 3, p. 113-132.
- Wang, Zhiqiang, et George C Lee. 2009. « A comparative study of bridge damage due to the Wenchuan, Northridge, Loma Prieta and San Fernando earthquakes ». *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 8, n° 2, p. 251-261.
- Yakut, Ahmet. 2000. « Performance of elastomeric bridge bearings at low temperatures ». University of Texas at Austin.

ANNEXE II

SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT ET ACCÉLÉROGRAMMES AVANT ET APRÈS CALIBRATION

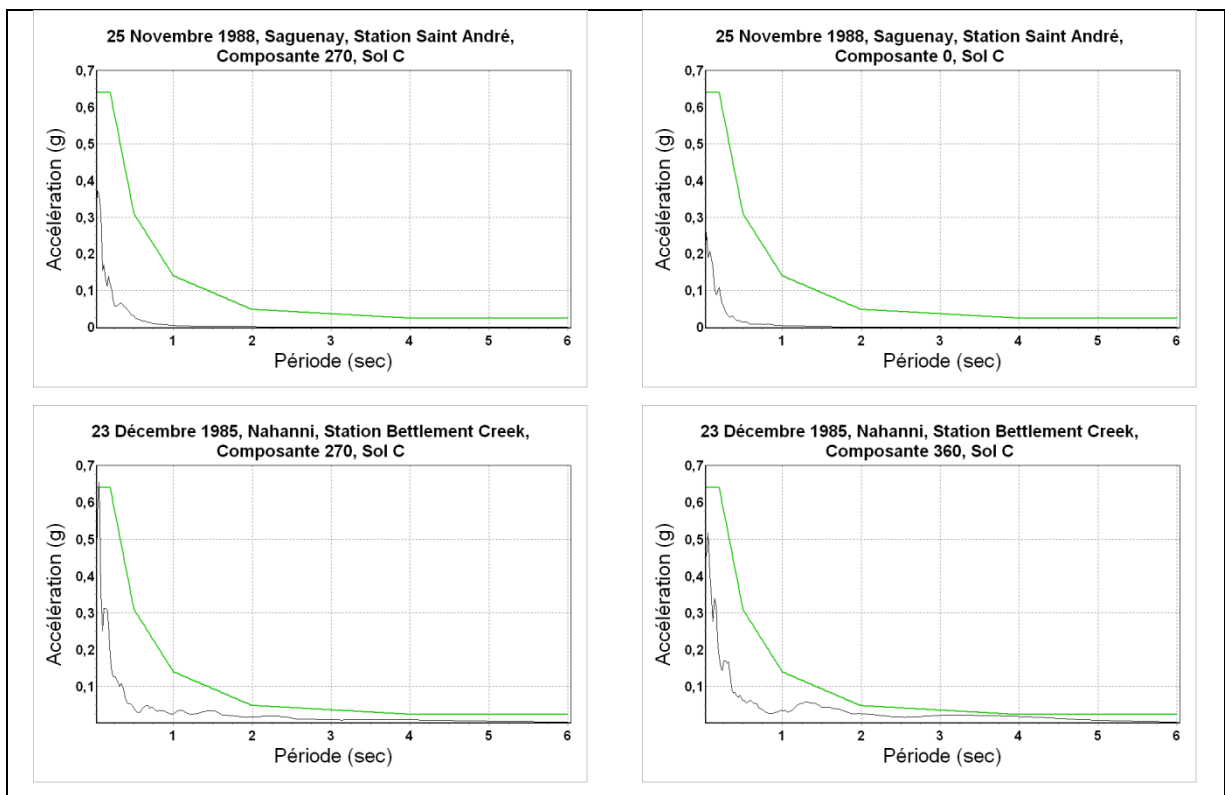


Figure-A II-1 Spectres de réponse avant calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe C

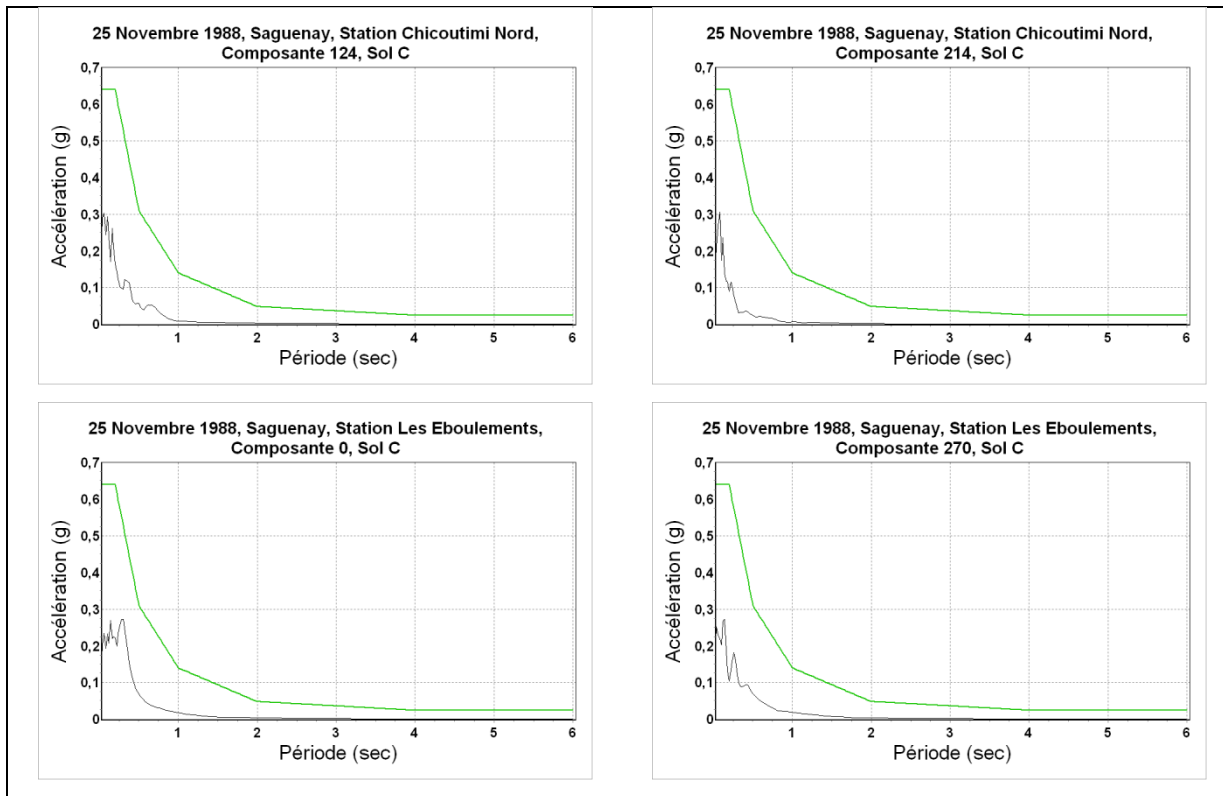


Figure-A II-1 Spectres de réponse avant calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe C (suite)

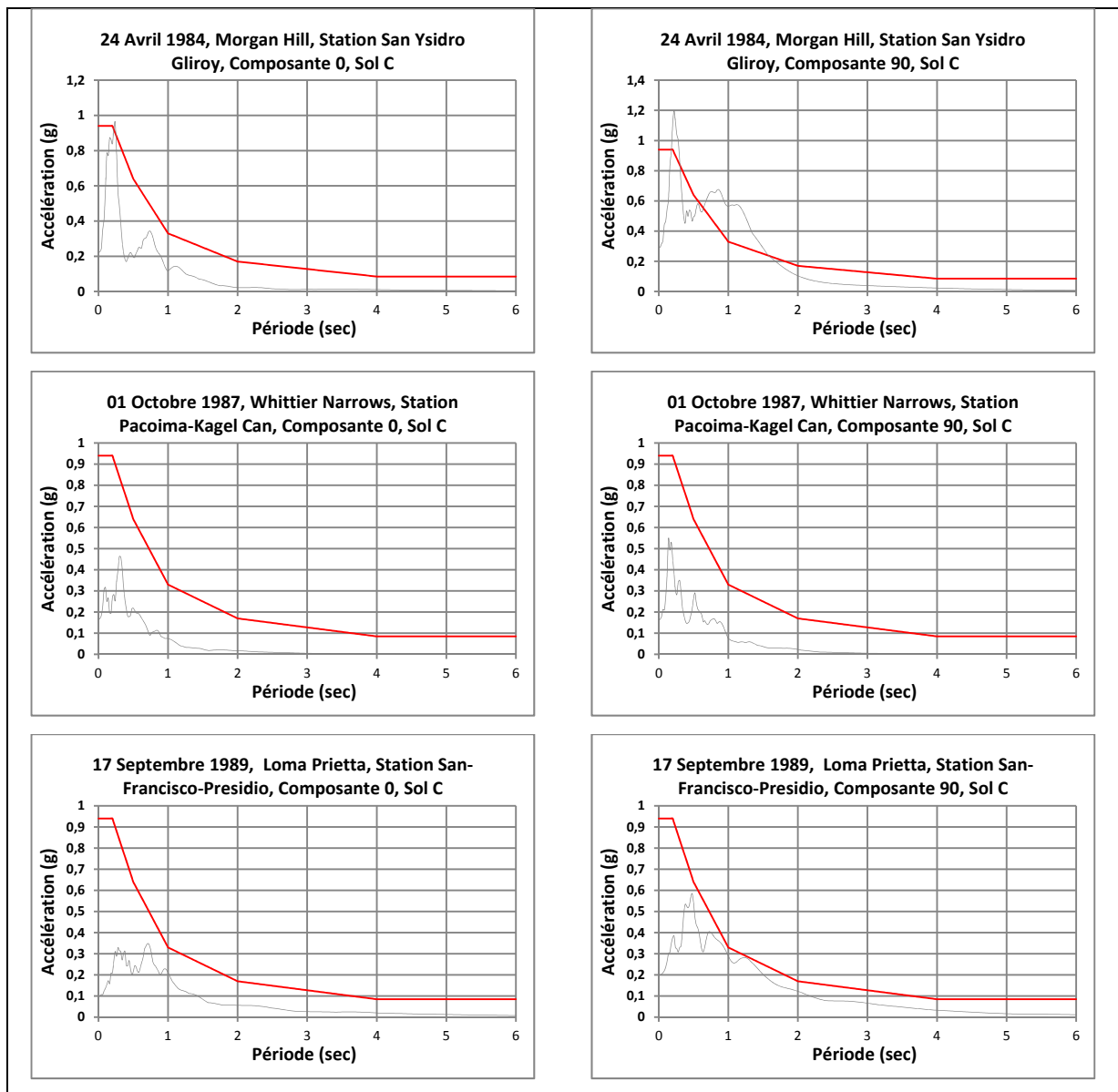


Figure-A II-2 Spectres de réponse avant calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prietta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe C

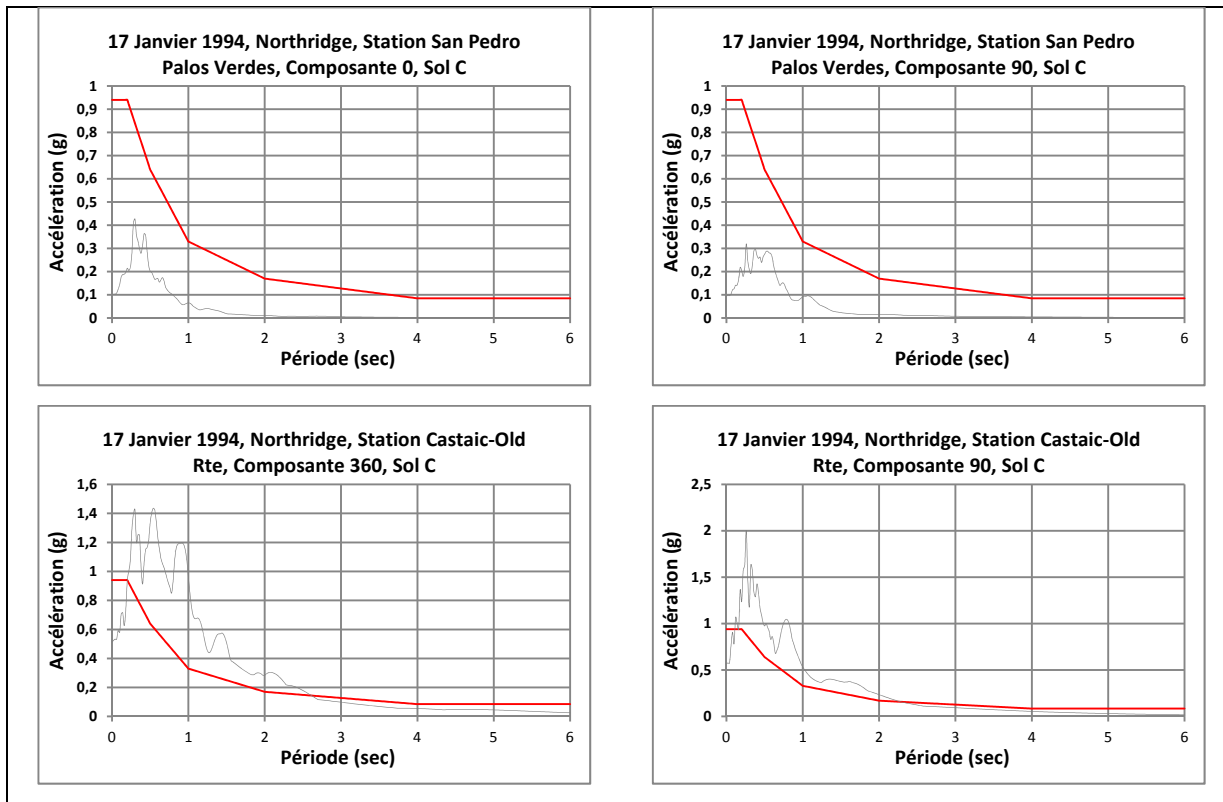


Figure-A II-2 Spectres de réponse avant calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe C (suite)

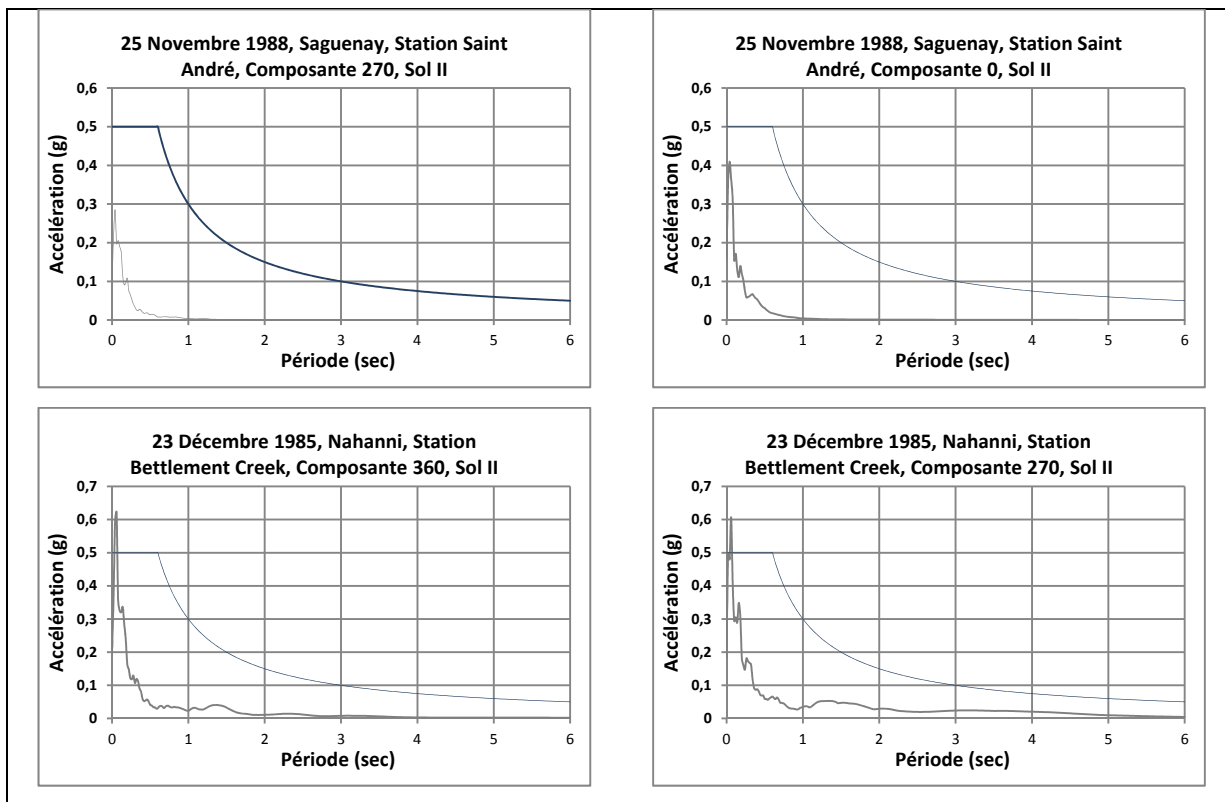


Figure-A II-3 Spectres de réponse avant calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe II

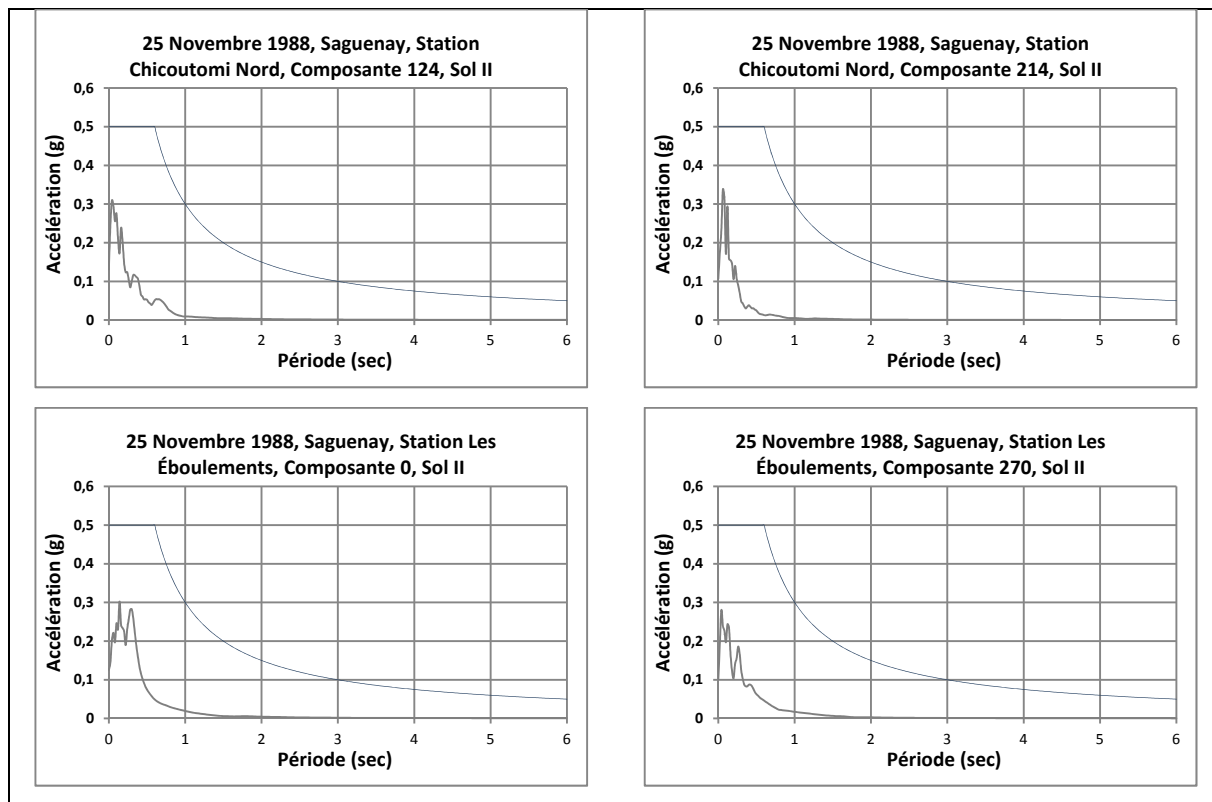


Figure-A II-3 Spectres de réponse avant calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe II (suite)

