

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAITRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
HIDA, Hassan

ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PONTS ET VIADUCS

MONTREAL, LE 22 MAI 2009

© Hida, 2009

PRÉSENTATION DU JURY
CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE

Mme Marie-José Nollet, directrice de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, codirecteur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Robert Leconte, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Martin Talbot, Ing., Ph.D, membre du jury
Ministère des Transports du Québec

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 30 AVRIL 2009

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Ce mémoire de maîtrise est un témoin d'un projet de recherche qui a requis plusieurs kilomètres en aller-retour entre Montréal et Québec, en collaboration avec l'Université Laval, le service des immeubles et le service de la sécurité civile de la Ville de Québec. Ce projet de recherche complète mon choix professionnel dans le domaine de la conception, l'évaluation et la réhabilitation des constructions.

Mes remerciements sont adressés donc à mes directeurs Madame Marie-José Nollet, Ph. D., et à Monsieur Amar Khaled, M.Ing, professeurs à l'École de technologie supérieure, qui m'ont apporté un grand soutien tout au long de ce travail. Leurs nombreux renseignements et leur aide scientifique m'ont été précieux. Je voudrais également les remercier pour la confiance qu'ils ont toujours eue en moi et pour leur ouverture d'esprit face à toutes mes activités académiques et personnelles que je désirais poursuivre parallèlement à ce projet de recherche. Je leur témoigne toute ma gratitude pour leur confiance et leur encouragement.

Ma gratitude s'adresse également à Monsieur John Lescelleur, technicien de l'application technologique et informatique à l'École de technologie supérieure, pour les inspections des ponts que nous avons effectuées dans la Ville de Québec. Merci aussi à mes collègues et amis que j'ai côtoyés durant mes études de maîtrise pour leur support et leur encouragement et particulièrement, Karine Lefebvre, Suze Youance, Maxime Tétrault et Amin Karbassi.

Un merci particulier aux intervenants de la Ville de Québec, messieurs Luc Jolicoeur, Louis Pageau et Alain Moreau pour leur ouverture face à ce projet de recherche qui n'aurait pu se réaliser sans l'accès aux nombreuses données sur les ponts de la Ville.

J'aimerais aussi remercier l'École de technologie supérieure, la Ville de Québec et la firme d'ingénierie Saïa-Deslauriers pour leurs aides financières.

Finalement, des remerciements profonds vont à mes parents et à ma famille au Maroc, essentiellement mon père Mohamed et ma sœur Zahra pour leur encouragement continu.

ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES OUVRAGES D'ART

HIDA, Hassan

RÉSUMÉ

L'évaluation des risques posés par les événements sismiques constitue un élément essentiel de la mise en place d'outils efficaces de gestion des ouvrages. C'est le cas en particulier de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts. Celle-ci permet d'établir une classification des ponts selon leur vulnérabilité sismique afin de définir une priorité d'intervention à partir d'inspections et d'études détaillées.

Dans ce contexte, plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art ont été développées et sont utilisées dans plusieurs pays, notamment aux États-Unis, en France, au Japon et au Canada. Au Québec, la méthode proposée par le Ministère des Transports combine des paramètres structuraux définissant le comportement sismique des ponts et des paramètres non structuraux qui prennent en considération les divers réseaux annexés à la structure. Par ailleurs, cette procédure d'évaluation est basée sur la définition de la sismicité régionale et locale du CNBC1995.

L'objectif principal de ce projet de recherche est de proposer et de valider une méthode d'évaluation par cotation de la vulnérabilité sismique des ponts, conformément à la définition de la sismicité régionale et locale du nouveau CNBC 2005. La méthodologie appliquée est basée sur l'identification des paramètres structuraux (hauteur des piles, discontinuité du tablier, biais, appuis, etc.) contribuant à la vulnérabilité sismique des ponts, et à la calibration des facteurs associés à ces paramètres dans la méthode d'évaluation proposée. Cette calibration se fait par des analyses paramétriques de la réponse dynamique linéaire de ponts typiques de la Ville de Québec.

Les résultats obtenus permettent de constater que le biais du pont et le type de sol sont des facteurs qui ont une influence significative sur la réponse sismique des ponts étudiés.

Par ailleurs, la méthode a été appliquée sur un échantillon des ponts de la ville de Québec et permet d'obtenir un classement représentatif des ponts selon leur vulnérabilité.

Mots-clés: évaluation, vulnérabilité sismique, risque sismique, ponts.

ÉVALUATION OF VULNERABILITY SEISMIC OF BRIDGES

HIDA, Hassan

ABSTRACT

As essential part of public safety and facility management is the evaluation of seismic risk, an example is the seismic vulnerability assessment of bridges. This kind of evaluation can help to establish a classification for the bridges according to their seismic vulnerability. This classification can lead to the creation of priority plan for detailed inspections and studies of structures.

Several methods for seismic vulnerability evaluation of structures have been developed and applied in several countries like United States, France, Japan, and Canada. In Quebec, the method proposed by the Ministry of Transportation combines structural parameters that define the seismic behavior of bridges with non-structural parameters that take into consideration the various networks attached to the structure. Moreover, this assessment procedure is based on the definition of regional seismicity and site classification of CNBC95.

The main objective of this research project is to provide and validate an evaluation method by ranking the seismic vulnerability of bridges according to the definition of regional seismicity and site classification of CNBC 2005. The methodology is based on the identification of structural parameters (height of the columns, discontinuity in the decks, skew, supports, etc.) contributing to the seismic vulnerability of bridges, and the calibration factors associated with these parameters in the proposed assessment method. This calibration is done through parametric analyses of the dynamic response of typical bridges in Quebec City. The results obtained show that the skew of the bridge and the soil class are factors which have a significant influence on the seismic response of the bridges studied.

The results allow us to put into practice a new approach adapted to the new available information for seismic risk management and public safety planning in Quebec City

Keyword: assessment, seismic vulnerability, seismic risk, bridges.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE	3
1.1 Objectif général.....	3
1.2 Premier objectif spécifique	5
1.2.1 But.....	5
1.2.2 Méthodologie appliquée.....	5
1.2.3 Résultats attendus.....	5
1.3 Deuxième objectif spécifique	5
1.3.1 But.....	5
1.3.2 Méthodologie appliquée.....	6
1.3.3 Résultats attendus.....	6
1.4 Troisième objectif spécifique.....	6
1.4.1 But.....	6
1.4.2 Méthodologie appliquée.....	7
1.4.3 Résultats attendus.....	7
1.5 Organisation du mémoire.....	7
CHAPITRE 2 REVUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS	10
2.1 Définition du risque sismique	10
2.2 Sismicité de la Ville de Québec	13
2.3 Vulnérabilité du sol.....	16
2.4 Définition des niveaux de sismicité	17
2.4.1 Les niveaux de sismicité selon FEMA 310.....	18
2.4.2 Les niveaux de sismicité selon MTQ95	18
2.5 Comportement sismique d'un pont.....	19
2.5.1 Principe des mouvements sismiques.....	19
2.5.2 Réponse dynamique de la structure du pont	20
2.5.3 Principales composantes structurales d'un pont	22
2.6 Principaux dommages observés sur les ponts	24
2.6.1 Introduction.....	24
2.6.2 Perte d'appuis.....	27
2.6.3 Flambement des armatures longitudinales des piles.....	28
2.6.4 Rupture fragile des piles par cisaillement.....	29
2.6.5 Dommages observés dans les fondations profondes.....	30
2.6.6 Glissement des culées	31
2.6.7 Effets de site.....	32
2.6.8 Impacts sociaux.....	33
2.7 Principales composantes affectant la vulnérabilité sismique des ponts.....	34
2.7.1 Système du tablier.....	37
2.7.1.1 Poutres du tablier	37

2.7.1.2	Répartition des travées	37
2.7.1.3	Biais	38
2.7.2	Système d'appuis	40
2.7.2.1	Appareils d'appuis	40
2.7.2.2	Piles.....	42
2.7.2.3	Culées.....	44
2.7.3	Système de fondation.....	45
2.7.4	Système général	45
2.8	Synthèse	46
CHAPITRE 3 REVUE DES PROCÉDURES D'ÉVALUATION DE LA		
VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PONTS.....		
3.1	Introduction.....	47
3.2	Méthodes appliquées aux États-Unis	48
3.2.1	Historique.....	48
3.2.2	Considérations générales	48
3.2.3	Méthode multicritère développée par le département de transport de la Californie (Caltrans)	49
3.2.3.1	Principe de la méthode.....	49
3.2.3.2	Calcul de l'indice de priorité.....	50
3.2.4	Méthode développée par le département de transport de New York (NYDOT).....	53
3.2.4.1	Principe de la méthode.....	53
3.2.4.2	Principe de la classification	54
3.2.5	Procédure développée par Kim (1993)	55
3.2.5.1	Principe de la méthode.....	55
3.2.5.2	Calcul de l'indice de dommage.....	55
3.3	Méthode SISMOA	57
3.3.1	Principe de la méthode.....	57
3.3.2	Aléa sismique.....	58
3.3.3	Indice de la vulnérabilité global.....	58
3.3.4	Niveau de priorité	58
3.4	Méthodes développées au Québec	59
3.4.1	Considérations générales	59
3.4.2	Procédure développée à l'université de McGill (Zhu Liu, 2001)	60
3.4.2.1	Principe de la procédure.....	60
3.4.2.2	Procédure proposée	62
3.4.3	Méthode établie par le Ministère des Transports du Québec (MTQ95)	64
3.4.3.1	Principe de la méthode.....	64
3.4.3.2	Calcul de l'indice de vulnérabilité sismique	65
3.4.3.3	Facteurs d'influence sismique.....	66
3.4.3.4	Coefficients d'influence sismique.....	67
3.5	Avantages et limites de ces méthodes.....	71

CHAPITRE 4	ACTUALISATION DE LA MÉTHODE MTQ95	73
4.1	Principe	73
4.2	Facteur de risque sismique RS	74
4.2.1	Mise en contexte	74
4.2.2	Définition des valeurs attribuées au facteur RS	74
4.3	Facteur de fondation FF	76
4.3.1	Mise en contexte	76
4.3.2	Définition des valeurs attribuées au facteur FF	76
4.4	Facteur d'âge FA	77
4.5	Discussion	77
CHAPITRE 5	NOUVELLE MÉTHODE D'ÉVALUATION POUR LA VILLE DE QUÉBEC VdQ2007	79
5.1	Introduction	79
5.2	Définitions et généralités	80
5.2.1	Concepts généraux	80
5.2.2	Définitions	83
5.3	Principe de la nouvelle méthode VdQ2007	85
5.3.1	Paramètres considérés	85
5.3.2	Principe de la démarche	87
5.4	Indice VdQ2007 proposé	88
5.4.1	Définition des facteurs de vulnérabilité « simples »	90
5.4.1.1	Facteur d'aléa sismique AS	90
5.4.1.2	Facteur de vulnérabilité du sol V_S	91
5.4.1.3	Facteur de vulnérabilité des fondations V_F	92
5.4.1.4	Facteur d'endommagement V_E	92
5.4.2	Définition des facteurs de vulnérabilité « composés »	93
5.4.2.1	Facteur de vulnérabilité générale V_G	96
5.4.2.2	Facteur de vulnérabilité du tablier V_T	97
5.4.2.3	Facteur de vulnérabilité des appuis V_A	97
5.4.3	Définition du facteur d'importance I_P	98
5.5	Poids des coefficients d'influence sismique	98
5.5.1	Méthodologie appliquée	99
5.5.2	Estimation finale des poids (α_i)	100
5.6	Synthèse	100
CHAPITRE 6	VALIDATION ET APPLICATION DE LA MÉTHODE VdQ2007	102
6.1	Objectif et méthodologie	102
6.2	Méthodologie appliquée	102
6.3	Inventaire des ponts de la ville de Québec	103
6.4	Évaluation du nombre de déficiences	105
6.5	Études statistiques sur IVS-MTQ2005 et sur IVS-VdQ2007	106
6.5.1	Objectifs	106
6.5.2	Méthodologie et hypothèses de base du plan d'expériences	107
6.5.3	Plan d'expériences sur l'IVS-MTQ2005	110

6.5.4	Plan d'expériences sur l'IVS-VdQ2007	112
6.5.5	Synthèse sur les études comparatives	114
6.6	Définition des niveaux de priorité.....	114
6.6.1	Critère 1 : Nombre de déficiences observées sur un pont.....	115
6.6.2	Critère 2 : Cas d'effondrement observés	116
6.6.3	Critère 3 : répartition des niveaux de priorité dans l'échantillon des ponts et passages supérieurs de la Ville de Québec.....	118
6.7	Application aux ponts de la Ville de Québec.....	119
6.8	Synthèse	122
CHAPITRE 7 ANALYSE DYNAMIQUE DES PONTS TYPQUES DE LA VILLE DE QUÉBEC		123
7.1	Principes et objectif.....	123
7.2	Méthodologie appliquée.....	123
7.3	Hypothèses de modélisation	126
7.4	Analyse des résultats.....	128
7.4.1	Présentation des résultats	128
7.4.2	Analyse et discussion.....	129
7.4.3	Sommaire des observations.....	132
CHAPITRE 8 SOMMAIRE ET CONTRIBUTIONS		133
8.1	Sommaire	133
8.2	Contributions principales de l'étude	135
8.2.1	Revue de littérature	135
8.2.2	Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation VdQ2007.....	135
8.2.3	Validation et application de la nouvelle méthode VdQ2007	136
RECOMMANDATIONS		137
ANNEXE I	RAPPORT D'ACCÉLÉRATION ET DE VITESSE. TIRÉ DE : CAN/CSA-S6-06 (TABLEAU-a3.1.1. PAGE 87)	138
ANNEXE II	ISOLIGNES DE CRÊTES D'ACCÉLÉRATION HORIZONTALES DU SOL (EN UNITÉ DE g DONT LA PROBABILITÉ DE DÉPASSEMENT EST DE 10% EN 50 ANS) TIRÉ DE : CAN/CSA-S6-06 (figure. A3.1.6. page 96).....	139
ANNEXE III	BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PONTS Tiré de : (CAN/CSA-S6-06, 2006), (Tinawi et coll., 1993b), (Basoz et coll., 1999), (Priestley et coll., 1996), (Davi et Schmitt, 2003)...	140
ANNEXE IV	FACTEUR DE FONDATION FF (MTQ2005) ET FACTEUR DE VULNÉRABILITÉ DU SOL VS (VdQ2007).....	147

ANNEXE V	COMPARAISON DES POIDS DES FACTEURS DE VULNÉRABILITÉ ET DES COEFFICIENTS D'INFLUENCE SISMIQUE 148	
ANNEXE VI	DONNÉES DES PONTS DE L'INVENTAIRE DE LA VILLE DE QUÉBEC (MTQ95).....	150
ANNEXE VII	INDICE DES PONTS CALCULÉS SELON LES MÉTHODES : MTQ95, MTQ2005, NYDOT ET VdQ2007	155
ANNEXE VIII	LES COMBINAISONS POSSIBLE SELON UN PLAN D'EXPÉRIENCE FACTORIEL SUR L'IVS-MTQ2005.....	159
ANNEXE IX	LES COMBINAISONS POSSIBLES SELON UN PLAN D'EXPÉRIENCE SUR L'IVS-VdQ2007 À DEUX NIVEAUX.....	163
ANNEXE X	PROPRIÉTÉS DES PONTS EFFONDRES Tiré de Bazoz et coll. (1999).	167
ANNEXE XI	CARACTÉRISTIQUES SPECTRALES DE LA VILLE DE QUÉBEC	168
	LEXIQUE FRANÇAIS-ANGLAIS.....	169
	BIBLIOGRAPHIE	171

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Objectif général et objectifs spécifiques4
Tableau 2.1	Calcul de la probabilité d'un risque 11
Tableau 2.2	Catégorie d'emplacement selon CNBC2005 16
Tableau 2.3	Valeur de F_v et F_a selon la catégorie d'emplacement, la valeur de $S_a(0.2)$ et la valeur de $S_a(1.0)$ 17
Tableau 2.4	Critères d'identification du niveau de sismicité (ASCE 1998)..... 18
Tableau 2.5	Comparaison entre le séisme de Kobé et de Northridge 34
Tableau 2.6	Exigences relatives aux ponts réguliers 38
Tableau 2.7	Type de piles 43
Tableau 3.1	Les critères, les attributs et les fonctions globales de la méthode (Caltrans)..... 51
Tableau 3.2	Classification selon la méthode NYDOT 53
Tableau 3.3	Paramètres de la régression multilinéaire selon la procédure de Kim 56
Tableau 3.4	Valeurs de K 62
Tableau 3.5	Valeurs de SC 63
Tableau 3.6	Facteurs d'influence sismique..... 66
Tableau 3.7	Coefficients d'influence sismique MTQ95..... 70
Tableau 4.1	Critères d'identification du niveau de sismicité MTQ2005 75
Tableau 4.2	Exemple de classement selon le niveau de sismicité 75
Tableau 4.3	Valeurs de (FF) selon le type du sol (cas de la Ville de Québec) 76
Tableau 4.4	Valeurs de (FA) en fonction de l'âge de la structure MTQ2005 77
Tableau 5.1	Facteurs de vulnérabilité pour le calcul de l'IVS de la méthode VdQ2007..... 90
Tableau 5.2	Pondération de la vulnérabilité du sol (V_s)..... 91

Tableau 5.3	Valeurs des coefficients pour le calcul des facteurs de vulnérabilité de la méthode VdQ2007	95
Tableau 5.4	Facteur d'importance selon la méthode VdQ2007	98
Tableau 5.5	Poids pondérés (α_i) à partir des méthodes existantes de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts	99
Tableau 5.6	Estimation finale des poids associés aux coefficients d'influence sismiques.....	100
Tableau 6.1	Comparaison du poids relatifs des paramètres « type de pont » et « biais » selon la méthode utilisée	114
Tableau 6.2	Domage observé sur les ponts effondrés	117
Tableau 6.3	Résultats de calcul des indices et de classement.....	118
Tableau 6.4	Niveaux de vulnérabilité sismique selon les différentes méthodes	119
Tableau 7.1	Configuration des modèles de ponts	127
Tableau 7.2	Résultat des analyses modales	128

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Schéma de l'organisation du mémoire.....8
Figure 2.1	Les zones sismiques de l'Est du Canada.....14
Figure 2.2	Historique des séismes d'importance survenus à Québec depuis le 16ème siècle.....15
Figure 2.3	Propagation des ondes sismiques.....19
Figure 2.4	Scénarios d'effondrement d'un pont autoroutier Kobé. Japon, 1995.21
Figure 2.5	Composition structurale d'un pont.....23
Figure 2.6	Classification des dommages.25
Figure 2.7	Rupture de l'armature à la base d'une colonne (San Fernando 1971).26
Figure 2.8	Rupture en cisaillement de la colonne 51 de l'autoroute 280 (Loma Prieta 1989).26
Figure 2.9	Perte d'appuis.....28
Figure 2.10	Les défaillances possibles des piles.29
Figure 2.11	Rupture des piles par cisaillement.30
Figure 2.12	Domage observé sur une tête de pieux.31
Figure 2.13	Glissement des culées.32
Figure 2.14	Effondrement du pont route 1, Struve Slough, Watsonville.33
Figure 2.15	Schéma des composantes.36
Figure 2.16	Biais d'un pont droit.39
Figure 2.17	Biais d'un pont courbe.39
Figure 2.18	Appareils d'appuis à pendules.41
Figure 2.19	Appareils d'appuis en élastomère.41
Figure 2.20	Effet de tassement différentiel sur les culées.....44

Figure 3.1	Indice de la vulnérabilité sismique selon la méthode (Caltrans).	49
Figure 3.2	Procédure de classement selon la méthode NYDOT.	54
Figure 3.3	Organigramme illustrant la méthode SISMOA.	57
Figure 3.4	Calcul de niveau de priorité (P) selon la procédure SISMOA.	59
Figure 3.5	Algorithme proposé par la FHWA.	61
Figure 3.6	Organigramme illustrant la méthode MTQ95.	65
Figure 3.7	Discontinuités dans un pont.	67
Figure 3.8	Type de structure selon MTQ.	68
Figure 5.1	Diagramme de Farner (1967) : probabilité – gravité.	81
Figure 5.2	Objectif de la nouvelle approche dans l’espace danger.	82
Figure 5.3	Schéma des composantes d’un pont.	86
Figure 5.4	Organigramme de la méthode de calcul de l’IVS-VdQ2007.	89
Figure 5.5	Univers probabiliste de la vulnérabilité.	93
Figure 6.1	Organigramme de la méthodologie appliquée à partir des études comparatives.	103
Figure 6.2	Distribution des ponts de la ville de Québec selon leur année de construction.	104
Figure 6.3	Distribution des ponts de la ville de Québec selon leur groupe.	104
Figure 6.4	Variation des IVS des méthodes, MTQ2005 et VdQ2007 en fonction du nombre de déficiences.	106
Figure 6.5	Schéma de l’étude expérimentale appliquée sur MTQ2005 et sur VdQ2007.	109
Figure 6.6	Importance relative des coefficients d’influence sismique selon la méthode MTQ2005.	111
Figure 6.7	Importance relative des coefficients d’influence sismique selon la méthode VdQ2007.	113
Figure 6.8	Distribution des niveaux de priorité selon le nombre de déficiences.	116

Figure 6.9	Répartition des ponts de la ville de Québec selon les niveaux de priorité établis par la méthode VdQ-2007.	120
Figure 6.10	Évaluation des ponts en utilisant la méthode VdQ2007.	121
Figure 7.1	Organigramme des analyses effectuées sur les quatre modèles.....	125
Figure 7.2	Variation de la période fondamentale en fonction du biais.	129
Figure 7.3	Variation du déplacement longitudinal du tablier en fonction du biais. ...	130
Figure 7.4	Variation du déplacement longitudinal du tablier en fonction de la classe du sol.	131
Figure 7.5	Spectres de réponse sismique de la Ville de Québec.....	132

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

A	Aléa sismique (SISMOA)
AHM	Accélération horizontale maximale
a_{ij}	Attribut associé au $i^{\text{ème}}$ critère (Caltrans)
AS	Aléa sismique
BqBA	Béquilles en béton armé
BqBP	Béquilles en béton précontraint
C_1	Type de pont
C_2	Complexité structurale
C_3	Nombre de discontinuités
C_4	Redondance des éléments de fondations
C_5	Type d'appareils d'appuis
C_6	Biais du pont
C_7	Nombre de poutres
C_8	Services publics
CGC	Commission géologique du Canada
C_i	Critère parmi les quatre critères utilisés dans la méthode Caltrans
C_{if}	Position relative de l'importance du pont dans la dispersion global de l'importance des autres ponts évalués
$CIG_{\text{NON-S}}$	Groupe de coefficients sismiques non structuraux
CIG_S	Groupe de coefficients sismiques structuraux
CIS	Groupe de coefficients sismiques
C_k	Constante de régression linéaire multiple (Kim)

C_L	Valeur d'importance du pont à évaluer (Zhu Liu)
C_{\max}	Valeur d'importance maximale (Zhu Liu)
C_{\min}	Valeur d'importance minimale (Zhu Liu)
CNBC1995	Code National Canadien du bâtiment du Canada 1995
CNBC2005	Code National Canadien du bâtiment du Canada 2005
CNRC	Conseil National de Recherches du Canada
D1	Effondrement
D2	Dommages majeurs
D3	Dommages modérés
D4	Dommages mineurs
D5	Aucun dommage
DPBA	Dalle pleine en béton armé
E	Facteur d'aléa sismique (Zhu Liu)
FA	Facteur d'âge de la structure
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FF	Facteur de fondation
$g_{ij}(a_{ij})$	Fonctions globales assignées à chaque attribut (Caltrans)
I	Critère d'importance (SISMOA)
IVS	Indice de vulnérabilité sismique
K	Probabilité d'occurrence de séisme (Zhu Liu)
L	Résultat de la probabilité (likelihood)
MTQ2005	Méthode adaptée pour le Ministère des Transports du Québec 2005
MTQ95	Méthode développée par le Ministère des Transports du Québec 1995

N_{60}	Résistance moyenne à la pénétration standard des 30 premiers mètres, où l'efficacité énergétique de la tige est corrigée à 60% de la valeur théorique maximale
n_i	Nombre des attributs associés au $i^{\text{ème}}$ critère (Caltrans)
NYDOT	New York Department of Transport
PA	Poutres en acier
PABois	Poutres en acier bois
PAEnrB	Poutres en acier enrobées par le béton
PB	Portique en béton
PBA	Poutres en béton armé
PBPP	Poutres en béton précontraint préfabriquées
PCA	Poutres caissons en acier
PCP	Poutres coulées en place
$\Pr(A)$	Probabilité d'un événement A
$\Pr(\Omega)$	Probabilité d'un univers probabiliste Ω (vaut 1)
PTPWA	Poutres triangulées de type Pony-Warren en acier
PTTIA	Poutres triangulées avec un tablier inférieur en acier
R	Indice de priorité R (Caltrans)
RS	Risque sismique
$S_a(T)$	Réponse spectacle de l'accélération avec un amortissement de 5% exprimés par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période T
SC	Condition structurale spécifique du pont (Zhu Liu)
SETRA	Services d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements
S_U	Résistance moyenne du sol non drainé au cisaillement dans les 30 premiers mètres du sol
Superf_roc	Superficielle sur roc

Superf_sol	Superficielle sur sol
STOA	Service technique d'ouvrages d'art
V	Vulnérabilité sismique
V ₁	Vulnérabilité de la structure supérieure (Zhu Liu)
V ₂	Vulnérabilité de la structure inférieure (Zhu Liu)
V _A	Facteur de vulnérabilité des appuis
V _E	Facteur d'endommagement
V _F	Facteur de vulnérabilité des fondations
V _G	Facteur de vulnérabilité générale
\bar{V}_s	Vitesse moyenne de cisaillement des ondes au sol
V _S	Facteur de vulnérabilité du sol
V _T	Vulnérabilité du tablier
w _i	Poids d'une composante (i) (Caltrans)
w _i (ci)	Poids assigné à chaque i ^{ème} critère (Caltrans)
X _i	Composante i dans un pont (Kim)
x _{ij} (a _{ij})	Poids assigné à chaque attribut (Caltrans)
y _i	Domage constaté dans un pont (i) (Kim)
Z'	Zonage effectif
α	Facteur de pondération de coefficient d'influence sismique global structural, (Méthode développée par l'École Polytechnique de Montréal)
β	Facteur de pondération de coefficient d'influence sismique global non structural, (Méthode développée par l'École Polytechnique de Montréal)
β_i	Poids de la composante X _i (Kim)

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

s	Unité de temps (seconde)
T	Période fondamentale (première période)
T_0	Période fondamentale lorsque le biais est nul
Z_a	Accélération maximale au sol
Z_v	Vitesse maximale au sol
Δ	Déplacement longitudinal
Δ_A	Déplacement longitudinal lorsque le sol est de type A

INTRODUCTION

Ces dernières années ont été marquées par des séismes dévastateurs partout dans le monde : en Italie; au Pérou, en Algérie et en Chine. De plus en plus, la société moderne a des inquiétudes reliées aux dangers potentiels relatifs à ce phénomène naturel. Il est notoire donc qu'en plus de pertes de vie, les dommages matériels occasionnés par un séisme peuvent être sévèrement élevés, affectant en conséquence toutes les constructions, y compris les services publics vitaux.

Ces catastrophes sismiques ont réactualisé les questions des ingénieurs, des autorités publiques et du public concernant le risque sismique. Il semble donc logique de s'attaquer encore avec plus d'ardeur à cet événement désastreux par la mise en place de mesures de protection et de prévention. Ces mesures visent à réhabiliter et à renforcer les constructions existantes, en particulier celles construites avant l'introduction de prescriptions parasismiques dans les normes de conception et de construction.

Actuellement, plusieurs autorités publiques, notamment aux États-Unis, en France, au Canada et en particulier au Québec, ont mis en place un outil pour gérer le risque sismique d'une manière efficace. C'est le cas de la Ville de Québec. Depuis que cette ville a été secouée en 1997 par un séisme d'une magnitude de 5,7 sur l'échelle Richter, les responsables de la Ville ont mis en place des outils de protection et de prévention pour une gestion rationnelle du risque sismique.

Dans le contexte du développement de ces outils de gestion, l'Université Laval et l'École de technologie supérieure, conjointement avec le service de la sécurité civile de la Ville de Québec, ont réalisé un projet de microzonage sismique et d'évaluation de la vulnérabilité sismique des infrastructures essentielles de la Ville de Québec. Le microzonage a été établi selon les nouvelles catégories de sites du CNBC2005 (IRC, 2005).

La portée du présent projet s'inscrit donc dans le cadre du projet de la Ville de Québec portant sur l'évaluation des ponts et viaducs. Des études statistiques et dynamiques sur des ponts typiques de l'inventaire de la Ville de Québec seront réalisées pour définir certains

paramètres fondamentaux qui influencent la réponse sismique de ces ouvrages. Les résultats obtenus permettront d'élaborer une nouvelle méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec mieux adaptée et mieux calibrée.

CHAPITRE 1

OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE

1.1 Objectif général

L'objectif général de cette recherche est donc d'évaluer la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs de la Ville de Québec et d'élaborer une méthode systématique intégrant les diverses composantes structurales et non structurales des ponts et viaducs. En particulier, les besoins exprimés par la ville de Québec sont :

- Utiliser les données facilement accessibles par visite d'inspection sommaire;
- Considérer les données sismiques récentes du CNBC 2005;
- Considérer la classification sismique des sites selon le CNBC 2005;
- Considérer le type de fondation, l'endommagement et l'importance de l'ouvrage;
- Proposer des critères de priorité;

De façon à mettre en évidence l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs, ce mémoire sera divisé en trois objectifs spécifiques. Dans les sections suivantes, il sera question de présenter ces objectifs spécifiques, d'identifier la méthodologie appliquée pour chacun d'eux et de décrire les résultats à obtenir. Le tableau 1.1 illustre l'organisation de l'objectif général ainsi que des objectifs spécifiques.

Tableau 1.1
Objectif général et objectifs spécifiques

	Objectifs spécifiques	Méthodologie		Résultats
Objectif général Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs.	<u>Premier objectif spécifique</u> Identifier les déficiences répertoriées sur les ponts et les viaducs.	1.1	Revue de littérature.	Classification des dommages et inventaire des paramètres à considérer pour l'évaluation
		1.2	Inventaire des ponts endommagés au cours des événements sismiques passés.	
	<u>Deuxième objectif spécifique</u> Proposer une nouvelle méthode de classification adaptée aux données disponibles et aux besoins de la Ville de Québec.	2.1	Revue des méthodes d'évaluation existantes	Analyse des méthodes existantes et définition des éléments de base de la nouvelle méthode en fonction des besoins spécifiques de la ville de Québec.
		2.2	Visite des ponts situés dans la Ville de Québec et collecte des données.	
		2.3	Identification des paramètres influents	
		2.4	Adaptation de la méthode de MTQ95 selon la nouvelle norme du CNBC2005 touchant la classification du sol, la forme spectrale de degré de sismicité et l'âge de la structure (MTQ2005).	
		2.5	Développer la nouvelle méthode sur la base des sections 2.1, 2.2 et 2.3.	
	<u>Troisième objectif spécifique</u> Valider la méthode de classification par l'étude de comportement des ponts typiques.	3.1	Étude comparative (statistique)	Produire un outil pour évaluer la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs afin que la gestion de ce risque soit efficace.
		3.2	Calibration des paramètres	
		3.3	Analyse dynamique d'un échantillon représentatif des ponts visités. (hypothèse et caractéristique des ponts choisis).	
		3.4	Application aux ponts de la ville de Québec	

1.2 Premier objectif spécifique

1.2.1 But

Le but de ce premier objectif spécifique consiste à identifier les déficiences répertoriées sur les ponts et les viaducs. L'exploitation de ces données nous amène à classer les dommages sismiques possibles en fonction du degré de gravité.

1.2.2 Méthodologie appliquée

La méthodologie appliquée pour ce sous objectif comprend deux étapes. Tout d'abord, la première étape est une revue de littérature qui comprend entre autres le comportement sismique des ouvrages d'art et les notions fondamentales reliées à la vulnérabilité sismique.

La deuxième étape consiste à faire l'inventaire des dommages subis par les ponts au cours des événements sismiques passés.

1.2.3 Résultats attendus

Ce premier objectif spécifique permettra d'établir une classification des dommages et de définir l'importance et le rôle des éléments structuraux et non structuraux d'un pont en cas de séisme. Dans ce mémoire, cette identification servira de base aux futures analyses paramétriques des ponts.

1.3 Deuxième objectif spécifique

1.3.1 But

Le deuxième objectif spécifique de ce mémoire vise à proposer une nouvelle méthode de classification des ponts et viaducs adaptée aux données disponibles de la Ville du Québec. Cette étape établit un lien logique avec le premier objectif spécifique (*Voir* section 1.2).

1.3.2 Méthodologie appliquée

La méthodologie de ce deuxième objectif spécifique suit une démarche bien précise qui se fait en cinq étapes. La première étape vise à faire une revue de littérature concernant les méthodes existantes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs. Ensuite, une cueillette de données des ponts et viaducs de la Ville de Québec permettra d'identifier les caractéristiques principales des ouvrages. Sur la base de ces informations et sur les déficiences répertoriées à l'objectif 1, des paramètres influents seront identifiés. La quatrième étape présente une adaptation de la méthode du Ministère des Transports du Québec (MTQ, 1996), ci-après MTQ95, d'après les nouvelles normes du CNBC2005 (IRC, 2005) touchant la classification sismique des sites, les données d'accélération spectrale et l'âge de la structure (MTQ2005). Enfin, la dernière étape présente le bilan de ce deuxième objectif spécifique en développant une nouvelle méthode qui prend en considération les résultats des études pertinentes existantes.

1.3.3 Résultats attendus

Les résultats de ce deuxième objectif spécifique permettent de faire l'analyse des méthodes existantes et définir les éléments de base de la nouvelle méthode en fonction des besoins spécifiques de la ville de Québec. Le concept de base, l'élaboration et la mise en pratique de cette nouvelle méthode seront présentés.

1.4 Troisième objectif spécifique

1.4.1 But

Le dernier objectif spécifique, quant à lui, a pour but de valider la méthode de classification en étudiant le comportement sismique des ponts typiques de l'inventaire de la Ville de Québec.

1.4.2 Méthodologie appliquée

La méthodologie de cet objectif spécifique comprend quatre phases. Il s'agit d'abord d'établir une étude comparative (statistique) sur les paramètres influant le comportement sismique des ponts, d'effectuer une analyse dynamique d'un échantillon représentatif des ponts inspirés de l'inventaire de la Ville de Québec, pour ensuite calibrer les poids accordés aux différents paramètres. Finalement, il s'agit d'appliquer la méthode proposée aux ponts de la ville de Québec.

1.4.3 Résultats attendus

Les résultats qui découlent de ce troisième objectif spécifique permettront de produire un outil d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs afin que la gestion de ce risque soit efficace. Toutefois, un outil d'évaluation de la vulnérabilité sismique, si performant puisse-t-il être, ne peut donner que des résultats limités, s'il ne s'appuie pas sur des évaluations détaillées.

1.5 Organisation du mémoire

Ce mémoire présente un cadre de référence pour le processus d'évaluation sismique des ponts et viaducs; son organisation se répartit en huit chapitres. La figure 1.1 illustre cette répartition.

Le premier chapitre est en quelque sorte un préliminaire qui s'attache à tous le processus de l'organisation de ce mémoire (*Voir* figure 1.1). Une section traite essentiellement de l'objectif de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs, de la justification de gérer le risque sismique et de la méthodologie appliquée.

Le deuxième chapitre aborde un état des connaissances sur le risque sismique; ensuite, il présente une revue de littérature sur les dommages observés sur des ponts lors d'un

événement sismique passé. Finalement, ce chapitre identifie les principaux facteurs affectant la vulnérabilité sismique des ponts.

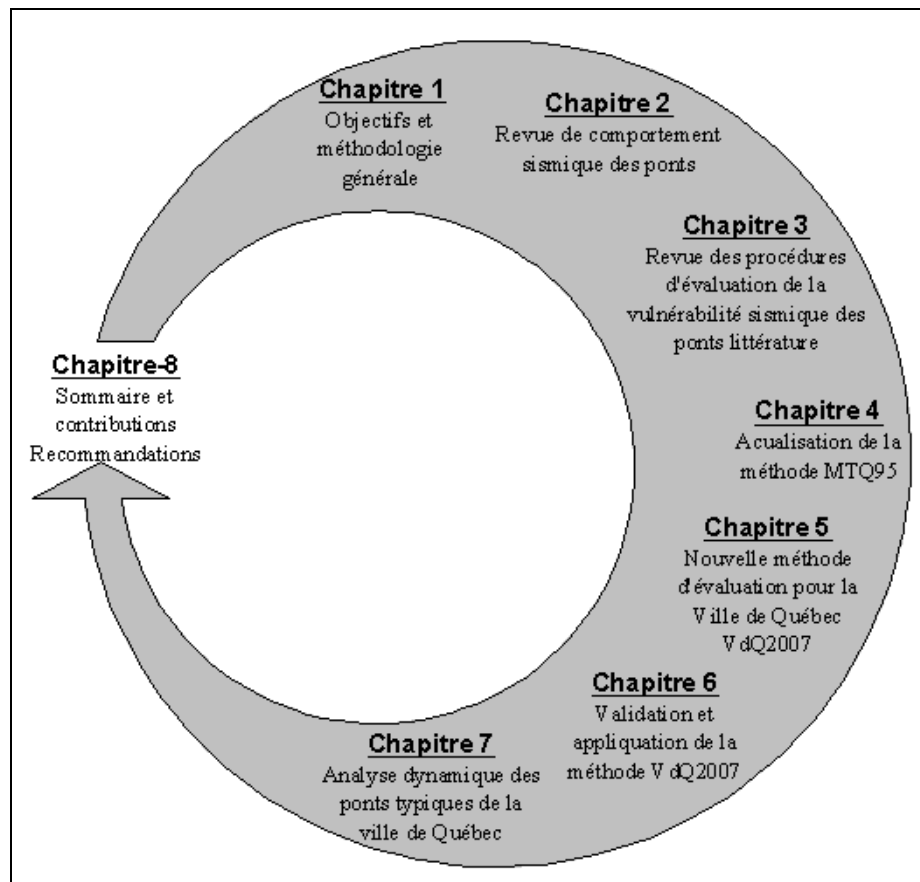


Figure 1.1 Schéma de l'organisation du mémoire.

Le troisième chapitre trace une revue de littérature sur les méthodes existantes et pertinentes de l'évaluation de vulnérabilité sismique des ponts et viaducs. Il s'agit d'identifier les études déjà élaborées concernant l'évaluation par calcul indiciel de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs.

Le quatrième chapitre est consacré à l'actualisation de la méthode existante d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts (MTQ95) qui est utilisée par le Ministère des Transports

du Québec. Cette actualisation sera basée sur les récentes données sismiques du CNBC 2005 (IRC, 2005).

Le cinquième chapitre propose une méthode développée pour soutenir le projet de la Ville de Québec (VdQ2007). Cette nouvelle méthode d'évaluation est adaptée aux codes et aux normes en vigueur portant sur la conception et sur la construction des ponts.

Les sixième et septième chapitres traitent d'analyses statistiques et dynamiques. Ils proposent d'effectuer une calibration des facteurs de vulnérabilité sismique en ce qui a trait à la méthode d'évaluation proposée au cinquième chapitre. Dans le sixième chapitre, l'analyse statistique vise à identifier les effets les plus significatifs des facteurs sur le classement des ponts et à calibrer ensuite le poids associé à chaque facteur. Dans le septième chapitre, cette calibration se fait par des analyses dynamiques de la réponse élastique de ponts typiques de l'inventaire de la Ville de Québec. Les résultats obtenus de ces deux chapitres permettent de mettre en pratique une nouvelle approche adaptée à la planification de la gestion du risque sismique de la Ville de Québec.

Enfin, nous présentons une conclusion générale et des recommandations dans laquelle nous allons exposer le principal résultat auquel nous avons abouti durant les différentes étapes de ce travail. Cette dernière fait ressortir un outil qui peut favoriser le processus décisionnel de la gestion de risque sismique des ponts et viaducs.

CHAPITRE 2

REVUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS

2.1 Définition du risque sismique

Le séisme est la rupture soudaine d'une faille par l'entremise d'une libération énorme d'énergie. Lorsqu'il se produit, les conséquences peuvent être catastrophiques. Ce phénomène expose les structures existantes au risque de dommages allant jusqu'à l'effondrement. En premier lieu, on s'intéresse aux structures construites par l'homme, mais ce risque touche aussi des structures naturelles comme les sols, résultant de la liquéfaction ou du tassement différentiel.

La physique des mouvements du terrain ou l'émission des ondes sismiques fait intervenir la notion de risque sismique, donnant lieu à une très abondante littérature. La notion de risque sismique indiquée ci-dessous est très réductrice si l'on tient compte de la diversité d'interprétation de chaque auteur.

Au Canada, André Filiatrault a défini le risque sismique selon l'équation 2.1, il a décrit ce risque comme étant « ...Le produit de son aléa sismique, c'est-à-dire la probabilité associée à l'apparition d'un séisme causant un niveau de vibration donné et de la vulnérabilité sismique de ses bâtiments et de ses ouvrages de génie civil » (Filiatrault, 1996, p. 51)

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité} \quad (2.1)$$

Aux États-Unis, selon Steven G. Vick, le risque est une mesure estimative qui dépend, d'une part de la probabilité d'apparition d'un événement catastrophique et, d'autre part, des conséquences de cet événement (Vick, 2002). L'équation (2.2) présente cette définition.

$$\text{Risque} = \text{Probabilité (événement)} \times \text{Conséquences (événement)} \quad (2.2)$$

Également, la procédure d'évaluation de risque d'un événement établi par (US-FHA et coll., 2005) est fondée sur une approche probabiliste adoptée par *Transportations Asset Managers*

en Angleterre. Cette démarche définit ce risque comme étant une combinaison entre la cause et l'effet d'un événement, le défaut de la structure et la valeur exposée. Ainsi, la probabilité de ce risque est exprimée par l'équation (2.3).

$$L(\text{Risque}) = L(\text{Cause}) \times L(\text{Défaut}) \times L(\text{Exposition}) \times L(\text{Effet}) \quad (2.3)$$

Où le terme (L) représente le résultat de la probabilité. Le tableau 2.1 indique l'évaluation qualitative de la probabilité du risque d'un événement en fonction du degré de dommage selon cette procédure.

Tableau 2.1
Calcul de la probabilité d'un risque

Évaluation de la probabilité	Description	Intervalle de la valeur probabiliste	Valeur moyenne
Certaine	Certainement	1,00	-
Élevée	Très probable	0,70 – 0,99	0,85
Moyenne	Probable	0,30 – 0,69	0,50
Faible	Possible mais non probable	0,00 – 0,29	0,15

L'École Polytechnique Fédérale de Lausanne en Suisse a proposé une définition du risque sismique qui couple l'aléa sismique, la vulnérabilité et la valeur exposée (Éq.2.4) :

« ...Le risque peut être exprimé comme le produit de l'aléa (probabilité d'occurrence), de la vulnérabilité (degré d'endommagement) et des valeurs du système exposé au risque. Le résultat total exprime une sommation des risques des événements provoquant une perte de valeur » (Pellissier, 2004, p. 5).

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité} \times \text{Valeur} \quad (2.4)$$

Où,

- Le terme «Aléa» est défini par la probabilité qu'un séisme se produise au cours d'une période de référence donnée, accompagnée d'une intensité donnée;
- Le terme «Vulnérabilité » exprime l'aptitude d'une structure subissant un dommage à la suite d'un séisme; c'est une estimation de ce que sera la gravité de cet événement;
- Le terme «Valeur» représente tous les biens exposés à ce risque sismique; ce terme est de nature socio-économique.

Selon une étude réalisée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL) en France, la définition d'un risque consiste à estimer à priori un espace bidimensionnel appelé espace de danger. Cet espace est formé par deux axes : axe de prévention et axe de protection : «... Le risque est une mesure du danger. Il s'exprime par la combinaison des deux caractéristiques dimensionnelles du danger : sa probabilité et sa gravité. En matière de risques naturels, on combine plutôt l'aléa et la vulnérabilité, mais le résultat est équivalent» (El-Shayeb, 1999, p. I-26).

Dans le domaine du génie civil, cette évaluation de risque sismique est rendue nécessaire dans de nombreuses situations. C'est le cas particulier des ouvrages d'art comme les ponts et les viaducs. Par définition, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts est une procédure qui consiste essentiellement en la capacité d'analyse, avec mise en facteurs, de critères relevant de risques sismiques encourus. Cette évaluation vise à vérifier la performance d'un pont contre ces risques et à isoler les éléments qui peuvent contribuer aux dommages ou à l'effondrement de la structure pendant un événement catastrophique.

Les observations faites sur des sites après les tremblements de terre mettent clairement en évidence l'influence que peut avoir les ondes sismiques sur les composantes structurales et non structurales des ponts (Mitchell et coll., 1991). Ces observations ont joué un rôle majeur dans la philosophie de concept de l'évaluation d'état de la vulnérabilité des ponts avant un événement sismique désastreux.

L'étude de la vulnérabilité sismique implique alors l'établissement des critères et des indices pouvant donner une meilleure approximation de ce risque. Elle s'intéresse donc à l'environnement global de l'ouvrage : à la forme structurale, à la structure porteuse, à la classe du sol, aux fondations et aux équipements annexés.

Dans ce mémoire, on utilise l'expression vulnérabilité sismique pour faire référence à la vulnérabilité reliée à l'environnement global de l'ouvrage, à l'aléa sismique et la vulnérabilité du sol. On préfère donc l'appellation « évaluation de la vulnérabilité sismique » à celle « évaluation du risque sismique », car il n'y a pas ici de quantification du risque en terme de probabilité de dommages.

La détermination des composantes du pont est une démarche qui s'intègre dans le processus global visant à évaluer sa vulnérabilité sismique. Il s'agit de vérifier le comportement sismique de la structure et d'évaluer les secousses générées par le séisme. Cette évaluation dépend essentiellement du degré de sismicité de la région où le pont est construit.

2.2 Sismicité de la Ville de Québec

La sismicité de la province de Québec est identifiée par trois zones distinctes : l'Ouest du Québec, la région de Charlevoix et la région du Bas-Saint-Laurent. La figure 2.1 montre la répartition de trois zones d'activités sismiques.

La ville de Québec est une région qui connaît une activité sismique certaine comme le montre la figure 2.2. Cette ville est située plus proche de la région de Charlevoix qui a un niveau de sismicité élevé. Par hypothèse, cette activité sismique est causée par la présence de la faille Logan (Bourque, 2004). Cette faille longe le fleuve St-Laurent et marque le front de la chaîne de montagnes des Appalaches, elle sépare la province de la Plate-forme du St-Laurent de celle des Appalaches (Bourque, 2004).

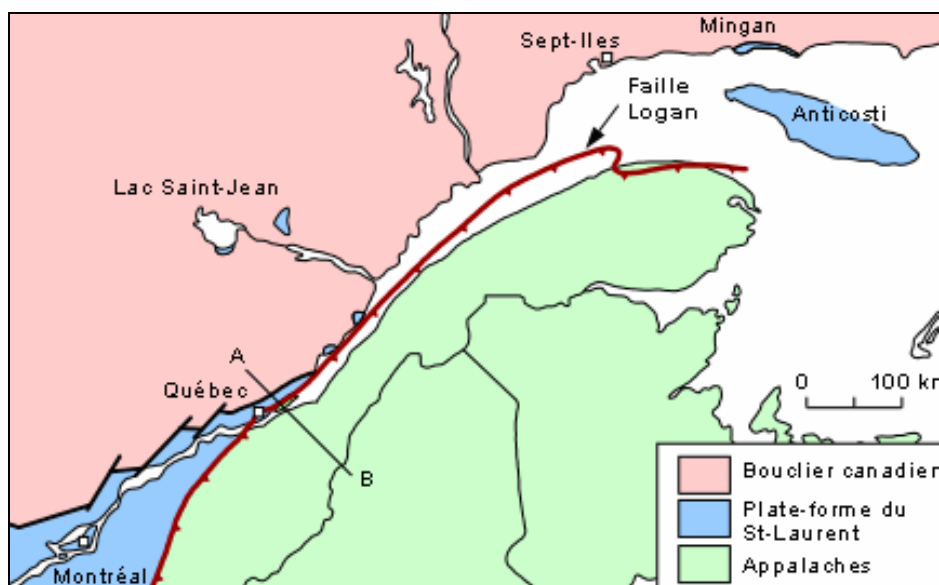


Figure 2.1 Les zones sismiques de l'Est du Canada.
Tirée de P.Bourque (2004)

La sismicité d'une région aura donc un effet direct sur la vulnérabilité sismique d'un pont. En effet, la probabilité qu'un séisme de magnitude élevée générant des mouvements qui peuvent causer des dommages structuraux significatifs aux ponts, est plus élevée dans les régions ayant une activité sismique élevée. Par ailleurs, le type du sol peut amplifier les mouvements sismiques et aura aussi une influence directe sur la vulnérabilité sismique d'un pont.

Ces deux éléments seront traités dans les sections suivantes. Tout d'abord, la définition de vulnérabilité du sol sera basée sur les clauses du CNBC2005 (IRC, 2005) qui a effectué un virage majeur dans le domaine du calcul parasismique et ce notamment au niveau de l'adoption d'un nouveau zonage sismique et d'un spectre de calcul avec risque uniforme. Ensuite, la sismicité de la région sera abordée selon les critères définis par le FEMA 310 (ASCE, 1998) et les critères utilisés dans la méthode du MTQ (MTQ, 1996) et reposant sur la définition de zones de sismicité.

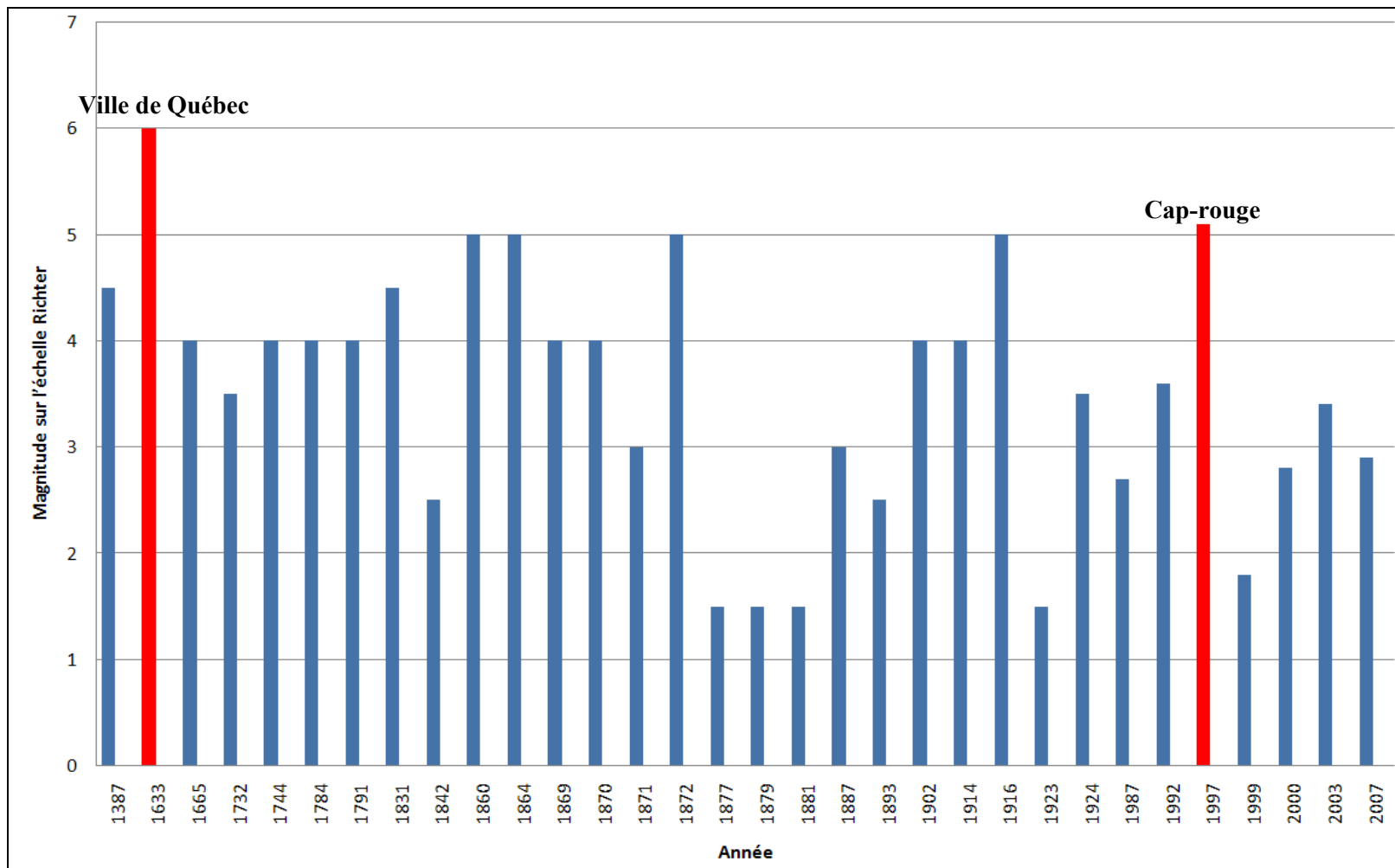


Figure 2.2 Historique des séismes d'importance survenus à Québec depuis le 16ème siècle.
Tirée de Père Pierre Gouin, S.J. (2001)

2.3 Vulnérabilité du sol

Le sol montre un comportement élastique seulement dans les gammes très petites de déformation (Morin et Société canadienne de géotechnique. Comité technique sur les tunnels et les ouvrages souterrains, 1994). Ainsi, le comportement non linéaire du sol influence beaucoup l'amplification des mouvements sismiques sur la structure (Ghulamallah, 2001).

Selon les principes de la dynamique des structures, les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions et leur vitesse est caractéristique du type de sol traversé. Les ondes sont en effet plus rapides dans des sols rocheux, ayant une vitesse moyenne en cisaillement supérieure à 1500m/s (sol de type A) (*Voir* tableau 2.2). Le CNBC 2005 classifie les sites en six catégories selon la description géologique et géotechnique (vitesse de cisaillement moyenne V_s ou la résistance à la pénétration N_i) tel que décrit au tableau 2.2.

Pour considérer les effets des mouvements engendrés sur le site concerné lors de la conception d'un ouvrage, le CNBC2005 propose un facteur d'amplification sous forme d'un coefficient d'accélération F_a et d'un coefficient de vitesse F_v selon la valeur de la période propre de la structure. Le tableau 2.3 montre les valeurs de F_v et F_a selon la classe de site. Nous pouvons remarquer que le facteur F_a correspond à la faible période tandis que le facteur F_v représente les périodes élevées, soit la vitesse des ondes qui domine les mouvements sismiques.

Tableau 2.2
Catégorie d'emplacement selon CNBC2005

Catégorie d'emplacement	Description géologique du sol au site	Description géotechnique du sol au site
A	Roc sain	$\bar{V}_s > 1\,500\text{ m/s}$
B	Roc	$760\text{ m/s} < \bar{V}_s < 1\,500\text{ m/s}$
C	Sol très compact ou roc fracturé	$360\text{ m/s} < \bar{V}_s < 760\text{ m/s}$ ou $N_{60} > 50$ ou $S_u > 100\text{ kPa}$
D	Sol raide	$180\text{ m/s} < \bar{V}_s < 360\text{ m/s}$ ou $15 < N_{60} < 50$ ou $50\text{ kPa} < S_u < 100\text{ kPa}$
E	Sol argileux ou argile molle	$\bar{V}_s < 180\text{ m/s}$ ou $IP > 20$, $w > 40\%$ et $S_u < 25\text{ kPa}$
F	-	Étude géotechnique requise

Tableau 2.3
 Valeur de F_v et F_a selon la catégorie d'emplacement,
 la valeur de $S_a(0.2)$ et la valeur de $S_a(1.0)$
 Tiré de Tableau 4.1.8.4.B. et 4.1.8.4.C. (CNBC2005)

F_a coefficient d'accélération du site					
Catégorie	$S_a(0.2)$				
	$S_a(0.2) \leq 0.25$	$S_a(0.2) = 0.50$	$S_a(0.2) = 0.75$	$S_a(0.2) = 1.00$	$S_a(0.2) \geq 1.25$
A	0.70	0.70	0.80	0.80	0.80
B	0.80	0.80	0.90	1.00	1.00
C	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.3	1.2	1.1	1.1	1.0
E	2.1	1.4	1.1	0.90	0.90

F_v coefficient de vitesse du site					
Catégorie	$S_a(1.0)$				
	$S_a(1.0) \leq 0.10$	$S_a(1.0) = 0.20$	$S_a(1.0) = 0.30$	$S_a(1.0) = 0.40$	$S_a(1.0) \geq 0.50$
A	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
B	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8
C	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
E	2,1	2,0	1,9	1,7	1,7

2.4 Définition des niveaux de sismicité

La sismicité d'une région est généralement définie par l'historique des séismes et les conditions géologiques. Dans un contexte de conception, les codes définissent soit des zones de sismicité régionale ou des spectres de réponse correspondant à un aléa sismique donné. Dans le CNBC 2005 des spectres de réponse sont définis pour la plupart des grandes villes du Canada selon un aléa uniforme de 2% en 50 ans, sous forme d'accélération spectrale à 0.2s, 0.5s, 1s et à 2s. Dans les versions antérieures du CNBC, les données sismiques étaient définies par la vitesse maximale au sol Z_v et par l'accélération maximale au sol Z_a .

Dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un grand nombre d'ouvrages sur un grand territoire, une province par exemple, il convient de qualifier la sismicité de la région de façon relative par rapport à d'autres régions.

2.4.1 Les niveaux de sismicité selon FEMA 310

Le FEMA 310 (ASCE, 1998) a proposé des critères pour définir trois niveaux de sismicités : soit élevé, modéré et faible. Ces critères sont basés sur les accélérations spectrales à 0.2s et à 1s (*Voir* tableau 2.4).

Tableau 2.4
Critères d'identification du niveau de sismicité
Tiré de ASCE (1998)

Niveau de sismicité	$S_a(0,2)$	$S_a(1,0)$
Élevé	$> 0,500 \text{ g}$	$> 0,200 \text{ g}$
Modéré	$0,167 \text{ g à } 0,500 \text{ g}$	$0,067 \text{ g à } 0,200 \text{ g}$
Faible	$< 0,167 \text{ g}$	$< 0,067 \text{ g}$

2.4.2 Les niveaux de sismicité selon MTQ95

Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06, 2006) et le code de bâtiment définissent des zones de sismicité effectives Z' selon la vitesse maximale au sol Z_v et l'accélération maximale au sol Z_a , soit :

$$\text{si } \begin{cases} Z_a \leq Z_v, \text{ alors on utilise } Z' = Z_v \\ Z_a \geq Z_v, \text{ alors on utilise } Z' = Z_v + 1 \end{cases} \quad (2.1)$$

Où,

(Z') est défini comme le zonage effectif qui, conformément au code, est utilisé pour concevoir les structures situées dans des régions où l'accélération des ondes sismiques est supérieure à la vitesse. Les valeurs des zonages effectifs possibles pour la province de Québec sont illustrées aux annexes I et II.

2.5 Comportement sismique d'un pont

2.5.1 Principe des mouvements sismiques

Le tremblement de terre génère des ondes de surface qui mettent en vibration les structures se trouvant dans l'environnement proche de l'épicentre. Il correspond à une succession de vibrations transitoires et de déplacements rapides imposés au sol et aux fondations des structures.

Dans le cas d'une structure rigide, les effets de ces ondes sismiques sont équivalents à une accélération uniforme ayant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. Loin de la zone épiscopentrale, le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal de 1/2 à 2/3 (Calgaro et Virlogeux, 1994).

L'accélération horizontale et l'accélération verticale ont des comportements dynamiques simultanés mais non synchrones, elles sont donc en phase. La figure 2.3 montre une propagation des ondes sismiques du foyer vers les structures (Davidovici, 1999).

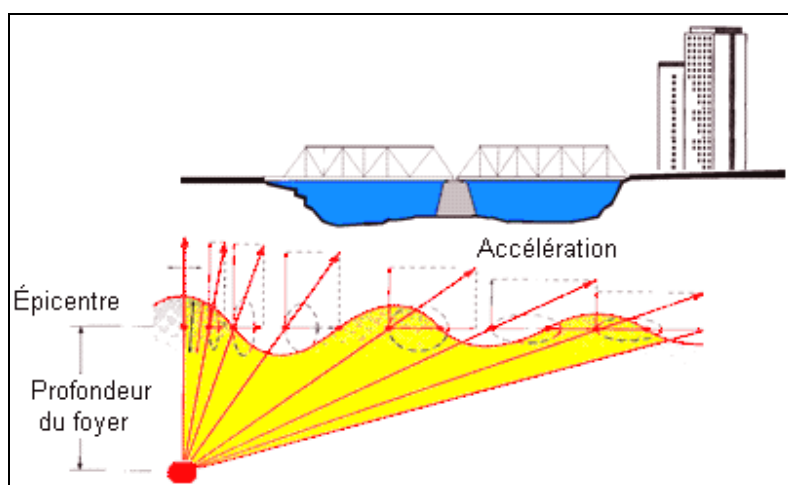


Figure 2.3 Propagation des ondes sismiques.
Adaptée de Davidovici (1999)

2.5.2 Réponse dynamique de la structure du pont

Selon les principes de la mécanique, un pont peut être sollicité directement par les mouvements sismiques du sol ou indirectement par le glissements de terrain, la liquéfaction et le tassement différentiel (Tinawi et coll., 1993a).

Les ondes sismiques injectent une quantité d'énergie à l'occasion de chaque cycle de mouvements. Une partie de cette énergie est absorbée par la structure sous forme d'énergie cinétique des masses en mouvement et d'énergie stockée dans la structure sous forme d'énergie de déformation (Davidovici, 1999).

La structure du pont présente peu de redondance pour résister à des charges latérales, et son mouvement dynamique est gouverné par l'équilibre des forces dépendantes du temps. Il s'agit de forces internes qui sont fonction de la rigidité des piles de la structure (selon une direction particulière), de forces d'amortissement qui peuvent être matérielles ou structurales et de forces d'inertie qui dépendent de la masse et de l'accélération (Paultre, 2005). De ce fait, l'intégrité structurale d'un pont lors d'un événement sismique repose essentiellement sur sa masse et sa rigidité.

La figure 2.4 illustre le scénario d'effondrement d'un pont autoroutier à la suite du tremblement de terre de Kobé en 1995 au Japon. On remarque au début du mouvement, l'apparition de fissures de flexion pendant la vibration transversale des piles (*Voir figure 2.4.2*). Ce mouvement amène les fissures à pénétrer plus profondément dans la section des piles (*Voir figure 2.4.3 et 2.4.4*), ce qui cause une importante dégradation du béton et un allongement des barres d'armatures longitudinales. De plus, l'effet $P-\Delta$ et la rupture des armatures longitudinales et transversales dans les piles amènent à l'effondrement total du pont (*Voir figure 2.4.5 et 2.4.6*) (Davidovici, 1999).

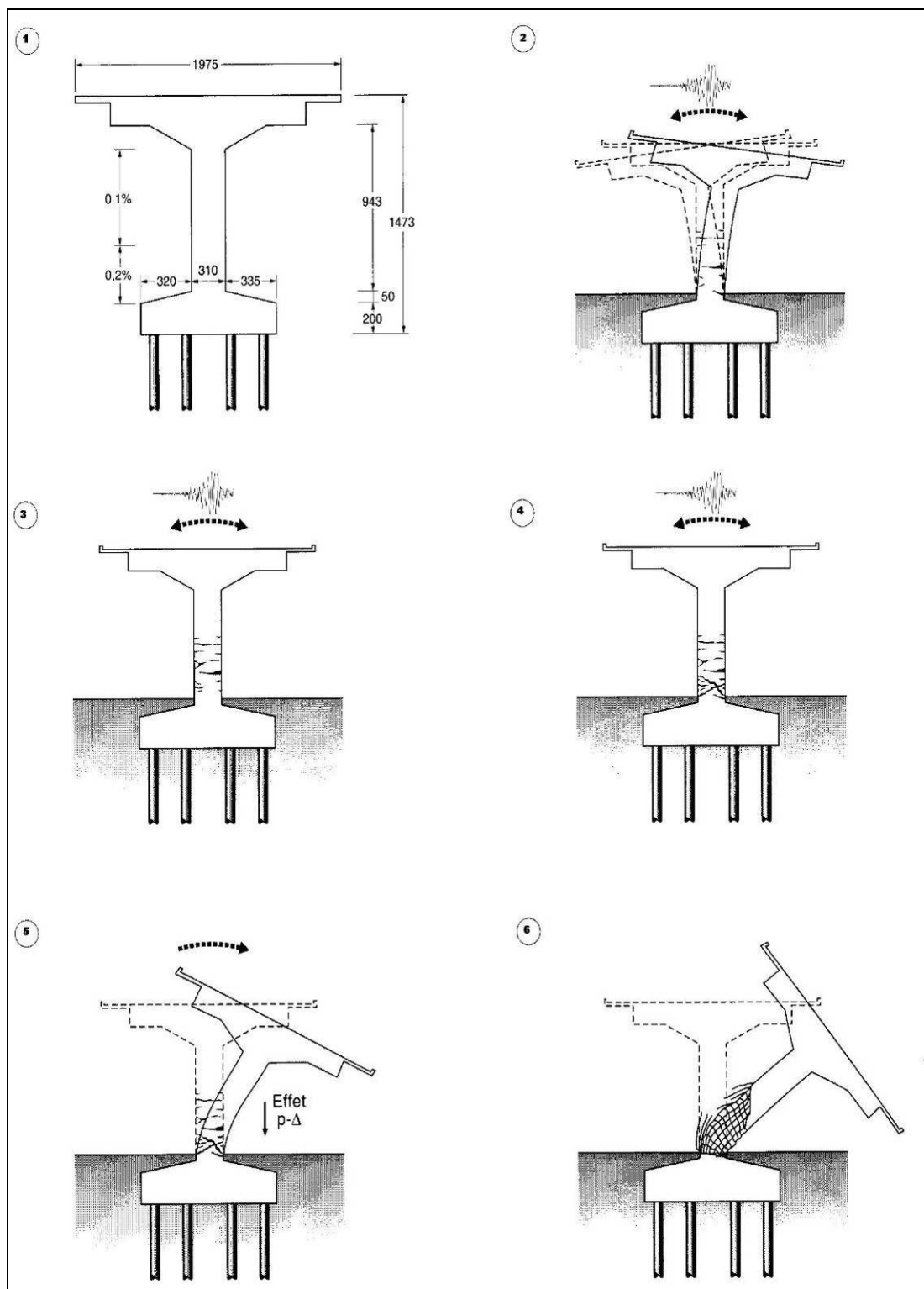


Figure 2.4 Scénarios d'effondrement d'un pont autoroutier Kobé. Japon, 1995.
Adaptée de Davidovici (1999)

2.5.3 Principales composantes structurales d'un pont

Au delà de la topographie de site, le type du sol et des matériaux utilisés, le comportement dynamique d'un pont pendant le séisme peut être influencé par plusieurs éléments structuraux comme les appareils d'appuis, le tablier et les piles. Il s'agit de mécanismes de résistance de la structure qui absorbent l'énergie dissipée par sa réponse dynamique.

Lorsqu'un pont est sollicité par des actions dynamiques, tel des ondes sismiques, les mouvements du sol l'excitent par déplacement du tablier. Le niveau d'amplification de cette sollicitation dépend essentiellement de la distribution de la masse, de la rigidité de la structure et du type de fondations.

La figure 2.5 montre les principales composantes dans un pont routier. Comme indiqué précédemment, un pont présente peu de redondance pour résister aux charges sismiques latérales et les éléments verticaux comme les piles et les culées doivent donc avoir une très bonne résistance latérale. La déficience d'une seule composante peut causer des dommages significatifs sur les autres composantes structurales d'un pont.