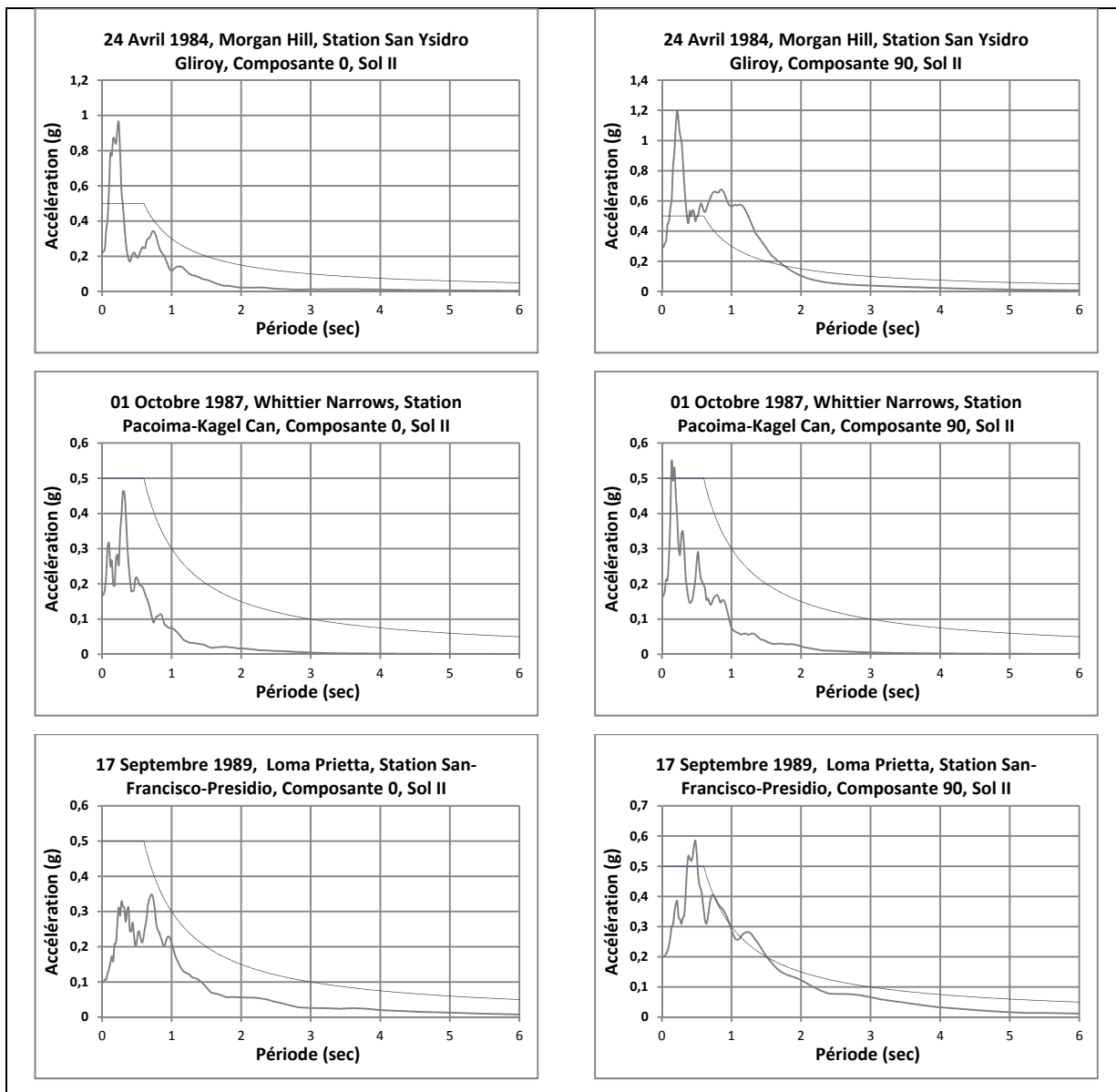


Figure-A II-4 Spectres de réponse avant calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prietta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe II

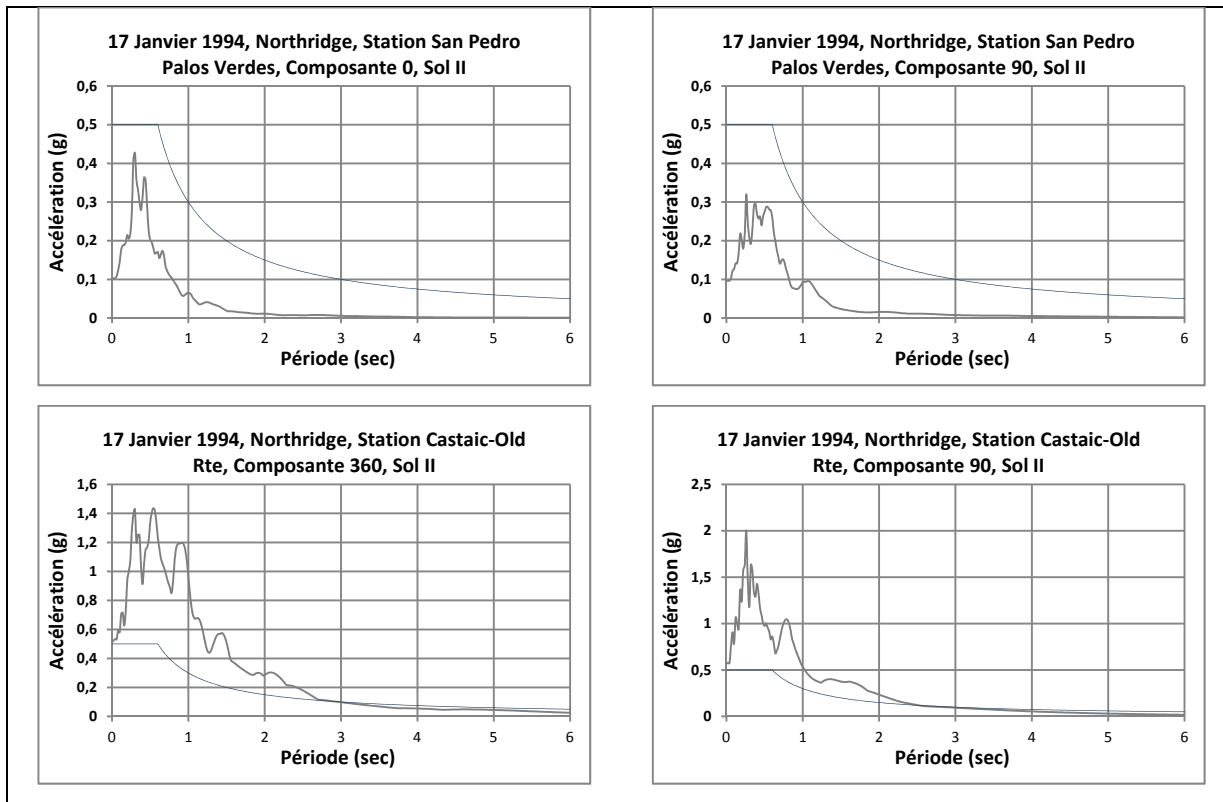


Figure-A II-4 Spectres de réponse avant calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prietta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe II (suite)

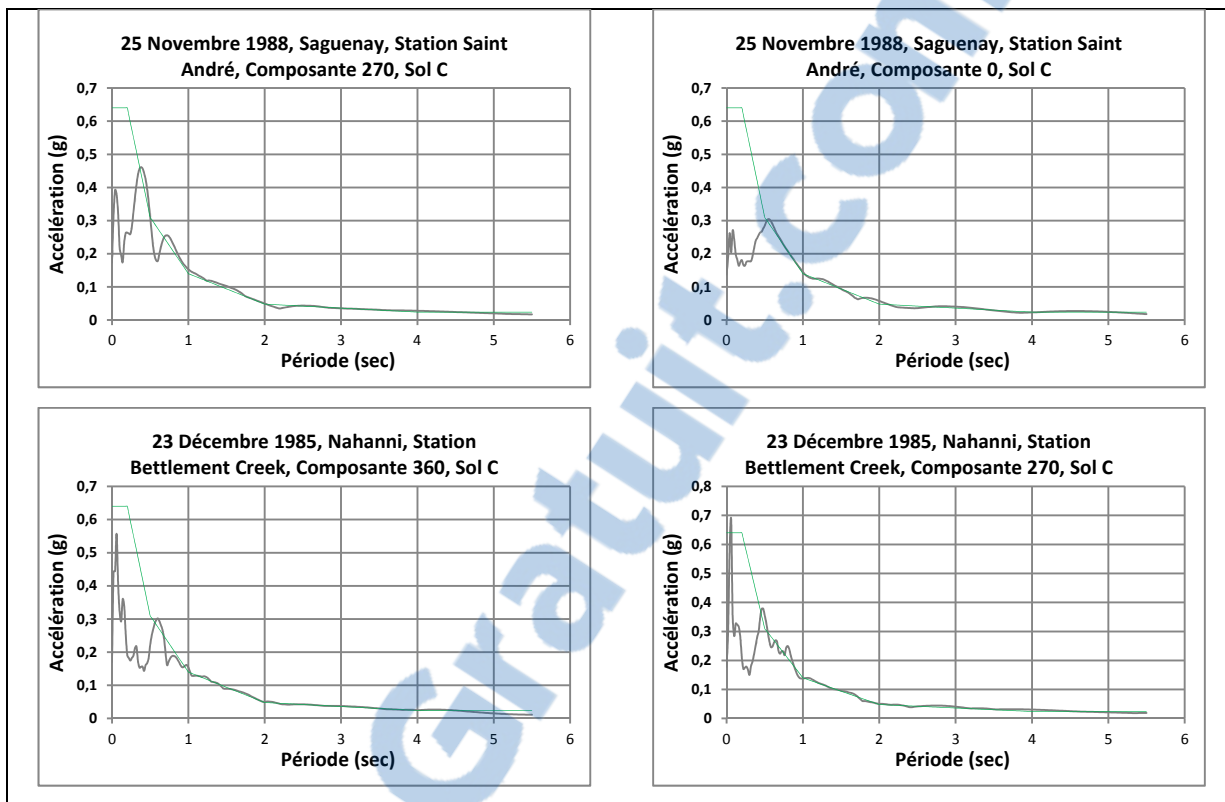


Figure-A II-5 Spectres de réponse après calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe C

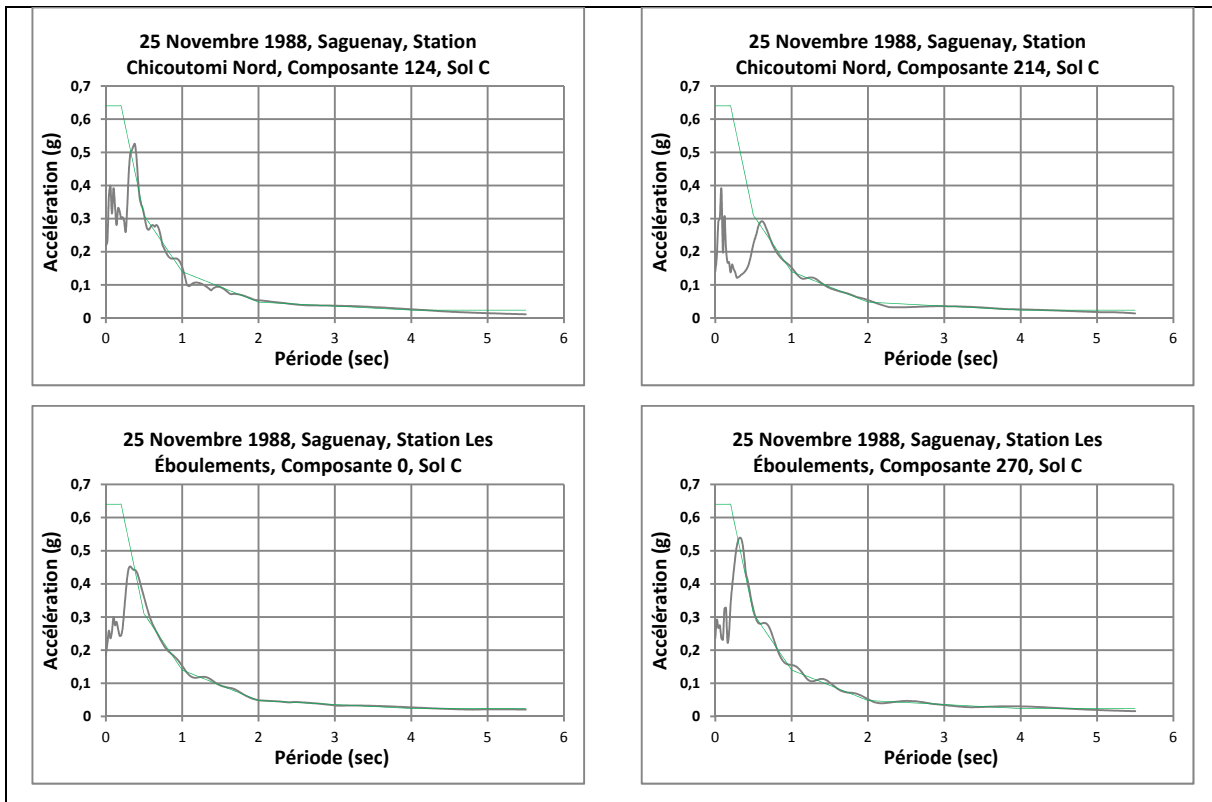


Figure-A II-5 Spectres de réponse après calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe C (suite)

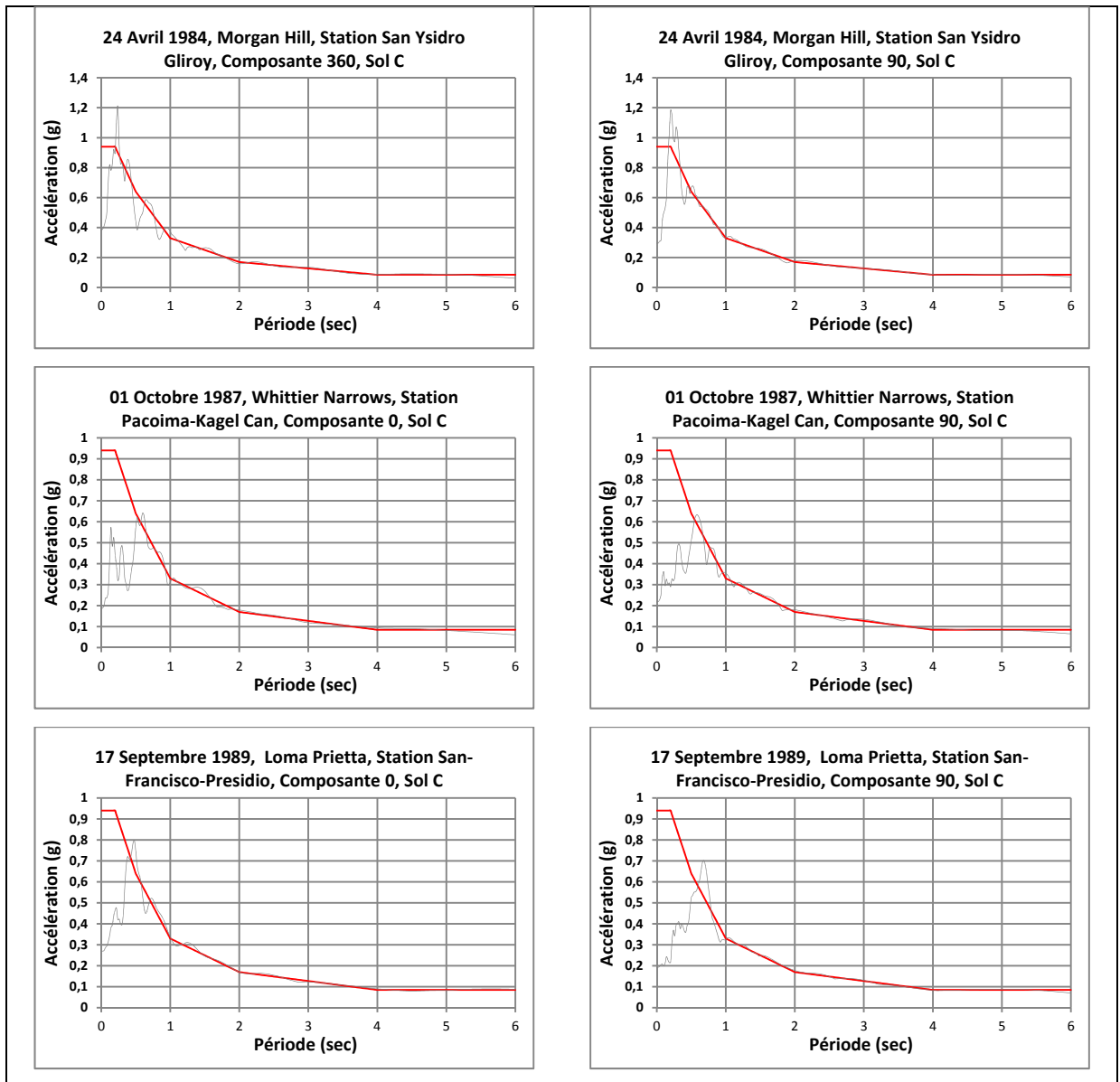


Figure-A II-6 Spectres de réponse après calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe C