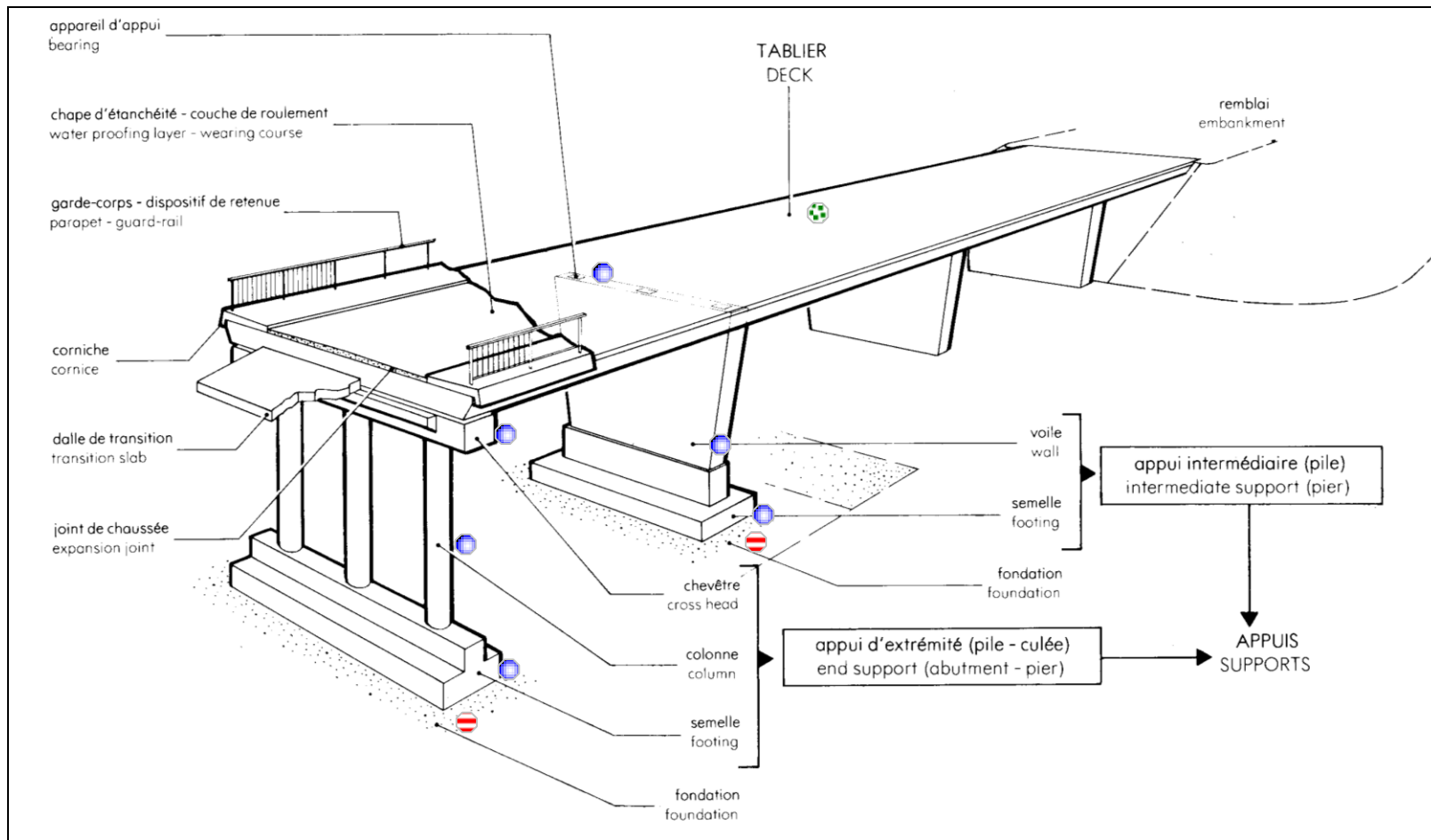


Figure 2.5 Composition structurale d'un pont.
Adaptée de (S.E.T.R.A, 1979)

2.6 Principaux dommages observés sur les ponts

2.6.1 Introduction

Les dommages observés sur des ponts lors d'événements sismiques dépendent de façon générale du système structural, de la sismicité du site et des conditions spécifiques du sol (Basoz et coll., 1999) et (Tinawi et coll., 1993a). En général, ces dommages sont reliés au degré de vulnérabilité du pont et à l'ampleur des secousses. La figure 2.6 illustre un classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts à la suite du tremblement de terre de Northridge 1994. Ce classement a été établi sur la base des données compilées par Basoz et coll. (1999).

Les tremblements de terre de San Fernando en 1971 et de Loma Prieta en 1989 ont montré les problèmes possibles de comportement des ponts existants pendant un séisme. Les dommages observés ont servi d'exemples pour souligner que la majorité des ponts existants ont été conçus selon des codes et normes dans lesquels les charges sismiques étaient mal évaluées ou même parfois inexistantes (Priestley et coll., 1996). De plus, la plupart de ces codes ont montré une déficience au niveau de la détermination de la force sismique de conception (Mitchell et coll., 1991).

Le tremblement de terre de San Fernando en 1971, de magnitude de 6,6 sur échelle Richter, a causé la rupture de l'ancrage de l'armature à la base d'une colonne de pont. Ce dommage est causé par une dégradation du béton ou à un ancrage insuffisant. Ce type de rupture amène une perte de la résistance en flexion de la colonne (Priestley et coll., 1996). La figure 2.7 illustre l'exemple de ce dommage.

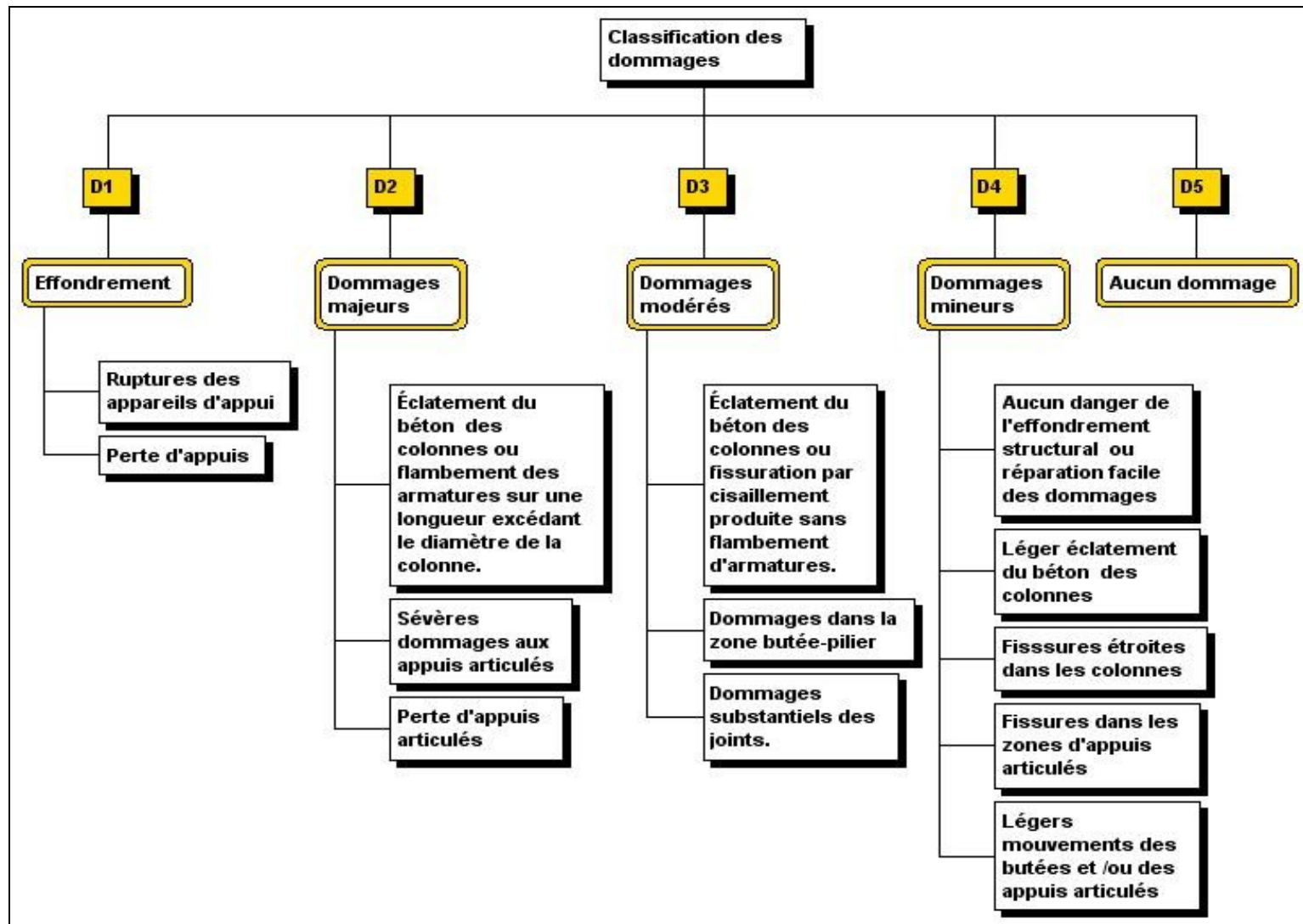


Figure 2.6 Classification des dommages.

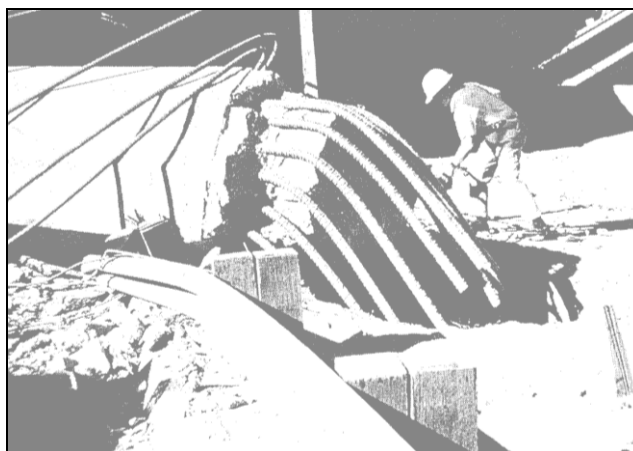


Figure 2.7 Rupture de l'armature à la base d'une colonne (San Fernando 1971).
Tirée de Priestley et coll. (1996)

Le tremblement de terre de Loma Prieta le 17 octobre 1989, de magnitude 7,1 sur l'échelle Richter, a montré également que la rupture en cisaillement provoque une détérioration rapide de la colonne sous les vibrations sismiques. La figure 2.8 illustre un exemple de cette rupture en cisaillement de la colonne 51 de l'autoroute 280 causée par une quantité insuffisante d'armature transversale et par un mauvais confinement de béton (Mitchell et coll., 1991).

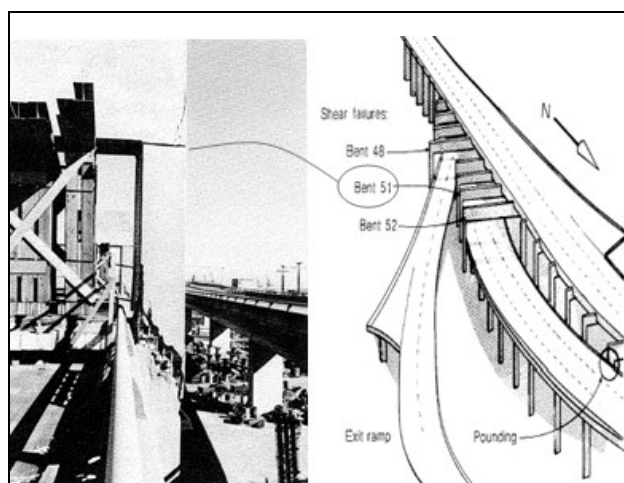


Figure 2.8 Rupture en cisaillement de la colonne 51 de l'autoroute 280 (Loma Prieta 1989).
Tirée de Michell et coll.(1991)

L'analyse des événements sismiques passés montre aussi que les structures des ponts peuvent être sollicitées par deux chargements sismiques. Le premier chargement étant sous forme d'une sollicitation directe provenant des mouvements du sol (accélération, vitesse, amplitude des déplacements, amplification, durée d'événement, etc), tandis que le deuxième chargement se manifeste comme étant une sollicitation indirecte (glissement de terrain, liquéfaction de sol, etc) (Tinawi et coll., 1993a).

En tenant compte de ces événements, nous détaillons dans les sections suivantes certains modes de défaillance observées sur des ponts et leur classement selon la gravité des dommages. Ces modes de défaillance sont:

- i.le déplacement important des appareils d'appui causant une perte d'appuis;
- ii.le flambement des armatures longitudinales des piles;
- iii.la rupture fragile des piles par cisaillement;
- iv.les dommages observés dans les fondations sur pieux (CTOA, 1999);
- v.les dommages causés par le glissement des culées et par les effets de site.

2.6.2 Perte d'appuis

Les tremblements de terre nous ont montré aussi que l'estimation des déplacements sismiques basée sur la théorie élastique et la rigidité a tendance à sous-estimer le mouvement longitudinal et latéral de la structure. Ces sous-estimations causent des dommages significatifs aux appareils d'appuis (CTOA, 1999).

Les appareils d'appuis ont pour rôle de transmettre aux éléments porteurs de la structure les forces d'inertie provenant du tablier. Dans le cas d'une structure isostatique à travées multiples, le mouvement longitudinal du tablier peut engendrer une perte d'appuis; parfois, cela entraîne la rupture subséquente de la pile sous l'impact occasionné par la chute du tablier. Comme il est illustré à la figure 2.9, la perte d'appuis peut causer un effondrement partiel voire total du tablier. La perte des appareils d'appuis est donc tributaire des caractéristiques suivantes : (i) la masse du tablier, (ii) les discontinuités structurale du tablier et (iii) la rigidité de la pile.

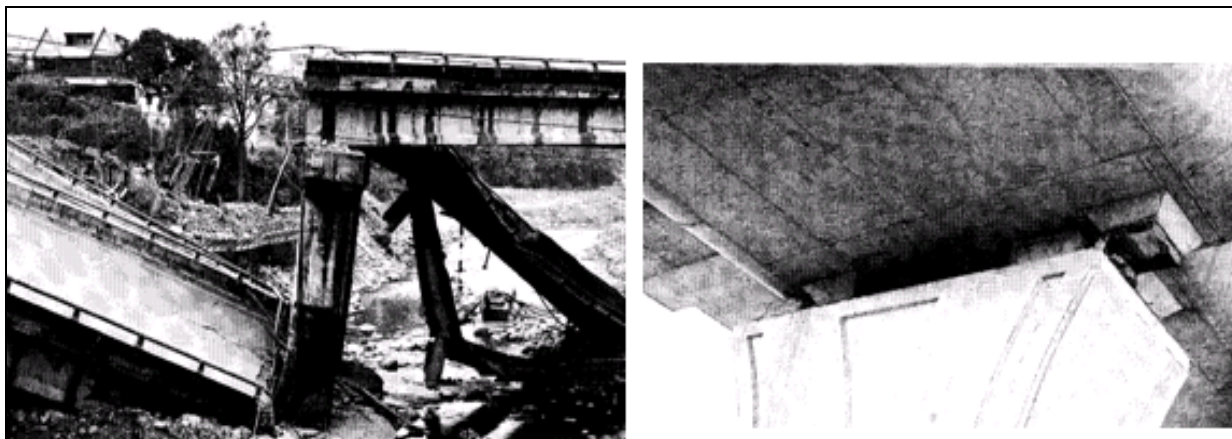


Figure 2.9 Perte d'appuis.
Tirée de CTOA (1999)

2.6.3 Flambement des armatures longitudinales des piles

La rigidité flexionnelle des piles est influencée par le fonctionnement mécanique du tablier selon qu'il est simplement appuyé ou en connexion rigide (encastrement). Les armatures longitudinales des piles font partie intégrante de leur résistance en flexion.

Lorsqu'une pile de pont est soumise à une secousse sismique élevée, son mouvement en plan transversal provoque des fissures profondes et des allongements dans les armatures longitudinales et transversales à la partie inférieure de la pile; le flambement observé sur des aciers principaux est associé aux détails d'armatures longitudinales et transversales inappropriés sur des piles à colonne unique (*Voir* figure 2.10.a). Sur la figure 2.10.b, on remarque un exemple de fissuration par cisaillement d'une pile à colonne unique (Priestley et coll., 1996).

On peut conclure donc que le flambement des armatures des piles est tributaires des caractéristique suivantes : (i) armature longitudinale inadéquate, (ii) espacement des barres transversales (étriers) insuffisant et (iii) manque de confinement du béton.

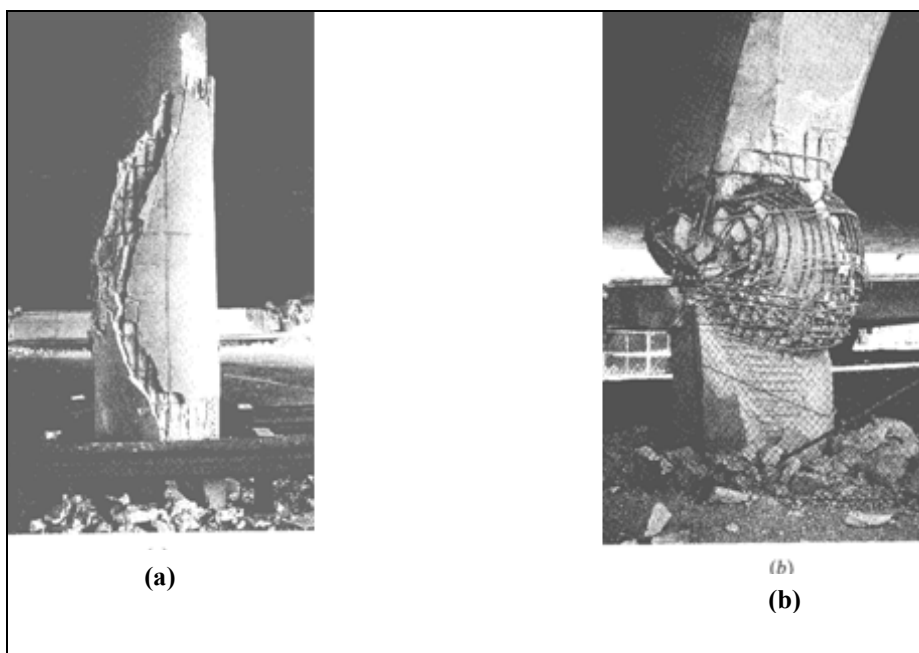


Figure 2.10 Les défaillances possibles des piles.
Tirée de Priestley et coll. (1996)

2.6.4 Rupture fragile des piles par cisaillement

Dans la plupart des ruptures en cisaillement observées (*Voir* figure 2.11), on a remarqué un manque de confinement du béton causé par des étriers dont l'espacement est trop grand. Ce comportement fragile résulte d'un excès de la capacité en flexion sur la résistance en cisaillement (Priestley et coll., 1996).

Pendant un séisme majeur, la structure subit des mouvements cycliques très importants, diminuant ainsi la résistance du béton en compression, et entraînant la formation d'une rotule plastique de sorte que la rupture par cisaillement peut survenir.

De plus, l'auscultation des ponts qui se sont effondrés à la suite d'un séisme a montré une défaillance des armatures à la base des piles. Cette zone est affectée par un chevauchement des armatures inadéquat; cette défaillance a tendance à ne pas fournir une ductilité suffisante puisqu'elle ne permet pas la plastification des armatures (Priestley et coll., 1996).



Figure 2.11 Rupture des piles par cisaillement.
Tirée de Tiré de CTOA (1999)

2.6.5 Dommages observés dans les fondations profondes

Les fondations profondes sont considérées comme des éléments porteurs apparentés à des colonnes et des semelles. Elles permettent de transmettre les charges d'un ouvrage en profondeur lorsque les couches superficielles du sol n'offrent pas une capacité portante suffisante.

Lors d'un événement sismique majeur, les fondations profondes absorbent presque toute l'énergie causée par les mouvements sismiques; ces éléments structuraux peuvent avoir une augmentation des sollicitations dues à la réduction de la capacité portante du sol. Cela met en

évidence l'intérêt pour ces éléments structuraux capables de supporter plusieurs cycles de déformations.

La figure 2.12 montre une tête de pieux endommagée suite à des efforts sismiques très importants. Ce type de rupture peut être dû à une insuffisance de résistance en cisaillement, ou à un ancrage inadéquat, entraînant une diminution de la capacité en traction des pieux (Priestley et coll., 1996).

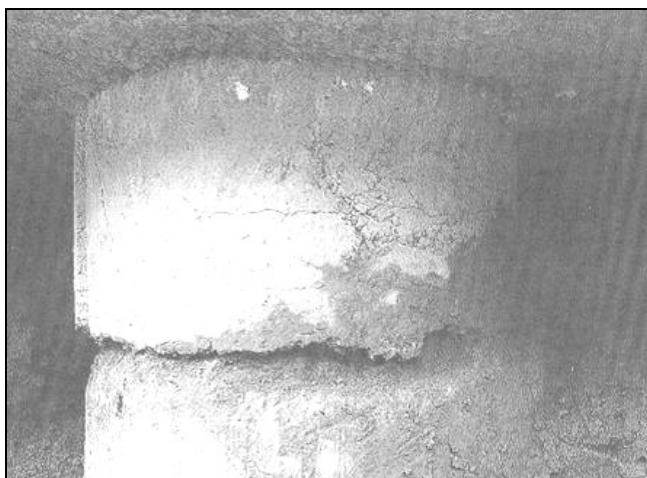


Figure 2.12 Dommages observés sur une tête de pieux.
Tirée de STOA (STOA et coll., 1999)

2.6.6 Glissement des culées

Les culées sont des composantes structurales qui assurent la liaison entre le tablier et les remblais. Elles sont sensibles aux mouvements latéraux extrêmes du sol. Pendant un séisme, le glissement des culées se produit généralement dans les zones où le sol est mal consolidé.

Les observations effectuées sur les ponts endommagés ont montré que le glissement des culées est causé par des efforts en rotation et en translation (Priestley et coll., 1996). La

figure 2.13 montre le glissement d'une culée du pont RIO Banano à la suite du tremblement de terre de Costa Rica en 1990.



Figure 2.13 Glissement des culées.
Tirée de Priestley et coll. (1996)

2.6.7 Effets de site

Lorsqu'un pont est construit sur un sol meuble ou liquéfiable, le risque sismique augmente. Un sol ayant une vitesse moyenne des ondes de cisaillement inférieure à celle du roc (1500 m/s) amplifie généralement la réponse vibratoire des mouvements sismiques et augmente la probabilité de déplacement de la structure; également, si un pont est construit sur un sol saturé de type sable silteux ou silt sableux ou un sol susceptible d'affaissement en raison de charges dues aux séismes, la liquéfaction du sol peut se produire, entraînant une perte d'appui et un déplacement excessif indépendamment de la réponse de vibration (Priestley et coll., 1996). (*Voir figure 2.14*).



Figure 2.14 Effondrement du pont route 1, Struve Slough, Watsonville.
Tirée de U.S.G.S (1989)

2.6.8 Impacts sociaux

Les codes actuels en génie parasismique visent généralement à éviter les pertes de vie mais aussi à accepter les dommages qui tiennent compte de la ductilité des éléments structuraux du pont ou du viaduc. Le tableau 2.5 compare les pertes encourues pour les séismes de Northridge (États-Unis, 1994) et de Kobé (Japon, 1995), et met en évidence qu'au-delà des pertes matérielles, l'impact sur la vie humaine est significatif. La gestion de risque reste l'outil le plus efficace de la protection contre un séisme, en mettant en place des règles et des normes capables de réduire les impacts sociaux.

La protection parasismique peut être assurée par la mise en place d'une stratégie visant à préserver autant que possible les vies humaines et les valeurs économiques qui sont exposées au risque sismique. Cette stratégie sera fondée sur une procédure d'évaluation en deux phases: la première faisant l'objet de ce mémoire, est une procédure d'évaluation de la vulnérabilité sismique de tous les ouvrages dans le but d'établir un ordre de priorité pour la deuxième phase. La deuxième phase est une évaluation détaillée et permet d'identifier les mesures d'intervention pour améliorer la réponse sismique de l'ouvrage et ainsi, diminuer sa vulnérabilité et même éliminer les dommages que les séismes peuvent causer aux ouvrages d'art. Cette intervention vise principalement à renforcer les composantes structurales qui peuvent affecter la vulnérabilité sismique du pont.

Tableau 2.5
Comparaison entre le séisme de Kobé et de Northridge

	Séisme de Northridge (États Unis) en 1994	Séisme de Kobé (Japon) en 1995
Magnitude sur l'échelle Richter	6.7	6.9
Superficie	44 km ²	551 km ²
Nombre de blessés	3000 (68 blessés par km ²)	40 000 (73 blessés par 1 km ²)
Nombre de sans abris	22 000 (500 sans abris par km ²)	310000 (562 sans abris par 1 km ²)
Nombre de morts	81 (2 morts par km ²)	5502 (10 morts par 1 km ²)

2.7 Principales composantes affectant la vulnérabilité sismique des ponts

Aux sections 2.5 et 2.6, nous avons exposé les composantes structurales d'un pont et nous avons décrit les dommages sismiques possibles. En effet, ces dommages ont permis de mieux comprendre la nature des mouvements sismiques et d'identifier les faiblesses des éléments structuraux et des éléments non structuraux.

Il est reconnu que l'absorption de l'énergie induite par la vibration sismique dépend des principaux éléments structuraux d'un pont, soit : le tablier, le système d'appuis, les piles et les culées. Par ailleurs, la nature du sol et les effets de sites qui en résultent contribuent grandement à augmenter la vulnérabilité sismique des ouvrages. Les éléments structuraux et non structuraux d'un pont sont constamment agités par le passage des ondes sismiques. L'impact de chaque élément dépend de son effet sur le comportement sismique de la structure entière.

D'une façon générale et sans égard aux matériaux, on peut mettre en évidence quatre systèmes qui peuvent affecter la réponse sismique du pont, soit : (a) le système de tablier, (b) le système d'appuis, (c) le système de fondations et (d) le système général. La figure 2.15 illustre les quatre systèmes et leurs composantes tel que résumés d'après les sources

suivantes : Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06, 2006), Tinawi et coll. (1993b), Priestley et coll.(Priestley et coll., 1996) et finalement Davi et Schmitt (2003).

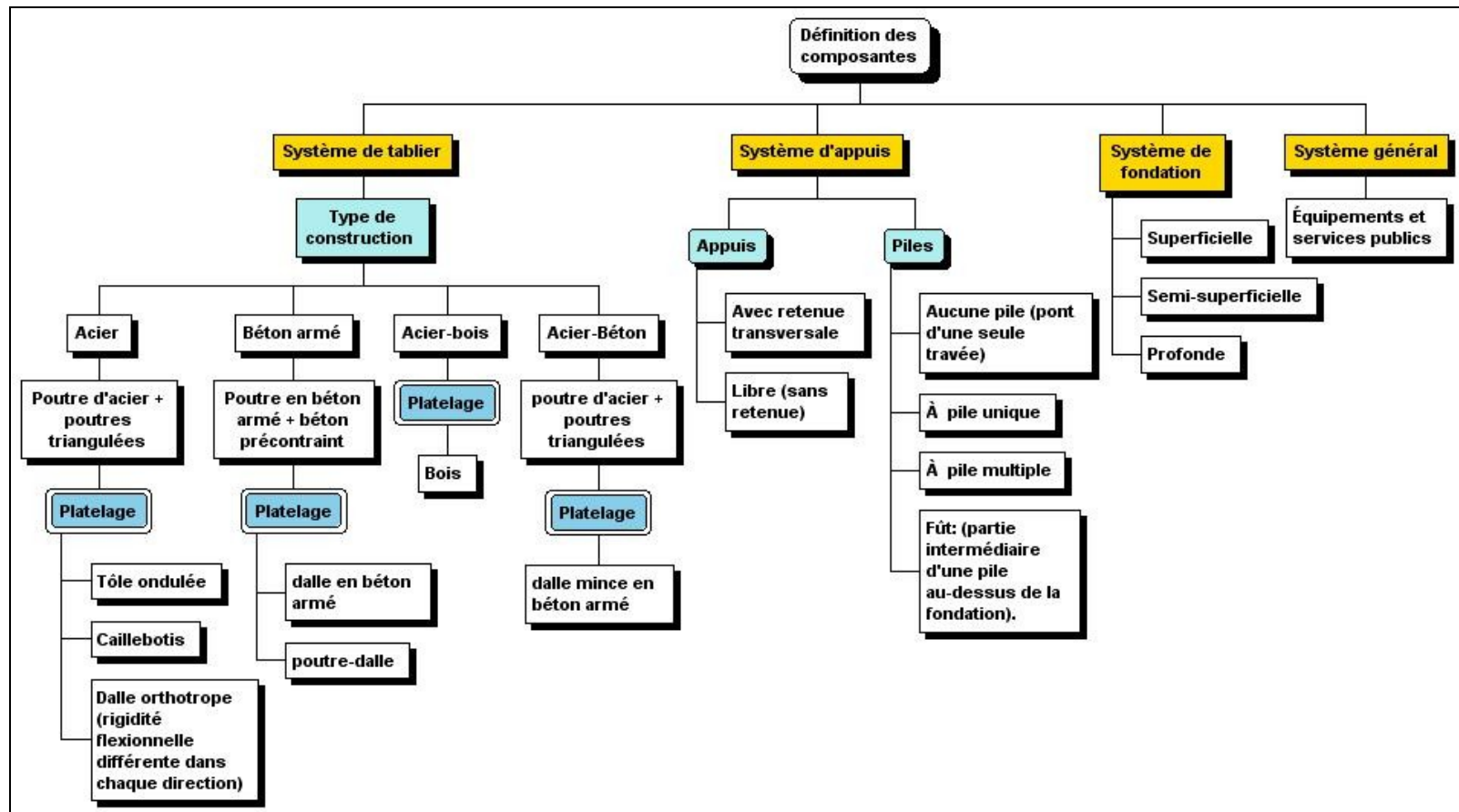


Figure 2.15 Schéma des composantes.

2.7.1 Système du tablier

Le système du tablier est composé d'une dalle avec ou sans poutres, d'une ou plusieurs travées. Étant beaucoup plus rigide que les piles, il se comporte de manière élastique sous l'effet de sollicitations sismiques. Sa vulnérabilité est associée principalement au phénomène de perte d'appui, observé lors d'un séisme. Dans le cas de tablier comportant un biais important, le mouvement longitudinal peut causer des déficiences en cisaillement et entraîner une perte d'appuis.

2.7.1.1 Poutres du tablier

En général, la structure du tablier de par sa masse (poutre ou dalle) induit des forces d'inertie qui contribuent à la vulnérabilité du pont. Un gain de légèreté du tablier permet de diminuer les actions sismiques sur les culées et d'augmenter la fréquence propre de la structure. Par exemple, un tablier en béton est plus vulnérable qu'un tablier mixte en acier-bois (CTOA et coll., 1999).

2.7.1.2 Répartition des travées

Le comportement sismique du pont dépend en grande partie de la régularité et de la répartition des travées (CTOA et coll., 1999). La vulnérabilité du tablier est aussi reliée au nombre de poutres transversales. Un nombre de poutres élevé assure la redistribution des efforts en cas de rupture. Le tablier à poutres isostatiques (travée simple ou travées discontinues) perd la fonctionnalité de redistribuer les efforts sismiques; par conséquent, ce tablier peut en cas de sollicitations transversales perdre ses appuis et les parties sensibles comme les zones des câbles de précontrainte ou de pièces métalliques fines peuvent être endommagées à la suite des chocs sismiques successifs (CTOA et coll., 1999).

Parmi les conditions établies par le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06, 2006), on note le rapport de longueur maximal de travée, d'une travée à l'autre; ce rapport doit respecter certaines exigences (*Voir* tableau 2.6). Cependant, lorsque

les travées de rive sont irrégulières, dans le cas où le rapport de la longueur de la travée de rive à la longueur de la travée adjacente serait très petit, les appuis sur les culées pourraient être soulevées sous l'action de mouvements sismique verticaux (CTOA et coll., 1999).

Tableau 2.6
Exigences relatives aux ponts réguliers
Tiré de tableau 4.4.5.3.2 (CAN/CSA-S6-06)

Paramètre	Valeurs				
Nombre de Travées	2	3	4	5	6
Angle opposé maximal (pont courbe)	90°	90°	90°	90°	90°
Rapport de longueur maximale de travée, d'une travée à l'autre	3	2	2	1.5	1.5
Rapport de rigidité maximale sur pieux ou de pile, d'une travée à l'autre (culée non comprises) :					
a. Ossature continue ou travées simples multiples avec éléments de retenue longitudinaux et entraves transversales à chaque appui ou dalle de tablier continue.	-	4	4	3	2
b. Travées simples multiples sans éléments de retenue ni dalle de tablier continue.	-	1.25	1.25	1.25	1.25

2.7.1.3 Biais

Sur le plan structural, le biais d'un pont crée une excentricité entre les forces sismiques transmises au tablier. Sur le plan géométrique, on peut représenter le biais selon deux cas : (i) le premier cas le définit comme étant l'angle θ des lignes d'appuis avec les axes longitudinaux (Voir figure 2.16). Le deuxième cas se caractérise par les ponts courbes, dans ce cas, le biais est défini par l'angle θ entre les axes locaux des appuis et les axes principaux tel qu'illustré à la figure 2.17.

Lorsque le pont est en biais, le comportement sismique de la structure augmente sa vulnérabilité. La vibration des culées provoque un moment de rotation autour de l'axe transversal pouvant entraîner la poussée du tablier hors de ses appuis. Dans de telles conditions, le pont peut subir un effondrement partiel ou total par perte d'appuis. Le biais

doit donc être considéré pour une évaluation adéquate de la vulnérabilité sismique des ponts et des viaducs (CTOA et coll., 1999).

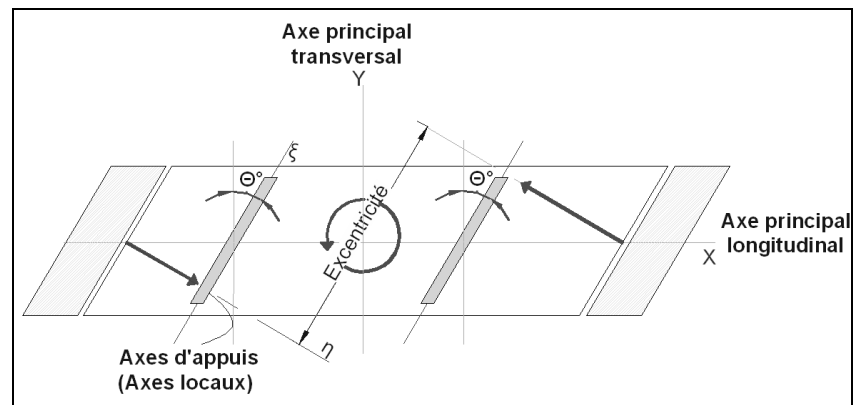


Figure 2.16 Biais d'un pont droit.

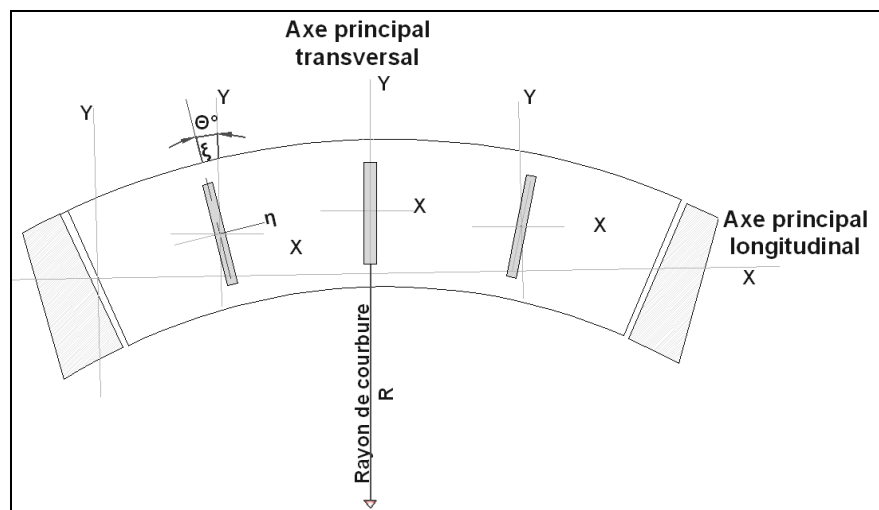


Figure 2.17 Biais d'un pont courbe.

2.7.2 Système d'appuis

Nous avons inscrit les éléments porteurs tels que les piles, les culées (appuis d'extrémité) et les appuis intermédiaires sur la liste du système d'appui. En général, ce système est défini comme étant le groupe d'éléments qui assure la rigidité, la résistance et la ductilité du pont.

2.7.2.1 Appareils d'appuis

La définition des appareils d'appuis est indissociable de celle du pont dans son ensemble. Les constats effectués sur des sites après des séismes majeurs montrent avec constance que certains types d'appareils d'appuis influencent d'une manière significative la vulnérabilité sismique de la structure du pont au complet. Il s'agit d'appareils d'appuis à pendule ou mobile (*Voir* figure 2.18). Si ces appareils sont mal entretenus, ils finissent par subir un déséquilibre ou un déplacement irréversible par lesquels la structure du tablier devient instable en cas de séisme (Calgaro et Virlogeux, 1994).

En revanche, les appareils d'appuis en élastomère (*Voir* figure 2.19) ont un avantage qui réside dans leur déformabilité élastique vis-à-vis des efforts sismiques qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations. Leur utilisation permet à la structure d'être moins vulnérable (Calgaro et Virlogeux, 1994).



Figure 2.18 Appareils d'appuis à pendules.



Figure 2.19 Appareils d'appuis en élastomère.

2.7.2.2 Piles

Lors d'un événement sismique majeur, la structure du pont passe par des oscillations ou des vibrations forcées pour finir par des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement. Dans la plupart des cas, ces deux modes de vibration sont assurés essentiellement par les propriétés mécaniques des piles, plus précisément la rigidité, la résistance et la ductilité (Chaallal et coll., 2003).

Cela met en évidence l'intérêt pour ces éléments structuraux (piles) qui sont capables de dissiper efficacement l'énergie sismique induite. Ces piles jouent un rôle plus important dans le fonctionnement du système de tablier selon qu'il soit simplement appuyé sur elles, ou en connexion rigide (encastrement).

Du point de vue structural, les propriétés mécaniques d'une pile peuvent être distribuées sur une colonne unique (*Voir figure 2.7.c*) ou sur (ii) plusieurs colonnes (*Voir figure 2.7.a et b*). Cette distribution influe d'une manière significative sur la vulnérabilité sismique. Une pile à colonnes multiples présente une plus grande redondance et permet la redistribution des efforts après la défaillance d'une de ses colonnes. La tableau 2.7 montre les types de piles les plus utilisées au Québec (DGIT-MTQ, 2002).

Tableau 2.7
Type de piles
 Tiré de Guide d'inspection de MTQ

<p>a-Piles à plusieurs colonnes avec chevêtre</p>	
<p>b-Piles à plusieurs colonnes sans chevêtre</p>	
<p>c-Piles à colonne unique</p>	
<p>d-Bancs</p>	

2.7.2.3 Culées

La fonction mécanique des culées réside dans la transmission des efforts au sol de fondation et dans la limitation des déplacements horizontaux de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis.

Le bilan des catastrophes sismiques passées nous a montré que les travées d'extrémités du pont peuvent s'effondrer à la suite de perte d'appuis sur les culées. L'effondrement, peut être causé par (i) le glissement et /ou le tassement différentiel du sol (*Voir* figure 2.20) ou bien par (ii) les poussés dynamiques de remblais d'approche qui peuvent augmenter la force d'impact des mouvements sismiques sur les culées. Il convient donc que la vulnérabilité sismique des culées prenne en considération le type de sol et sa vulnérabilité au tassement, au glissement et au potentiel de liquéfaction (CTOA et coll., 1999).

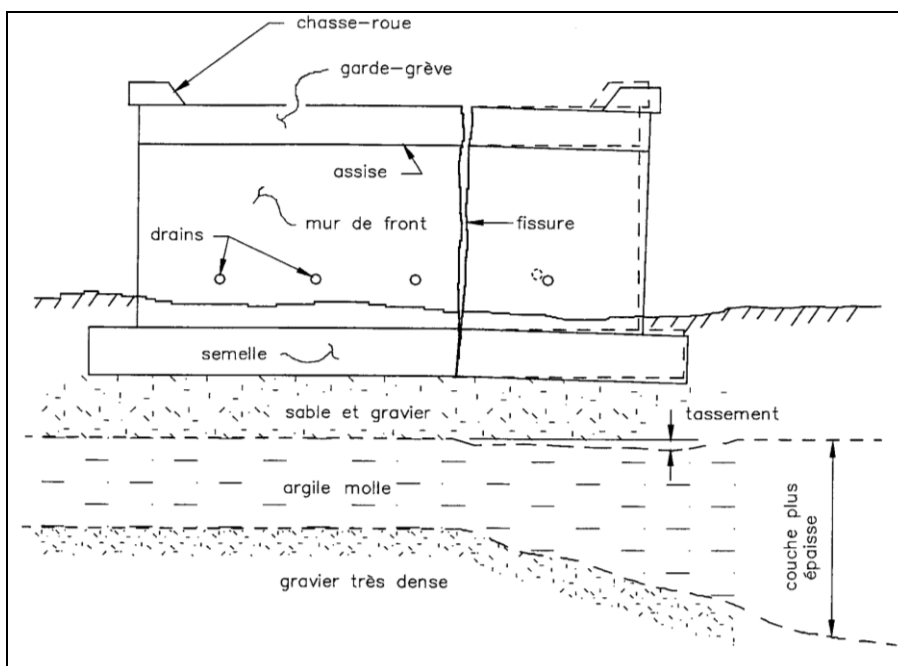


Figure 2.20 Effet de tassement différentiel sur les culées.
Tirée de Guide d'inspection de MTQ

2.7.3 Système de fondation

Le système de fondation est composé de l'élément d'assise (semelle, pieux, caisson, piédestal) et de la portion du sol qui l'entoure. Ce système représente le premier écran par lequel les ondes sismiques traversent la structure. Les fondations peuvent subir des dommages très importants lors de tremblement de terre. Leur degré de ductilité influe sur le comportement sismique global du pont. Un système idéal de fondation est capable d'absorber l'énergie des ondes sismiques profondes avant qu'elles ne se propagent à la structure.

On distingue deux types de fondation : (i) les fondations superficielles et (ii) les fondations profondes. Les fondations superficielles transmettent les charges au sol ou au roc. Les fondations profondes utilisent des pieux enfoncés dans le sol ou ancrés dans le roc afin de supporter les semelles.

La résistance aux charges horizontales et verticales produites par un mouvement sismique dépend du type de fondation et de la capacité portante du sol. Il convient donc de prendre en considération le facteur de fondation considérant le niveau de conception sismique pour une évaluation efficace de la vulnérabilité sismique des ponts.

2.7.4 Système général

Le système général est composé des équipements ou accessoires. Il prend en considération tous les services publics installés sur la structure du pont. Ce système est strictement de nature non structurale. Il comprend entre autres les lignes téléphoniques, le réseau électrique, le gaz naturel et les conduites des eaux sous pression. Du point de vue sismique, les services annexés au pont tels que l'électricité ou le gaz présentent un risque majeur : les secousses sismiques peuvent causer un bris de ces équipements et entraîner leur mise hors services et rendre l'accès aux secouristes très difficiles, parfois impossible (Lau et coll., 1995). À ces composants, on peut ajouter au système général d'un pont d'autres paramètres importants de nature non structurale tel que l'âge de la structure.

2.8 Synthèse

Dans ce chapitre, nous avons fait l'inventaire de la majorité des problèmes liés à la vulnérabilité sismique des ponts et des viaducs. D'une façon générale, on peut remarquer que les irrégularités géométriques (biais), les systèmes de résistance non redondants, le degré de ductilité de certaines composantes structurales et les mouvements du sol ont une influence très significative sur le comportement sismique de ces ouvrages d'art.

En fait, l'analyse des ponts effondrés ou endommagés nous a permis de conclure que l'impact sismique sur ces structures touche aussi la vie sociale, politique et économique de la communauté. L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et des viaducs reste un outil important de protection contre un événement sismique désastreux.

Le bilan des dommages et de la vulnérabilité observée par les différents auteurs est présenté sous forme schématique à l'annexe III.

CHAPITRE 3

REVUE DES PROCÉDURES D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PONTS

3.1 Introduction

Lors d'un tremblement de terre, les ponts et les viaducs sont exposés à divers dommages qui peuvent provoquer leur effondrement partiel ou total. Il devient donc nécessaire de développer une méthodologie d'inspection et d'évaluation de l'état d'un pont ou d'un viaduc, ce qui constitue l'élément clé pour pouvoir gérer le risque sismique. Cette approche constitue notamment un outil efficace servant à orienter les stratégies et à mettre en œuvre un processus décisionnel pour faire face à un événement sismique désastreux.

Tel qu'il a été souligné à la section (1.3), ce chapitre présente une revue de littérature traitant principalement des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique préconisées par différents pays. Il s'agit de la première étape visant à proposer une nouvelle méthode de classification de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs.

La revue des procédures d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts a permis de répertorier plusieurs approches proposées à travers le monde. Notons entre autres, les travaux réalisés au Japon en 1997 (Yokoyama et Unjoh).

Par ailleurs, plusieurs auteurs ont étudié la vulnérabilité sismique des ponts en s'intéressant à des paramètres spécifiques comme la ductilité des piles, tels que les travaux effectués à l'université de Sherbrooke (Roy, 2003).

Dans ce mémoire, l'objectif vise étant de développer une méthode de la vulnérabilité sismique de type indiciel, nous présenterons ici les principes procédures de ce type.

Dans un premier temps, nous aborderons les méthodes appliquées aux États-Unis (Section 3.2) dont la méthode CALTRANS ayant servi de base à plusieurs autres méthodes. On

exposera ensuite à la section 3.3 la méthode d'estimation rapide (SISMOA) élaborée en France, avant de présenter les procédures d'évaluation sismique développées au Québec MTQ95 (*Voir* section 3.4) : (i) la procédure élaborée par Liu Zhu (Liu, 2001) et, (ii) la méthode appliquée par le Ministère des Transports du Québec (MTQ, 1996). Cette dernière méthode est basée sur la définition de la sismicité régionale et locale selon le code canadien des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06, 2006). Elle sera actualisée au quatrième chapitre conformément à la définition de la sismicité régionale et locale du nouveau CNBC2005 (IRC, 2005).

3.2 Méthodes appliquées aux États-Unis

3.2.1 Historique

La première méthode d'évaluation reconnue est celle développée par le département de transport de la Californie (Caltrans, 1992). Cette méthode a servi de fondement à plusieurs méthodes à travers les États-Unis dont celle établie par le département de transport de New York (NYDOT, 1995) et ailleurs dans le monde. Tinawi et coll. (Tinawi et coll., 1993a) ont aussi utilisé la méthode Caltrans pour élaborer une procédure à l'usage du Ministère des Transports du Québec.

3.2.2 Considérations générales

Aux États-Unis, chaque état développe sa propre procédure d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art, dont la plupart sont inspirées de la méthode introduite par le département de transport de la Californie (Caltrans).

Dans cette section, on élabore trois principales méthodes d'évaluation sismique. Tout d'abord, la méthode établie par Caltrans qui se distingue par son pointage numérique; ensuite, la méthode développée par le département de transport de New YORK (NYDOT) qui se caractérise par un classement qualitatif (NYDOT, 1995). Et finalement, la procédure

développée par (Kim, 1993) et qui prend en considération les dommages observés sur les ponts à la suite d'un tremblement de terre.

3.2.3 Méthode multicritère développée par le département de transport de la Californie (Caltrans)

3.2.3.1 Principe de la méthode

Suite au tremblement de terre de San Fernando en 1971, le département de transport de la Californie a mis en place un important programme de réfection des ponts et viaducs. Ce programme vise à élaborer une procédure multicritères ayant comme objectif l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs existants. Ce programme représente un modèle pour quantifier le risque sismique et pour établir ensuite une priorité d'action indiciaire dans le but d'effectuer une évaluation sismique détaillée.

La méthode Caltrans est composée de deux niveaux de critères pondérés : (i) le premier niveau consiste à déterminer le critère d'activité de la région et son aléa sismique associé, (ii) le deuxième niveau vise à quantifier le critère de l'impact sur la structure et sur le degré de vulnérabilité (*Voir figure 3.1*).

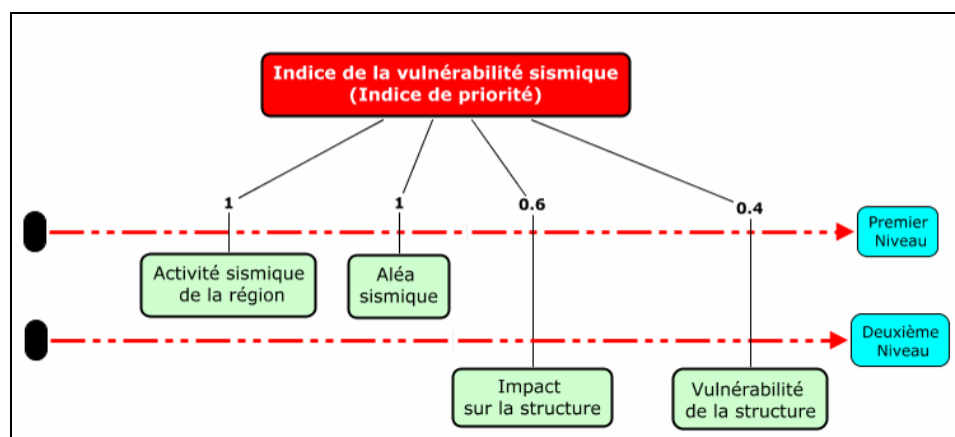


Figure 3.1 Indice de la vulnérabilité sismique selon la méthode (Caltrans).

3.2.3.2 Calcul de l'indice de priorité

La méthode multicritère développée par Caltrans est basée sur le principe de calcul du risque sismique en multipliant la probabilité d'un événement sismique par les conséquences engendrées. Tel qu'il a été mentionné ci-dessus, cette méthode d'évaluation consiste à établir un classement sismique en calculant la valeur d'un indice de priorité (R) donné par :

$$R = \left[\prod_{i=1}^2 \left[w_i(C_i) \times \sum_{j=1}^{n_i} [x_{ij}(a_{ij}) \times g_{ij}(a_{ij})] \right] \right] * \left[\sum_{i=3}^4 \left[w_i(C_i) \times \sum_{j=1}^{n_i} [x_{ij}(a_{ij}) \times g_{ij}(a_{ij})] \right] \right] \quad (3.1)$$

Où,

- C_i : critère parmi les quatre critères utilisés dans la méthode (activité, aléa sismique, impacts et vulnérabilité);
- a_{ij} : attribut associé au $i^{\text{ème}}$ critère ;
- n_i : nombre des attributs associés au $i^{\text{ème}}$ critère ;
- $w_i(C_i)$: poids assigné à chaque $i^{\text{ème}}$ critère ;
- $x_{ij}(a_{ij})$: poids assigné à chaque attribut ;
- $g_{ij}(a_{ij})$: fonctions globales assignées à chaque attribut.

Les critères et les attributs sont combinés et pondérés de façon à obtenir une valeur numérique de l'indice de priorité (R) située entre 0 et 1. Une valeur nulle de l'indice (R) correspond à un risque très faible.

Pour mettre en évidence cette démarche concernant le calcul de (R), la méthode Caltrans a défini toutes les fonctions globales assignées à chaque attribut. Les détails des critères, des attributs, et de fonctions sont présentés de façon sommaire dans le tableau 3.1 (Moore et coll., 1997).

Les poids associés à chaque attribut et critères ont été établis sur les bases d'observations des dommages à la suite des tremblements de terre de San Fernando en 1971, de Loma Prieta en 1989 et de Northridge en 1994 (Small, 1999, p.77).

Tableau 3.1
Les critères, les attributs et les fonctions globales
de la méthode (Caltrans)
Adapté de Moore et coll. (1997)

Critère	Poids de critère	Attribut	Poids d'attribut	Fonction globale de chaque attribut
C ₁ = Activité	w ₁ (c ₁) = 1.0	a ₁₁ = Activité sismique	x ₁₁ (a ₁₁) = 1	Faible =0.25 ; Modérée =0,50; Active =0.75 ; Élevée=1.0
C ₂ = Aléa sismique	w ₂ (c ₂) = 1.0	a ₂₁ = Condition du sol	x ₂₁ (a ₂₁) =0.33	Zone à risque élevé =1.0; autre =0
		a ₂₂ = Accélération maximale au sol	x ₂₂ (a ₂₂) =0.38	Fonction linéaire normalisée à 0.7g (à 0.7g, a ₂₂ =1.0)
		a ₂₃ = Durée sismique	x ₂₃ (a ₂₃) 0.29	Courte=0.5; Intermédiaire=0.75; Longue=1
C ₃ = Impact	w ₃ (c ₃) =0.6	a ₃₁ =Trafic journalier moyen TJM circulant sur la structure,	x ₃₁ (a ₃₁) = 0.28	Fonction parabolique concave ayant un maximum de TJM = 200000
		a ₃₂ =Trafic journalier moyen circulant au-dessous de la structure,	x ₃₂ (a ₃₂) =0.12	Fonction parabolique concave, de maximum de TJM = 200000
		a ₃₃ =Longueur de détour,	x ₃₃ (a ₃₃) =0.14	Fonction linéaire normalisée à 100miles (à 100 ml, a ₃₃ =1.0)
		a ₃₄ =Espace aérien loué aux résidences et aux bureaux,	x ₃₄ (a ₃₄) = 0.15	Présence = 1, Autre =0
		a ₃₅ =Espace aérien loué aux stationnements et au stockage,	x ₃₅ (a ₃₅) =0.07	Présence = 1, Autre =0
		a ₃₆ =Type de route supportée par le pont,	x ₃₆ (a ₃₆) = 0.07	National=1.0 Autoroute=0.8 Chemin de fer=0.8 Route régionale=0.5 Collectrice et local=0.2 Autre=0

Tableau 3.1

Les critères, les attributs et les fonctions globales
de la méthode (Caltrans) (suite)

Critère	Poids de critère	Attribut	Poids d'attribut	Fonction globale de chaque attribut
$C_3 = \text{Impact}$	$w_3(c_3) = 0.6$	$a_{37} = \text{Utilités critiques}$	$x_{37}(a_{37}) = 0.10$	Présence = 1, Autre = 0
		$a_{38} = \text{Type de route enjambée par le pont.}$	$x_{38}(a_{38}) = 0.07$	National=1.0 ; Autoroute=0.8 Chemin de fer=0.8 ; Route régionale=0.5 ; Collectrice et local=0.2 ; Autre=0
$C_4 = \text{Vulnérabilité}$	$w_4(c_4) = 0.4$	$a_{41} = \text{Année de construction}$	$x_{41}(a_{41}) = 0.25$	Si année < 1946 alors = 0.5; Si 1946 < année < 1971 alors = 1.0 Si 1972 < année < 1979 alors 0.25 Si année > 1979. alors 0
		$a_{42} = \text{Appuis à pendule}$	$x_{42}(a_{42}) = 0.165$	Aucun pendule = 0 ; Un seul pendule = 0.5; Plusieurs pendules = 1.0
		$a_{43} = \text{Poutre de transfert}$	$x_{43}(a_{43}) = 0.22$	Présence = 1, Autre = 0
		$a_{44} = \text{Redondance des éléments des supports verticaux}$	$x_{44}(a_{44}) = 0.165$	Aucun pile (Culée seulement) = 0 Pile avec fût = 0.25 Pile à plusieurs colonnes = 0.5 Pile à une seule colonne = 1.0
		$a_{45} = \text{Biais}$	$x_{45}(a_{45}) = 0.12$	Fonction linéaire, normalisée à 90° (à 90°, $a_{45} = 1.0$)
		$a_{46} = \text{Type de butée}$	$x_{46}(a_{46}) = 0.08$	Monolithique = 1; non monolithique = 0

3.2.4 Méthode développée par le département de transport de New York (NYDOT)

3.2.4.1 Principe de la méthode

La méthode NYDOT (NYDOT, 1995) utilise un algorithme pour procéder à une évaluation préliminaire de la vulnérabilité sismique des ponts. Cette méthode vise à hiérarchiser les ponts et les viaducs par ordre de sensibilité à un risque sismique selon l'endommagement qu'ils peuvent subir lors d'un séisme. Ce tri (*screening*) classe les ponts selon six groupes associés à une classe de vulnérabilité sismique variant de faible à très élevée (*Voir* tableau 3.2). À noter qu'on s'intéresse ici aux groupes 1 à 4.

Tableau 3.2
Classification selon la méthode NYDOT

Groupe de ponts	Classe de vulnérabilité	Niveau de priorité d'évaluation détaillée
Structure en arche Pont suspendu ou à haubans Pont mobile Pont ferroviaire ou pipeline au dessus d'une autoroute Structure temporaire ou désaffectée au dessus d'une autoroute Pont à très longue portée	Ouvrages spéciaux	Évaluation de l'intégrité structurale
Groupe 1	Classe 1	Très élevé
Groupe 2	Classe 2	Modéré à élevé
Groupe 3	Classe 3	Faible à modéré
Groupe 4	Classe 4	Faible
Tunnels et ponceaux Pont ferroviaire ou pipeline qui ne sont pas au dessus d'une autoroute Structure temporaire ou désaffectée qui ne sont pas au dessus d'une autoroute	Ouvrages à faible risque	Exclure du processus d'évaluation

3.2.4.2 Principe de la classification

La méthode NYDOT est basée sur des observations visuelles et ne requiert pas de calcul. La classe de vulnérabilité est établie selon les caractéristiques structurales de base du pont par un algorithme illustré à la figure 3.2. L'évaluation est basée sur le nombre de travées et leurs discontinuités, sur le type d'appareils d'appuis, sur le biais, sur le nombre de poutres dans le plan transversal de la structure, sur le type des éléments des supports verticaux et sur le type de fondation.

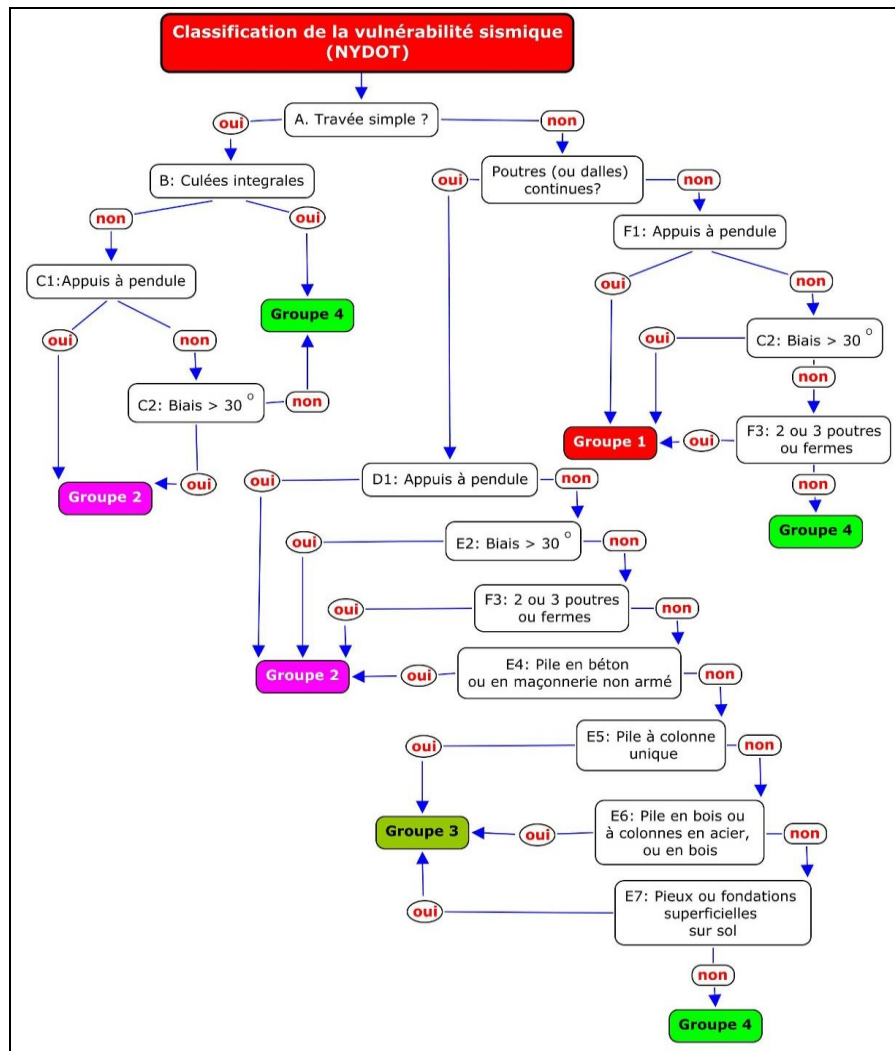


Figure 3.2 Procédure de classement selon la méthode NYDOT.

3.2.5 Procédure développée par Kim (1993)

3.2.5.1 Principe de la méthode

La méthode établie par Kim intitulée « *A GIS Based Regional Risk Analysis Approach for Bridges Against Earthquakes* » (Kim, 1993) est une approche approximative basée sur des dommages observés sur les structures des ponts après un événement sismique et sur une analyse de risque. Dans un premier temps, cette analyse attribue des modèles d'atténuation aux mouvements du sol des tremblements de terre passés. Les observations effectuées sur les ponts et les viaducs endommagés par les mouvements sismiques ont ensuite permis de dresser un bilan des dommages selon les composantes structurales.

Le poids associé à chaque composante est fondé sur une régression linéaire multiple sur un échantillon de ponts. Il est donc évident que la représentativité de cette approche dépend essentiellement de la représentativité de cet échantillon. En d'autres termes, quelles sont les conditions nécessaires à considérer pour éviter que cet échantillon soit biaisé ? À cela s'ajoute que cette procédure ne tient pas compte de la présence des services publics annexés, en particulier, le réseau du gaz et de l'électricité.

Par ailleurs, cette approche offre une alternative intéressante pour évaluer le poids ou l'effet de chaque composante structurale et non structurale sur le comportement sismique d'un pont. Bien qu'approximative, cette méthode permet donc d'effectuer un calcul relativement fiable dans le cas où l'échantillon est très représentatif d'une région sismique donnée.

3.2.5.2 Calcul de l'indice de dommage

Cette approche vise à étaler les dommages observés sur 74 ponts dans une région située à l'ouest de New York selon une régression linéaire multiple (Small, 1999). Le dommage constaté sur un pont est donné par l'expression suivante :

$$y_j = \left(\sum \beta_i X_i \right) + C_k \quad (3.2)$$

Où,

- X_i : composante (i);
- y_j : est le dommage constaté dans un pont (i);
- β_i : est le poids de la composante X_i ;
- C_k : est une constante de régression linéaire multiple.

Cette régression utilise des valeurs discrètes attribuées aux poids de paramètres structuraux et non structuraux. Le tableau 3.3 illustre les valeurs correspondantes à cette régression paramétrique.

Tableau 3.3
Paramètres de la régression multilinéaire
selon la procédure de Kim

Variable	Description	β_i	Contribution
X1	Accélération maximale au sol	0,222	16 %
X2	Spécification de design	-0,358	12 %
X3	Type de la superstructure	-0,234	5 %
X4	Forme de la superstructure	0,5	5 %
X5	Matériaux de la superstructure	-0,098	0 %
X6	Rotules internes	0,373	24 %
X7	Type de pile	-0,065	0 %
X8	Type de fondation	0,231	1 %
X9	Matériau d'infrastructure	0,514	3 %
X10	Hauteur de pile	0,101	5 %
X11	Irrégularité géométrique	0,562	5 %
X12	Conditions de site	0,421	13 %
X13	Effet d'affouillement	-0,273	0 %
X14	Longueur d'appui	0,478	12 %

3.3 Méthode SISMOA

En 1997, la Direction des Routes et le Service d'Études Technique des Routes et Autoroutes de la France ont élaboré une méthode d'estimation rapide du risque sismique associé aux ponts. Cette méthode intitulée SISMOA consiste à déterminer empiriquement le risque sismique d'un pont ou d'un viaduc (Davi et Schmitt, 2003).

3.3.1 Principe de la méthode

La méthode SISMOA consiste à calculer de façon empirique le risque sismique des ouvrages d'art. Ces derniers sont ensuite classés par ordre de sensibilité sismique. Ce classement est basé sur une analyse socio-économique détaillée dans le but d'appréhender les différents problèmes en rapport avec un événement sismique donné et de planifier les interventions adéquates (*Voir figure 3.3*).

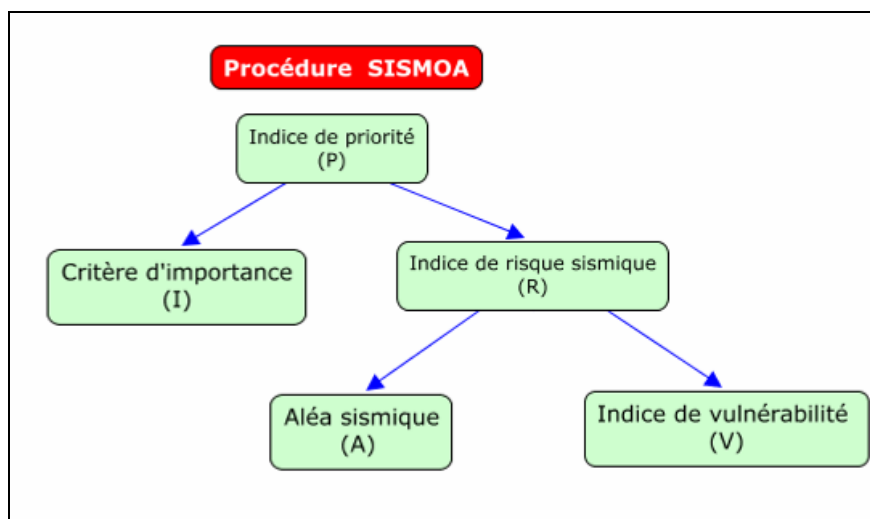


Figure 3.3 Organigramme illustrant la méthode SISMOA.

Le niveau de priorité (P) est obtenu en combinant le coefficient de l'aléa sismique (A), l'indice de vulnérabilité (V) et le critère d'importance (I) selon l'équation suivante :

$$P = [V \times A] \times I = R \times I \quad (3.3)$$

Où,

- R : risque sismique ;
- A : aléa sismique ;
- V : Indice de vulnérabilité global;
- I : critère d'importance qui favorise le classement et l'établissement d'un plan de prévention des risques sismiques. Ce critère est basé sur le débit de circulation supporté par l'ouvrage et sur le rattachement de celui-ci à des centres vitaux.

3.3.2 Aléa sismique

Selon la méthode SISMOA, l'aléa sismique est défini par une agression sismique prévisible propre à chaque région. Le critère d'aléa sismique fait référence au mouvement du sol, au potentiel de liquéfaction du sol, à la présence de failles actives et à la chute de blocs rocheux.

3.3.3 Indice de la vulnérabilité global

L'indice de la vulnérabilité global (V) permet d'évaluer de façon qualitative la structure du pont ou du viaduc. Il représente les éléments structuraux comme le tablier, les culées, les piles, les fondations et les éléments généraux ou non structuraux comme l'année de construction, le type de structure et l'état de l'ouvrage.

3.3.4 Niveau de priorité

Le niveau de priorité (P) présente un classement final des ponts selon le risque sismique qui leur est associé. Ce classement dresse un inventaire des déficiences de ce pont à partir

d'inspection ou de visites techniques détaillées. La figure 3.8 présente un schéma algorithmique de calcul du niveau de priorité (P).