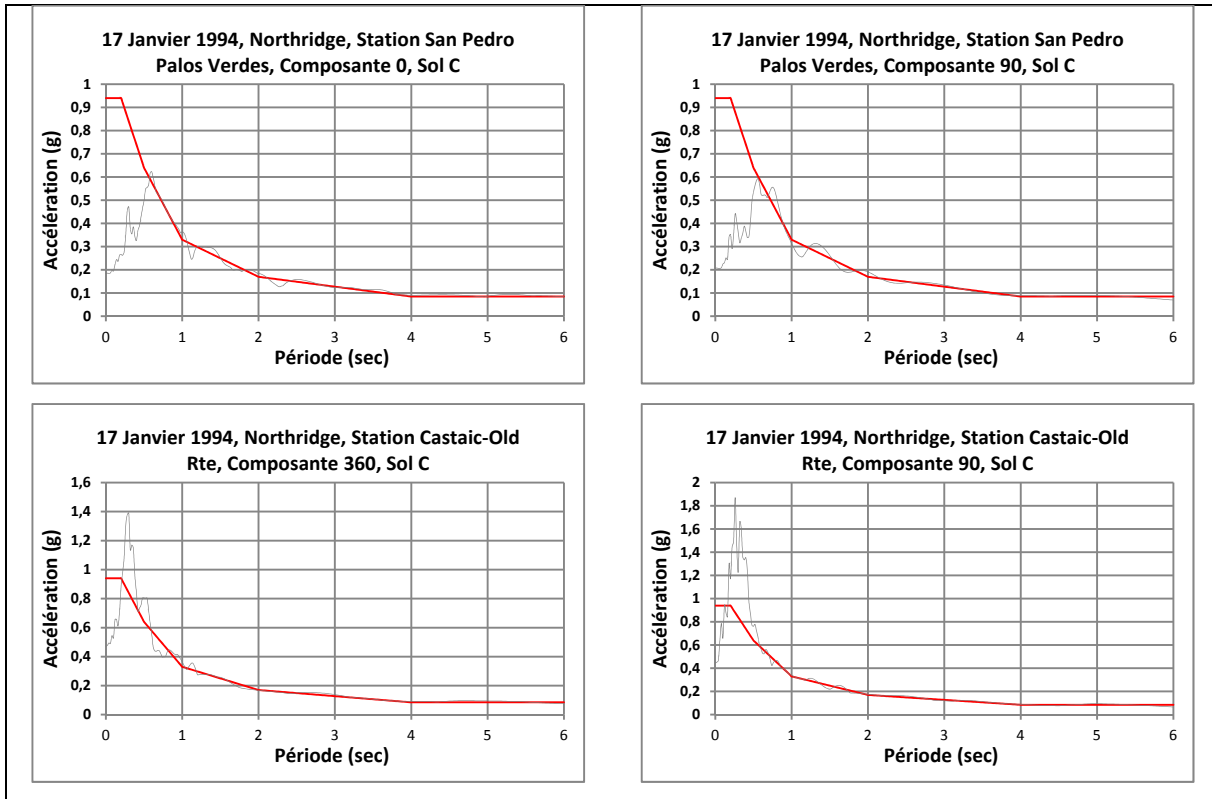


Figure-A II-6 Spectres de réponse après calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prietta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe C (suite)

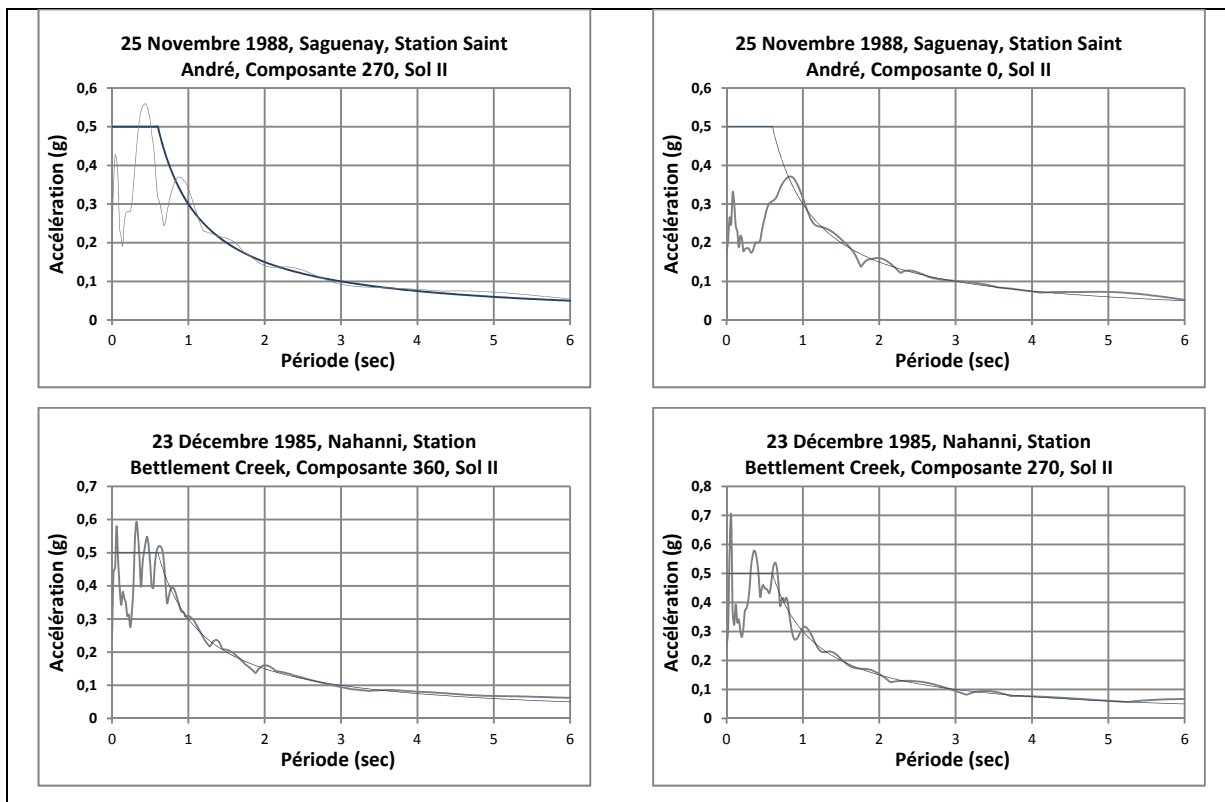


Figure-A II-7 Spectres de réponse après calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Bettlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe II

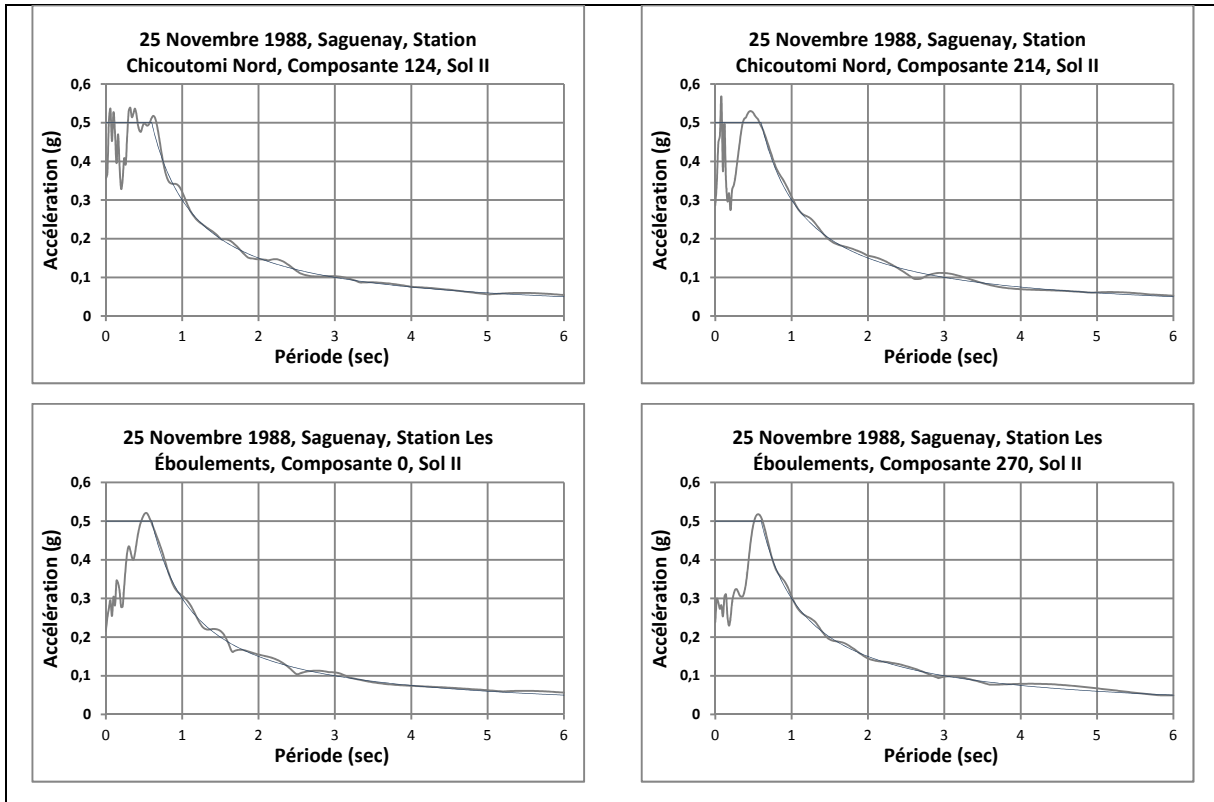


Figure-A II-7 Spectres de réponse après calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek et le spectre cible de Montréal pour le sol de classe II (suite)

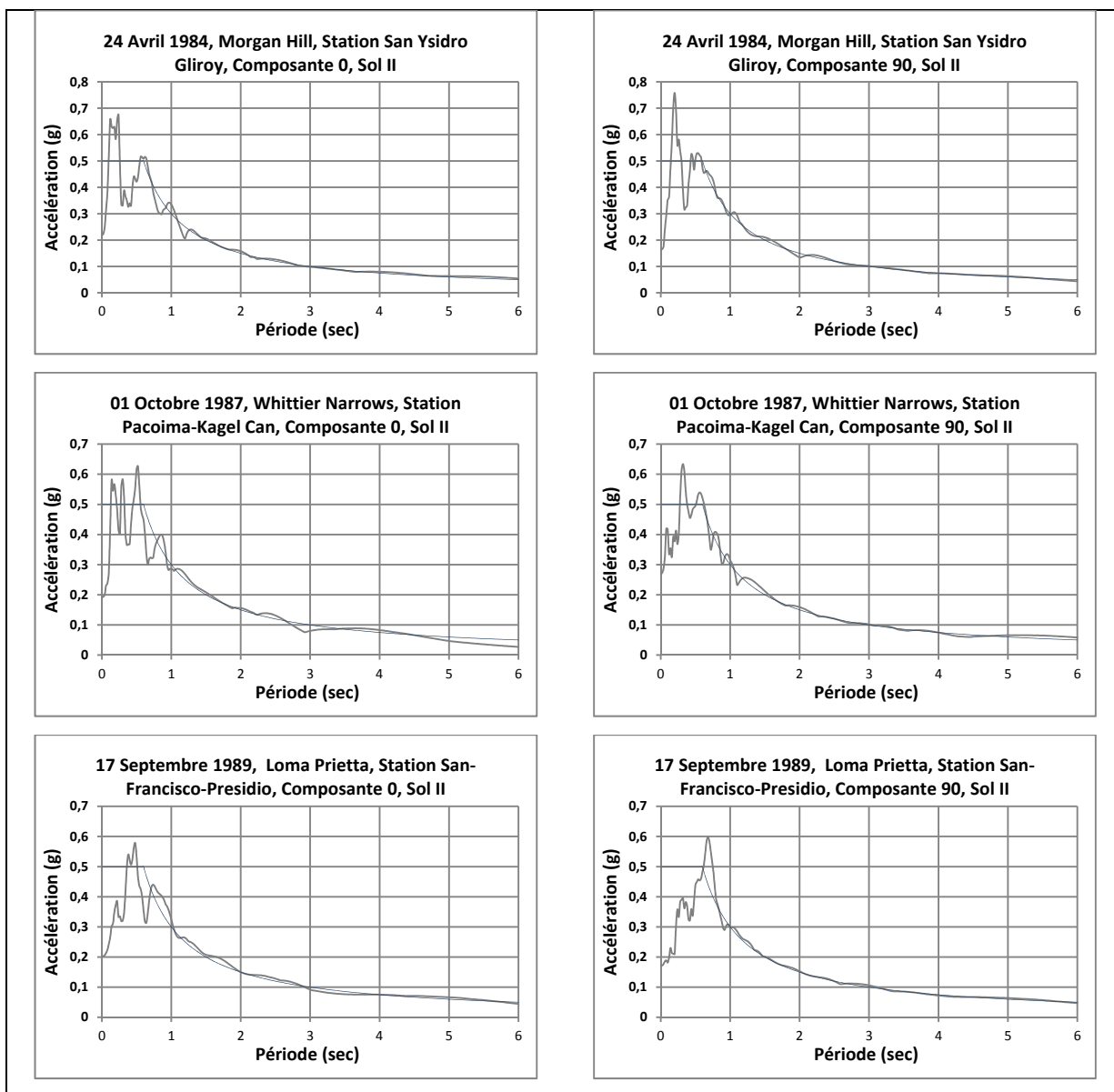


Figure-A II-8 Spectres de réponse après calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe II

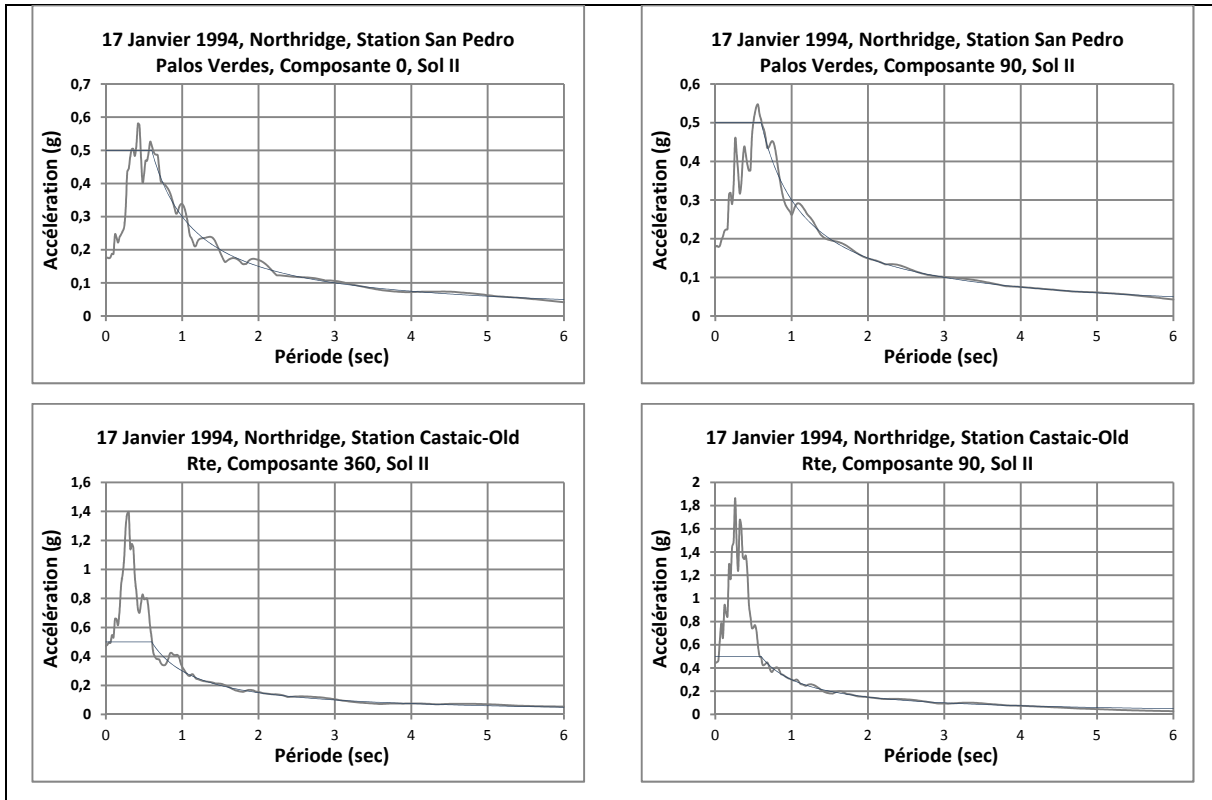


Figure-A II-8 Spectres de réponse après calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prietta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) et le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe II (suite)

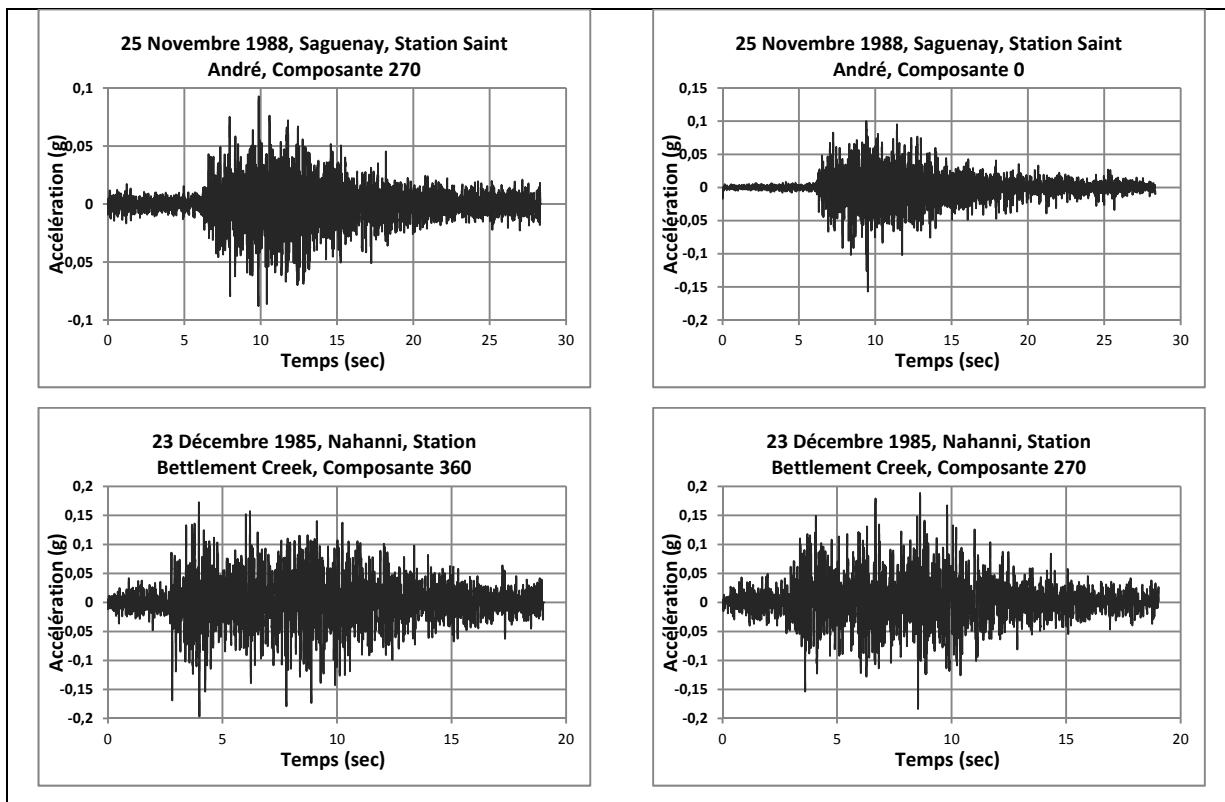


Figure-A II-9 Accélérogrammes avant calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek