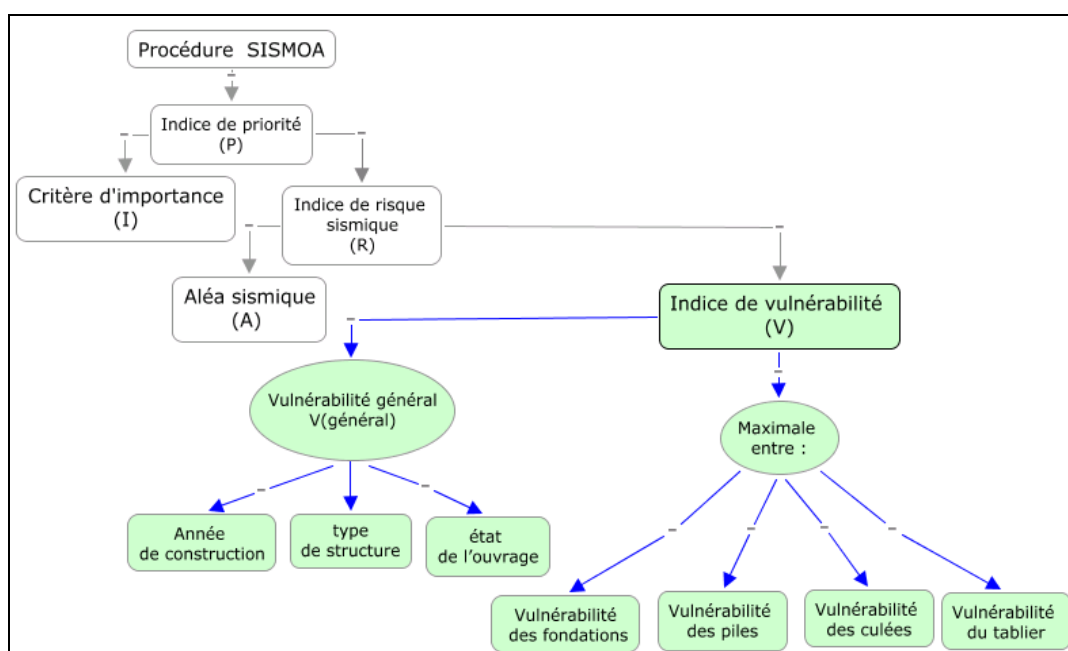


Figure 3.4 Calcul de niveau de priorité (P) selon la procédure SISMOA.

3.4 Méthodes développées au Québec

3.4.1 Considérations générales

Au Canada, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art répertoriées sont : (a) la méthode développée à l'université McGill (Liu, 2001) et (b) la méthode utilisée par le Ministère des Transports du Québec (MTQ, 1996) qui s'inspire en grande partie de la méthode développée à l'École Polytechnique de Montréal (Tinawi et coll., 1993a). Ces deux méthodes abordent la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs d'une façon quantitative.

3.4.2 Procédure développée à l'université de McGill (Zhu Liu, 2001)

3.4.2.1 Principe de la procédure

Cette méthode intègre deux processus d'évaluation des ponts. Le premier processus, élaboré par la Federal Highway Administration (FHWA-RD-94-052) (Buckle et coll., 1995) , utilise un questionnaire sous forme d'algorithme visant à classer les ponts par priorité selon un indice $V1$ variant de 0 à 10 (*Voir* figure 3.5). Le deuxième processus de classement prioritaire, développé par (Thomas et coll., 1998), donne une grande importance à la sismicité de la région et à la vulnérabilité sismique de la structure pour établir les mesures appropriées de réhabilitation ou de renforcement. Afin de considérer l'aspect économique dans le processus d'intervention, Zhu Liu a introduit un ratio entre le coût de réhabilitation et le coût de remplacement dans le calcul de l'indice de priorité P .

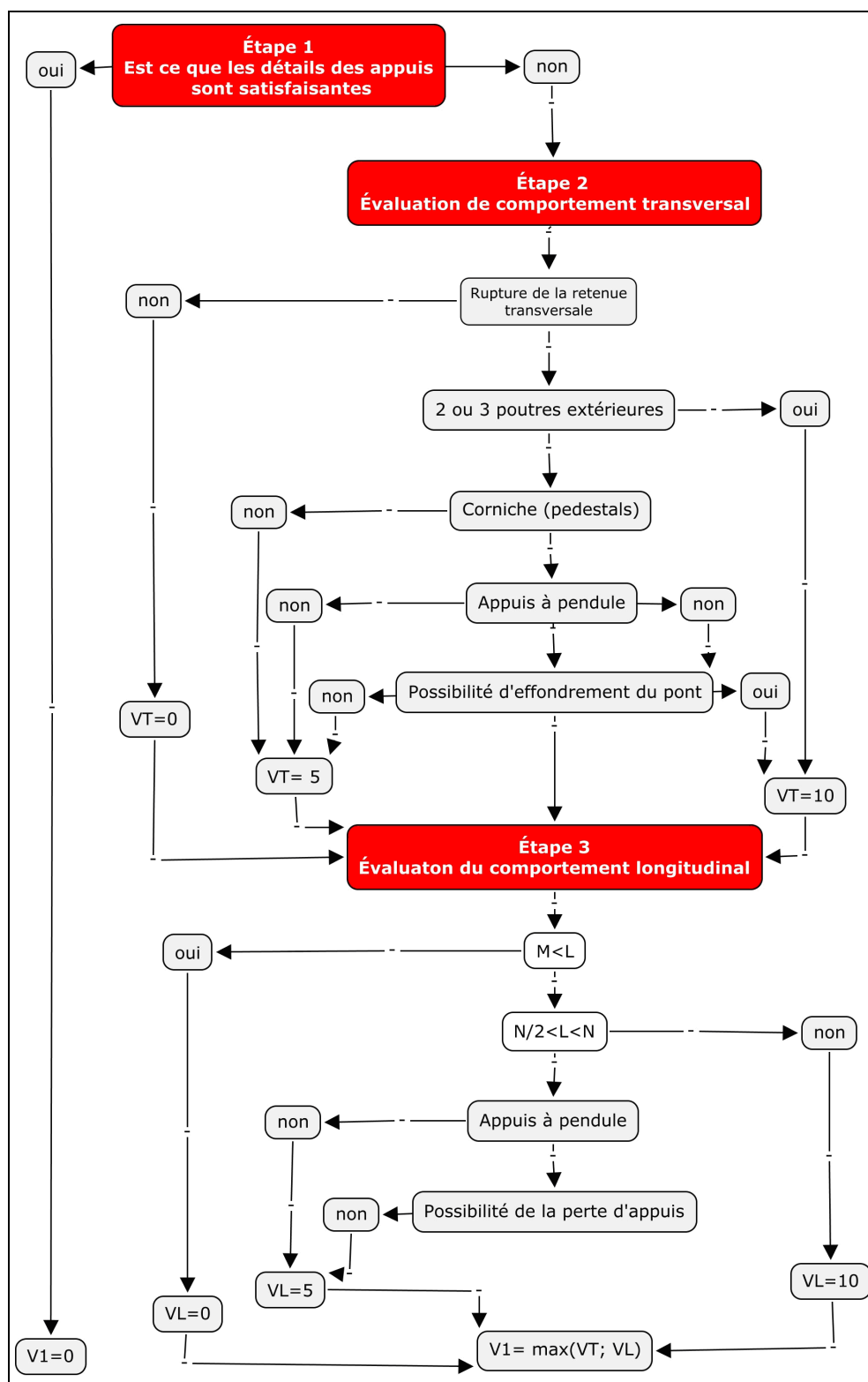


Figure 3.5 Algorithme proposé par la FHWA.

3.4.2.2 Procédure proposée

L'indice de priorité (P) d'un pont est une combinaison de six facteurs. Cette combinaison est exprimée par la formule suivante :

$$P = \left(\frac{R \times K}{SC} \right) \times C_{if} \times \frac{\text{Coût de remplacement}}{\text{Coût de réhabilitation}} \quad (3.9)$$

Où,

- R: représente la classe du pont, il dépend de l'indice de vulnérabilité de la structure supérieure (V_1), de la structure inférieure (V_2) et d'aléa sismique (E) (FHWA-RD-94-052). Il est calculé selon l'équation (3.10).

$$R = \text{Max}(V_1, V_2) \times E \quad (3.10)$$

- K: représente une probabilité d'occurrence de séisme pendant la durée de vie de la structure, il dépend essentiellement d'âge de la structure. Le tableau 3.4 montre les valeurs possibles de K.

Tableau 3.4
Valeurs de K
Tiré de Zhu Liu (2001)

Âge de la structure	Valeur de K
plus que 40 ans	1.0
Entre 30 et 40 ans	0.91
Entre 20 et 30 ans	0.80
Entre 10 et 20 ans	0.67
Moins de 10 ans	0.50

- Facteur SC : ce facteur représente une condition structurale spécifique du pont. Il exprime la mesure à prendre lorsque l'évaluation sismique démontre certaines faiblesses

structurales. Le coefficient de pondération exprimant l'importance relative d'une condition structurale est présenté dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5
Valeurs de SC
Tiré de Zhu Liu (2001)

Condition structurale SC	Valeur de SC
Condition structurale est supérieure aux critères désirables	9
Condition structurale égale aux critères désirables	8
Condition structurale est meilleure que les critères minimaux	7
Condition structurale égale aux critères minimaux	6
Condition structurale est légèrement meilleure que le minimum à tolérer (aucune intervention)	5
Condition structurale respecte les normes minimales des limites tolérables (laisser en place comme il est)	4
Condition structurale est strictement intolérable. Elle nécessite une haute priorité pour une intervention corrective	3
Condition structurale est strictement intolérable. Elle nécessite une haute priorité pour une intervention de remplacement	2
Ce pont doit être fermé	1

- Coût de remplacement et coût de réhabilitation: le coût de remplacement et le coût de la réhabilitation sont exprimés en Dollars canadiens. Le premier représente le coût total pour construire un nouveau pont, tandis que le deuxième exprime le coût total pour rénover un pont existant.
- Facteur C_{if} : indique la position relative de l'importance du pont par rapport aux ponts évalués. Il est conforme aux exigences inscrites dans la procédure établie à New Zealand (TNZRR, 1996). Ces exigences dépendent des débits du trafic circulant sur et/ou sous la structure de l'ouvrage, de détour, des installations au voisinage du pont (bâtiments résidentiels et/ou commerciaux, stationnements, etc.) et de la présence des services publics (égouts, gaz etc). Il est exprimé par la formule suivante :

$$C_{if} = \sqrt{\frac{C_L^{0.25}}{C_{\max} - C_{\min}}} \geq 0.50 \quad (3.11)$$

Où, C_L est la valeur d'importance du pont à évaluer. C_{\max} et C_{\min} représentent les valeurs d'importance maximale et minimale dans un parc immobilier de ponts.

3.4.3 Méthode établie par le Ministère des Transports du Québec (MTQ95)

L'approche de la méthode MTQ95 sert de base au développement de la nouvelle méthode présentée au chapitre 5 de ce mémoire. Il devient alors impératif de la définir en détail. Elle sera ensuite adaptée aux exigences de nouveau code CNBC2005 portant essentiellement sur la définition de la sismicité locale et régionale (IRC, 2005). Cette adaptation sera présentée au chapitre 4.

3.4.3.1 Principe de la méthode

La méthode utilisée par le Ministère des Transports du Québec MTQ95 (MTQ, 1996) est fondée sur les travaux de Tinawi et coll. 1993. Toutefois la méthode MTQ95 apporte des changements très significatifs sur le plan de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et des viaducs. Ces changements modifient en grande partie le calcul de l'indice de vulnérabilité sismique. Il s'agit d'une nouvelle répartition des paramètres en trois facteurs et huit coefficients.

L'approche sur laquelle repose cette répartition est basée sur l'utilisation de nouvelles pondérations combinant des éléments structuraux et non structuraux ayant une influence sismique directe sur la structure de l'ouvrage. La figure 3.6 illustre cette nouvelle répartition.

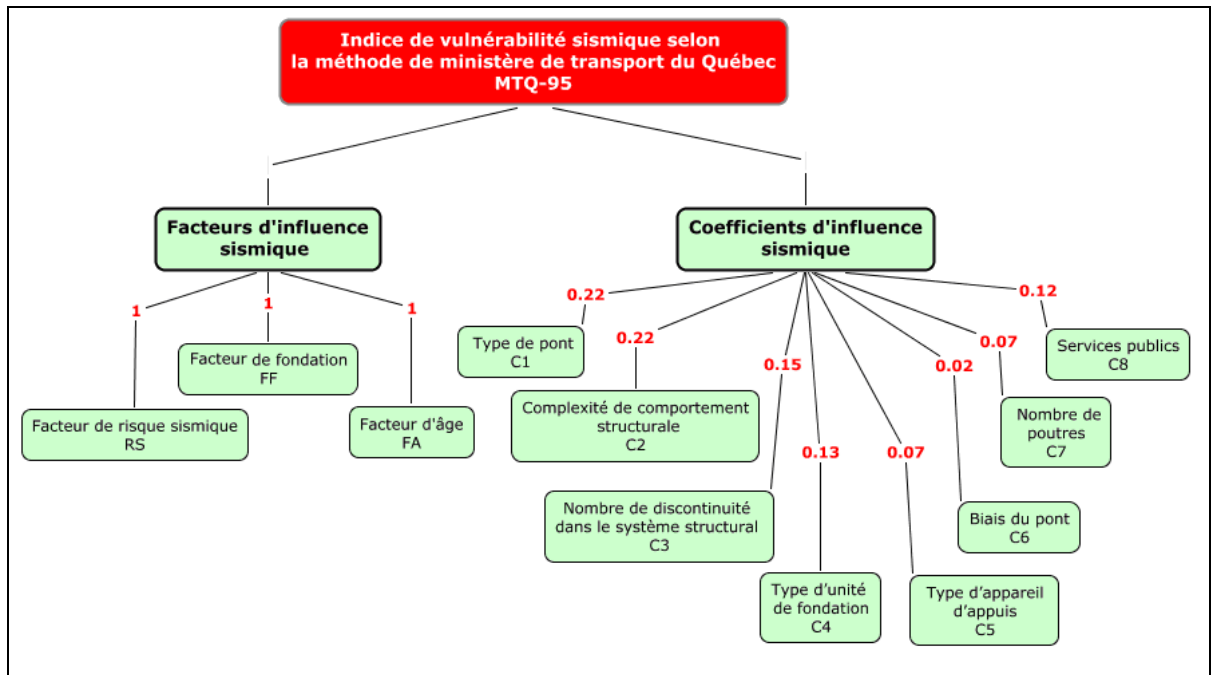


Figure 3.6 Organigramme illustrant la méthode MTQ95.

3.4.3.2 Calcul de l'indice de vulnérabilité sismique

L'indice de vulnérabilité sismique (IVS-MTQ95) est donné par:

$$IVS-MTQ95 = 100 - \left[\sum_{j=1}^{j=3} F_j \times \sum_{i=1}^{i=8} \omega_i \times C_i \right] \quad (3.12)$$

Où,

- F_j : facteur d'influence sismique;
- C_i : coefficients d'influence sismique (i);
- ω_i : poids de coefficients d'influence sismique (C_i);

Un pont est jugé très vulnérable lorsque la valeur de l'IVS-MTQ95 est nulle. Par contre, une valeur qui tend vers 100 correspond à une vulnérabilité sismique très faible.

3.4.3.3 Facteurs d'influence sismique

Tout d'abord, le facteur de risque sismique (RS) représente le niveau de sismicité de la région, il varie de 0 à 5 selon la zone sismique effective Z' (Voir section 2.2) tel que donné au tableau 3.6.

Ensuite, le facteur de fondation (FF) tel que défini par le CNBC95 (IRC, 1995) tient compte de la nature du sol de fondation. Lorsque le sol de fondation est rocheux, le facteur (FF) a une valeur de 1,0. Par contre, sa valeur devient 2,0 si le sol est liquéfiable (Voir tableau 3.6).

Finalement, le facteur d'âge (FA) tient compte de la durée de vie moyenne du parc d'ouvrages d'art et de l'évolution rapide de la réglementation parasismique. La méthode MTQ95 a introduit le facteur d'âge ou de design (FA) pour prendre en considération la perte de résistance de la structure et l'évolution des normes parasismiques (Voir tableau 3.6).

Tableau 3.6
Facteurs d'influence sismique

Facteur d'influence sismique	Catégorie	Valeur du coefficient
Facteur de fondation FF	Sol de type I : Roc, Sol dense et compact	1
	Sol de type II : Sol dense et compact - Argile très raide d'épaisseur supérieur à 50m	1,3
	Sol de type III : Sol mou de plus de 10 d'épaisseur	1,5
	Sol de type IV : Sol très mou ou reconnu liquéfiable	2,0
Facteur de risque sismique RS	Zonage effectif $Z' = 0$	0
	Zonage effectif $Z' = 1$	1,0
	Zonage effectif $Z' = 2$	2,0
	Zonage effectif $Z' = 3$	3,0
	Zonage effectif $Z' = 4$	4,0
	Zonage effectif $Z' = 5$	4,5
	Zonage effectif $Z' = 6$	5,0
Facteur d'âge FA	1990 et plus	0,7
	1980-1989	0,8
	1960-1979	0,9
	1959 et moins	1,0

3.4.3.4 Coefficients d'influence sismique

La méthode définit huit coefficients d'influence sismique (C_i). Les valeurs attribuées à ces coefficients et leur poids respectif sont données au tableau 3.7.

- Type de pont (C_1) : la méthode MTQ95 regroupe les ouvrages selon cinq catégories (*Voir* tableau 3.7). Le coefficient de type de pont (C_1) tient compte de la masse, du degré de ductilité et du taux d'amortissement de la structure. En ce qui a trait à la nomenclature de ces ouvrages, le MTQ a élaboré une description détaillée dans sa publication (MTQ, 2007) portant sur les normes des ouvrages routiers (*Voir* figure 3.8);
- Complexité de comportement structural (C_2) : la méthode MTQ95 évalue la présence d'une variabilité de la hauteur de piles (rapport de hauteur de 50% et plus) comme défavorable pour un pont d'étagement (l'obstacle franchi est une route); par conséquent, un pont d'étagement ayant des piles à hauteur variable sera très vulnérable et sa complexité structurale (C_2) vaut 10. Au-delà de cette condition, les autres ponts auront une valeur de C_2 nulle. (*Voir* tableau 3.7);
- Nombre de discontinuité dans le système structural (C_3) : le coefficient d'influence sismique (C_3) tient compte de la possibilité d'effondrement total ou partiel de travées par une perte d'appui. Il dépend alors à la discontinuité de travée (*Voir* figure 3.8). Par exemple, un pont simplement appuyé sur une seule travée aura deux discontinuités. Plus les discontinuités sont nombreuses, plus la vulnérabilité sismique devient critique. (*Voir* figure 3.7);

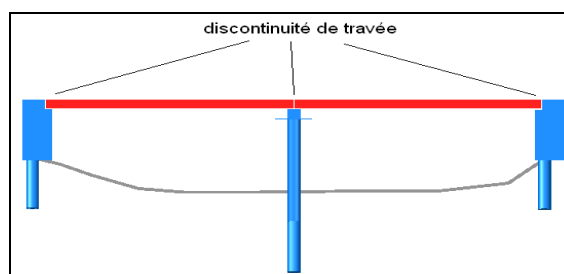


Figure 3.7 Discontinuités dans un pont.

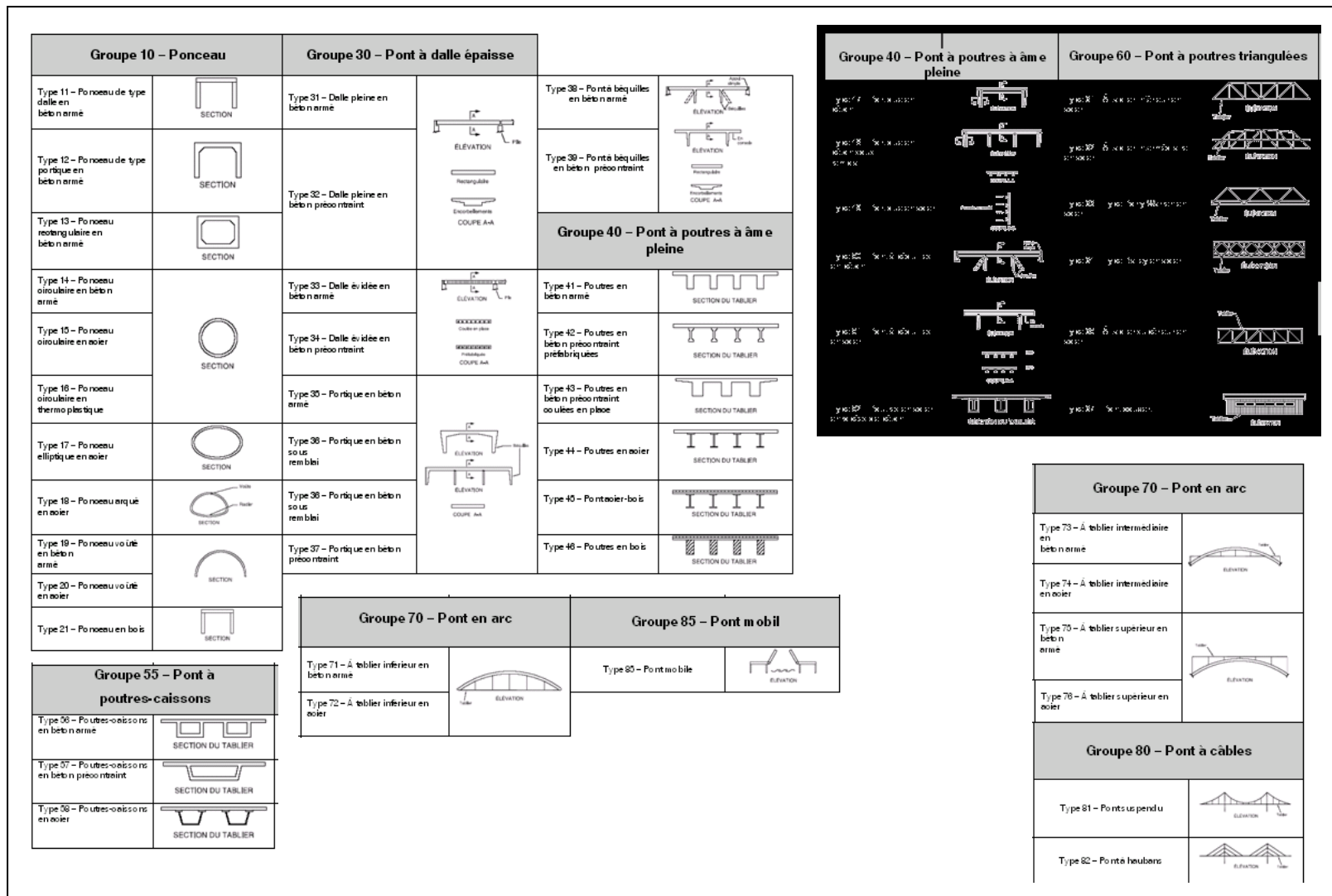


Figure 3.8 Type de structure selon MTQ.

- Type d'unités de fondation (piles) (C_4) : le type d'unité de fondation (C_4) varie entre 0 et 10 en fonction du type de piles (*Voir* tableau 3.7). Pour des fins de sécurité, lorsqu'un pont possède plusieurs types d'unité de fondation, on peut admettre une valeur maximale de ce coefficient;
- Type d'appareil d'appuis (C_5) : la méthode MTQ95 associe le coefficient d'influence sismique C_5 au type d'appareil d'appuis. Le principal intérêt de cette méthode réside dans sa distinction entre les appareils d'appuis à pendule et les autres appareils d'appuis (*Voir* tableau 3.7);
- Biais du pont (C_6) : comme on l'a déjà décrit dans la section 2.5.1, le biais caractérise la géométrie du pont. La méthode MTQ95 prend en considération les effets du biais à l'occasion d'un séisme. Un pont ayant un biais supérieur ou égal à 60° est jugé très vulnérable; au deçà de cette limite, le coefficient C_6 est représenté par une fonction linéaire en divisant l'angle du biais par 6 (*Voir* tableau 3.7);
- Nombre de poutres (C_7) : en tenant compte de la possibilité de chute du tablier ou de l'effondrement de travées pendant un événement sismique, la méthode MTQ95 introduit un coefficient (C_7). Ce coefficient dépend en totalité du nombre de poutres dans chaque travée. On a attribué une valeur maximale de (C_7) dans le cas où le nombre de poutre varie d'une travée à une autre (*Voir* tableau 3.7);
- Services publics (C_8) : pour tenir compte des effets des services publics sur la vulnérabilité sismique des ponts, la méthode MTQ95 classe tous les équipements envisagés selon leurs degrés de risque. Lorsqu'un pont possède plus qu'un équipement, ces coefficients peuvent s'additionner mais leur total ne doit pas dépasser la valeur de 10 (*Voir* tableau 3.7).

Tableau 3.7
Coefficients d'influence sismique MTQ95

		Description des paramètres	Indice
Coefficient d'influence sismique	C ₁ Type de pont	11, 12, 13, 14, 15, 17, 18, 19, 20, 21, 45, 46, 66 et 67	0,0
		35, 36, 37, 72, 74 et 76	3,5
		44, 52, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 71, 73, 75 et 85	6,5
		31, 32, 33, 34, 38, 39, 41, 42, 43, 47, 48, 49, 50, 51, 56, 57, 81, 82	10,0
	C ₂ Complexité structurale	Autres	0,0
		Pont avec piles à hauteur variable	10,0
	C ₃ Nombre de discontinuités	2 et moins	0,0
		3	5,0
		4	7,5
		5 et plus	10,0
	C ₄ Redondance des éléments de fondation (piles)	Pont à une travée	0,0
		Banc en bois, fût, caisson à claire-voie	2,5
		Banc en acier ou pile à plusieurs colonnes	5,0
		Pile à une colonne	10,0
	C ₅ Type d'appareil d'appui	Aucun, en élastomère, à glissement, à plaques, à élastomère confiné ou à rouleaux	0,0
		À pendule	10,0
	C ₆ Biais du pont	$C_6 = \alpha = \frac{\text{Angle du biais}}{6} \leq 10,0$	$\alpha \leq 10,0$
	C ₇ Nombre de poutres	Dalle ou 4 poutres et plus	0,0
		3 poutres	5,0
		2 poutres	7,5
		Une seule poutre	10,0
	C ₈ ⁽¹⁾ Services publics	Aucun, conduits vides ou autres, éclairage, feux lumineux, gestion de trafic	0,0
		Câblodiffusion, téléphone	2,5
		Électricité, égout	5,0
		Gaz naturel ou aqueduc	10,0

3.5 Avantages et limites de ces méthodes

Même si les méthodes présentées varient en fonction des organismes les ayant développées et leurs besoins spécifiques, leur objectif reste le même : soit orienter le gestionnaire pour bien planifier la prise de décision concernant la pertinence, le moment et la façon d'intervenir sur un ouvrage d'art. Selon les méthodes, les paramètres considérés peuvent intégrer l'aspect structural, non structural et l'endommagement dans le calcul indiciel de la vulnérabilité sismique des ponts. Les paragraphes suivants abordent les limites inhérentes à chaque méthode.

Tout d'abord, la méthode Caltrans a été examinée pour évaluer ses performances, en particulier dans l'étude effectuée par (Housner et Thiel, 1995). Cette étude a révélé que cette procédure ne tient pas compte de la variabilité du type du sol, de l'absence ou la présence de la ductilité des colonnes et de l'importance des effets du biais (Liu, 2001).

La méthode NYDOT et la méthode proposée par Kim ignorent le risque que présente la liquéfaction du sol et les services publics annexés, en particulier, les réseaux de gaz et d'électricité. Également, ces méthodes ne considèrent pas la variation de la hauteur des piles comme une complexité structurale significative.

Quant à la méthode française SISMOA, on peut signaler que la vulnérabilité du sol n'est pas intégrée dans le calcul indiciel de la vulnérabilité sismique des ponts. Il faut rappeler que le type du sol et l'aléa sismique sont des éléments interdépendants. Cette méthode a cependant l'avantage d'offrir une approche considérant que le risque peut provenir d'un seul élément ou d'un ensemble d'éléments.

Finalement, tout comme la méthode CALTRANS, la méthode MTQ95 ne tient pas compte de l'absence ou de la présence de la ductilité des colonnes et de l'importance du biais. D'autre part, elle ne considère ni le type de fondations (profondes ou superficielles), ni l'effet de l'endommagement ou l'importance du pont. Par ailleurs, le poids de certaines composantes comme le biais et le type du sol doit être ajusté pour mieux refléter le risque que présentent ces composantes. Malgré tout, elle offre simplicité et rapidité.

En guise de conclusion, le problème des limites de ces méthodes apparaît dans le classement prioritaire des ponts. Il nous paraît important de chercher à surmonter ce problème. Nous pensons que l'élaboration d'une nouvelle méthode plus large est un moyen pour résoudre ce problème. Mais, avant de présenter les concepts de cette nouvelle méthode, il nous paraît nécessaire d'actualiser la méthode MTQ95 selon les clauses sismique du CNBC2005, ce que nous exposerons dans les deux chapitres suivants.

CHAPITRE 4

ACTUALISATION DE LA MÉTHODE MTQ95

4.1 Principe

La mise à jour de la méthode MTQ 95 répond en partie au besoin de disposer d'une méthode intégrant :

- i. les nouvelles données sismiques du CNBC 2005;
- ii. la classification sismique des sites du CNBC 2005;
- iii. l'utilisation des données particulièrement accessibles par des inspections sommaires des ponts.

Par ailleurs, elle repose également sur une terminologie clairement définis dans les guides du MTQ (Voir figure 3.8).

Cette section définit l'étape de la méthodologie qui porte sur l'adaptation de la méthode de MTQ95 existante selon les nouvelles données sismiques du CNBC2005, et appelée ci- après méthode MTQ2005. En effet, conformément aux recommandations de la Commission Géologique du Canada (CGC), le CNBC2005 intègre les nouvelles données d'accélération spectrale définissant la sismicité régionale et locale, et la catégorisation sismique des sites basée sur des données quantitatives (Section 2.4). L'actualisation de la méthode comprendra donc :

- i. la mise à jour du facteur de risque sismique RS;
- ii. la mise à jour du facteur de fondation FF;
- iii. la mise à jour du facteur d'âge FA.

Les prochaines sections seront consacrées strictement à la définition de ces trois modifications.

Le calcul de l'indice de vulnérabilité sismique IVS-MTQ2005 est donné par l'équation 4.1. Cette équation est semblable à l'équation (3.12) pour le calcul de l'IVS-MTQ95, et ne diffère que par les nouvelles définitions des facteurs d'influence sismique RS, FF et FA. La

vulnérabilité sismique est critique lorsque l'IVS-MTQ2005 est nul et faible lorsque l'IVS-MTQ2005 tend vers 100.

$$IVS-MTQ2005 = 100 - \left[RS \times FF \times FA \times \sum_{i=1}^{i=8} \omega_i \times C_i \right] \quad (4.1)$$

Où ω_i est le poids associé aux coefficients d'influence sismique C_i . Ces coefficients d'influence sismique sont conformes à leur définition d'origine (*Voir* tableau 3.7).

4.2 Facteur de risque sismique RS

4.2.1 Mise en contexte

Tel qu'expliqué à la section 2.4, les plus récentes données d'aléa sismique du CNBC 2005 (IRC, 2005) sont basées sur des valeurs d'accélération spectrales. Ces valeurs sont représentées par un spectre d'aléa uniforme (Uniform Hazard Spectra UHS) de 2% en 50 ans, correspondant à une période de retour de 2500 ans. Les dispositions du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06, 2006) préconisent une probabilité d'occurrence de l'événement de 10% en 50 ans, correspondant à une période de retour de 475 ans. Le choix d'utiliser les données du CNBC 2005 se justifie par le fait qu'elles sont plus récentes, et qu'elles ne tarderont pas à être intégrées au code canadien sur le calcul des ponts routiers.

4.2.2 Définition des valeurs attribuées au facteur RS

Dans le cadre de ce projet, on a utilisé les données plus récentes du CNBC2005 pour définir le risque sismique associé aux ponts et aux viaducs. En se référant aux critères du FEMA 310 (ASCE, 1998) décrit au tableau 4.1, la méthode MTQ2005 classe le facteur de risque sismique (RS) selon trois niveau de sismicité : faible, modéré et élevé (Adams et Atkinson, 2003). L'utilisation de deux valeurs d'accélération spectrale $S_a(0,2s)$ et $S_a(1s)$ pour qualifier la sismicité d'une région est préférable à une seule valeur comme l'accélération de pointe au sol (APS) (Adams et Atkinson, 2003).

Par ailleurs, les valeurs associées au facteur de risque RS varient de 1 à 5 tel que donné au tableau 4.1. Ce choix est conforme à la variation du rapport d'accélération spectrale à 0,2s et à 1,0s entre deux critères successifs comme indiqué par l'équation 4.2. le détail de cette évaluation est donné à l'annexe IV.

$$\frac{S_a(0.2)\text{Élevée}}{S_a(0.2)\text{Modérée}} = \frac{1.22}{0.45} \approx \frac{3}{1} \quad \text{et} \quad \frac{S_a(0.2)\text{Modérée}}{S_a(0.2)\text{Faible}} = \frac{0.45}{0.13} \approx \frac{3}{1} \quad (4.2)$$

Tableau 4.1
Critères d'identification du niveau de sismicité MTQ2005

Niveau de sismicité	Sa _{0,2}	Sa _{1,0}	RS
Élevé	> 0,500 g	> 0,200 g	5
Modéré	0,167 g à 0,500 g	0,067 g à 0,200 g	3
Faible	< 0,167 g	< 0,067 g	1

Pour illustrer ce classement, trois villes de la province du Québec ayant une sismicité différente ont été considérées. Le tableau 4.2 présente le résultat de ce classement. À noter que le niveau de sismicité élevé ou faible sera défini si les conditions sur S_a(0,2) et S_a(1,0) sont toutes deux satisfaites. Le cas échéant, le niveau de sismicité est considéré modéré, c'est le cas de la Ville de Québec.

Tableau 4.2
Exemple de classement selon le niveau de sismicité

Ville	Sa(0,2) (g)	Sa(1,0) (g)	Niveau de sismicité
Rivière- du-Loup	<u>1.1</u> > 0,500	<u>0.29</u> > 0,200	Élevé
Québec	0,167 à 0,500 <u><0.59</u>	0,067 <u><0.14</u> <0,200	Modéré
SchefferVille	<u>0.12</u> < 0,167	<u>0.031</u> < 0,067	Faible

Note : les accélération spectrales des villes sont tirées du CNBC 2005 (IRC, 2005).

4.3 Facteur de fondation FF

4.3.1 Mise en contexte

Le comportement non linéaire du sol influence beaucoup l'amplification des mouvements sismiques. Le nouveau code CNBC2005 reflète l'approche récente utilisée en géotechnique (NHERP) en proposant de considérer l'amplification des mouvements engendrés sur un site donné par un coefficient d'accélération F_a et un coefficient de vitesse F_v selon la valeur de la période fondamentale de la structure et les caractéristiques du site (A à E) (*Voir* section 2.4).