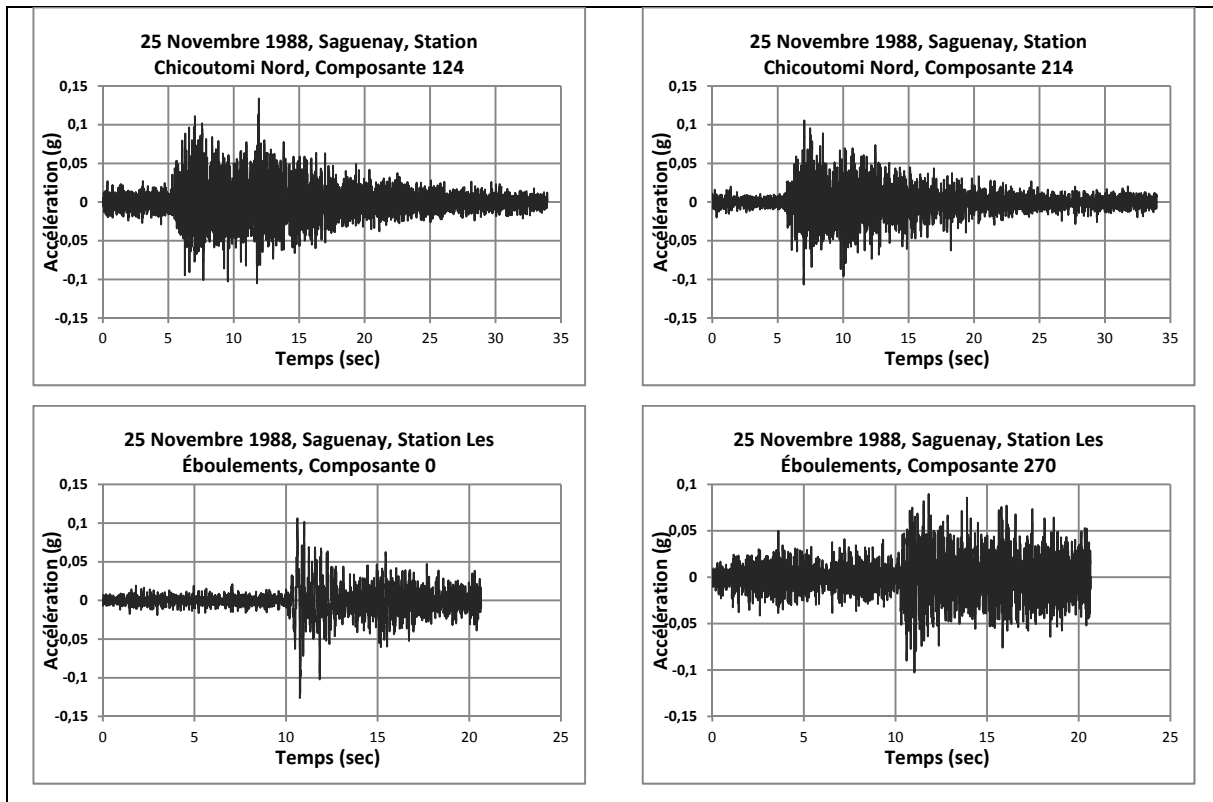


Figure-A II-9 Accélérogrammes avant calibration pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek (suite)

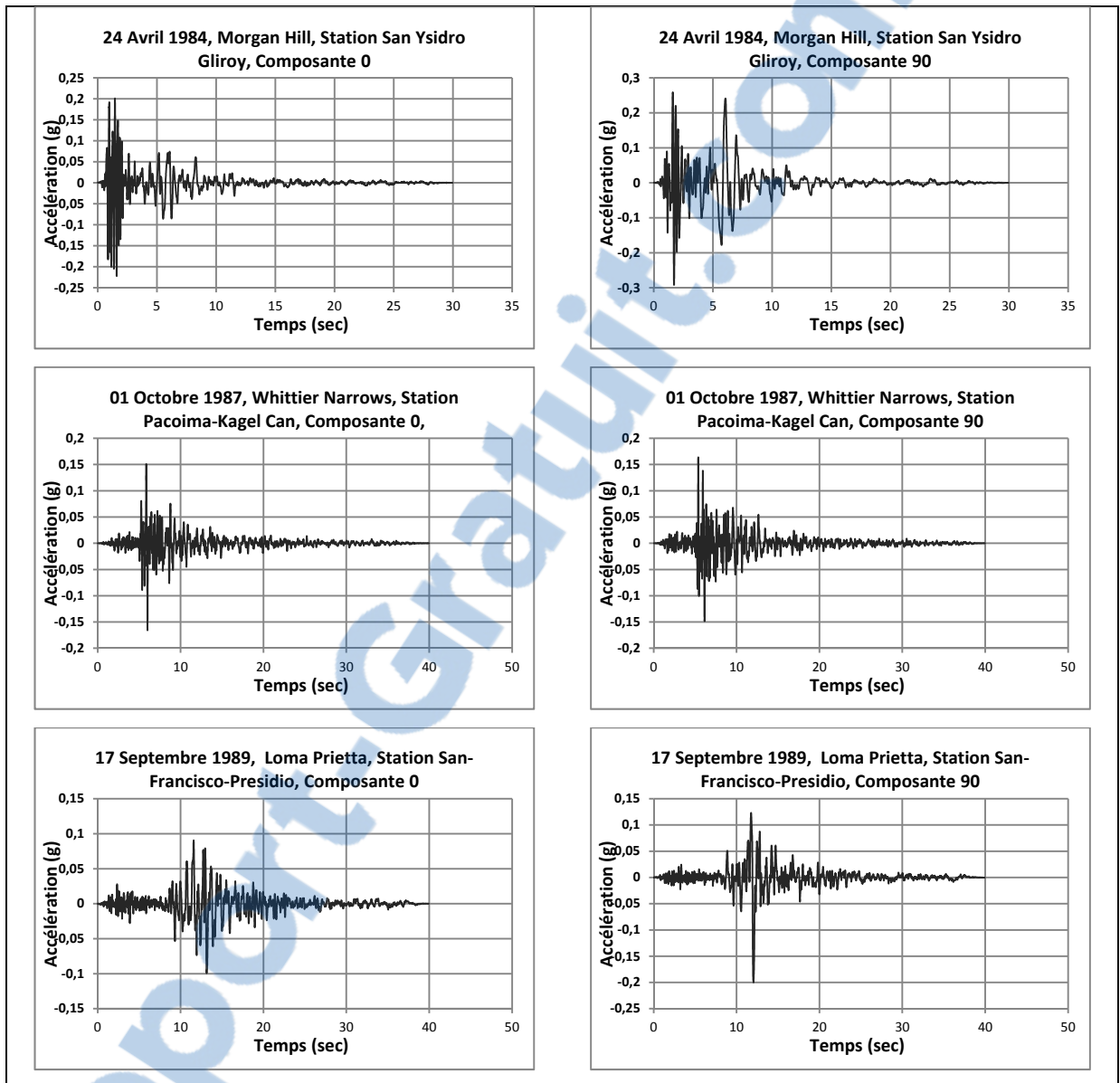


Figure-A II-10 Accélérogrammes avant calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte)

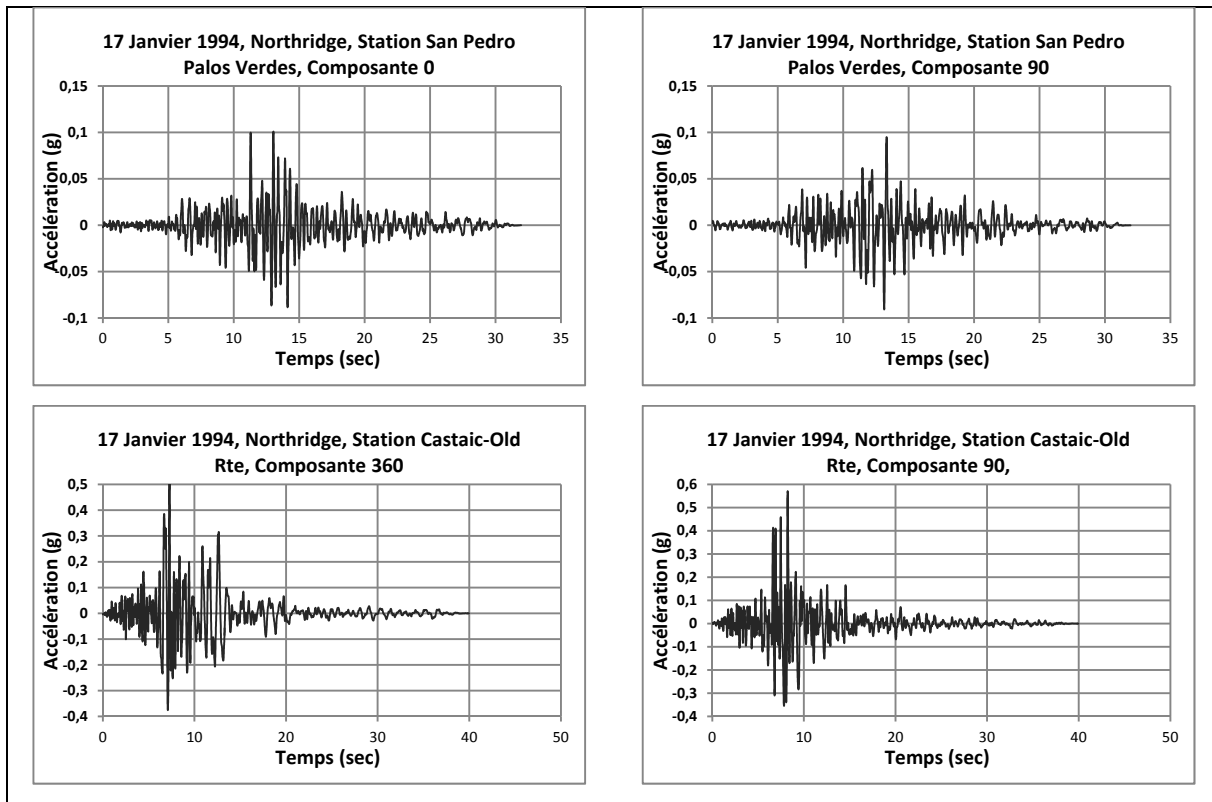


Figure-A II-10 Accélérogrammes avant calibration pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) (suite)

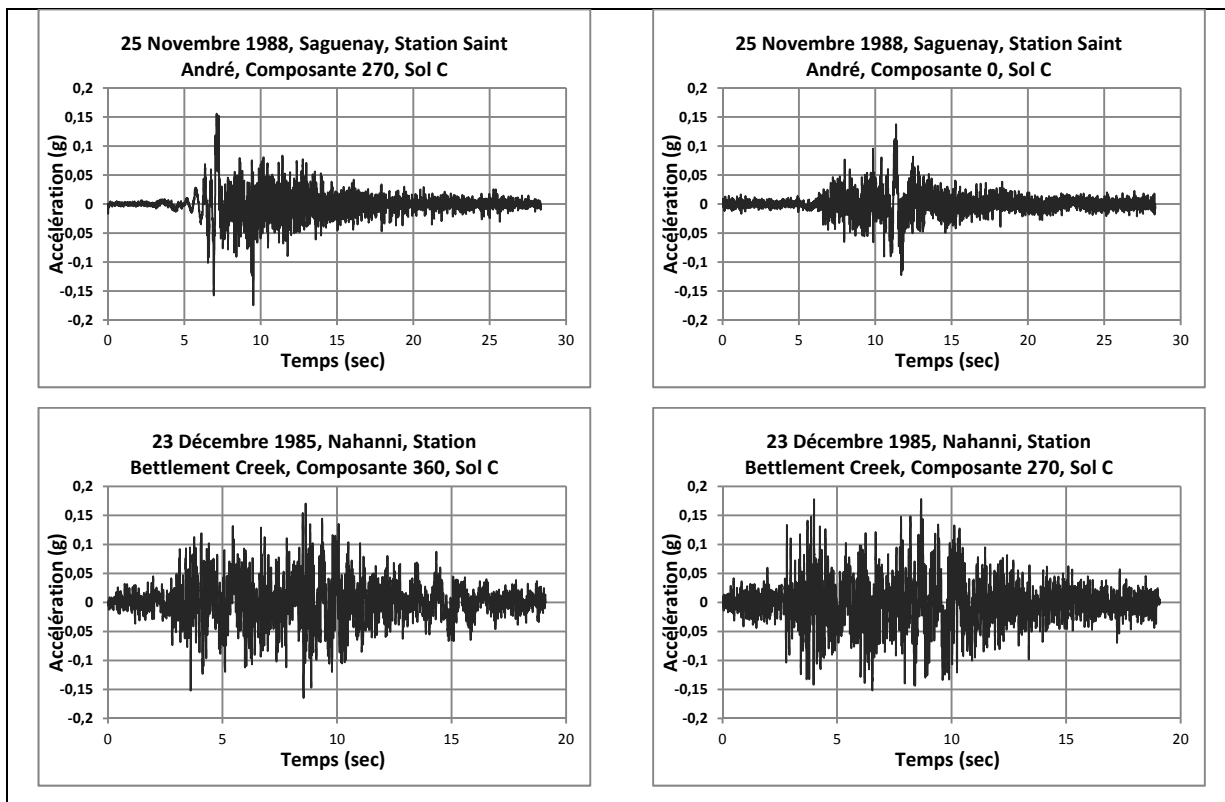


Figure-A II-11 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Montréal pour le sol de classe C pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Bettlement Creek

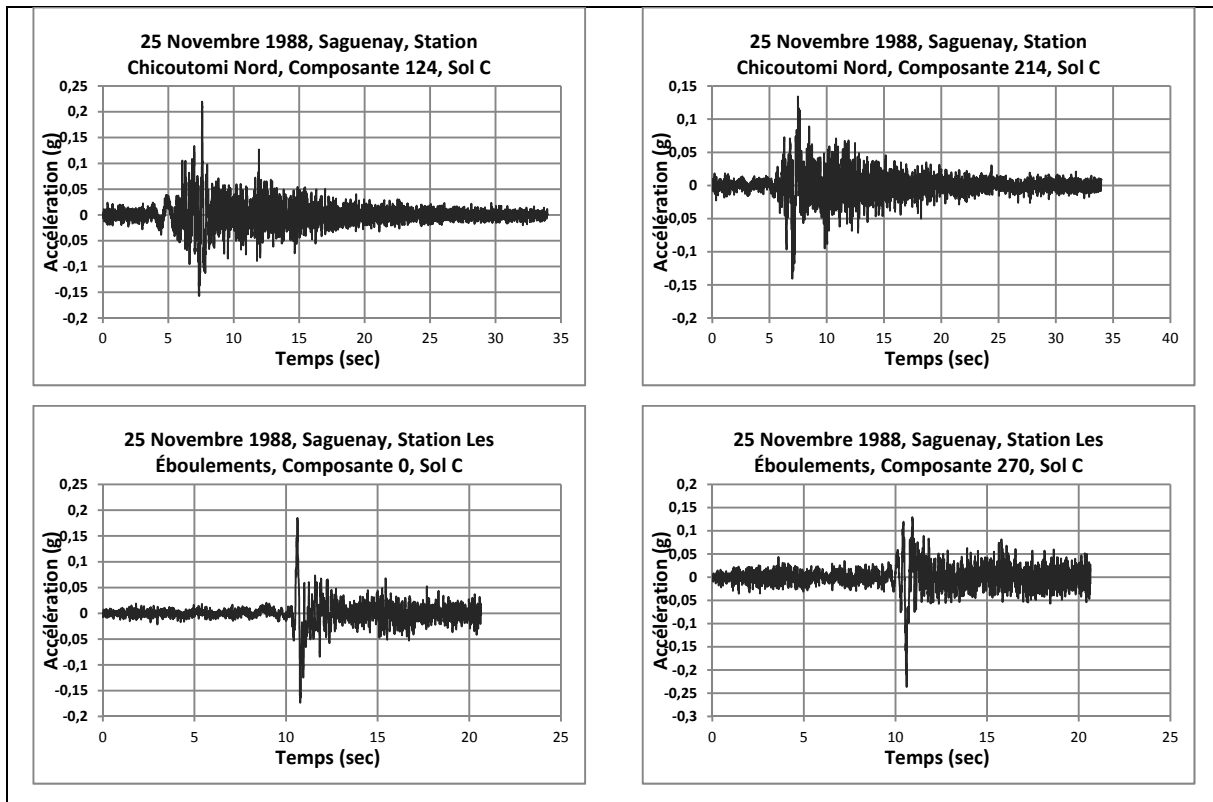


Figure-A II-11 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Montréal pour le sol de classe C pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek (suite)

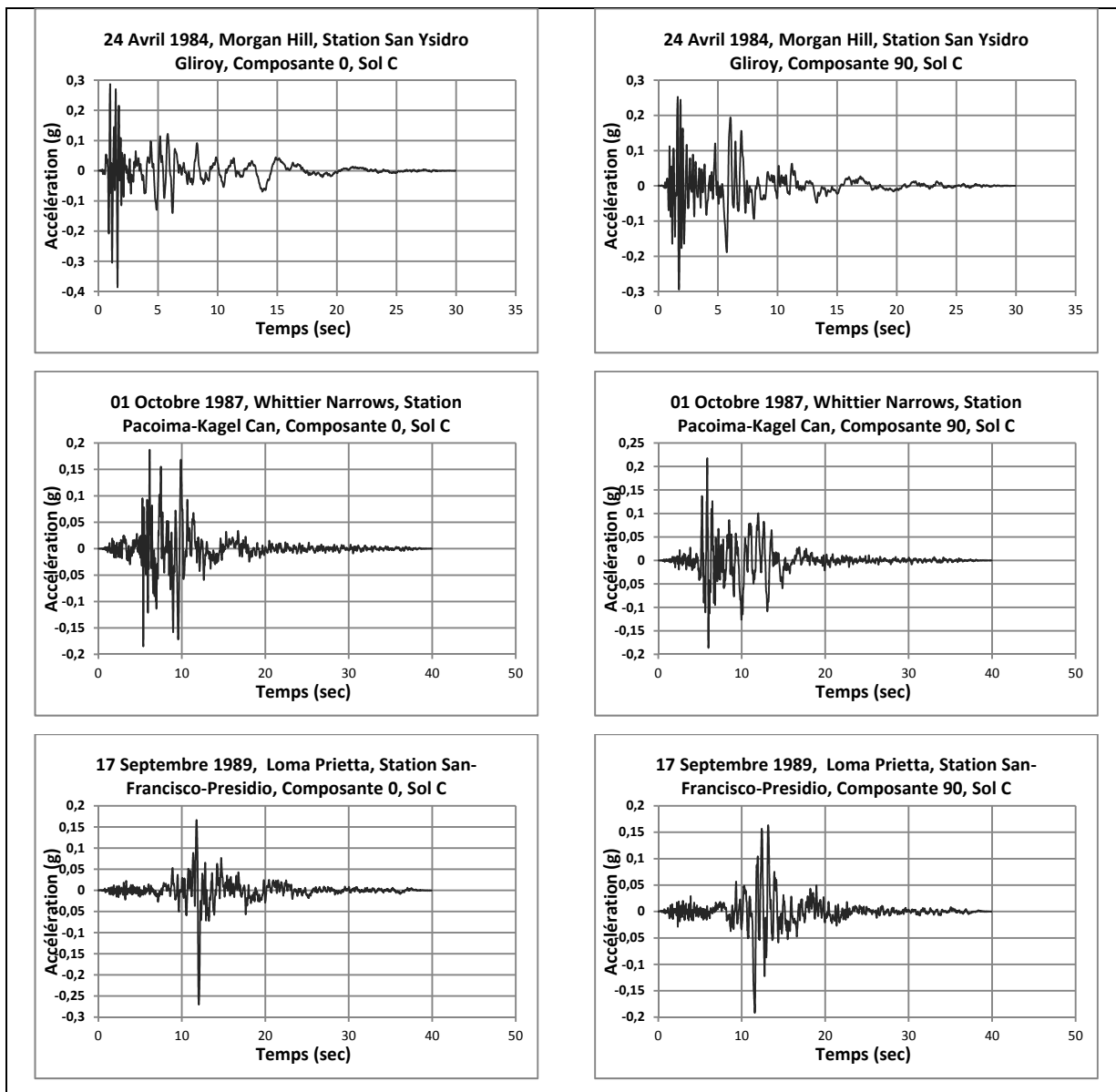


Figure-A II-12 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe C, pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte)

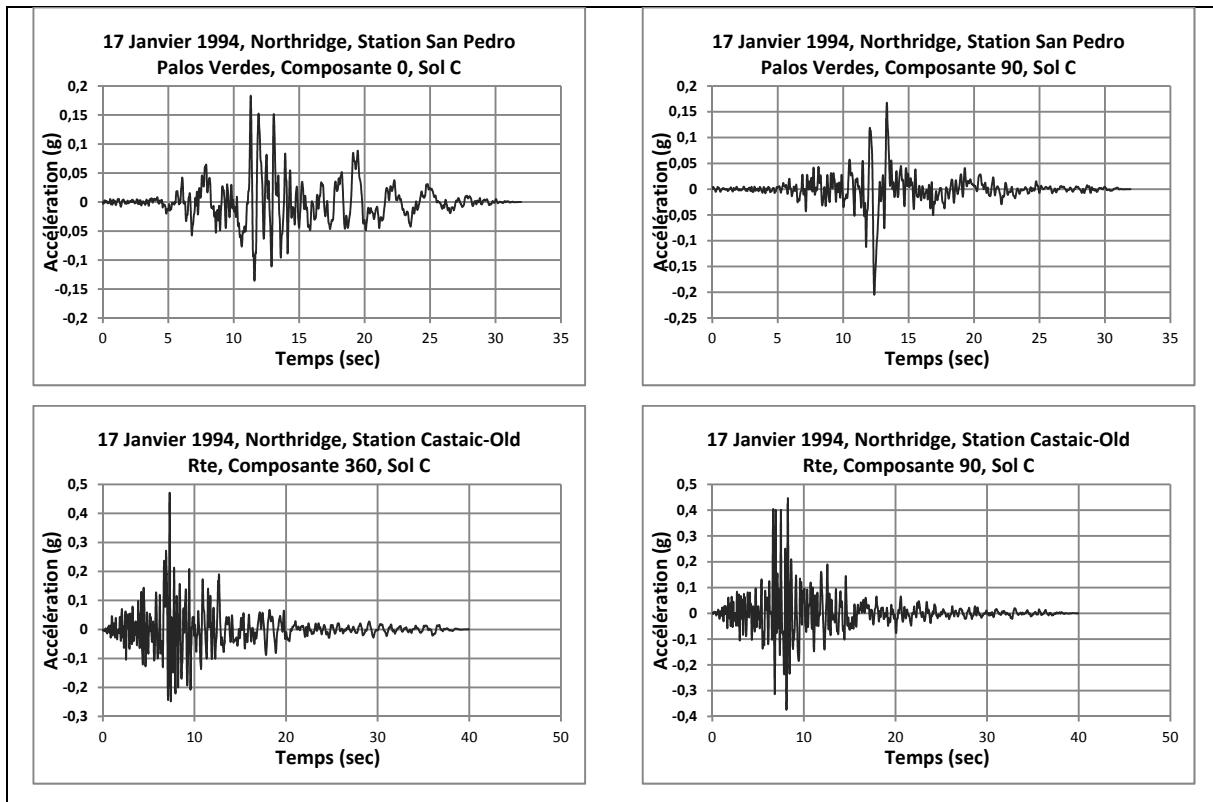


Figure-A II-12 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe C, pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) (suite)

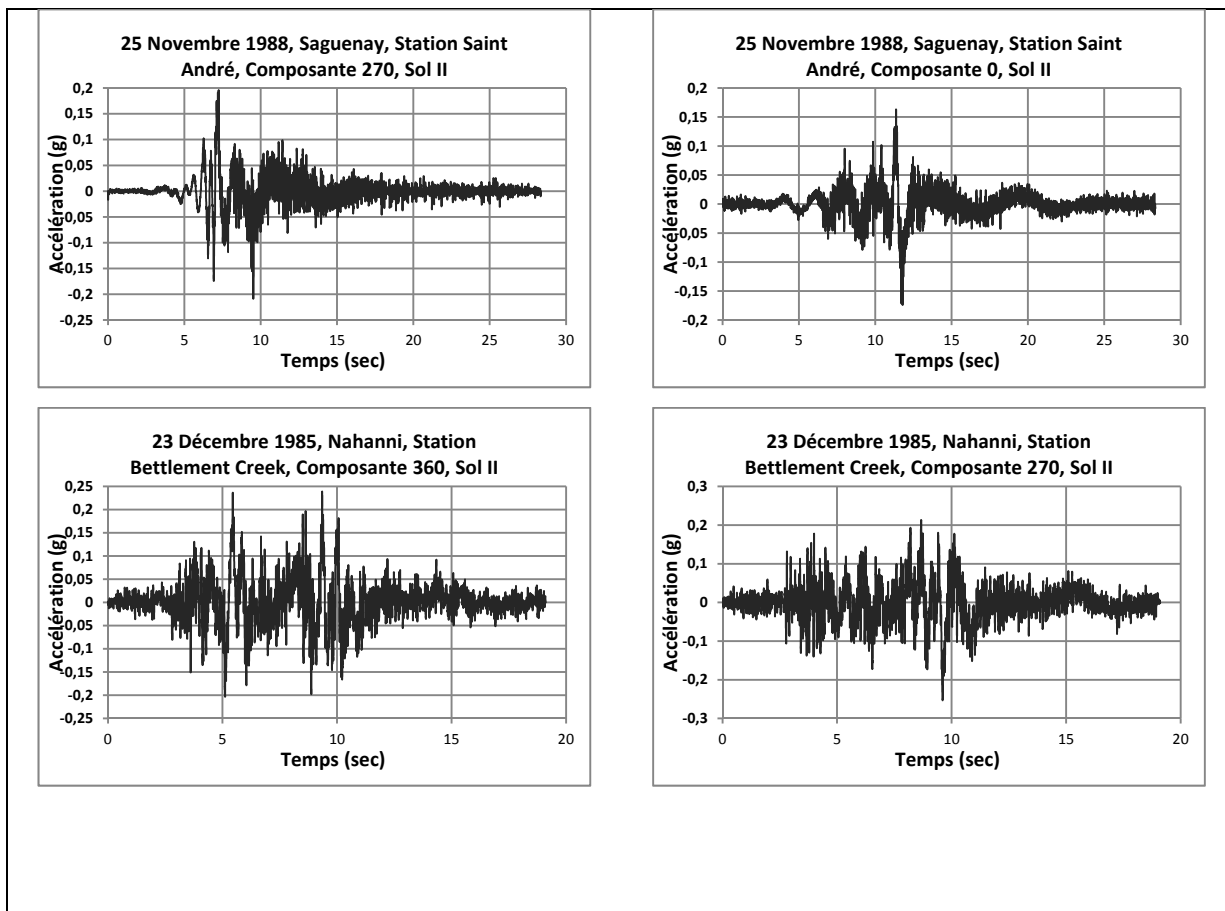


Figure-A II-13 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Montréal pour le sol de classe II pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek

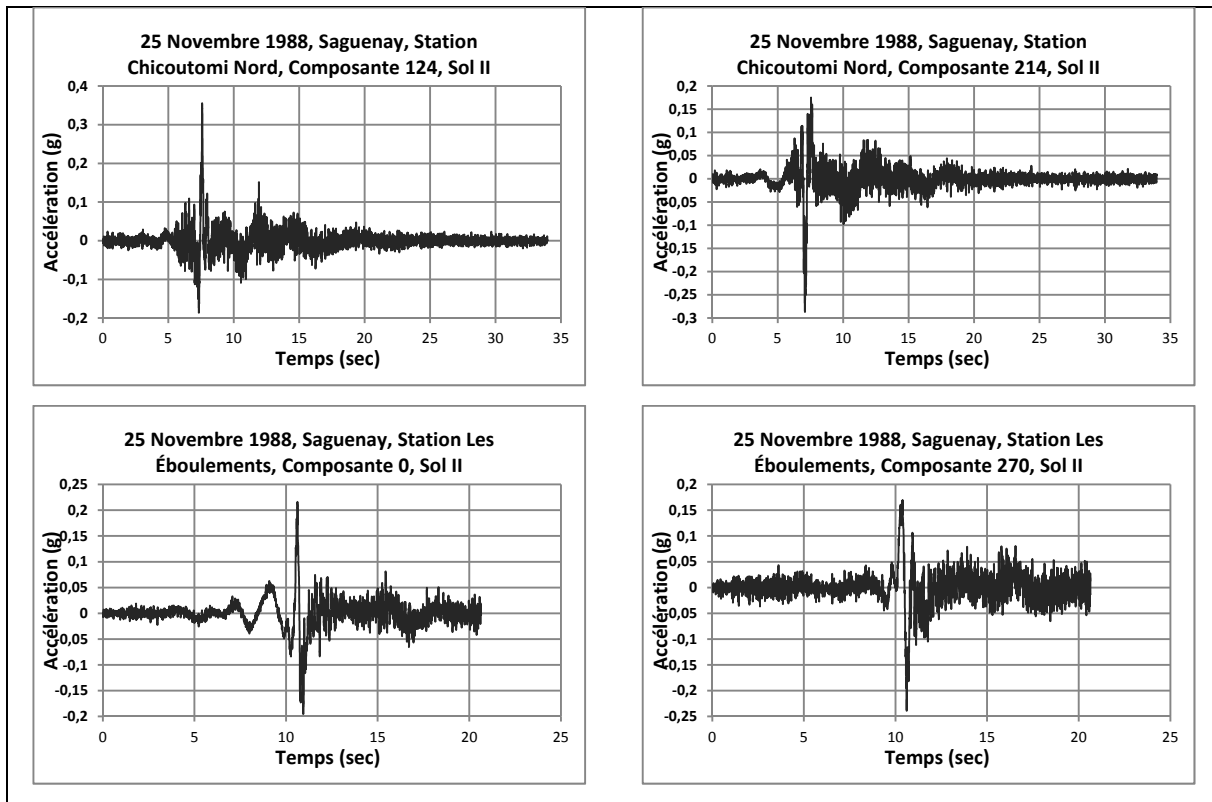


Figure-A II-13 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Montréal pour le sol de classe II pour le séisme de Saguenay, 1988, pour les stations de Saint André, Chicoutimi Nord et Les Éboulements, et le séisme de Nahanni, 1985 pour la station Battlement Creek (suite)

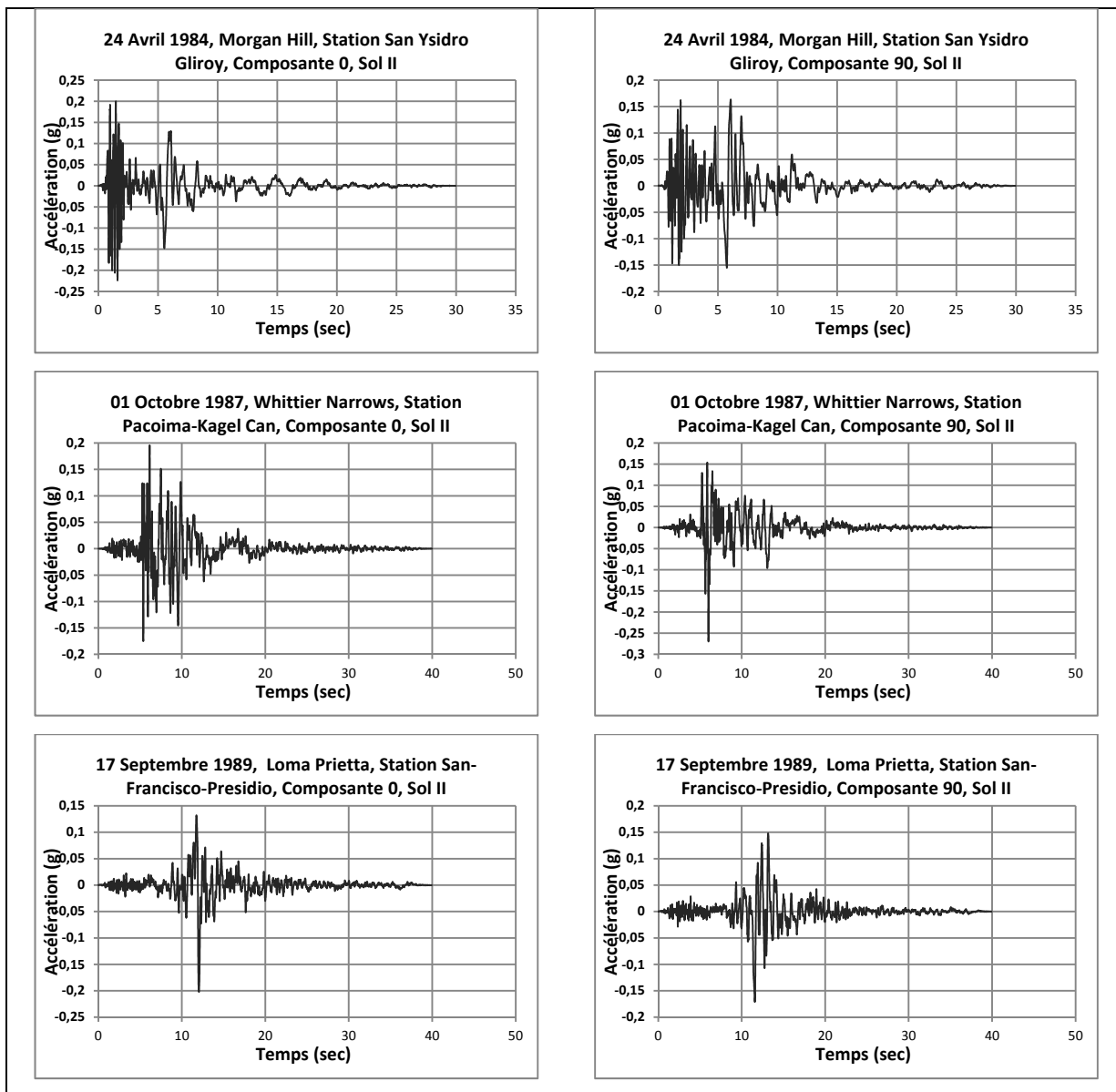


Figure-A II-14 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe II pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prietta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte)

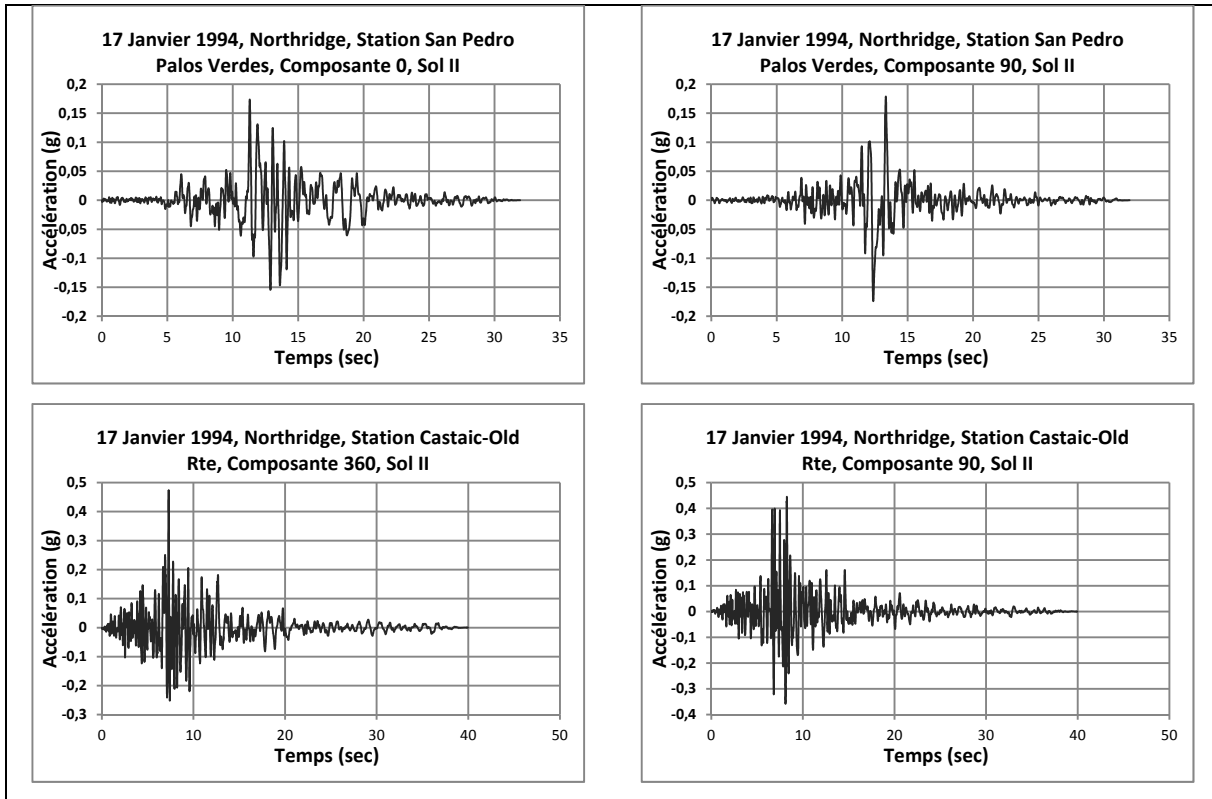


Figure-A II-14 Accélérogrammes après calibration sur le spectre cible de Vancouver pour le sol de classe II pour les séismes de (station) : Morgan Hill, 1984 (San Ysidro Gliroy), Whittier Narrows, 1987 (Pacoima-Kagel Can), Loma Prieta, 1989 (San-Francisco-Presidio) et Northridge, 1994 (San Pedro et Castaic Old Rte) (suite)

ANNEXE III

EFFET DE LA VARIATION DES CARACTÉRISTIQUES DES SIGNAUX SISMQUES COMBINÉ À LA VARIATION DES PARAMÈTRES CARACTÉRISTIQUES SUR LE COMPORTEMENT DES PONTS ISOLÉS

- effet de variation des caractéristiques des signaux sismique combiné à la variation de la force caractéristique sur la force

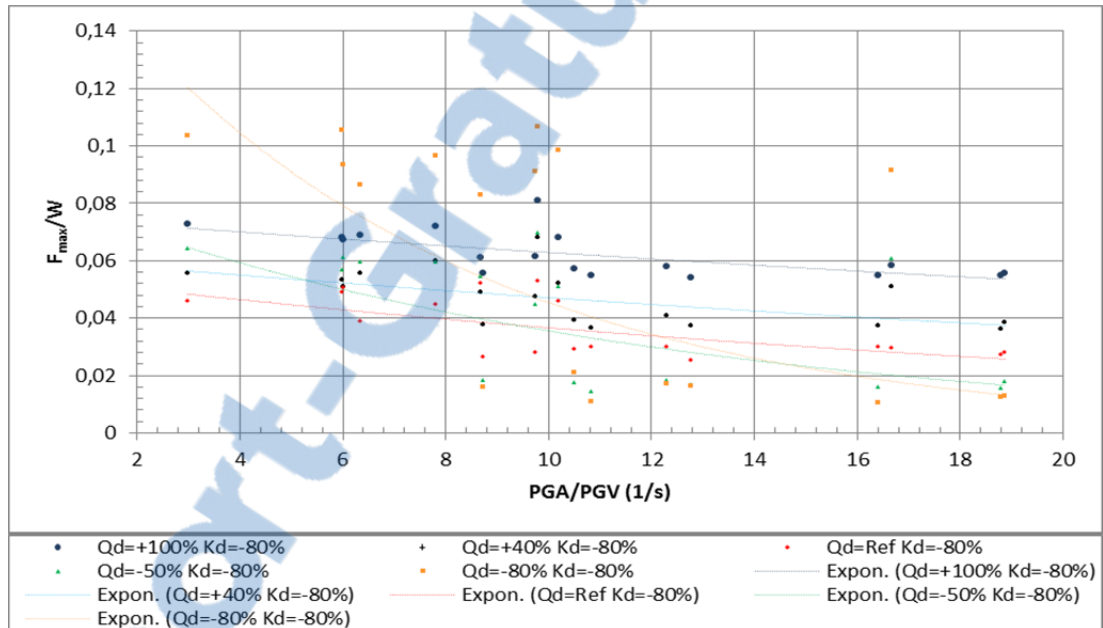


Figure-A III-1 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = -80\%$ a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