4.3.2 Définition des valeurs attribuées au facteur FF

Afin de considérer l'effet d'amplification, le facteur de fondations FF est établi selon le rapport approximatif entre le coefficient de vitesse F_v de la catégorie de site considérée (A à E) et du site de référence de catégorie C. Le tableau 4.3 présente les résultats pour un pont ayant une période fondamentale d'une seconde (1,0s). À noter que dans le cas où le site est de catégorie F, le code exige une évaluation spécifique détaillée. Le choix de définir le facteur de fondation FF pour une période de 1,0 seconde repose sur l'hypothèse que la plupart des ponts et viaducs de la ville de Québec possèdent une période naturelle de vibration d'une seconde (1,0s). Cette hypothèse devra être confirmée ultérieurement. Le détail de cette évaluation est donné à l'annexe IV.

Tableau 4.3
Valeurs de (FF) selon le type du sol (cas de la Ville de Québec)

Classe de site	Valeur de F_v Tab. 4.1.8.4.c du CNBC2005		Ville de Québec $S_a(1s)=0.14g$ par interpolation	Rapport relatif au sol de type C	Valeur finale de FF
	$S_a(1s) \leq 1.0g$	$S_a(1s) = 0.20g$			
A	0.5	0.50	0.50	$0.5/1.00=0.5$	0.5
B	0.6	0.70	0.63	$0.63/1.00=0.63$	0.6
C	1.0	1.00	1.00	1.00	1.0
D	1.4	1.30	1.36	$1.36/1.00=1.36$	1.4
E	2.1	2.00	2.06	$2.06/1.00=2.06$	2.0

4.4 Facteur d'âge FA

Le facteur d'âge (FA) suit l'évolution des normes parasismique des ponts. Cela nous amène à introduire une nouvelle période d'âge à celle de la méthode MTQ95 (*Voir* tableau 3.6). Il s'agit d'ajouter une valeur de FA de 0,6 attribuée aux ponts construits après l'année 2000 de façon à refléter leur niveau de conception plus récent. Le tableau 4.4 présente la nouvelle distribution des valeurs de FA selon l'année de construction.

Tableau 4.4
Valeurs de (FA) en fonction de l'âge
de la structure MTQ2005

Année de construction	Facteur d'âge (FA)
2000 et plus	0.6
1990-1999	0,7
1980-1989	0,8
1960-1979	0,9
1959 et moins	1,0

À noter que le choix initial des années de référence n'a pas été remis en question. Il sera cependant réévalué au chapitre suivant.

4.5 Discussion

La mise à jour de la méthode MTQ95 permet d'intégrer les nouvelles données du CNBC 2005 pour la sismicité et les catégories de sites.

Cependant, certaines lacunes demeurent : le type de fondations, l'endommagement et l'importance du pont ne sont pas pris en compte et aucun critère de priorité ne sont établis. Il convient aussi de noter que l'équation 4.1 présente une lacune importante. L'ensemble des coefficients d'influence sismique d'un pont ne présentant aucune déficience structurale sont égaux à zéro, ce qui résulte en un indice IVS de 100, soit une vulnérabilité considérée nulle. Ceci annule l'effet des facteurs d'influence FA et FF dans une situation où le pont serait très

âgé et potentiellement endommagé, ou construit sur un site de classe E ou F (potentiellement liquéfiable). L'indice IVS est alors toujours égal à 100 ce qui ne permet pas d'identifier le problème relié au sol. La nouvelle méthode proposée tentera de pallier à ces lacunes.

CHAPITRE 5

NOUVELLE MÉTHODE D'ÉVALUATION POUR LA VILLE DE QUÉBEC VdQ2007

5.1 Introduction

La revue de la littérature effectuée dans le troisième chapitre a décrit quatre méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs particulièrement répandues. Il s'agit de la méthode élaborée par le département de transport de la Californie (Small, 1999), de la méthode élaborée par le Ministère des Transports du Québec (MTQ, 1996), de la procédure de classification qualitative développée par le département de transport de New York (NYDOT, 1995) et finalement de la méthode quantitative SISMOA développée par SETRA (Davi et Schmitt, 2003).

Ces procédures présentent des limites inhérentes à leurs spécificités. Par exemple, la méthode de MTQ95 ne prend pas en considération le type de fondation et le degré d'importance de l'ouvrage tandis que la méthode NYDOT néglige le risque que peuvent présenter les équipements annexés tel le gaz et l'électricité. Par ailleurs, dans un souci de simplicité et de rapidité, ces méthodes négligent certains paramètres importants comme l'état d'endommagement de la structure et le potentiel de liquéfaction du sol. Une nouvelle méthode rationnelle nous paraît importante pour tenir compte de tous ces éléments y compris l'importance et le degré d'endommagement de l'ouvrage.

Rappelons que l'objectif principal est de développer une méthode répondant aux besoins suivant :

- Utiliser les données facilement accessibles par visite d'inspection sommaire;
- Considérer les données sismiques récentes du CNBC 2005;
- Considérer la classification des sites selon le CNBC 2005;
- Considérer le type de fondation, l'endommagement et l'importance de l'ouvrage;
- Proposer des critères de priorité.

Par ailleurs, dans le soucis de proposer une méthode pouvant être utilisée ailleurs au Québec, on définit l'aléa sismique selon plusieurs niveaux de sismicité.

Le présent chapitre s'organise autour de l'élaboration d'une nouvelle approche de classement selon la vulnérabilité sismique des ponts (Voir section 1.3) notée VdQ2007. Cette approche s'articule autour de la notion probabiliste « espace danger » comme mise de l'avant par la méthode SISMOA (Voir section 3.3). Les définitions et concepts probabilistes soutenant la nouvelle approche sont d'abord présentés avant de décrire la démarche et d'établir les valeurs des différents paramètres considérés. La méthode VdQ2007 sera ensuite appliquée à l'évaluation d'un échantillon de ponts de la Ville de Québec (Voir chapitre 6). Notons que les paramètres définis par la méthode MTQ2005 ont été conservés pour les coefficients d'influence sismique.

5.2 Définitions et généralités

5.2.1 Concepts généraux

Blaise Pascal (1623-1662) a proposé une réflexion sur ce thème «...or, quand on travaille pour demain, et pour l'incertain, on agit avec raison : car on doit travailler pour l'incertain par la règle des parties qui est démontrée». Cette proposition nous montre qu'il est possible de travailler pour des phénomènes incertains, par des méthodes que nous pouvons développer avec une certaine logique et qui nous aident par la suite à mettre en place des outils de gestion des phénomènes désastreux comme le séisme.

Dans la présente approche, l'évaluation de risque sismique est définie comme une entité à deux dimensions (Lemaire, 2005). La première dimension est définie par l'existence d'un événement redouté possédant une probabilité d'occurrence, dans notre cas, cette dimension représente l'aléa sismique. La deuxième dimension est exprimée par la gravité des conséquences de cet événement qui est déduite à partir du comportement des éléments structuraux et non structuraux des ponts. Nous pouvons conclure, que cette entité correspond

à un espace probabiliste de risque qui est représenté par le diagramme de Farmer (Desroches, 1995) et illustré sur la figure 5.1.

Le nouveau code des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06, 2006) définit le paramètre de l'aléa sismique comme un rapport d'accélération de la zone en fonction de l'accélération horizontale maximale (AHM). Le code stipule entre autres que ce rapport peut être déterminé soit par des valeurs prédéterminées (*Voir* annexes I et II), soit par des valeurs établies par la commission géologique du Canada, c'est le cas du nouveau code de bâtiment (IRC, 2005).

À titre illustratif, selon les données sismiques de 1995, le processus de conception sismique utilise une probabilité d'occurrence de l'événement de 10% en 50 ans (1/475 ans). Cette probabilité est inférieure à la probabilité d'effondrement ou de défaillance des structures. De plus, l'aléa sismique varie d'une région à l'autre au Canada. Tenant compte des avancements et des nouvelles données sismiques dans le calcul parasismique, les cartes d'aléas sismiques ont été modifiées. Les modifications sont basées sur une augmentation du risque sismique; autrement dit sur la représentation d'un événement sismique relativement rare. Pour cette raison, le code CNBC2005 propose d'employer une probabilité d'occurrence de 2% en 50 ans (1/2500 ans).

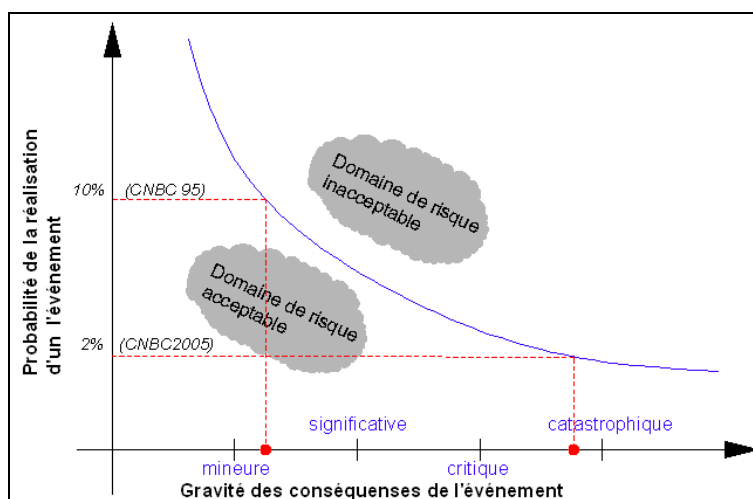


Figure 5.1 Diagramme de Farmer (1967) : probabilité – gravité.
Adaptée de Lemaire (2005)

Tenant compte de cette définition, la gestion du risque sismique des ouvrages d'art nécessite l'introduction du concept de prévention des phénomènes sismiques d'une part, et de la protection des ouvrages existants d'autre part (El-Shayeb, 1999).

Dans notre cas, le premier concept de la prévention consiste à réduire la probabilité d'occurrence en émettant des directives de conception et des modèles prévisionnels d'une intervention efficace en cas de catastrophe. Le deuxième concept de la protection consiste à réduire la gravité du comportement structural en améliorant la réponse de la structure aux sollicitations sismiques.

Cet espace bidimensionnel entre la protection et la prévention, de par sa complexité et de par l'ampleur des conséquences consécutives, nécessite la définition d'un indice décrivant l'état global des ouvrages concernés qu'on appelle « l'indice de vulnérabilité sismique ». La figure 5.2 représente cet espace bidimensionnel (El-Shayeb, 1999).

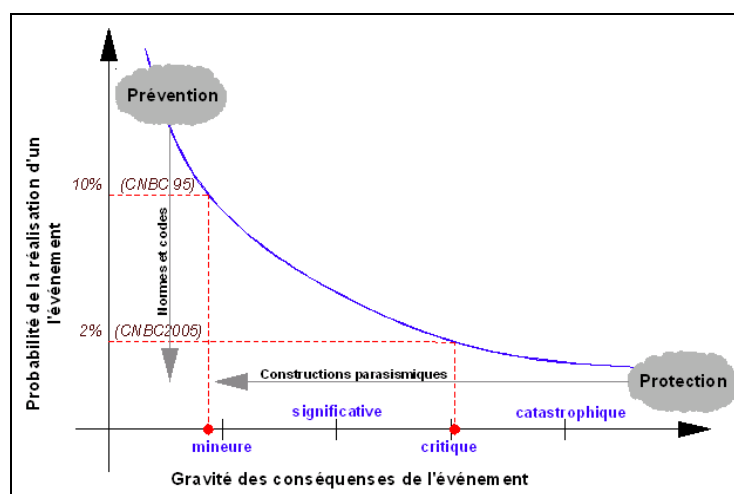


Figure 5.2 Objectif de la nouvelle approche dans l'espace danger.
Adaptée de El-Shayeb (1999)

5.2.2 Définitions

La nouvelle méthode (VdQ2007) fait appel à des notions probabilistes définies brièvement ici. Rappelons d'abord que la probabilité d'un événement A s'exprime par $\Pr(A)$.

a) Événement complémentaire

Soit (E) une expérience aléatoire d'un espace probabiliste fini (Ω). On appelle probabilité (\Pr) sur l'espace (Ω), toute application d'un événement (A) dans l'intervalle $[0, 1]$, qui vérifie les deux propriétés fondamentales suivantes :

$$\Pr(\Omega) = 1 \quad (5.1)$$

$$\Pr(\bar{A}) = 1 - \Pr(A) \quad (5.2)$$

Où \bar{A} est l'événement complémentaire de l'événement A.

b) Réunion de deux événements

Dans l'espace probabiliste fini (Ω), représenté par la réunion de deux événements A et B, on le note « A ou B » ou « $A \cup B$ ». Cette réunion donne la propriété suivante :

$$\Pr(A \cup B) = \Pr(A) + \Pr(B) - \Pr(A \cap B) \quad (5.3)$$

Où, $\Pr(A \cap B)$ est la probabilité d'avoir à la fois la réalisation de l'événement A et l'événement B.

c) Probabilité conditionnelle de deux événements probabilistes

L'intersection entre deux événements A et B est représentée par « A et B » ou « $A \cap B$ ». Dans le cas d'une probabilité conditionnelle entre un événement (A) non nul et un événement (B), nous pouvons noter l'application suivante :

$$\Pr(A \cap B) = \Pr(B/A) \times \Pr(A) \quad (5.4)$$

Où $\Pr(B/A)$ est appelée probabilité conditionnelle de B par rapport à A. D'une façon générale, on considère les événements indépendants (A_i) qui représentent toutes les causes possibles de la réalisation d'un événement global (V_{ev}). Si l'événement V_{ev} se produit en même temps qu'un seul événement des A_i , nous pouvons exprimer la formule suivante :

$$\Pr(V_{ev}) = \sum_{i=1}^n \Pr(V_{ev}/A_i) \times \Pr(A_i) \quad (5.5)$$

d) Loi d'indépendance entre deux événements probabilistes

Si deux événements A et B sont indépendants, nous pouvons exprimer cette relation d'indépendance par la formule suivante :

$$\Pr(A \cap B) = \Pr(A) \times \Pr(B) \quad (5.6)$$

e) Loi d'incompatibilité entre deux événements probabilistes

Lorsque l'intersection entre deux événements A et B est un ensemble vide, c'est-à-dire qu'ils ne peuvent pas être réalisés au cours d'une même expérience, on dit qu'ils sont incompatibles, ce qui signifie:

$$\Pr(A \cup B) = \Pr(A) + \Pr(B) \quad (5.7)$$

Par récurrence, si les A_i sont des événements incompatibles, nous pouvons déduire que :

$$\Pr\left[\bigcup_{i=1}^{i=n} A_i\right] = \Pr(A_1) + \Pr(A_2) + \dots + \Pr(A_i) = \sum_{i=1}^{i=n} \Pr(A_i) \quad (5.8)$$

5.3 Principe de la nouvelle méthode VdQ2007

Rappelons que l'expression «évaluation de la vulnérabilité sismique» est préférée à «évaluation du risque sismique» car elle ne donne pas une évaluation quantitative de la probabilité de dommages et l'aléa sismique est fixe pour une région donnée.

5.3.1 Paramètres considérés

La notion de probabilité appliquée dans la présente démarche consiste à exprimer l'indice de la vulnérabilité sismique (IVS-VdQ2007) sous forme d'une probabilité d'effondrement. La rupture probable des composantes de la structure sera alors liée directement à l'effondrement total ou partiel de l'ouvrage.

Par hypothèse, l'effondrement d'un pont est induit soit par un aléa sismique très élevé, soit par une rupture du tablier, soit par une rupture des éléments constituant le système d'appuis. À cela s'ajoute le risque d'effondrement qui est amplifié par les effets de site ou l'état d'endommagement de l'ouvrage.

Le nouvel indice IVS-VdQ2007 est basé sur les critères cités en introduction de ce chapitre. La figure 5.3 illustre des systèmes à considérer. Nous pouvons donc définir les sept paramètres suivants :

- l'aléa sismique ; AS;
- le type de sol ; V_S ;
- le type de fondation ; V_F ;
- les éléments généraux caractérisant la structure ; V_G ;
- les caractéristiques du tablier ; V_T ;
- les caractéristiques du système d'appuis qui incluent tous les éléments sur lesquels s'appuie la structure y compris les piles; V_A ;
- l'état d'endommagement de la structure; V_E .

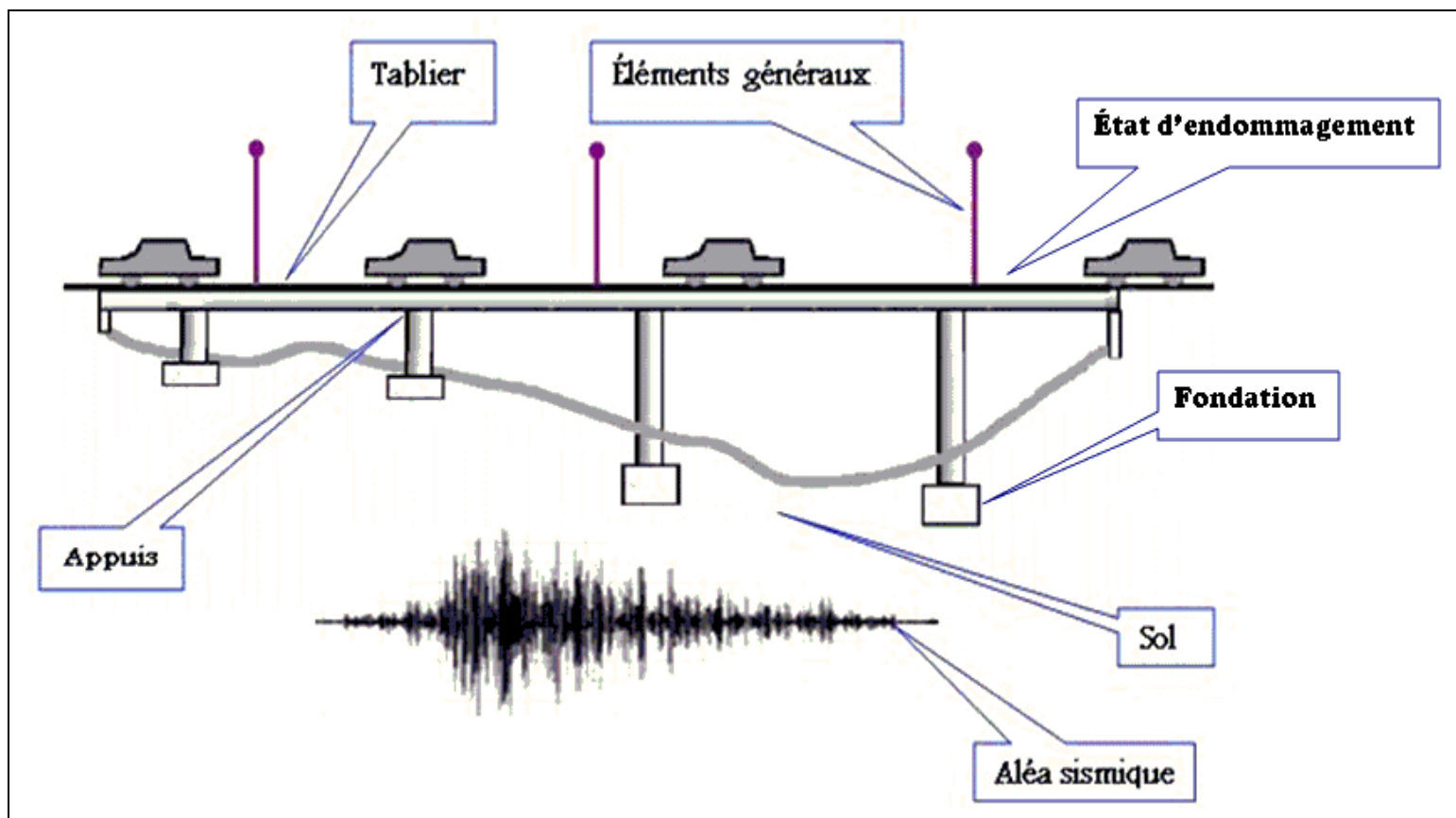


Figure 5.3 Schéma des composantes d'un pont.

5.3.2 Principe de la démarche

Cette démarche est basée sur la probabilité qu'un seul de ces sept paramètres (*Voir* figure 5.3) contribue à l'effondrement total ou partiel du pont. Dans ce cas, l'événement de l'effondrement (E) est un univers probabiliste qui survient lorsque qu'un seul ou plusieurs des éléments cités ci-dessus contribuent à l'effondrement de la structure. Autrement dit, l'événement «effondrement» du pont pendant un séisme, est un événement complémentaire de l'événement « stabilité ». En appliquant l'équation (5.2), l'expression mathématique de cette définition se présentera sous la formule suivante :

$$\text{Probabilité (effondrement)} = 1 - \text{Probabilité (stabilité)} \quad (5.9)$$

Comme il a été mentionné, un pont non vulnérable dépend directement de la sismicité de la région (AS), du type de sol (V_S), des caractéristique générales (V_G), des éléments structuraux (V_T et V_A), de type de fondation (V_F) et de l'état d'endommagement global de la structure (V_E). Considérant chacun de ces éléments statistiquement indépendants, la probabilité de cette stabilité peut être exprimée par la formule suivante :

$$\text{Probabilité de stabilité du pont} = AS \cap V_S \cap V_G \cap V_T \cap V_A \cap V_F \cap V_E \quad (5.10)$$

Dans le cas où nous considérons que les éléments généraux, le tablier, le type d'appareils d'appuis, le type du sol et l'endommagement sont des éléments statistiquement indépendants, la probabilité à savoir que le pont soit stable est exprimée par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \text{Pr(stabilité)} &= \text{Pr}(AS \cap V_S \cap V_F \cap V_G \cap V_T \cap V_A \cap V_E) \\ &= \text{Pr}(AS) \times \text{Pr}(V_S) \times \text{Pr}(V_F) \times \text{Pr}(V_G) \times \text{Pr}(V_T) \times \text{Pr}(V_A) \times \text{Pr}(V_E) \end{aligned} \quad (5.11)$$

Cela signifie que la probabilité d'effondrement d'un pont peut être exprimée comme suit :

$$\text{Pr(effondrement)} = 1 - [\text{Pr}(AS) \times \text{Pr}(V_S) \times \text{Pr}(V_F) \times \text{Pr}(V_G) \times \text{Pr}(V_T) \times \text{Pr}(V_A) \times \text{Pr}(V_E)] \quad (5.12)$$

L'attention est attirée sur le fait que le passage de l'univers probabiliste à l'univers estimatif (pointage attribué aux coefficients) nous oblige à effectuer une normalisation des résultats obtenus. Dans cette perspective, les cotations de l'univers estimatif doivent aboutir à la même pondération que l'univers probabiliste. Autrement dit, une normalisation estimative de tous les poids des facteurs et des coefficients est souhaitable pour que la variation de la valeur de l'indice de vulnérabilité sismique soit représentative.

D'une manière globale, la précision de ce passage est basée sur la revue de littérature et sur les résultats des événements sismiques passés.

5.4 Indice VdQ2007 proposé

La probabilité d'effondrement sismique d'un pont représente une estimation approximative de son degré de vulnérabilité sismique. Cette estimation est exprimée sous la forme d'un calcul indiciel numérique qui reflète un comportement du pont pendant un séisme sur la base de la relation établie à l'équation 5.12. La formule générale paramétrique de cet indice, basée sur une normalisation décimale, est exprimée par :

$$IVS-VdQ2007 = \left[10 - \left[AS \times V_S \times V_G \times V_T \times V_A \times V_F \times V_E \right] \right] \times I_p \quad (5.13)$$

Selon l'équation 5.13, une structure de pont est stable lorsque son l'IVS-VdQ2007 est nul; par contre, elle est très vulnérable lorsque cet indice est voisin de la valeur 10. À noter que le facteur d'importance I_p agit a posteriori afin de modifier le classement préalablement établi. La figure 5.4 présente la procédure du calcul de l'indice de vulnérabilité sismique selon la méthode VdQ2007.

L'ensemble des facteurs de vulnérabilité prennent une valeur maximale de 1.0 à l'exception du facteur de vulnérabilité du sol V_S qui prend une valeur maximale de 10. Ce facteur a donc une influence prépondérante sur l'indice final IVS-VdQ2007 calculé. Ce choix d'établir la valeur maximale du V_S à 10, répond à un des objectifs qui est de mettre en évidence l'importance des effets de sites amplification.

Dans l'équation 5.13, et qu'illustre la figure 5.4, certains facteurs de vulnérabilité sont «simples» et d'autres sont «composés». Les facteurs de vulnérabilité «simples» (V_S , V_F et V_E) sont considérés comme ayant un impact direct sur la vulnérabilité d'un pont. Les facteurs de vulnérabilité «composés» (V_G , V_T et V_A) regroupent des coefficients d'influence sismique contribuant à la vulnérabilité du système considéré. Ces facteurs s'expriment de la façon générale par :

$$V_j = \left[1 - \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot C_i \right] \quad (5.14)$$

Où,

C_i sont les coefficients d'influence sismique, α_i est le poids relatif du coefficient C_i .

L'ensemble des facteurs de vulnérabilité est décrit dans les sections suivantes.

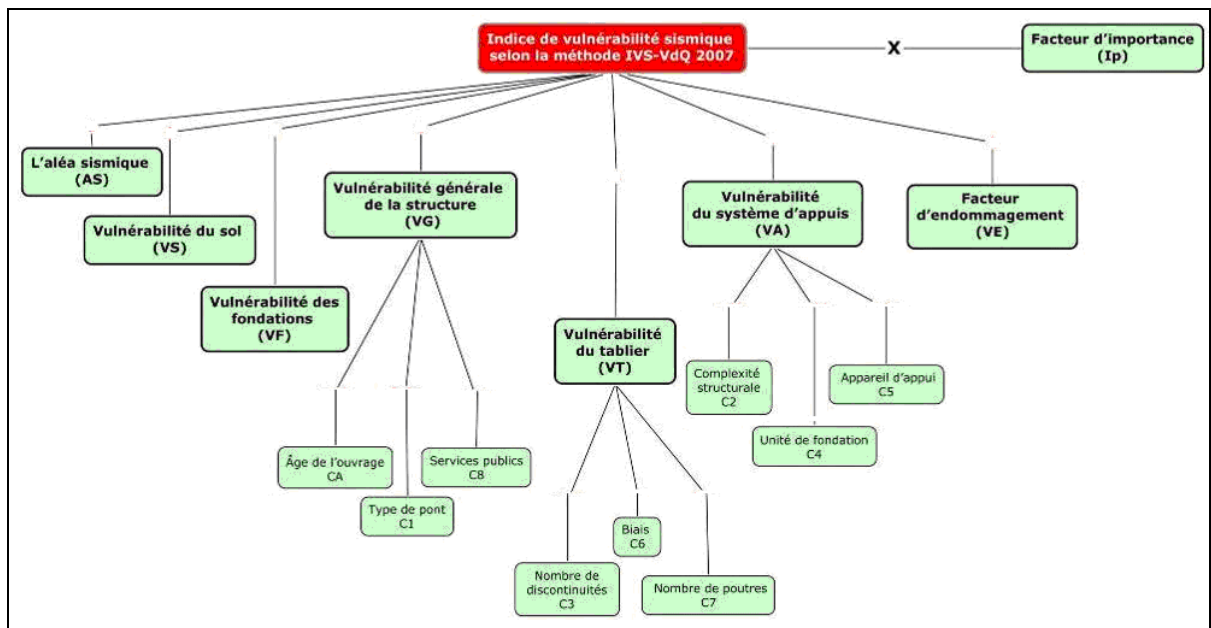


Figure 5.4 Organigramme de la méthode de calcul de l'IVS-VdQ2007.

5.4.1 Définition des facteurs de vulnérabilité « simples »

L'ensemble des valeurs attribuées aux facteurs de vulnérabilité « simples » AS , V_S , V_F et V_E sont présentées au tableau 5.1.

Tableau 5.1
Facteurs de vulnérabilité pour le calcul de l'IVS de la méthode VdQ2007

		Description des paramètres	Valeur attribuée
AS	Facteur d'aléa sismique	<i>Sismicité faible</i>	1,0
		<i>Sismicité modérée</i>	0,6
		<i>Sismicité élevée</i>	0,2
V_S	Facteur de vulnérabilité du sol reliée à la catégorisation sismique des sites du CNBC 2005	<i>A - Roc sain</i>	10
		<i>B - Roc</i>	7,0
		<i>C - Sol très compact ou roc fracturé</i>	5,0
		<i>D - Sol raide</i>	3,0
		<i>E - Sol argileux ou argile molle</i>	2,5
		<i>F - Étude géotechnique requise</i>	*
V_F	Facteur de vulnérabilité des fondations	<i>Fondations superficielles sur roc ou conçus pour les actions sismiques</i>	1,0
		<i>Fondations superficielles sur sol non conçue pour les charges sismiques</i>	0,8
		<i>Fondations profondes sur pieux non conçues pour les charges sismiques :</i>	0,5
V_E	État d'endommagement	Bon à très bon	1,0
		Acceptable	0,7
		Mauvais à très mauvais	0,5

* Aucun indice IVS n'est calculé car l'ouvrage est considéré en priorité élevée.

5.4.1.1 Facteur d'aléa sismique AS

Le facteur d'aléa sismique (AS) fait référence au niveau de séismicité envisagé pour chaque région du Québec. Trois niveaux sont définis: soit élevé, modéré et faible. Les critères adoptés pour établir le niveau de sismicité sont ceux de FEMA 310 (*Voir* section 2.4.1). Ils reposent sur les accélérations spectrales à 0,2 seconde et à 1,0 seconde de la région considérée. Le facteur d'aléa sismique varie de 0,2 à 1,0, tel qu'indique au tableau 5.1. Le choix de ces valeurs repose sur les rapports approximatifs entre les accélérations spectrales

moyennes des trois niveaux de sismicité. Rappelons que selon l'approche préconisée, l'IVS-VdQ2007 est inversement proportionnel au niveau de sismicité.

5.4.1.2 Facteur de vulnérabilité du sol V_S

Le facteur de vulnérabilité du sol V_S est défini selon les six catégories de site du CNBC2005 (*Voir* section 2.3). Le détail des calculs effectués pour déterminer les valeurs attribuées au facteur V_S est donné à l'annexe IV. Ces valeurs varient de 2,5 pour un site de catégorie E, à 10 pour un site de catégorie A (*Voir* tableau 5.1). Le choix de faire varier le facteur V_S de 2.5 à 10 se justifie par l'importance accordée à l'influence du site sur le risque sismique associé à un pont. Pour le profil du sol de type (F) nécessitant une évaluation spécifique et détaillée, nous avons considéré que le pont est très vulnérable peu importe la performance de sa structure. Aucun indice n'est alors assigné mais l'ouvrage est considéré en priorité élevée. Les valeurs attribuées à V_S ont été ajustées pour varier de façon inversement proportionnelle au coefficient de vitesse de site (F_V), calculé pour un ouvrage ayant une période de 1,0s.

Tableau 5.2
Pondération de la vulnérabilité du sol (V_S)

Catégorie sismique du site	Valeur de F_V [S(1.0)=0.14g - Ville de Québec]	1/ F_V . Par rapport au sol de type C	Valeur de V_S
A- Roc sain	0,50	2,00	10,0
B- Roc	0,63	1,59	7,0
C- Sol très compact ou roc fracturé	1,00	1,00	5,0
D- Sol raide	1,36	0,74	3,0
E- Sol argileux ou argile molle	2,06	0,49	2,5
F	Étude détaillée requise		

5.4.1.3 Facteur de vulnérabilité des fondations V_F

Certains dommages que les ponts ont subis lors des séismes passés ont démontré des défaillances au niveau de la capacité portante des fondations. De fait, la réponse sismique est influencée par le degré de flexibilité et d'amortissement des fondations (Morin et Société canadienne de géotechnique. Comité technique sur les tunnels et les ouvrages souterrains, 1994), c'est le cas des effets d'interaction sol-structure. Par exemple, le phénomène de résonance est possible dans le cas d'un pont construit sur une couche superficielle dont sa période propre est voisine de celle de la structure du pont (Morin et coll. 1994). Le choix du type de fondation doit donc être lié aux conditions du sol.

Ici, les fondations sont classées selon trois situations: (i) fondations superficielles sur roc ou conçues pour les actions sismiques, (ii) fondations superficielles sur sol non conçues pour les actions sismiques et (iii) fondations profondes non conçues pour les actions sismiques. Les deux derniers types de fondations (ii et iii) ont une vulnérabilité sismique élevée, car les charges sismiques sont transmises directement à ces fondations non conçues pour résister à cette sollicitation. Le tableau 5.1 présente des valeurs attribuées aux facteurs de vulnérabilité sismique de fondation V_F . Ces valeurs ont été attribuées pour mettre en évidence la présence des fondations plus vulnérables. Il varie de 0,5 pour les fondations profondes non conçues pour les actions sismiques à une valeur de 1,0 pour les fondations conçues pour les actions sismiques ou superficielles sur roc.

5.4.1.4 Facteur d'endommagement V_E

La structure d'un pont est exposée aux conditions environnementales (cycles gel dégel), aux sollicitations due à la circulation et à l'augmentation des surcharges routières. Cette exposition cause des dommages permanents sur le pont comme l'altération des appareils d'appuis, la déformation du tablier et parfois le mouvement des fondations (Chaallal et coll., 2003).

Le facteur d'endommagement introduit dans la méthode VdQ2007 dépend de l'état de fonctionnalité de la structure. Le tableau 5.1 présente les trois catégories d'endommagement qui sont déterminées par les services de la Ville de Québec, et les valeurs associées au facteur V_E .

Le facteur d'endommagement est ici considéré comme ayant un impact direct sur la vulnérabilité (facteur simple) d'un pont. En effet, certaines études ont montré que l'endommagement d'un pont tend à augmenter sa période fondamentale et donc, ses déplacements en cas de séisme (Alvandi et coll., 2008).

5.4.2 Définition des facteurs de vulnérabilité « composés »

Tel qu'il est exprimé par l'équation (5.14), les facteurs de vulnérabilité composés regroupent plusieurs coefficients d'influence sismique C_i . Ces coefficients ont été définis d'après ceux utilisés dans la méthode MTQ2005 mais leurs poids respectif a été modifié. Par hypothèse ces coefficients sont indépendants et incompatibles, car ils représentent des événements disjoints et la réalisation de l'un implique la non réalisation de l'autre.