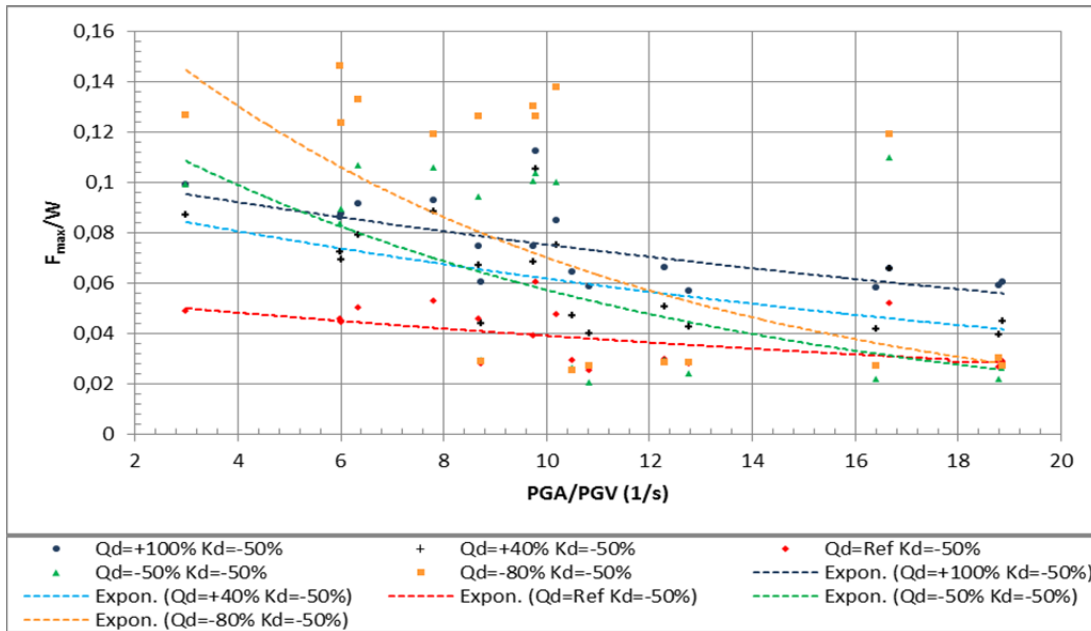


Figure-A III-2 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = -50\%$
a) (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

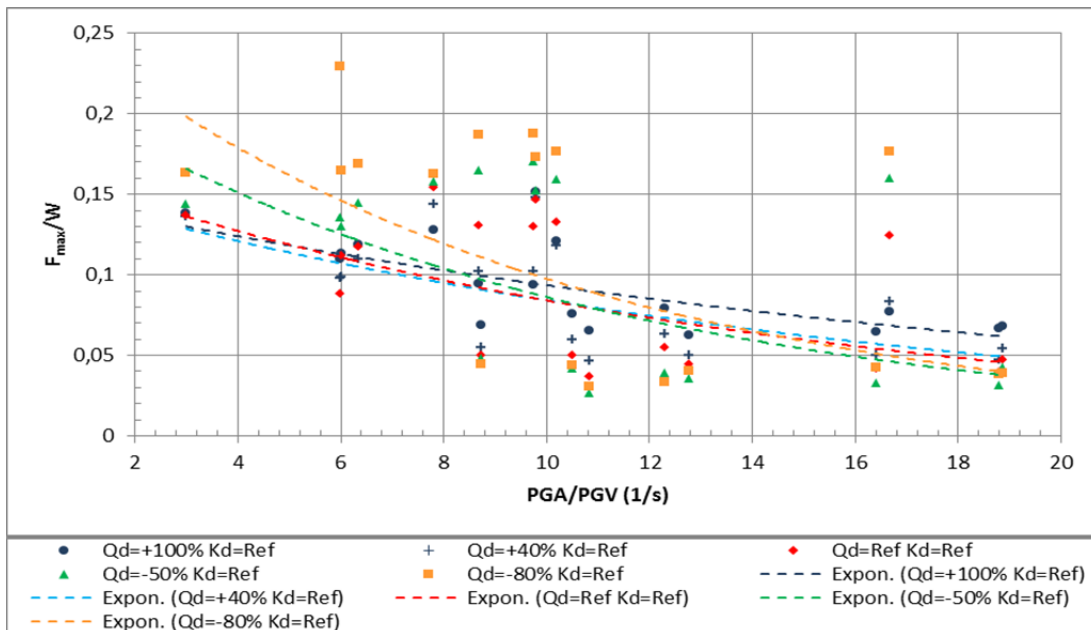


Figure-A III-3 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et ΔK_d de Référence **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

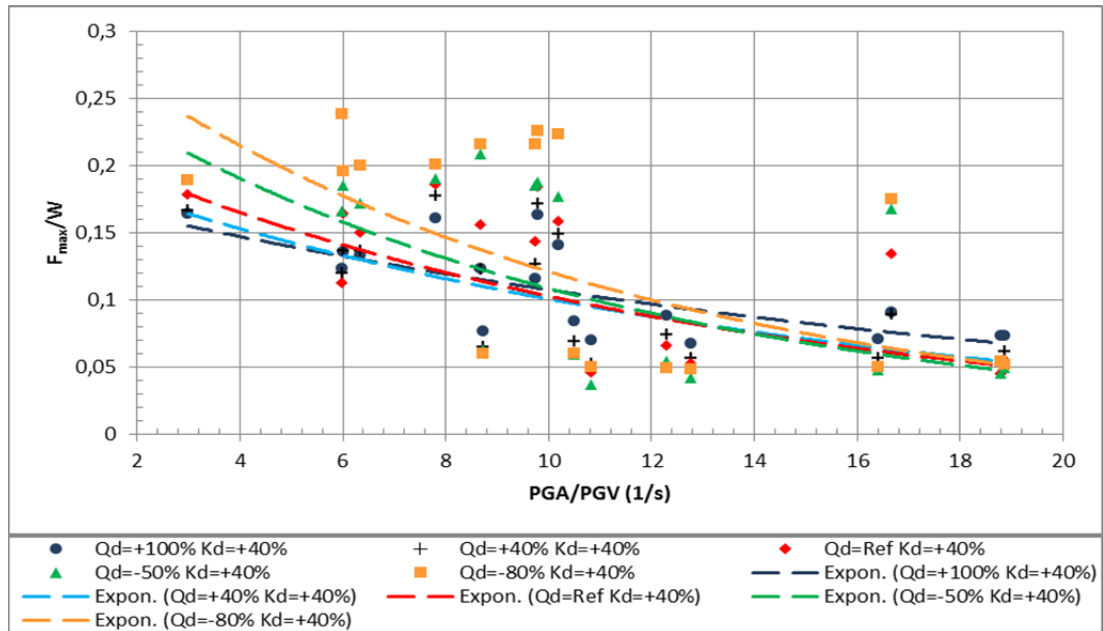


Figure-A III-4 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = +40\%$
 a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

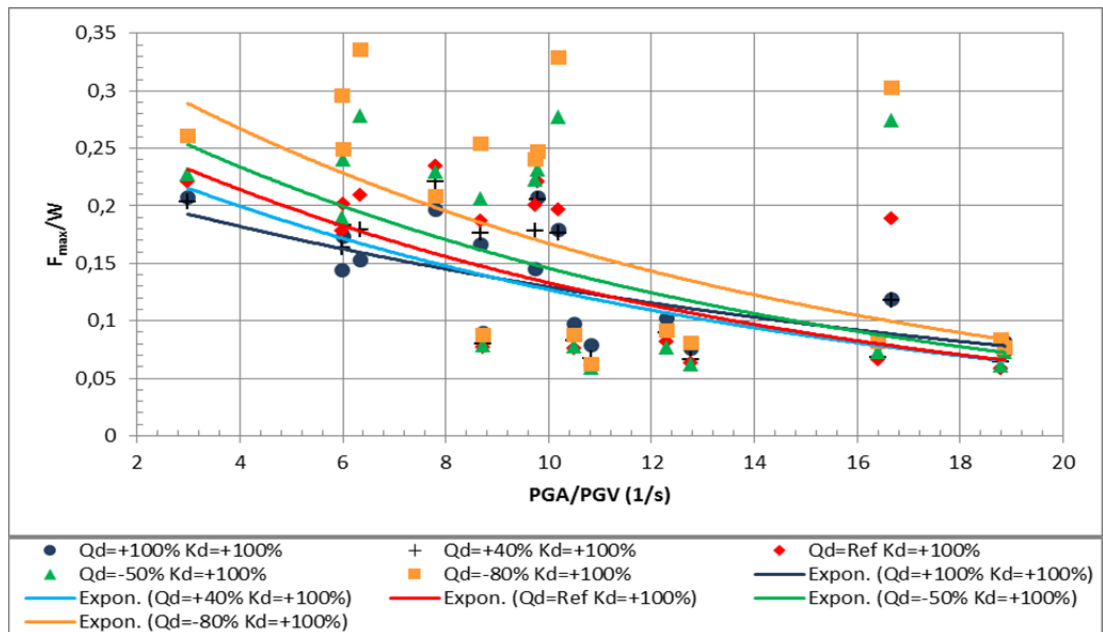


Figure-A III-5 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = +100\%$
 a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

- effet de variation des caractéristiques des signaux sismique combiné à la variation de la rigidité post-élastique sur la force maximale

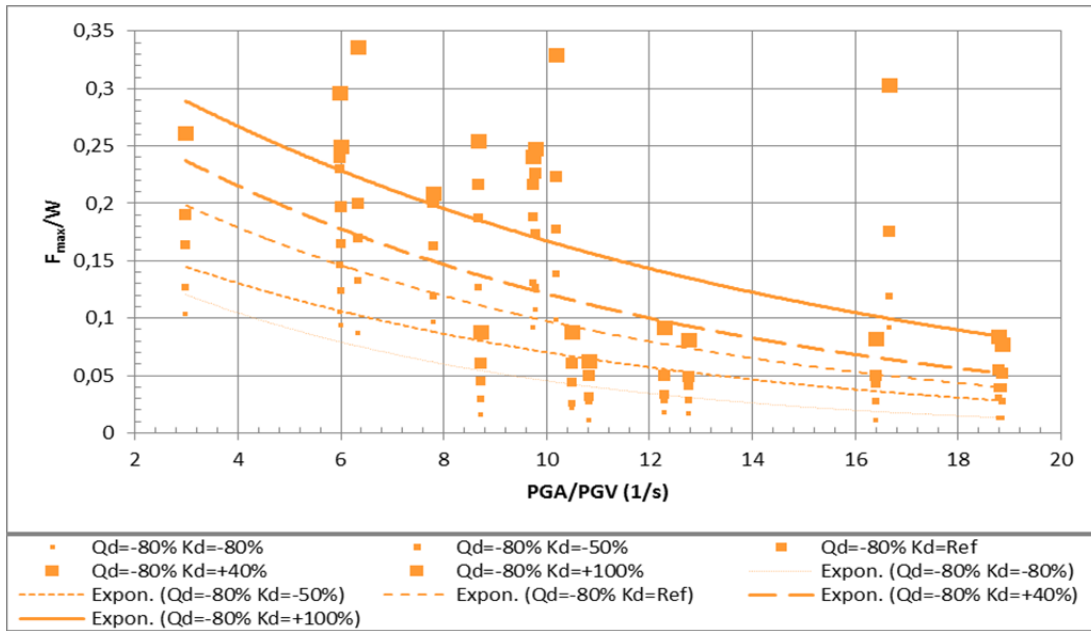


Figure-A III-6 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = -80\%$
a) (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

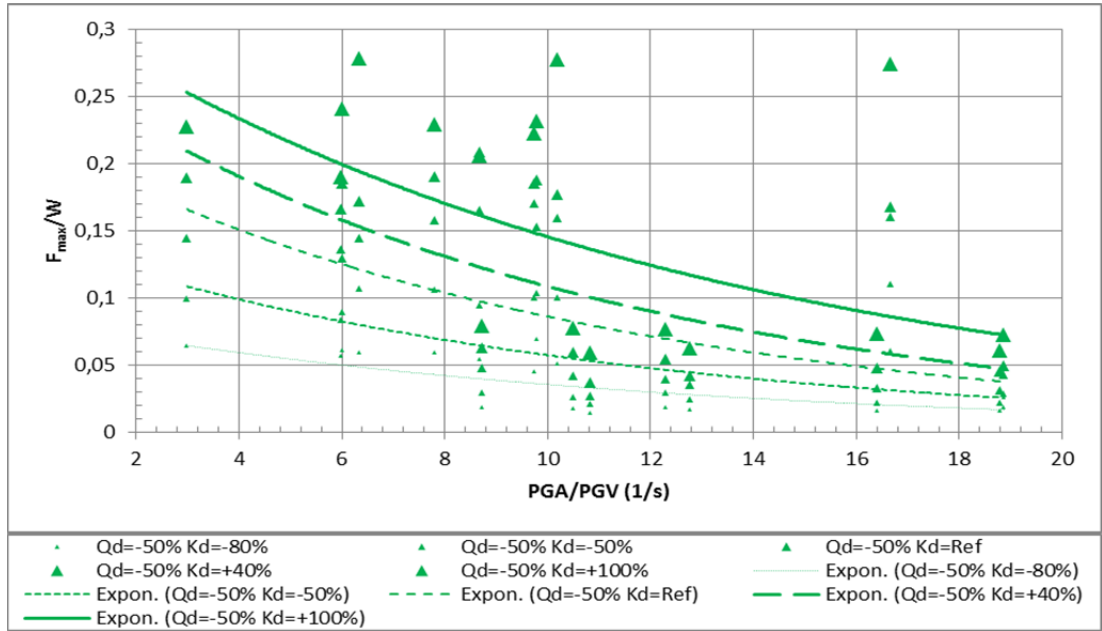


Figure-A III-7 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = -50\%$
a) (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

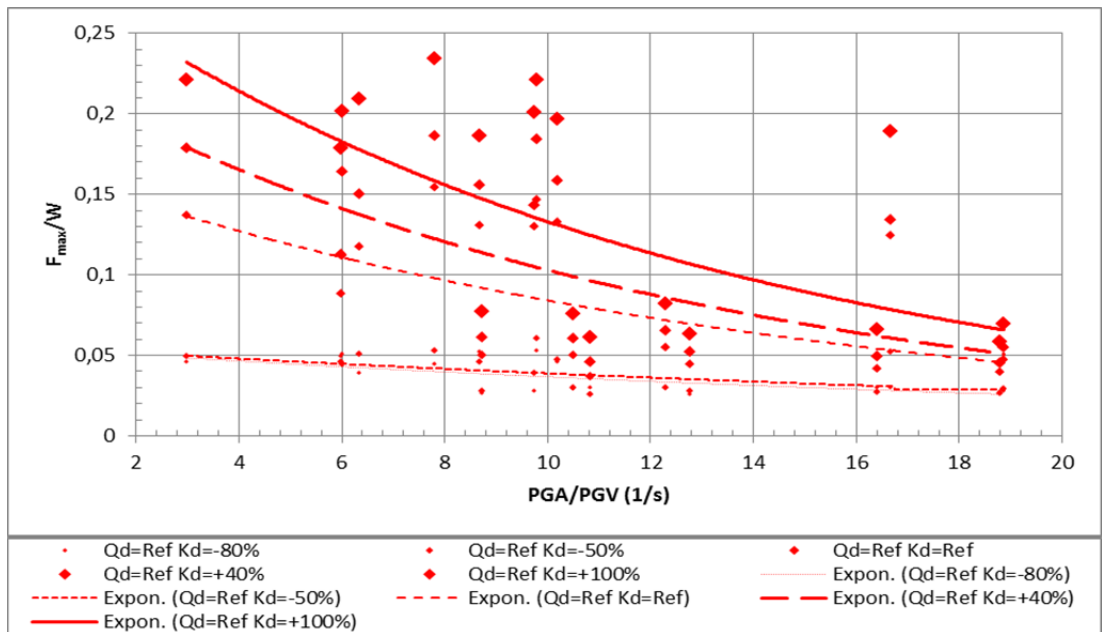


Figure-A III-8 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et Q_d de Référence **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

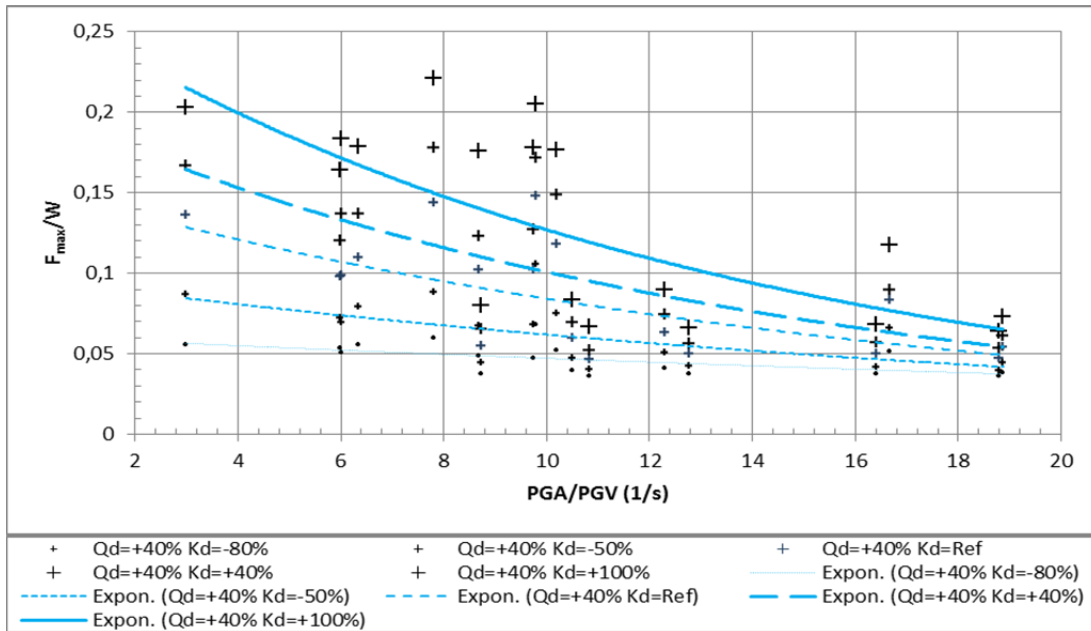


Figure-A III-9 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = +40\%$ a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

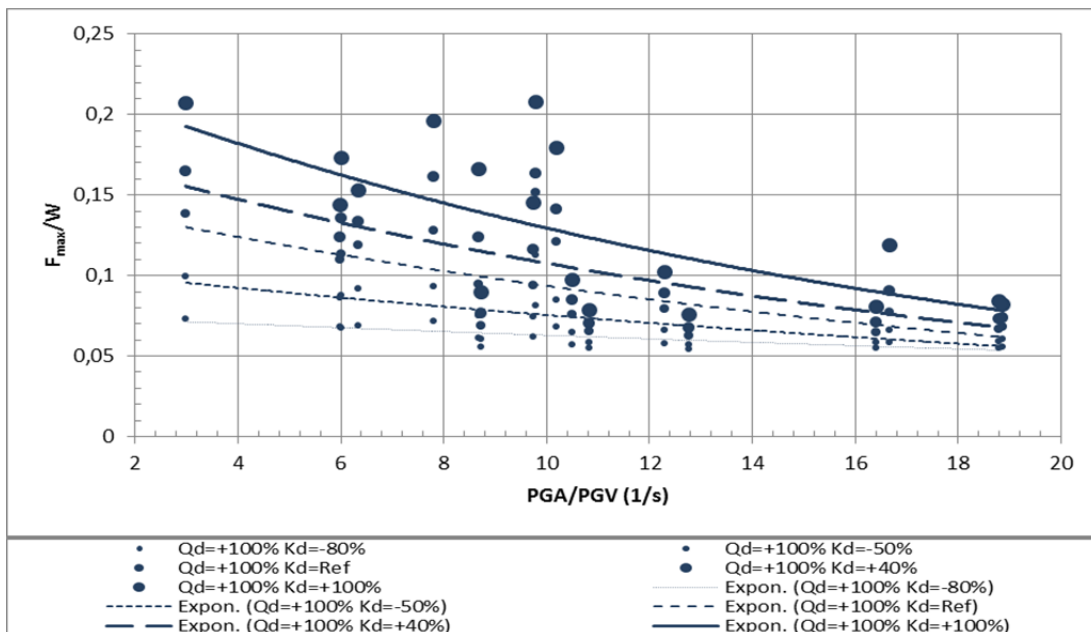


Figure-A III-10 Variation de la force maximale par ratio du poids sismique F_{max}/W en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = +100\%$ a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

- effet de variation des caractéristiques des signaux sismique combiné à la variation de la force caractéristique sur le déplacement

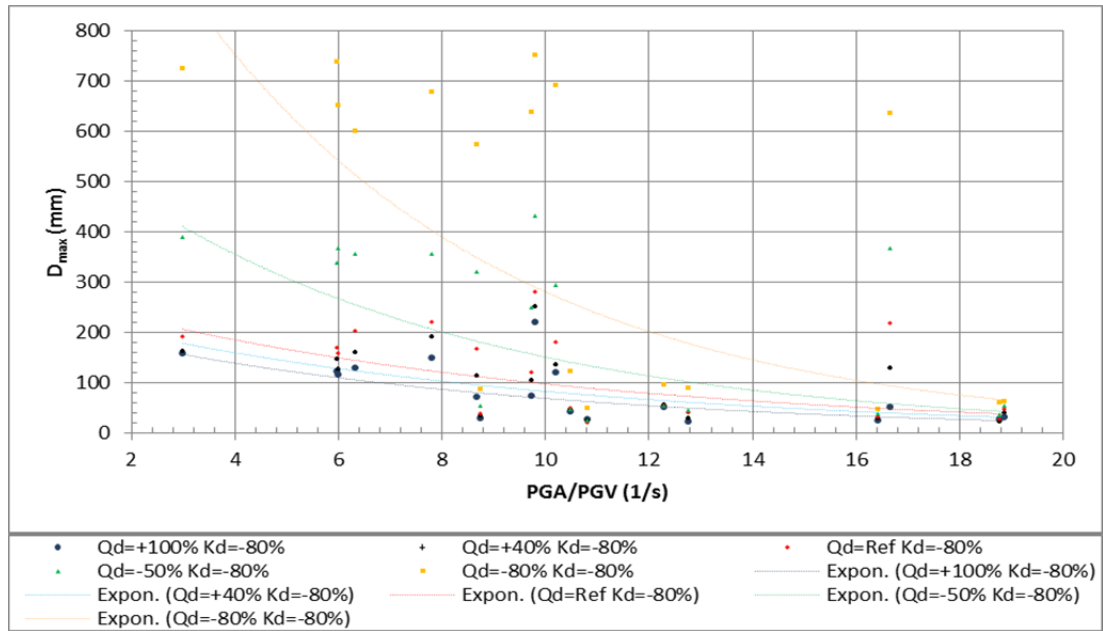


Figure-A III-11 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = -80\%$ **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

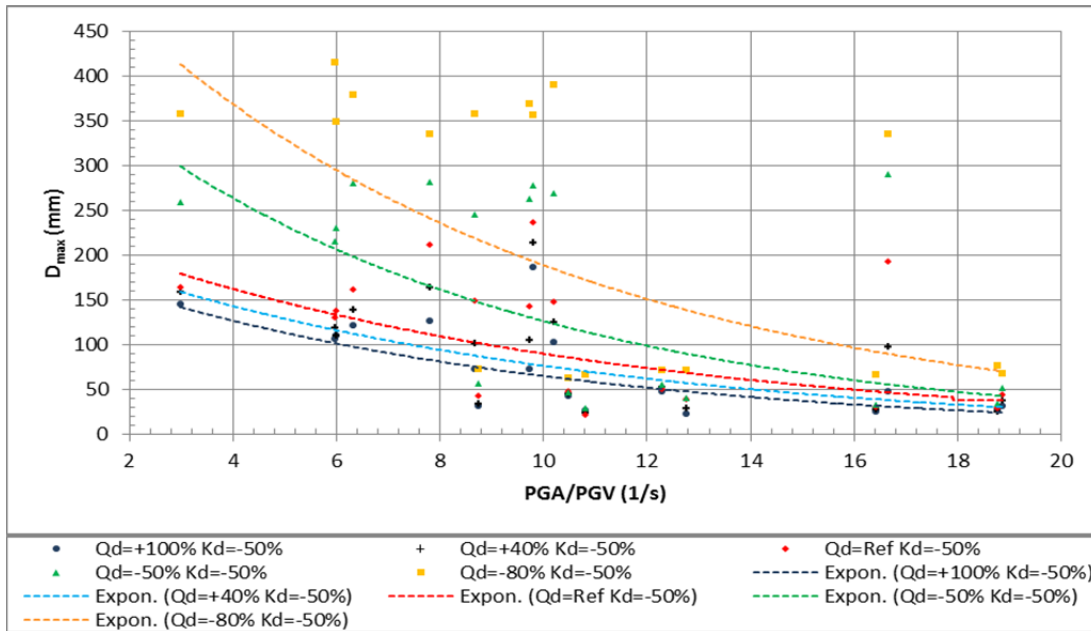


Figure-A III-12 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = -50\%$ **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

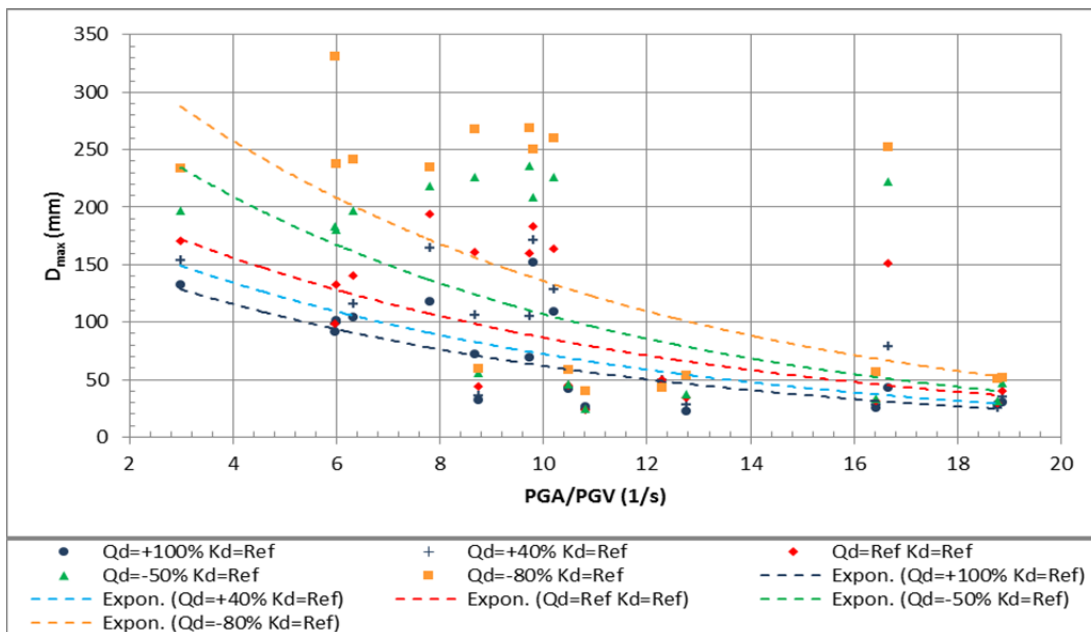


Figure-A III-13 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et ΔK_d de Référence **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

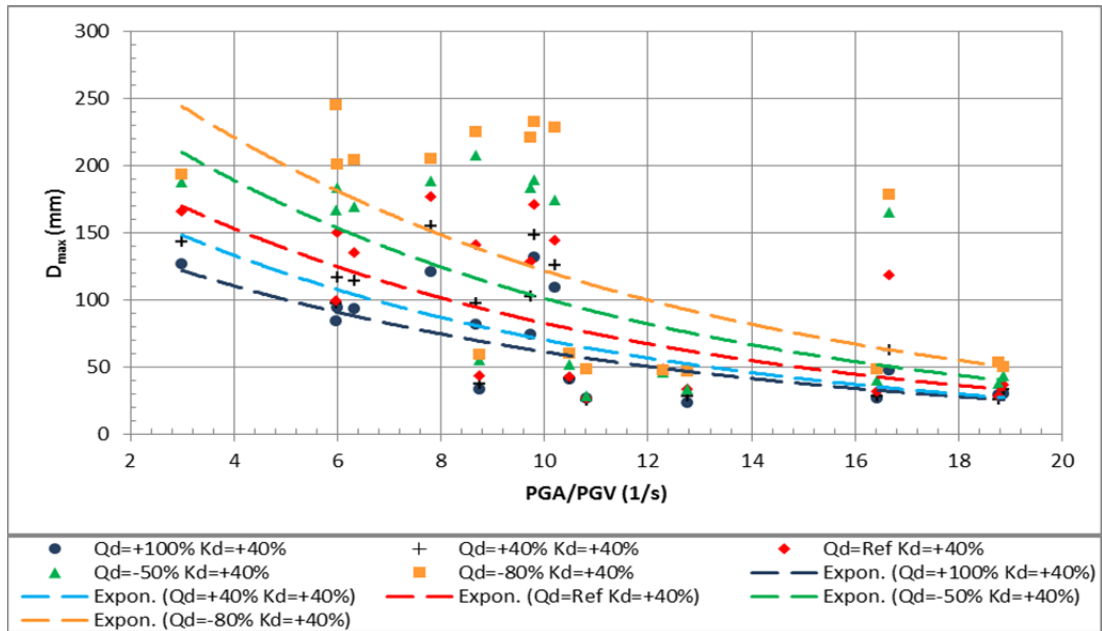


Figure-A III-14 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = +40\%$ **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

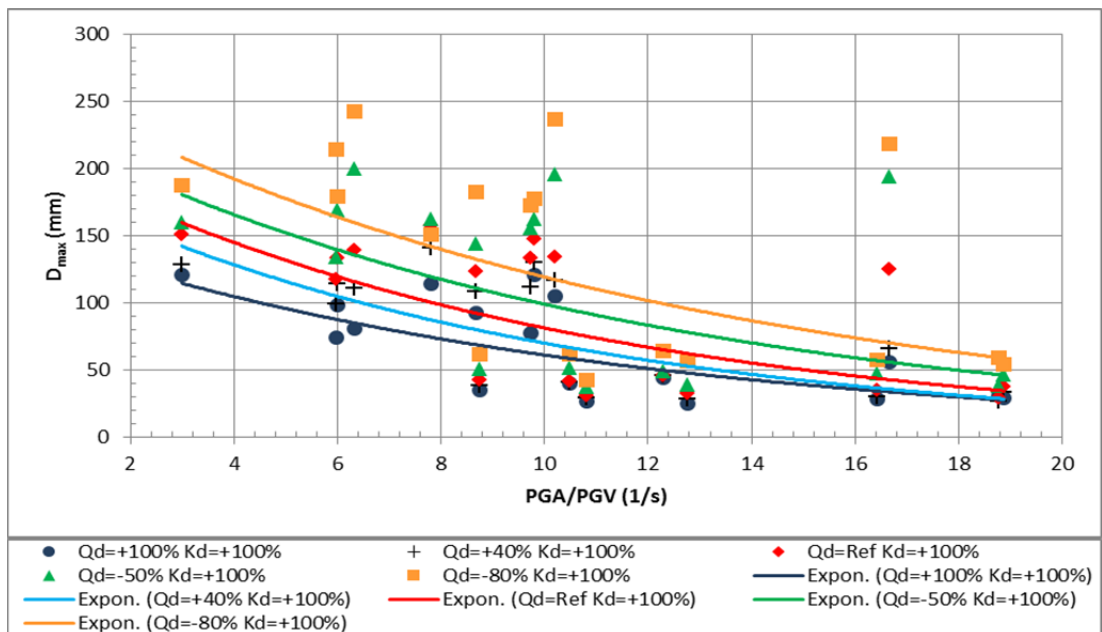


Figure-A III-15 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents Q_d et $\Delta K_d = +100\%$ **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

- effet de variation des caractéristiques des signaux sismique combiné à la variation de la rigidité post-élastique sur le déplacement maximal

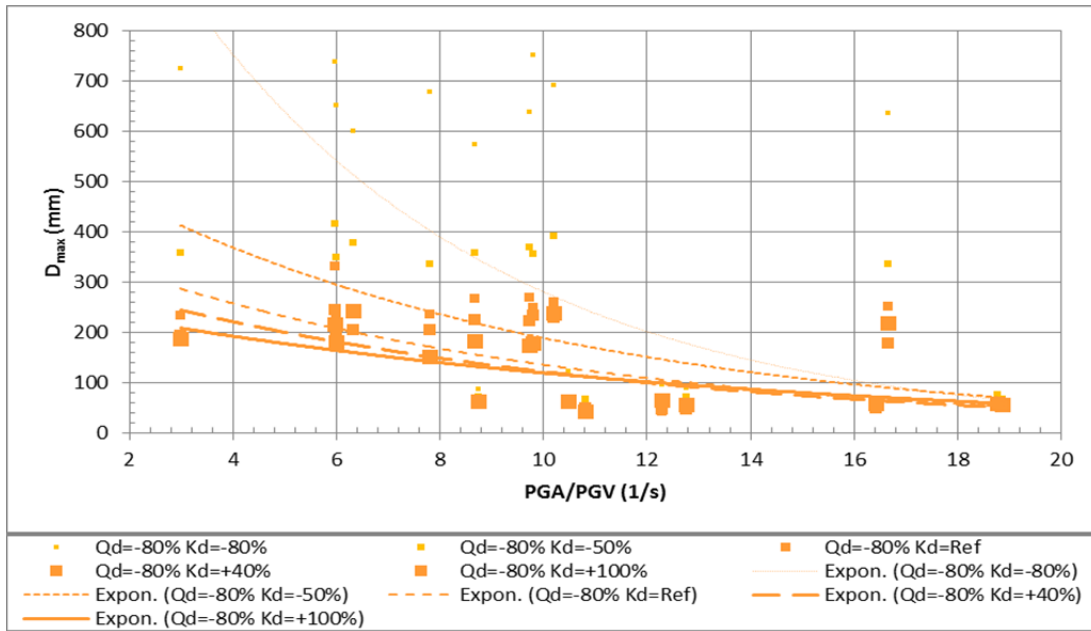


Figure-A III-16 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = -80\%$ a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

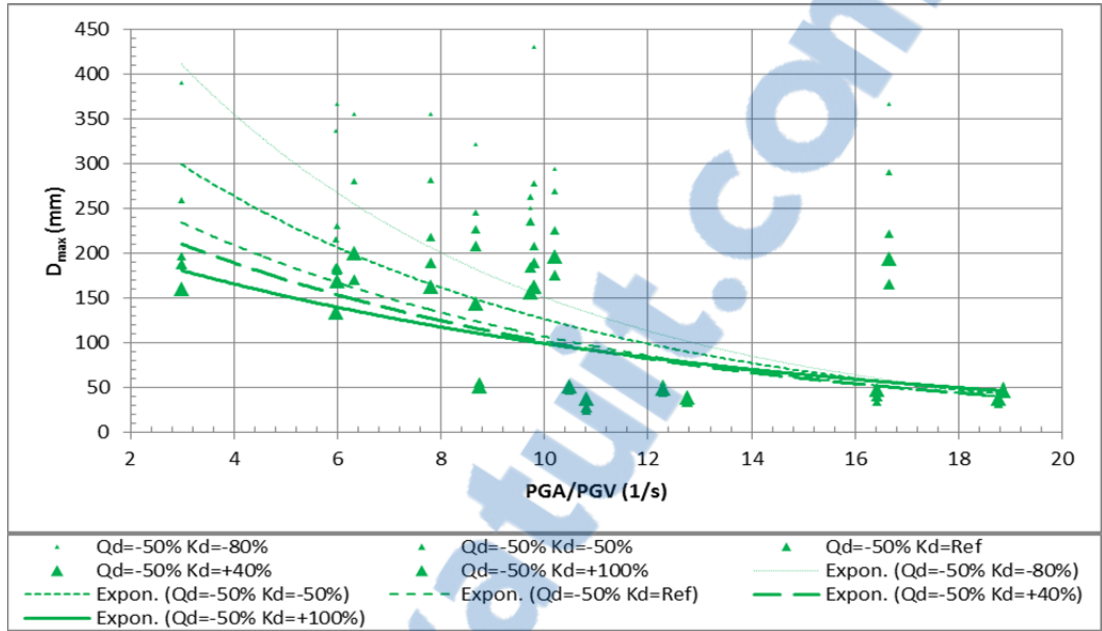


Figure-A III-17 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = -50\%$ a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