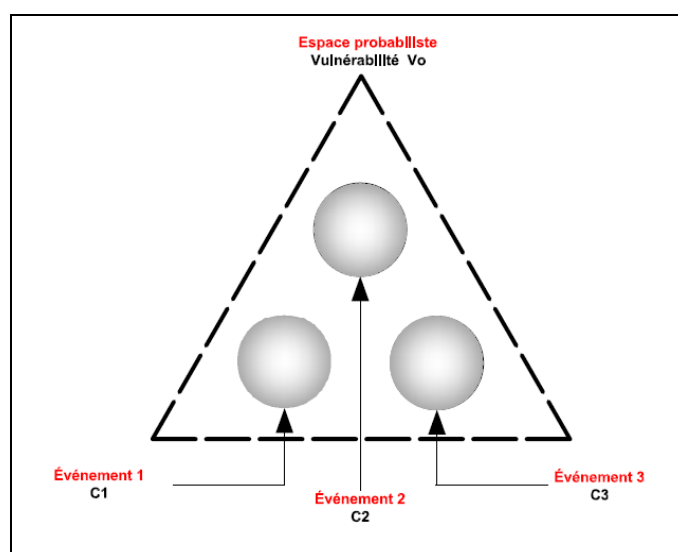


Figure 5.5 Univers probabiliste de la vulnérabilité.

Soit un facteur de vulnérabilité composé V_o qui regroupe trois coefficients sismiques C_1 , C_2 et C_3 . Un espace probabiliste de V_o est vulnérable lorsqu'un seul événement parmi ses trois événements de (C_1 , C_2 et C_3) est vulnérable (*Voir* figure 5.5). En examinant directement les causes de la vulnérabilité de cet espace, il est possible d'écrire les combinaisons d'événements qui entraînent cette déficience. Ainsi, en appliquant les équations 5.2 et 5.5, cette hypothèse se traduit de la manière suivante :

(5.15)

$$\Pr(V_{o(\text{vulnérable})}) = \left[\Pr(V_1) \times \Pr(V_{o(\text{vulnérable})}/C_1) + \Pr(V_2) \times \Pr(V_{o(\text{vulnérable})}/C_2) + \Pr(V_3) \times \Pr(V_{o(\text{vulnérable})}/C_3) \right]$$

Le terme $\Pr(V_{o(\text{vulnérable})}/C_i)$ représente la probabilité que V_o soit critique sachant que l'événement C_i est critique. Par hypothèse, nous pouvons poser que les événements étant réunis, la sommation des termes $\Pr(V_o/C_i)$ aura une valeur de 1,0.

$$\Pr(V_o/C_1) + \Pr(V_o/C_2) + \Pr(V_o/C_3) = 1,0 \quad (5.16)$$

Par conséquent, le passage de l'univers probabiliste à l'univers estimatif permet d'exprimer le facteur de vulnérabilité (V_o) par :

$$V_o = 1 - [\alpha_1 \times C_1 + \alpha_2 \times C_2 + \alpha_3 \times C_3] \quad (5.17)$$

Selon l'équation 5.17, il est donc remarqué que le facteur V_o égale à 1 exprime une situation non vulnérable, alors qu'un facteur V_o nul exprime une situation très vulnérable.

Le tableau 5.3 donne l'ensemble des valeurs attribuées aux différents coefficients C_i et leur poids respectif. À noter que les valeurs attribuées reposent sur celles attribuées aux C_i de la méthode MTQ95 et MTQ2005, les poids sont cependant différents. On observe également qu'un pont ne présentant aucune déficience aura les facteurs de vulnérabilité V_G , V_T , et V_A résultant égaux à l'unité. L'indice IVS-VdQ2007 calculé par l'équation 5.13 reflétera ainsi l'influence de l'aléa sismique du site, du type de fondation et de l'état d'endommagement même pour les ponts structurellement non vulnérable. Il s'agit ici d'un avantage marqué par rapport à la méthode MTQ2005.

Tableau 5.3
Valeurs des coefficients pour le calcul des facteurs de
vulnérabilité de la méthode VdQ2007

VULNÉRABILITÉ GÉNÉRALE V_G	Coefficients	Description des paramètres	Valeur attribuée	Poids
	C_A Âge de l'ouvrage	1990 et plus	0	α_A
		1980 à 1989	0,35	
		1972 à 1979	0,6	
		1960 à 1971	0,8	
		1959 et moins	1,0	
	C_1 Type de pont	11, 12, 13, 14, 15, 17, 18, 19, 20, 21, 45, 46, 66 et 67	0,0	α_1
		35, 36, 37, 72, 74 et 76	0,35	
		44, 52, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 71, 73, 75 et 85	0,65	
		31, 32, 33, 34, 38, 39, 41, 42, 43, 47, 48, 49, 50, 51, 56, 57, 81, 82	1,0	
	C_8 Services publics	Aucun, conduits vides ou autres, éclairage, feux lumineux, gestion de trafic	0,0	α_8
		Câblodiffusion, téléphone	0,25	
		Électricité, égout	0,5	
		Gaz naturel ou aqueduc	1,0	
VULNÉRABILITÉ DU TABLIER V_T	Coefficients	Description des paramètres	Valeur attribuée	Poids
	C_3 Nombre de discontinuités	2 et moins	0,0	α_3
		3	0,5	
		4	0,75	
		5 et plus	2,0	
	C_6 Biais du pont	$C_6 = \alpha = \text{Angle du biais}/60 \leq 1,0$	$\alpha \leq 1,0$	α_6
	C_7 Nombre de poutres	Dalle ou 4 poutres et plus	0,0	α_7
		3 poutres	0,5	
		2 poutres	0,75	
		Une seule poutre	1,0	
VULNÉRABILITÉ DU SYSTÈME D'APPUIS V_A	Coefficients	Description des paramètres	Valeur attribuée	Poids
	C_2 Complexité structurale	Autres	0,0	α_2
		Pont avec pile à hauteur variable	1,0	
	C_4 Redondance des éléments de fondation (piles)	Pont à une travée	0,0	α_4
		Banc en bois, fût, caisson à claire-voie	0,25	
		Banc en acier ou pile à plusieurs colonnes	0,5	
		Pile à une colonne	1,0	
	C_5 Type d'appareil d'appui	Aucun, en élastomère, à glissement, à plaques à élastomère confiné ou à rouleaux	0,0	α_5
		À pendule	1,0	

5.4.2.1 Facteur de vulnérabilité générale V_G

Un pont peut être considéré non vulnérable lorsque la valeur du facteur de vulnérabilité générale V_G est maximale. En revanche, une valeur nulle de V_G indique que le pont est vulnérable. Le facteur de vulnérabilité générale V_G est exprimé par :

$$V_G = 1 - [\alpha_A \times C_A + \alpha_1 \times C_1 + \alpha_8 \times C_8] \quad (5.18)$$

Les critères d'attribution de coefficient d'âge (C_A) de la structure ont été révisés selon les années de référence des codes de conception. Depuis le tremblement de terre de San Fernando (1971) et celui de Loma Pierta (1989), de nombreuses modifications ont été apportées aux codes de dimensionnement des ponts et viaducs en Amérique du Nord (Mitchell et coll., 1991). Par ailleurs, il faut rappeler que la durée de vie de l'ouvrage influence sa résistance sismique.

Le coefficient (C_1) est relié aux types de structure telle que défini par le MTQ (*Voir figure 3.8*). Le type et les matériaux avec lesquels un pont est construit jouent un rôle très important en ce qui a trait à la distribution de la masse pendant un séisme. Ainsi, un pont en béton armé ou en béton précontraint sera plus vulnérable qu'un pont construit en acier et/ou bois. Également, le coefficient (C_8) est relié à la présence de services publics pouvant aggraver la situation pendant un séisme.

Chaque coefficient C_i et les poids α_i qui leurs sont attribuées sont décrites au tableau 5.3.

5.4.2.2 Facteur de vulnérabilité du tablier V_T

Sous l'effet de mouvements sismiques importants, les ponts ayant des irrégularités géométriques comme un biais ou des discontinuités subissent de grands déplacements latéraux. Ceux-ci peuvent entraîner des dommages importants. Ces effets sont considérés dans le facteur de vulnérabilité du tablier V_T . Il s'exprime par :

$$V_T = 1 - [\alpha_3 \times C_3 + \alpha_6 \times C_6 + \alpha_7 \times C_7] \quad (5.19)$$

Le coefficient d'influence C_3 représente le nombre de discontinuités (C_3) dans un tablier. Ainsi, un pont isostatique à plusieurs travées discontinues sera plus vulnérable comparativement à un pont intégral ou continu. Les effets du biais sur le comportement sismique d'un pont sont pris en compte par le coefficient C_6 . La présence d'un biais engendre des efforts additionnels sur le tablier et occasionne un déplacement significatif au niveau des appuis. L'effet du biais peut amener alors une rupture d'une ou plusieurs travées voire même un effondrement total du pont (CTOA et coll., 1999). Finalement, le coefficient C_7 exprime la vulnérabilité liée à l'absence de redondance lorsqu'un tablier n'est formé que d'une seule poutre.

Selon l'équation 5.19, le tablier d'un pont est jugé non vulnérable lorsque le facteur V_T est égal 1,0 tandis qu'il est vulnérable lorsque le facteur V_T est nul.

5.4.2.3 Facteur de vulnérabilité des appuis V_A

Le facteur de vulnérabilité des appuis est exprimé en fonction de trois coefficients d'influence sismique reliés à la complexité structurale C_2 , à la redondance des piles C_4 et au type d'appareils d'appuis C_5 . Il s'exprime par:

$$V_A = 1 - [\alpha_2 \times C_2 + \alpha_4 \times C_4 + \alpha_5 \times C_5] \quad (5.20)$$

Le tableau 5.3 donne les valeurs associées aux coefficients sismiques pour le calcul des facteurs de vulnérabilité des appuis (V_A). Les valeurs utilisées sont inspirées de la méthode

de classement sismique du Ministère des Transports du Québec MTQ95. Selon l'équation 5.20, la vulnérabilité des appuis est critique lorsque la valeur de V_A est nulle. Par contre, cette vulnérabilité est minimale quand V_A égale à 1.

5.4.3 Définition du facteur d'importance I_p

Afin de permettre aux gestionnaires d'établir une classification indiciaire prenant en considération le rôle du pont, un facteur d'importance (I_p) a été intégré au calcul de l'indice de vulnérabilité sismique des ouvrages (IVS-VdQ2007). Ce facteur a un caractère non structural qui illustre l'utilité de pont dans l'approvisionnement et la desserte des zones les plus urbanisées.

Le facteur d'importance (I_p) désigne trois catégories de ponts associés à leur importance tels que définie dans la norme de calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06, 2006), soit (a) les ponts de secours, (b) les ponts d'urgence et (c) les autres ponts. Le tableau 5.4 présente ces trois catégories de ponts.

Tableau 5.4
Facteur d'importance selon la méthode VdQ2007
Tiré de l'article 4.4.7.1 (CAN/CSA-S6-06)

Niveau d'importance	Catégorie selon la Norme CAN/CSA-S6-06	Facteur d'importance I_p
Élevé	Ponts de secours	3,0
Modéré	Ponts d'urgence	1,5
Faible	Autres ponts	1,0

5.5 Poids des coefficients d'influence sismique

Le poids relatif α_i attribué à chaque coefficient d'influence sismique C_i du tableau 5.3 doit refléter le comportement sismique des composantes structurales lors d'événement sismique

réel. L'estimation des poids relatifs (α_i) doit être faite sur une base comparative et objective. Ainsi, la qualité de cette estimation affecte la valeur finale de l'indice de vulnérabilité sismique IVS-VdQ2007. En d'autres termes, l'estimation des (α_i) doit permettre d'améliorer la qualité du classement prioritaire indiciel des ponts. Cela peut signifier que le modèle d'estimation des (α_i) doit être capable de prendre en considération l'importance relative des coefficients d'influence sismique (C_i) pour un facteur de vulnérabilité composé (V_i).

5.5.1 Méthodologie appliquée

La méthodologie appliquée consiste à exploiter les données des procédures existantes. L'annexe V fait le bilan des poids associés à chaque paramètre considéré et le tableau 5.5 donne les poids pondérés associés à chaque coefficient d'influence sismique considéré dans les quatre méthodes répertoriées au chapitre 2. Le poids pondéré retenu correspond à une moyenne statistique considérant l'ensemble des méthodes.

Tableau 5.5
Poids pondérés (α_i) à partir des méthodes existantes de
l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts

Facteur de vulnérabilité sismique V_i	Coefficient d'influence sismique	Méthodes d'évaluation				Poids pondéré
		MTQ95	Caltrans	Kim	Poly	
AS	-	1,000	1,000	0,000	1,000	1,00
FF	-	1,000	0,330	0,474	1,000	1,00
V_G	FA	0,746	0,077	0,000	0,000	0,34
	C_1	0,164	0,077	0,985	0,200	0,59
	C_8	0,090	0,000	0,000	0,080	0,07
V_T	C_3	0,625	0,021	0,000	0,875	0,40
	C_6	0,083	1,000	0,000	0,125	0,46
	C_7	0,292	0,000	0,000	0,000	0,13
V_A	C_2	0,524	0,000	0,295	0,455	0,34
	C_4	0,310	0,548	0,000	0,273	0,35
	C_5	0,167	0,452	0,475	0,273	0,31

5.5.2 Estimation finale des poids (α_i)

Parallèlement au développement ci-dessus, les poids ont été ajustés pour refléter les résultats des études d'évaluation des dommages observés lors des événements sismiques passés (*Voir* section 2.6). On notera l'augmentation relative des poids des coefficients d'influence sismique C_8 (services publics) et C_7 (nombre de poutres) ce qui modifie le poids associé aux autres coefficients. Le tableau 5.6 donne les valeurs finales des poids de chaque coefficient d'influence sismique. Les équations 5.18, 5.19 et 5.20 deviendront:

$$\begin{aligned} V_G &= 1 - [0,25 \times C_A + 0,50 \times C_1 + 0,25 \times C_8] \\ V_T &= 1 - [0,33 \times C_3 + 0,33 \times C_6 + 0,33 \times C_7] \\ V_A &= 1 - [0,25 \times C_2 + 0,50 \times C_4 + 0,25 \times C_5] \end{aligned} \quad (5.21)$$

Tableau 5.6
Estimation finale des poids associés aux
coefficients d'influence sismiques

Facteur de vulnérabilité composé	Coefficients d'influence sismique	Poids associé
Facteur de vulnérabilité général V_G	C_A Âge de l'ouvrage	0,25
	C_1 Type de pont	0,50
	C_8 Services publics	0,25
Facteur de vulnérabilité du tablier V_T	C_3 Nombre de discontinuités	0,33
	C_6 Biais	0,33
	C_7 Nombre de poutres	0,33
Facteur de vulnérabilité d'appui V_A	C_2 Complexité structurale	0,25
	C_4 Redondance des éléments de fondation (piles)	0,50
	C_5 Type d'appareil d'appui	0,25

5.6 Synthèse

Dans la nouvelle méthode VdQ2007, l'indice de vulnérabilité sismique des ponts (IVS-VdQ2007) est une estimation indicielle de la vulnérabilité du pont. La formulation retenue

est basée sur une approche probabiliste et regroupe les déficiences probables dans la structure selon des facteurs de vulnérabilité directs (AS , V_s , V_F et V_E) et des facteurs de vulnérabilité composés (V_G , V_T et V_A). Cet indice représente donc les parties essentielles de pont qui peuvent être vulnérables. À cela, nous avons choisi d'ajouter un facteur d'importance I_p ayant une influence directe sur le classement par priorité des ouvrages considérés.

La prochaine étape est donc de s'assurer que les déficiences importantes aient une influence prépondérante sur l'IVS final. Il s'agit de procéder dans les sections suivantes à une calibration permettant de vérifier l'influence des différents paramètres ou coefficients sismiques C_i sur le calcul de l'IVS. Cette procédure sera basée sur des analyses statistiques et sur des analyses dynamiques.

CHAPITRE 6

VALIDATION ET APPLICATION DE LA MÉTHODE VdQ2007

6.1 Objectif et méthodologie

Dans le dernier chapitre, nous avons développé une nouvelle approche de classement de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art, qui prend en considération l'importance des déficiences observées et les besoins de la Ville du Québec tels que décrits à la section 1.1. Il convient donc d'évaluer les avantages et la pertinence de cette nouvelle approche par rapport aux autres méthodes MTQ2005 et NYDOT. Cette évaluation mettra l'accent sur les paramètres les plus importants tels que le type du sol, le type du pont et le biais.

L'objectif de ce chapitre est triple. D'abord, s'assurer que le classement des ponts donné par la méthode VdQ2007 reflète bien la vulnérabilité reliée au nombre de déficiences. Ensuite, identifier les paramètres les plus influents de la méthode VdQ2007 et MTQ2005. Finalement, proposer des critères pour établir les niveaux de priorité des ponts de la ville de Québec.

6.2 Méthodologie appliquée

La méthodologie utilisée pour valider la méthode VdQ2007 comporte trois parties tel qu'illustré à la figure 6.1.

Tout d'abord, la première partie représente le résultat des analyses qui sont fondées sur une approche statistique descriptive visant à évaluer la variation du nombre de déficiences d'un échantillon de 119 ponts de l'inventaire de la Ville du Québec. Cette variation est déterminée selon les trois méthodes NYDOT, MTQ2005 et VdQ2007 (section 5.5). L'identification du nombre de déficiences présentes sur un pont peut servir de base à un classement des ponts selon leur vulnérabilité. C'est l'approche prise par la méthode NYDOT (*Voir* section 3.2.4). Ensuite, la deuxième partie traite d'un plan d'expériences à deux niveaux (niveau élevé et niveau faible) sur l'IVS-VdQ2007 et sur IVS-MTQ2005 (section 6.5). Le but de ces

expériences est de porter un jugement sur les effets des paramètres influant l'indice de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs.

Finalement, la dernière partie sera consacrée à établir certains niveaux de priorité en fonction du nombre de déficiences observées. Il est important de préciser que la méthode qualitative de NYDOT ne permet pas de la comparer avec l'indice quantitatif IVS-VdQ2007. Toutefois, en se basant sur les déficiences probables établies par NYDOT, il est possible de distribuer les valeurs de l'IVS-VdQ2007 selon le nombre de déficiences observées et d'établir à la lumière de celles-ci des classes prioritaires possibles.

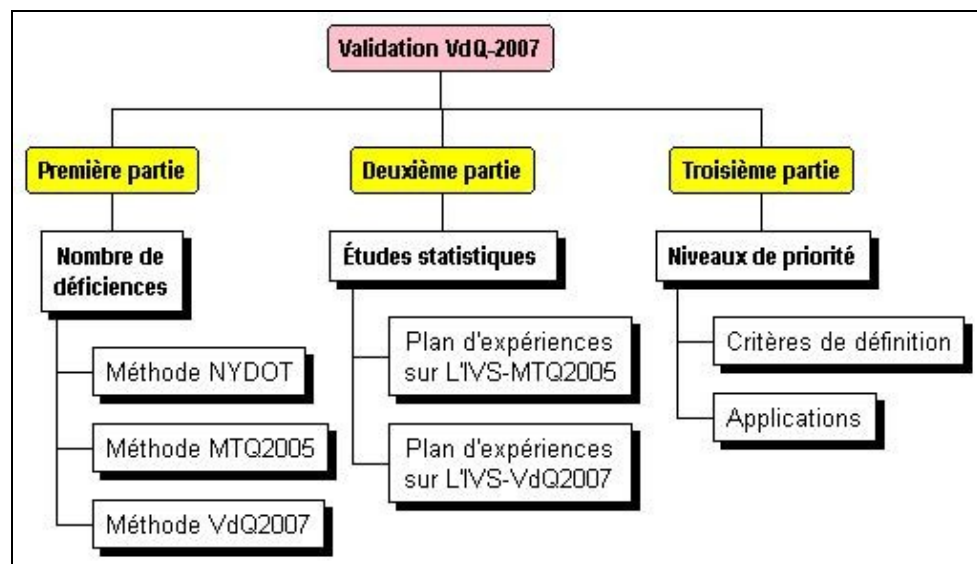


Figure 6.1 Organigramme de la méthodologie appliquée à partir des études comparatives.

6.3 Inventaire des ponts de la ville de Québec

L'inventaire des ponts de la Ville de Québec comprend 119 ponts et viaducs construits entre 1915 et 2007 (Voir figure 6.2). L'annexe VI donne la liste de ces ouvrages auxquels des numéros fictifs ont été assignés, leur type selon les définitions du MTQ et leur année de

construction. La figure 6.3 donne la répartition des ouvrages selon les groupes de construction principaux tels que définis par MTQ (Voir figure 3.8).

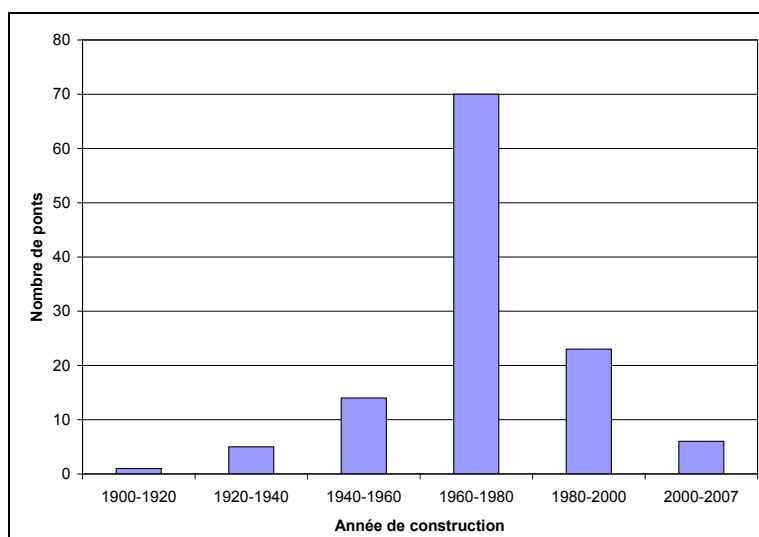


Figure 6.2 Distribution des ponts de la ville de Québec selon leur année de construction.

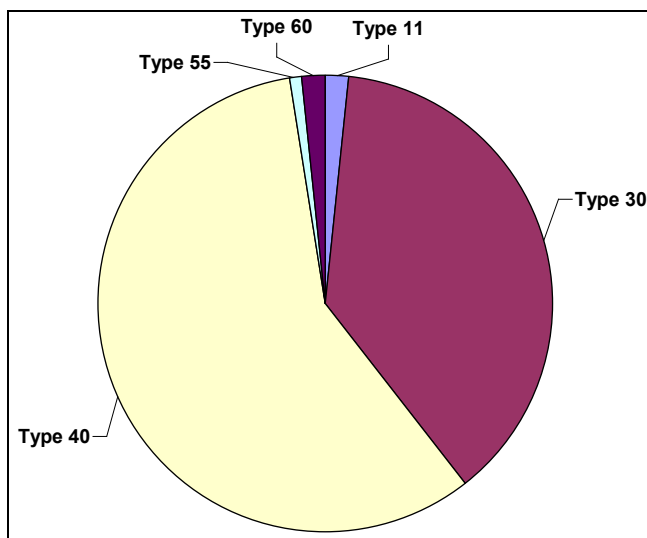


Figure 6.3 Distribution des ponts de la ville de Québec selon leur groupe.

Les données nécessaires à l'évaluation des ponts ont été recueillies par une inspection sommaire (64 ponts) et/ou l'étude de plans et des fiches techniques. Les catégories de site ont été attribuées à partir d'une carte de microzonage établie dans le cadre d'un projet précédent (LeBoeuf et Nollet, 2006). Les indices calculés par la méthode MTQ2005 et VdQ2007 sont données à l'annexe VI et VII.

6.4 Évaluation du nombre de déficiences

L'indice de vulnérabilité calculé par la méthode VdQ-2007 doit pouvoir représenter adéquatement le nombre de déficiences présentes sur un pont en attribuant un indice élevé aux ponts ayant plusieurs déficiences. Les caractéristiques des 119 ponts de la ville de Québec ont été utilisées pour comparer la variation des indices, en fonction du nombre de déficiences, selon les trois méthodes suivantes : (a) la méthode MTQ-2005, (b) la nouvelle approche VdQ-2007 et, (c) selon le NYDOT. Les résultats qui découlent de cette évaluation sont illustrés sur la figure 6.2. Rappelons que les indices des trois méthodes varient de façon différente lorsque la vulnérabilité sismique d'un pont augmente :

- L'IVS-VdQ2007 tend vers 10 (facteur A_s fixé à 1.0 pour cette étude);
- L'IVS MTQ2005 tend vers 60 pour la Ville de Québec (facteur $RS=3$);
- La classe NYDOT tend vers la classe 1.

L'analyse des résultats présentés à la figure 6.4 permet de constater que bien que les trois méthodes soient distinctes (calcul quantitatif vs qualitatif) les indices ou la classe (pour NYDOT) varient selon le nombre de déficiences; les ponts ayant le plus grand nombre de déficiences obtiennent des indices indiquant une plus grande vulnérabilité. On constate cependant que la nouvelle méthode VdQ2007 donne une distribution des IVS plus regroupée lorsque le nombre de déficiences augmente par rapport à celle du MTQ2005 où les IVS sont plus dispersés. Cela signifie que l'IVS-VdQ2007 reflète très bien la présence de déficiences dans le cas des ponts ayant une vulnérabilité sismique élevée. Cette tendance est beaucoup moins prononcée dans le cas de la méthode MTQ 2005.

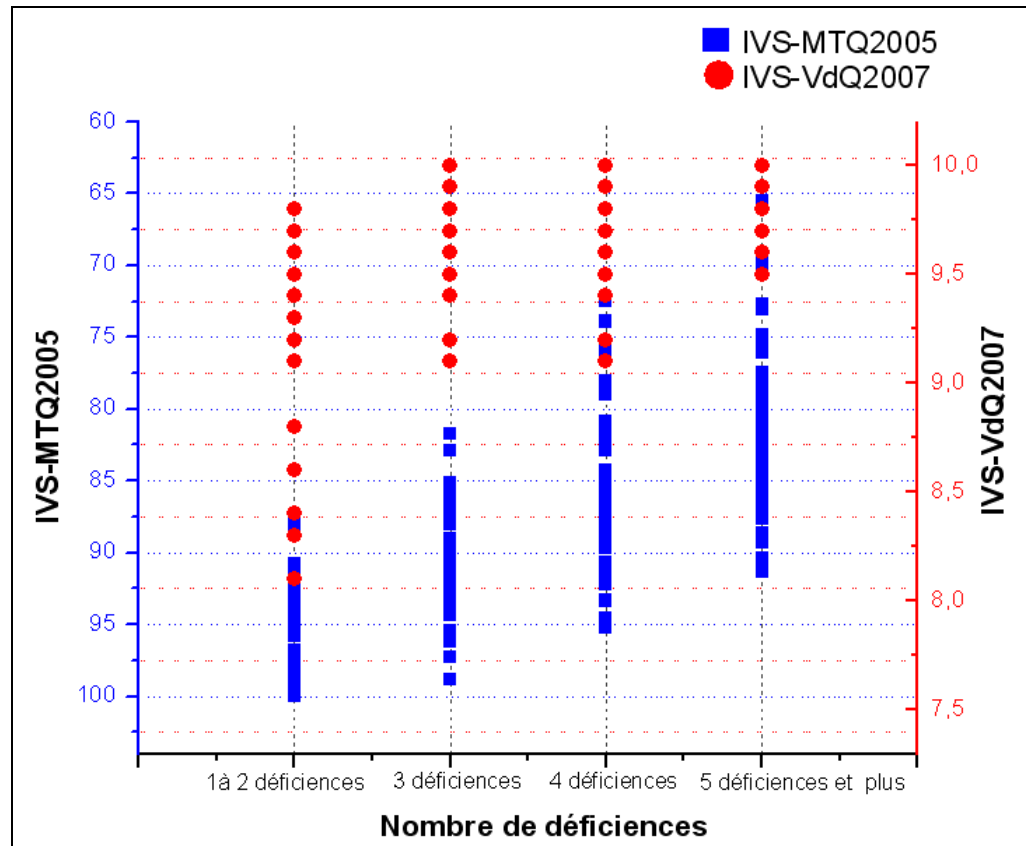


Figure 6.4 Variation des IVS des méthodes, MTQ2005 et VdQ2007 en fonction du nombre de déficiences.

6.5 Études statistiques sur IVS-MTQ2005 et sur IVS-VdQ2007

6.5.1 Objectifs

Cette section vise à répondre à la question suivante : quel est l'effet de chaque paramètre indépendant sur la vulnérabilité sismique globale du pont telle qu'établie par la méthode MTQ2005 et VdQ2007 ?

Dans ce genre de problème, la réponse à cette question nécessite d'isoler chaque paramètre associé avec son poids correspondant. Il s'agit de construire une régression linéaire multiple de ces facteurs à partir d'échantillons représentatifs des ponts et viaducs. Les régressions

linéaires multiples basées sur les deux méthodes MTQ2005 et VdQ2007 peuvent être présentées sous les formules suivantes :

$$\text{IVS- MTQ2005} = \alpha_1 \times \text{RS} + \alpha_2 \times \text{FF} + \alpha_3 \times \text{FA} + \sum_{i=1}^{i=8} (\omega_i \times C_i) \quad (6.1)$$

$$\text{IVS-VdQ2007} = \alpha_1 \times \text{AS} + \alpha_2 \times V_s + \alpha_3 \times V_F + \omega_1 \times C_A + \sum_{i=2}^{i=8} (\omega_i \times C_i) \quad (6.2)$$

Où α_i et ω_i représentent les poids relatifs de chaque facteur et coefficient sismique respectivement.

Le plan d'expérience vise à sélectionner les facteurs qui exercent une influence significative sur la réponse des expériences qui est, dans ce cas, la valeur de l'IVS. La variation des réponses est ensuite décrite en fonction de la fluctuation de ces facteurs.

Les résultats de cette analyse statistique permettront de calibrer et de valider les poids α_i et ω_i de chaque terme des équations 6.1 et 6.2. L'objectif est de s'assurer que les déficiences importantes ont une influence prépondérante sur l'IVS final.

Toutefois, la calibration des coefficients d'influence sismique est plus problématique. En effet, il est difficile de fixer une plage de valeurs raisonnables, car les attributs d'un coefficient d'influence sismique n'ont pas une connotation physique. La calibration demeure donc une approche approximative pour distinguer les effets des paramètres sur le comportement sismique du pont.

6.5.2 Méthodologie et hypothèses de base du plan d'expériences

La méthodologie appliquée consiste à dresser un plan d'expériences permettant d'étudier neuf coefficients d'influence sismique à partir de 128 combinaisons. Le niveau de confiance est établi à 95% (StatPoint, 2005). Ce plan sera utilisé en tenant compte de deux niveaux : le premier niveau souligne le pointage le plus haut attribué à un coefficient C_i , tandis que le deuxième niveau indique le pointage le plus bas attribué au même coefficient.

Rappelons ici que l'objectif d'un plan d'expériences factoriel fractionnaire est d'obtenir les effets de plusieurs facteurs en faisant un minimum d'essais ou de combinaisons. En d'autres termes, les facteurs et les coefficients varient simultanément. Les résultats obtenus seront traités à l'aide de la régression linéaire multiple et de l'analyse de variance.

La figure 6.5 montre le plan d'expériences utilisé sur les coefficients sismiques des méthodes MTQ2005 et VdQ2007. Seuls les cas extrêmes des combinaisons paramétriques ont été retenus, ils sont présentés sous forme de six modèles : deux (2) modèles de pont seront utilisés en variant le type du sol pour MTQ2005 et quatre (4) modèles de ponts en bon état seront générés en variant les caractéristiques du sol et des fondations pour VdQ2007. Certains cas fictifs, comme les fondations profondes dans un sol rocheux ou bien des fondations superficielles dans un sol meuble apparaissent au plan d'expérience, mais ces combinaisons n'ont pas une grande influence sur le résultat final puisqu'on cherche à définir l'influence relative des paramètres sur l'IVS. En parallèle, il faut rappeler que le niveau de sismicité a été maintenu fixe étant donné que tous les ponts sont situés sur le même territoire.

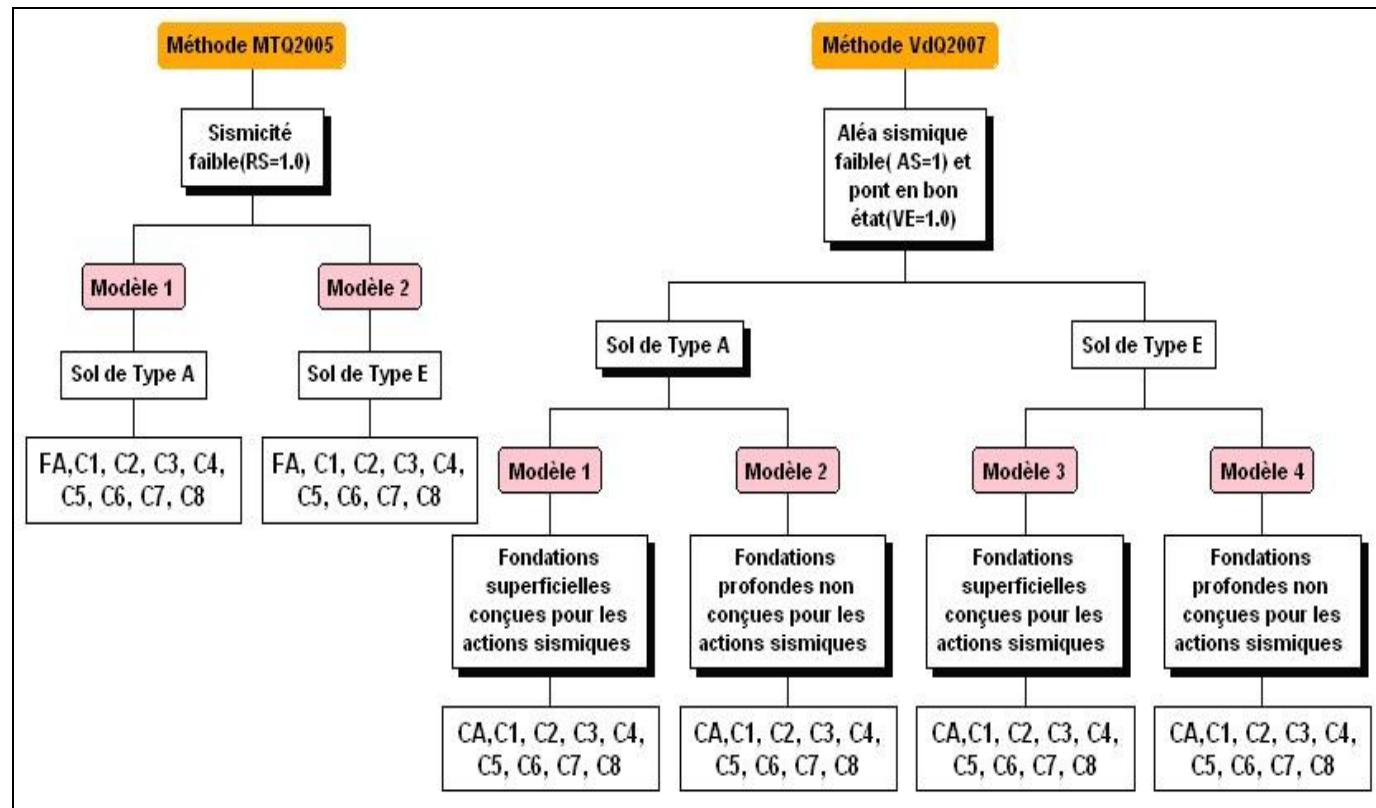


Figure 6.5 Schéma de l'étude expérimentale appliquée sur MTQ2005 et sur VdQ2007.