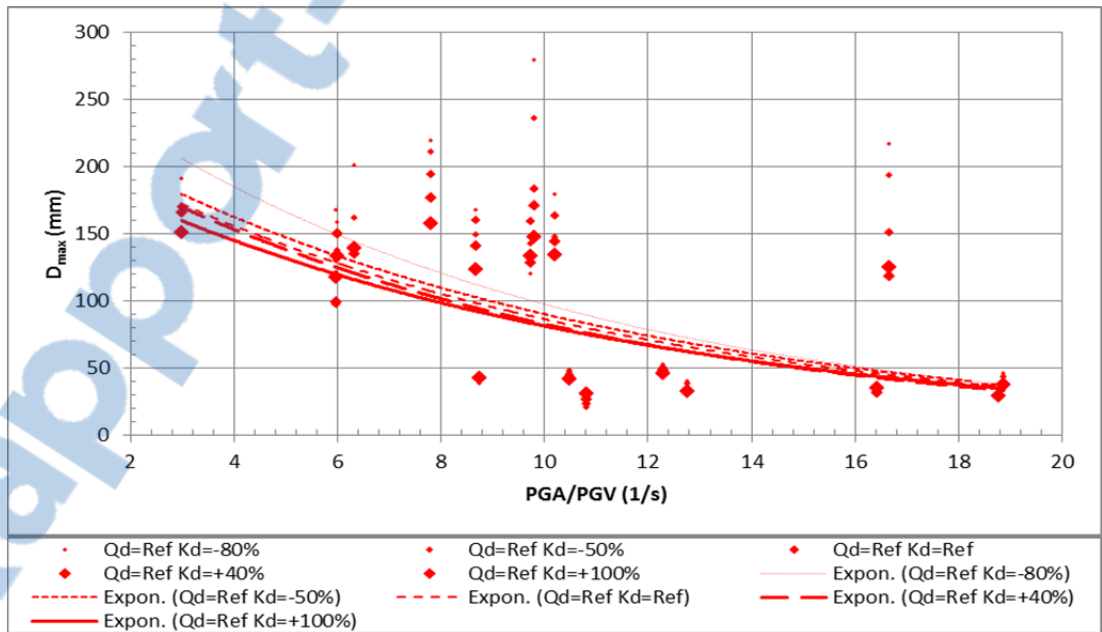


Figure-A III-18 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et Q_d de Référence a) (points) Valeurs b) (courbe) approximation exponentielle

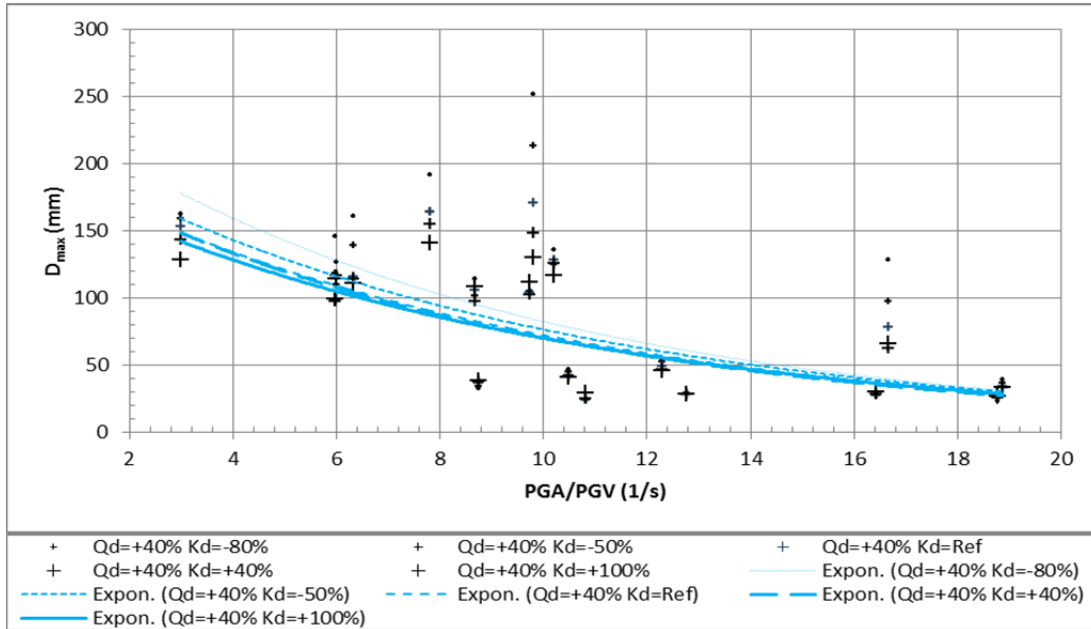


Figure-A III-19 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = +40\%$ **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

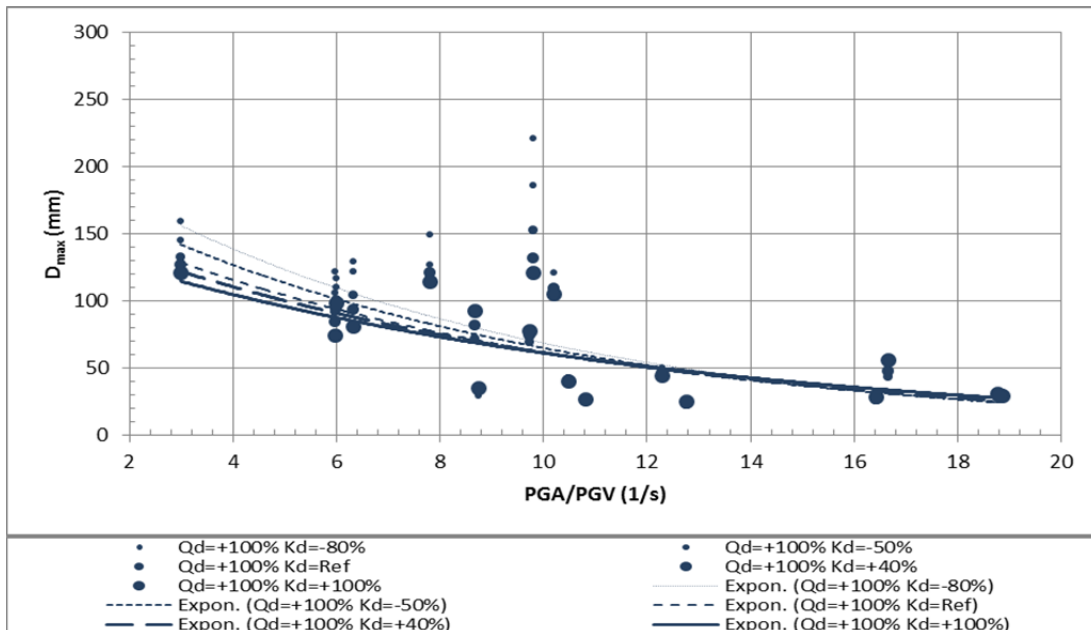


Figure-A III-20 Variation du déplacement en fonction des caractéristiques des séismes PGA/PGV pour différents K_d et $\Delta Q_d = +100\%$ **a)** (points) Valeurs **b)** (courbe) approximation exponentielle

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. 2009. *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 1st edition*, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C: Highway Subcommittee on Bridge and Structures, 1672 p.
- AASHTO. 2010. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 3rd edition*, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C: Highway Subcommittee on Bridge and Structures.
- Abrahamson, NA. 1992. « Non-stationary spectral matching ». *Seismological research letters*, vol. 63, n° 1, p. 30.
- Adams, John. 1987. « Seismicity and Seismotectonics of Southeastern Canada ». *Geological Survey of Canada*, vol. public 49587, p. 40-53.
- Adams, John, Garry Rogers, Stephen Halchuk, David McCormack et John Cassidy. 2002. « The case for an advanced national earthquake monitoring system for Canada's cities at risk ». In *Proceedings of the 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, United States. Paper*. Vol. 42.
- Adams, John, et Gail Atkinson. 2003. « Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, n° 2, p. 255-271.
- Adekristi, Armen. 2013. « Algorithm for Spectral Matching of Earthquake Ground Motions Using Wavelets and Brodyden Updating ». Virginia Tech.
- Al Atik, Linda, et Norman Abrahamson. 2010. « An improved method for nonstationary spectral matching ». *Earthquake Spectra*, vol. 26, n° 3, p. 601-617.
- Arias, A. 1970. « A measure of earthquake intensity. Hansen RI editor, Seismic design of nuclear power plants ».
- ASCE 7-10, Minimum design loads for buildings and other structures. 2010. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Atkinson, Gail M. 1984. « Attenuation of strong ground motion in Canada from a random vibrations approach ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 74, n° 6, p. 2629-2653.

- Atkinson, Gail M. 2009. « Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 36, n° 6, p. 991-1000.
- Baldwin, John N, Keith I Kelson, Robert C Witter, Richard D Koehler, John G Helms, Andrew D Barron et William Lettis. 2002. *Preliminary Report on the Late Holocene Slip Rate Along the Central Calaveras Fault, Southern San Francisco Bay Area, Gilroy, California*. William Lettis & Assoc.
- Bardet, JP, et M Kapuskar. 1993. « Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake ». *Journal of geotechnical engineering*, vol. 119, n° 3, p. 543-562.
- CNBC. bâtiment, Comité associé du Code national du. 2010. Ottawa, Ontario: Conseil National de Recherche du Canada, 1277 p.
- Beji, Afif, et Lotfi Guizani. 2015. « Assesment of Temperature Effects on Seismic Response of Base-Isolated Bridges in Eastern and Western Canada ». In *The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. (Victoria, British Columbia), p. 10.
- Brisebois, Philippe. 2012. « Combination of Thermal and Seismic Displacements for the Design of Base Isolation Systems of Bridges in Canada ». In *Masters Abstracts International*. Vol. 51.
- British Standards Institution. 1996. prEN 1337-3. Draft Document, London: Structural bearings: part 3: Elastomeric bearings.
- Buckle, Ian G, Michael C Constantinou, Mirat Diceli et Hamid Ghasemi. 2006. *Seismic isolation of highway bridges*.
- CAN/CSA-S6-06. 2006. Mississauga, Ontario: Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes, 768 p.
- Cardone, D, G Gesualdi et P Brancato. 2015. « Restoring capability of friction pendulum seismic isolation systems ». *Bulletin of Earthquake Engineering*, p. 1-32.
- Cardone, D., et G. Gesualdi. 2012. « Experimental evaluation of the mechanical behavior of elastomeric materials for seismic applications at different air temperatures ». *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 64, n° 1, p. 127-143.
- Casarotti, C. 2004. « Bridge isolation and dissipation devices: State of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices ». *Pavia: University of Pavia and ROSE School*.

- Celebi, Mehmet, G Brady et H Krawinkler. 1987. *Preliminary evaluation of structures; Whittier Narrows earthquake of October 1, 1987*. US Geological Survey.
- Commission Géologique du Canada. 2011. Séismes Canada, Ressources Naturelles Canada. Tiré de <www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/indexfra.php>. Consulté le 20 avril 2014.
- Constantinou, Michael C, Panos Tsopelas, Amarnath Kasalanati et Eric D Wolff. 1999. « Property modification factors for seismic isolation bearings ». In *Technical Report MCEER*. Vol. 99. US Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER).
- Constantinou, Michalakis C, AS Whittaker, Y Kalpakidis, DM Fenz et Gordon P Warn. 2007. *Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Crestel, Benjamin. 2007. *Réponse sismique des câbles de ponts haubanés de petites et moyennes portées: effets d'échelle et de l'angle d'incidence des séismes*. École polytechnique de Montréal. Département des génies civil, géologique et des mines.
- CSI. 2011. *SAP 2000: integrated software for structural analysis and design*.(Version 14). Computers and Structures Inc., Berkeley, CA
- Dicleli, Murat, et Michel Bruneau. 1995. « Seismic performance of multispan simply supported slab-on-girder steel highway bridges ». *Engineering Structures*, vol. 17, n° 1, p. 4-14.
- Dicleli, Murat. 2002. « Seismic design of lifeline bridge using hybrid seismic isolation ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 7, n° 2, p. 94-103.
- Dicleli, Murat, et Srikanth Buddaram. 2006. « Effect of isolator and ground motion characteristics on the performance of seismic-isolated bridges ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 35, n° 2, p. 233-250.
- Earthquake Hazards Program. <<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/dyfi/events/nc/lomprie/us/index.html>>. Consulté le 5 December 2014.
- Feng, Demin, Cliff Chen, Wenguang Liu et Kiyoshi Tanaka. 2004. « A performance test study on Chinese G4 lead rubber bearings ». In *Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper*.
- Filiatrault, André. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Presses inter Polytechnique.

- Guizani, Lotfi. 2003. « Sur l'isolation sismique des ponts au Canada ». In *10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*.
- Guizani, Lotfi. 2008. « Isolation sismique pour les ponts au Québec ». In. ALG groupe conseil, bâtiment et ouvrages de génie civil.
- Hancock, Jonathan, Jennie Watson-Lamprey, Norman A Abrahamson, Julian J Bommer, Alexandros Markatis, EMMA McCOY et Rishmila Mendis. 2006. « An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets ». *Journal of earthquake engineering*, vol. 10, n° spec01, p. 67-89.
- Hasegawa. 1997. « Characteristics of lead rubber bearing by temperature ». *Proc. Annual Meet. Architectural Institute of Japan*, p. 511-512 (In Japanese).
- Horner, R B, M Lamontagne et R J Wetmiller. 1987. *Rock and roll in the N.W.T. : the 1985 Nahanni earthquakes / "Rock and Roll" dans les Territoires du Nord-Ouest : les tremblements de terre survenus en 1985 dans la région de la Nahanni*. 1-4 p.
- Housner, George W, et Charles C Thiel. 1990. « Competing against time: Report of the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake ». *Earthquake Spectra*, vol. 6, n° 4, p. 681-711.
- Khaled, Amar. 2010. « Comportement des piles de ponts sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques ». Ph.D. Ann Arbor, Ecole Polytechnique, Montreal (Canada), 283 p. In ProQuest Dissertations & Theses Global.
- Khaled, Amar. 2014. *CTN-784 : Conception et analyse des ponts : notes du cours CTN-784*. Programme de Baccalauréat en génie de la construction Montréal: École de Technologie Supérieure.
- Kim, Doo Kie, JB Mander et SS Chen. 1996. « Temperature and Strain Rate Effects on the Seismic Performance of Elastomeric and Lead-Rubber Bearings ». In *Fourth World Congress on Joint Sealants and Bearing Systems for Concrete Structures*.
- Koval, V, C Christopoulos et R Tremblay. 2012. « Isolation and Damping Mitigation Strategies for Bridges in Western and Eastern North America ».
- Koval, Viacheslav. 2015. « Improved Simplified Methods for Effective Seismic Analysis and Design of Isolated and Damped Bridges in Western and Eastern North America ». University of Toronto.
- Léger, P., A. K. Tayebi et P. Paultre. 1993. « Spectrum-compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, n° 6, p. 951-968.

- Lilhanand, K, et WS Tseng. 1987. « Generation of synthetic time histories compatible with multiple-damping design response spectra ». In *Structural mechanics in reactor technology*.
- Long, John Edward. 1974. *Bearings in structural engineering*.
- Makris, Nicos, et Cameron J Black. 2004. « Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations ». *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 130, n° 9, p. 1019-1031.
- Marchal, Jeanne. 2006. « Cristallisation des caoutchoucs chargés et non chargés sous contrainte: effet sur les chaînes amorphes ». Université Paris Sud-Paris XI.
- Medeot, Renzo. 2004. « Re-centring capability evaluation of seismic isolation systems based on energy concepts ». In *13th world conference on earthquake engineering*. (Vancouver, British Columbia).
- Michaud, Dominic, et Pierre Léger. 2014. « Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 41, n° 3, p. 232-244.
- Mitchell, Denis, René Tinawi et Tim Law. 1990. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 17, n° 3, p. 338-365.
- Mitchell, Denis, Robert Sexsmith et René Tinawi. 1994. « Seismic retrofitting techniques for bridges-a state-of-the-art report ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 21, n° 5, p. 823-835.
- MTQ : Manuel de conception des structures*. Volume 2, Février 2009. Bibliothèque et archives nationales du Québec, Québec.
- Murray, RM, et JD Detenber. 1961. « First and second order transitions in neoprene ». *Rubber chemistry and technology*, vol. 34, n° 2, p. 668-685.
- Naumoski, Nove, Moe S Cheung et Simon Foo. 2000. « Evaluation of the seismic response coefficient introduced in the Canadian Highway Bridge Design Code ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 27, n° 6, p. 1183-1191.
- Ogorzalek, Ken, et Mahin Stephen. 2010. « New Seismic Isolation Concepts for Improving the Seismic Performance of Bridges ». In. (Research presentation at university of California-Berkley, Department of Civil & Environmental Engineering University of California, Berkeley).

- Ontario Highway Bridge Design Code 3rd Ed. 1991. Toronto, Ontario: Ontario Ministry of Transportation and Communications, Highway Engineering Division.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, Next Generation Attenuation of Ground Motions NGA. Database 2014. < <http://peer.berkeley.edu/nga/index.html> >.
- Page, Robert A, Peter H Stauffer et James W Hendley II. 1999. *Progress toward a safer future since the 1989 Loma Prieta earthquake*. US Geological Survey.
- Paradis, F, JF Martel, Y Maltais et P Dandois. 2015. « Isolation sismique des ponts en région froide ».
- Penzién, Joseph, et Makoto Watabe. 1974. « Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 3, n° 4, p. 365-373.
- Priestley, MJ Nigel, Frieder Seible et Gian Michele Calvi. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
- Robinson, WH. 1982. « Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 10, n° 4, p. 593-604.
- Roeder, Charles W, John F Stanton et Troy Feller. 1989. *Low temperature behavior and acceptance criteria for elastomeric bridge bearings*. 325.
- Roeder, Charles W, John F Stanton et Troy Feller. 1990. « Low-temperature performance of elastomeric bearings ». *Journal of Cold Regions Engineering*, vol. 4, n° 3, p. 113-132.
- Seismosoft. SeismoMatch, version 2.1.0. 2013. < <http://www.seismosoft.com> >.
- Shahbazian, Ali, et Shahram Pezeshk. 2010. « Improved velocity and displacement time histories in frequency domain spectral-matching procedures ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 100, n° 6, p. 3213-3223.
- Shirazi, Ali. 2010. « Thermal degradation of the performance of elastomeric bearings for seismic isolation ». Doctor of Philosophy. San Diego, University of California, 259 p.
- Skinner, Robert Ivan, William H Robinson et Graeme H McVerry. 1993. *An introduction to seismic isolation*. John Wiley & Sons.
- Strong motion center. < <http://www.strongmotioncenter.org/cgi-bin/CESMD/iqrStationMap-pl?ID=MorganHill84> >. Consulté le 21 octobre 2014.

- Taylor, PR. 1999. « Some thoughts on seismic engineering for bridges seen from a Canadian perspective ». In *Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC*. p. 2941.
- Wang, Zhiqiang, et George C Lee. 2009. « A comparative study of bridge damage due to the Wenchuan, Northridge, Loma Prieta and San Fernando earthquakes ». *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 8, n° 2, p. 251-261.
- Weck, Arnaud. *MGC-2761 : Matériaux de l'ingénieur II : notes du cours MGC-2761*. Ottawa: Université d'Ottawa.
- Wilson, Edward L, Ming-Wu Yuan et John M Dickens. 1982. « Dynamic analysis by direct superposition of Ritz vectors ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 10, n° 6, p. 813-821.
- Yakut, Ahmet. 2000. « Performance of elastomeric bridge bearings at low temperatures ». University of Texas at Austin.
- Yakut, Ahmet, et Joseph A Yura. 2002. « Parameters influencing performance of elastomeric bearings at low temperatures ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, n° 8, p. 986-994.
- Zayas, VA. 1996. « Earthquake Protection Systems ». *Friction Pendulum Bearings*.
- Zayas, VA, et S Low. 1999. « Seismic isolation for extreme cold temperatures ». In *8th Canadian conference on earthquake engineering. Vancouver: Canadian Association for Earthquake Engineering*.
- Zhu, TJ, AC Heidebrecht et WK Tso. 1988. « Effect of peak ground acceleration to velocity ratio on ductility demand of inelastic systems ». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 16, n° 1, p. 63-79.
- Zinet, Matthieu. 2010. « Modélisation de la cristallisation des polymères dans les procédés de plasturgie: quantification des effets thermiques et rhéologiques ». INSA de Lyon.