6.5.3 Plan d'expériences sur l'IVS-MTQ2005

Dans cette section, nous avons considéré deux modèles de ponts : (i) sur sol de type A et (ii) sur sol de type E.

Le plan d'expériences factoriel fractionnaire a au moins 90 % de chance de détecter un effet de grandeur 1,5. Ce plan a généré 128 combinaisons de coefficients d'influence sismique et sa puissance est évaluée à 100%. Mentionnons ici que la puissance d'un test est le complément d'une probabilité conditionnelle (β) qui exprime le degré d'acceptation d'une hypothèse sachant qu'elle est fausse. Pour les deux modèles de la méthode MTQ2005, le coefficient de détermination ou de corrélation (r^2) obtenus est de 95,69%. Ces combinaisons sont présentées à l'annexe VIII.

Les résultats de cette étude sont illustrés sur la figure 6.6. On peut distinguer l'importance des effets relatifs aux neuf coefficients d'influence sismique sur le calcul de l'IVS-MTQ2005. L'analyse des résultats fait ressortir que l'âge de la structure (FA) est un paramètre qui influe le plus l'IVS-MTQ2005. Viennent ensuite le type de pont (C_1) et la complexité structurale (C_2). Par ailleurs, l'effet du biais (C_6) est le moins influent sur le résultat global.

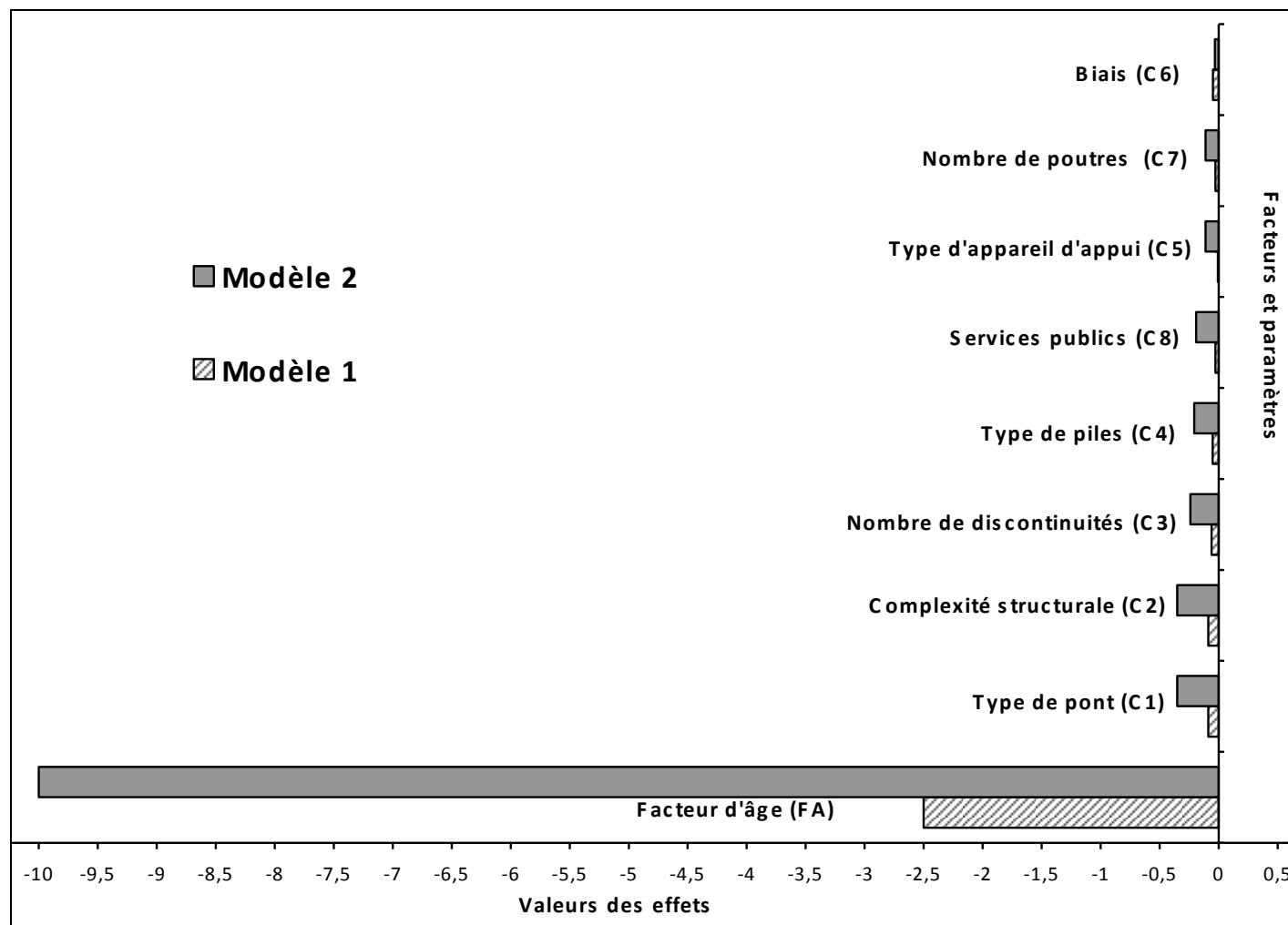


Figure 6.6 Importance relative des coefficients d'influence sismique selon la méthode MTQ2005.

6.5.4 Plan d'expériences sur l'IVS-VdQ2007

Dans cette section, nous avons considéré quatre modèles de ponts en bon état ($V_E=1,0$). Ces ponts ont été générés en variant les caractéristiques suivantes : (i) fondations superficielles conçues pour les actions sismiques ($V_F=1,0$) ou fondations profondes non conçues pour les actions sismiques ($V_F=0,5$); (ii) sol de catégorie A ou sol de catégorie E (*Voir* figure 6.5).

Ces modèles ont permis d'établir quatre plans d'expériences factoriels fractionnaires. Chaque plan enregistre 128 combinaisons possibles avec au moins 90.0% de chance de détecter un effet de grandeur 1,5. La puissance détectée de chaque essai est de 100% et le coefficient de détermination ou de corrélation (r^2) est estimé à 69.76 %. Ces combinaisons sont présentées à l'Annexe IX.

Tel qu'attendu l'effet du sol et du type de fondation apparaît clairement en considérant la variation des effets d'un modèle à un autre. Les effets des coefficients d'influence sismique C_i apparaissent sur la figure 6.7. Ils représentent l'influence de coefficient sur l'indice final de vulnérabilité sismique. L'analyse des résultats fait ressortir que le type de pont et le biais sont les paramètres les plus influents sur l'IVS-VdQ2007. Ces effets sont comparables à ceux retrouvées dans la littérature où l'importance de l'influence du biais reflète les dommages importants observés reliés à la perte d'appuis.

Par ailleurs, la complexité structurale (C_2) a une influence importante mais qui ne se distingue pas à celle du type de piles (C_4) et du type d'appareils d'appuis (C_5). Il faut rappeler que ces trois coefficients d'influence sismique ont le même poids associé de 0.33 (*Voir* tableau 5.5). Cela donne néanmoins une indication que le poids associé à la complexité structurale pourrait être augmenté. Cependant une étude plus approfondie est requise.

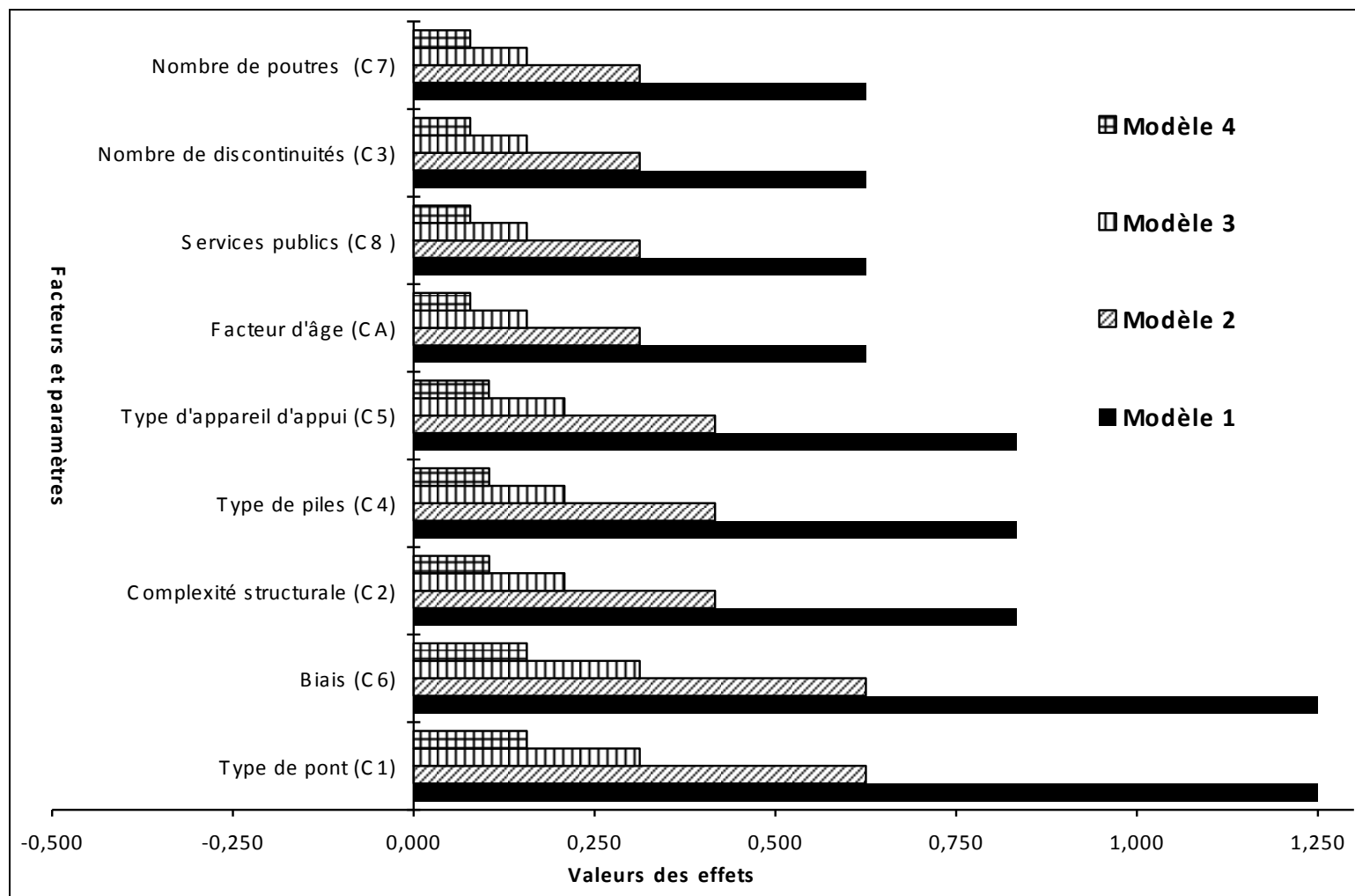


Figure 6.7 Importance relative des coefficients d'influence sismique selon la méthode VdQ2007.

6.5.5 Synthèse sur les études comparatives

La présente étude statistique effectuée sur la nouvelle méthode VdQ2007 a montré que le type de pont et le biais représentent les paramètres les plus influents sur le calcul de l'indice de la vulnérabilité sismique du pont. Les poids relatifs de ces deux paramètres seront comparés à ceux retrouvées dans la revue de littérature (*Voir* chapitre 3). Le tableau 6.1 présente cette comparaison.

Selon le tableau 6.1, la méthode VdQ2007 présente une bonne estimation du poids relatif des paramètres : type de pont et biais. Il est également intéressant de relever que les poids associés à ces deux paramètres varient de 0,156 à 1,25. Selon les comparaisons, cette variation représente une plage favorable par rapport aux autres études.

Tableau 6.1
Comparaison du poids relatifs des paramètres « type de pont »
et « biais » selon la méthode utilisée

Paramètre	Procédure développée par Tinawi et Coll..	MTQ95	Procédure développée par KIM	Procédure développée par CalTran	Nouvelle méthode VdQ2007 (résultats des 4 modèles)
Biais	0,025	0,02	0,045	0,12	de 0,156 à 1,25
Type de pont	0,25	0,22	0,194	-	de 0,156 à 1,25

Les coefficients de pondération (α_i) proposés sont basés sur l'ensemble des résultats obtenus par l'analyse statistique.

6.6 Définition des niveaux de priorité

La mise en application de toute méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'ouvrages en vue d'un classement relatif nécessite la définition de critères pour établir les niveaux de priorité en fonction du contexte d'application. Ces niveaux de priorité fournissent aux

gestionnaires une stratégie précieuse pour une intervention efficace afin de limiter, voire de réduire des dommages sismiques potentiels. Dans le cadre de ce projet, on propose quatre niveaux de priorité d'évaluation détaillée : (1) élevé, (2) élevé à modéré, (3) modéré à faible et (4) faible.

La définition des niveaux de priorité d'évaluation détaillée repose principalement sur une appréciation relative des indices et des classes calculés. La méthode du NYDOT donne directement quatre classes correspondant à quatre niveaux de priorité d'évaluation détaillée et peut servir de base de comparaison. La méthode originale du MTQ ne propose pas d'interprétation aux valeurs des indices calculés. Il faut donc définir des échelles d'appréciation des indices pour la méthode MTQ2005 comme pour la méthode VdQ2007. Ces échelles d'appréciation, ou plages de valeurs, ont été définies sur la base de trois critères :

- 1) Le niveau de priorité doit refléter le nombre de déficiences observées sur un pont;
- 2) Le niveau de priorité doit refléter des cas d'effondrement observés;
- 3) La répartition des niveaux de priorité dans l'échantillon des ponts et passages supérieurs de la Ville de Québec doit être réaliste.

6.6.1 Critère 1 : Nombre de déficiences observées sur un pont

Les indices obtenus par la simulation de 383 combinaisons de déficiences (une à cinq) doivent donner une répartition entre les niveaux de priorité respectant les principes suivants :

- Une seule déficience : la majorité des combinaisons se retrouvent en priorité 3 (modérée à faible) ou 4 (faible) ;
- Deux déficiences : la majorité des combinaisons ont une priorité 3 (modérée à faible) avec quelques priorités 2 (élevée à modérée) ;
- Trois déficiences : la majorité des combinaisons sont en priorité 2 (élevée à modérée) avec quelques unes en priorité 1 (élevée) ou 3 (modérée à faible) ;
- Quatre déficiences : la majorité des combinaisons sont en priorité 1 (élevée) avec quelques unes en priorité 2 (élevée à modérée) ;

- Plus de quatre déficiences : toutes les combinaisons sont en priorité 1 (élevée).

La figure 6.8 illustre la distribution des indices souhaitée selon le nombre de déficiences présentes.

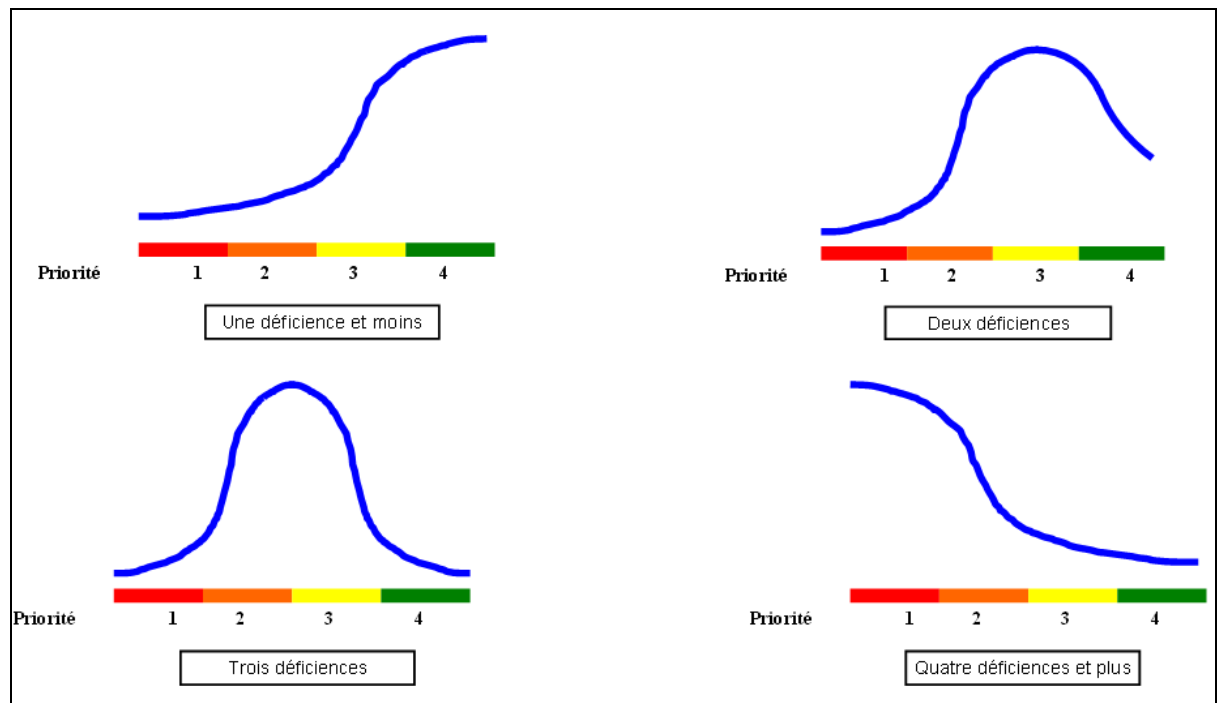


Figure 6.8 Distribution des niveaux de priorité selon le nombre de déficiences.

6.6.2 Critère 2 : Cas d'effondrement observés

Six ponts ayant subi un effondrement lors du séisme de Northridge en 1994 (Basöz et coll. 1999) ont été évalués à l'aide des méthodes VdQ2007 et MTQ2005. Le tableau 6.4 présente un résumé des dommages observés sur les six ponts effondrés.

Tableau 6.2
 Dommages observés sur les ponts effondrés

Ponts	PGA (g) enregistré	PGA (g) enregistré	Description sommaire des dommages
		PGA(g) de Québec = 0,37g	
531609	0,35	0,95	Flambement de plusieurs colonnes (une grande influence du biais)
531960F	0,95	2,57	Effondrement de deux travées
531964F	0,95	2,57	Déplacement de trois premières travées
531997L	0,85	2,30	Effondrement de la deuxième travée et la quatrième à cause de la gravité de biais et perte des appuis
531797F	0,85	2,30	
532205	1,05	2,84	Effondrement partiel et flambement de deux colonnes

Pour procéder à l'évaluation de ces ponts, certaines hypothèses ont été faites :

- La date de la conception du pont est la même que celle de la date de construction;
- Facteurs d'influence sismique : tenant compte de la sismicité élevée de la région de Northridge en Californie, nous avons supposé que le risque sismique (RS) vaut 5 (MTQ-2005);
- Coefficients d'influence sismique : la complexité structurale (C_2), le type des appuis (C_5) et le nombre de poutres (C_7) sont supposés non vulnérables. Par contre, nous avons attribué une valeur maximale (très vulnérable) aux services publics (C_8) en tenant compte que ces ouvrages se situent dans des zones urbaines;
- Indice de vulnérabilité sismique des ponts très irréguliers avec une forte variation de biais sera calculé en variant l'angle du biais de 15° à 60° .

Toutes les données structurales et non structurales telle qu'elles ont été publiées dans l'article de Bazoz, ont été transposées pour être conforme aux données utilisées dans les méthodes MTQ2005 et VdQ2007. Elles sont présentées en Annexe X.

Le tableau 6.3 présente les résultats d'évaluation de la vulnérabilité sismique selon les trois méthodes.

Tableau 6.3
Résultats de calcul des indices et de classement

Pont	IVS-MTQ2005				IVS-VdQ2007				Classe NYDOT			
	15°	30°	45°	60°	15°	30°	45°	60°	15°	30°	45°	60°
531609	74,8	74,6	74,4	74	9,93	9,95	9,96	9,97	2	2	2	1
531960F	72,10				9,94				2			
531964F	72,10				9,94				2			
531997L	74,13				9,92				1			
531797F	74,13				9,987				1			
532205	81,6	81,3	81,1	80,9	9,64	9,69	9,74	9,79	4	4	4	2
Limite inférieure	72,1				9,64				4			
Limite supérieure	81,6				9,98				1			

Les résultats qui découlent de cette vérification ont montré que l'indice de vulnérabilité sismique calculé selon la méthode MTQ2005 varie de 72,1 à 81,6; que celui de la méthode VdQ2007 varie entre 9,64 et 9,98, et que la méthode NYDOT classe ces ponts dans la catégorie 1, 2 et 4. Les valeurs d'indices devaient donc se retrouver dans les plages de valeurs correspondant au niveau de priorité 1 caractérisant une vulnérabilité élevée.

6.6.3 Critère 3 : répartition des niveaux de priorité dans l'échantillon des ponts et passages supérieurs de la Ville de Québec

La répartition des ponts de l'échantillon de la ville de Québec soit 119 ponts, entre les quatre niveaux de priorité doit être rationnelle, c'est-à-dire respecter une distribution reflétant les observations suivantes :

- Environ 50% des ponts ont été construits avant 1970; on doit donc s'attendre à ce que plusieurs soient en priorité 1 ou 2;
- La proportion de ponts en priorité 1 doit raisonnablement être autour de 15%;
- La majorité des ponts devraient se retrouver en priorité 2 ou 3.

Les plages d'indices respectant ces trois critères sont proposés au tableau 6.4. À noter que les plages d'indices ne sont pas équidistantes car les indices sont calculés par multiplication de coefficients et de facteurs et non par addition.

Tableau 6.4
Niveaux de vulnérabilité sismique selon les différentes méthodes

IVS MTQ-2005	IVS VdQ2007	Classe de vulnérabilité du NYDOT	Niveau de priorité d'évaluation détaillée
$40 \leq \text{IVS} < 87$	$\text{IVS} \geq 9,7$	Classe 1	Élevé
$87 \leq \text{IVS} < 93$	$9 \leq \text{IVS} < 9,7$	Classe 2	Modéré à élevé
$93 \leq \text{IVS} < 98$	$7 \leq \text{IVS} < 9$	Classe 3	Faible à modéré
$98 \leq \text{IVS} \leq 100$	$0 \leq \text{IVS} < 7$	Classe 4	Faible

6.7 Application aux ponts de la Ville de Québec

Les 119 ponts de l'inventaire de la Ville de Québec ont été classés selon la méthode d'évaluation VdQ2007. Le type du sol, le biais, l'âge de pont, le type de fondations et le type de pont sont considérés comme les paramètres les plus influents sur la vulnérabilité sismique des ponts. L'analyse du classement des ponts selon les quatre niveaux de priorité d'évaluation détaillée (*Voir* tableau 6.3) permet de constater que la méthode proposée reflète bien l'état de vulnérabilité sismique des différents ponts de l'inventaire la Ville de Québec.

La figure 6.9a illustre la répartition des ponts entre les niveaux de priorité lorsqu'aucun endommagement n'est considéré et montre que 10% des ponts sont en priorité 1, 35% en priorité 2 et 55 % en priorité 3 ou 4. Lorsqu'on considère l'endommagement, on note que 15% des ouvrages sont en priorité 1 et 40% en priorité 2. On peut donc dire que le facteur V_E modifie de façon significative le classement final de la vulnérabilité sismique (*Voir* figure 6.9b).

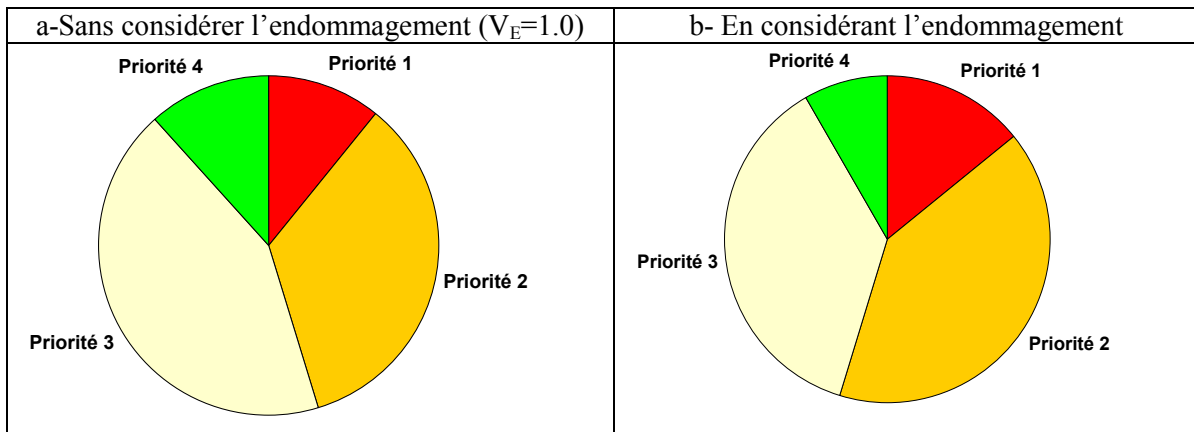


Figure 6.9 Répartition des ponts de la ville de Québec selon les niveaux de priorité établis par la méthode VdQ-2007.

En considérant la répartition des ouvrages à l'intérieur de différents sous-groupes (*Voir* Figure 6.10), on peut faire les observations suivantes:

- 90% des ponts construits sur un site de classe D sont classés en priorité 1 ou 2;
- 81% des ponts avec un biais sont classés en priorité 1 ou 2;
- 56% des ponts construits ou conçus avant l'année 1959 sont classés en priorité 1 ou 2;
- Tous les ponts ayant des fondations profondes non conçues pour les actions sismiques sont classés en priorité 1 ou 2;
- 83% des ponts en béton ($C_1=0$) sont classés en priorité 1 ou 2. Les ponts en béton, étant donné leur masse importante, font partie du type de ponts généralement considérés prioritaires par rapport aux autres types de ponts.

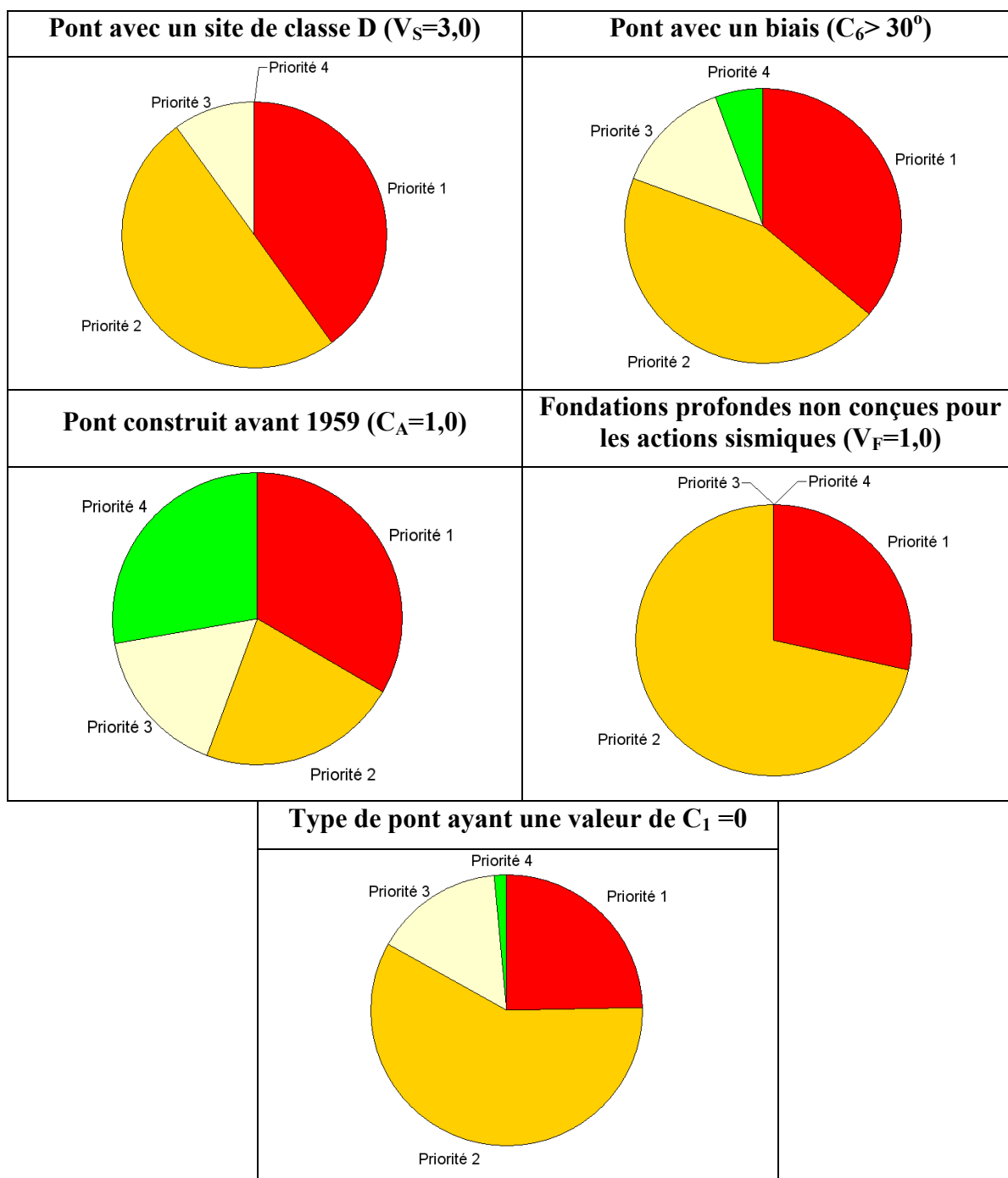


Figure 6.10 Évaluation des ponts en utilisant la méthode VdQ2007.

6.8 Synthèse

Dans ce chapitre, nous avons proposé une méthode d'évaluation rapide de la vulnérabilité sismique des ponts permettant un classement par priorité : cet outil vise les gestionnaires du risque sismique. Les ponts sont classés selon quatre niveaux de priorité : (1) élevé, (2) élevé à modéré, (3) modéré à faible ou (4) faible. Les plages indicielles correspondant à chaque niveau ont été établies en fonction du nombre de déficiences observables et de l'analyse de ponts effondrés à la suite des séismes passés.

La méthode d'évaluation rapide des ponts VdQ2007 repose sur l'étude des dommages observés lors de séismes passés et sur la revue des différentes méthodes d'évaluation existantes. Cette méthode répond à la fois aux besoins spécifiques de la Ville de Québec pour qui elle a été développée, mais elle offre également la flexibilité d'application à d'autres contextes. Elle intègre les caractéristiques structurales et générales des ponts, l'aléa sismique et l'effet d'amplification du site selon la catégorisation sismique des sites en tenant compte des exigences du CNBC 2005.

L'applicabilité de la méthode VdQ2007 aux ponts de la Ville de Québec a permis également d'identifier les ponts nécessitant un niveau d'évaluation plus détaillée. Par ailleurs, les analyses statistiques visant à valider la méthode ont permis de démontrer l'effet significatif du biais, du type de pont et de la catégorie sismique des sites en ce qui a trait à la vulnérabilité sismique des ponts. Ces effets seront vérifiés à l'aide des analyses dynamiques sur des ponts typiques de la Ville de Québec.

CHAPITRE 7

ANALYSE DYNAMIQUE DES PONTS TYPIQUES DE LA VILLE DE QUÉBEC

7.1 Principes et objectif

Comme il a été mentionné, la dynamique des structures est gouvernée par l'équilibre des forces dépendantes du facteur temps. Il s'agit de forces d'inerties, de forces de résistance et de forces d'amortissement (Paultre, 2005). Les mouvements non périodiques de longue durée, comme peut en provoquer des secousses sismiques ne peuvent être traitées que par des méthodes d'analyse dynamique complètement générales (Clough et Penzien, 1993).

Ce chapitre porte sur la validation de la nouvelle méthode VdQ2007 de classification indicielle de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs (section 1.4 du chapitre 1). Il vise principalement à étudier le comportement dynamique de ponts typiques de l'inventaire de la Ville de Québec en se basant sur des hypothèses établies pour une calibration réaliste des paramètres d'influence sismique sur les ponts.

Tel qu'il a été souligné précédemment, la calibration des paramètres d'influence sismique sur les ponts est un procédé suivant lequel les poids de certains paramètres sont identifiés en vue d'un calcul plus réaliste de l'IVS-VdQ2007. En examinant un pont, nous pouvons faire ressortir l'effet significatif d'un seul ou de plusieurs paramètres selon des analyses dynamiques linéaires. Ces analyses étant effectuées en vue de dégager une tendance relative au comportement sismique d'un modèle de pont.

7.2 Méthodologie appliquée

Rappelons que cette méthodologie est basée sur les résultats des analyses statistiques effectuées et appliquées sur la méthode VdQ2007 (*Voir* section 6.4.4). Ces résultats ont démontré que le type de pont et le biais sont les coefficients les plus influents sur la valeur de l'IVS-VdQ2007. Il s'agit alors de définir des modèles faisant varier le type de la structure et

le biais en ajoutant une variation du type du sol selon les dispositions du CNBC2005. Quatre modèles de ponts sont analysés, pour lesquels le biais varie de 0 à 60 degrés (par incréments de 15°) et la catégorie de site varie du type (A) au type (E). La figure 7.1 illustre l'ensemble des combinaisons considérés et les analyse effectuées.

Les analyses spectrales permettent d'obtenir la période et le déplacement longitudinal du tablier. Pour ces analyses, le spectre de réponse de la Ville de Québec (amortissement de 5%) est appliqué dans le sens longitudinal du pont (*Voir annexe XI*).

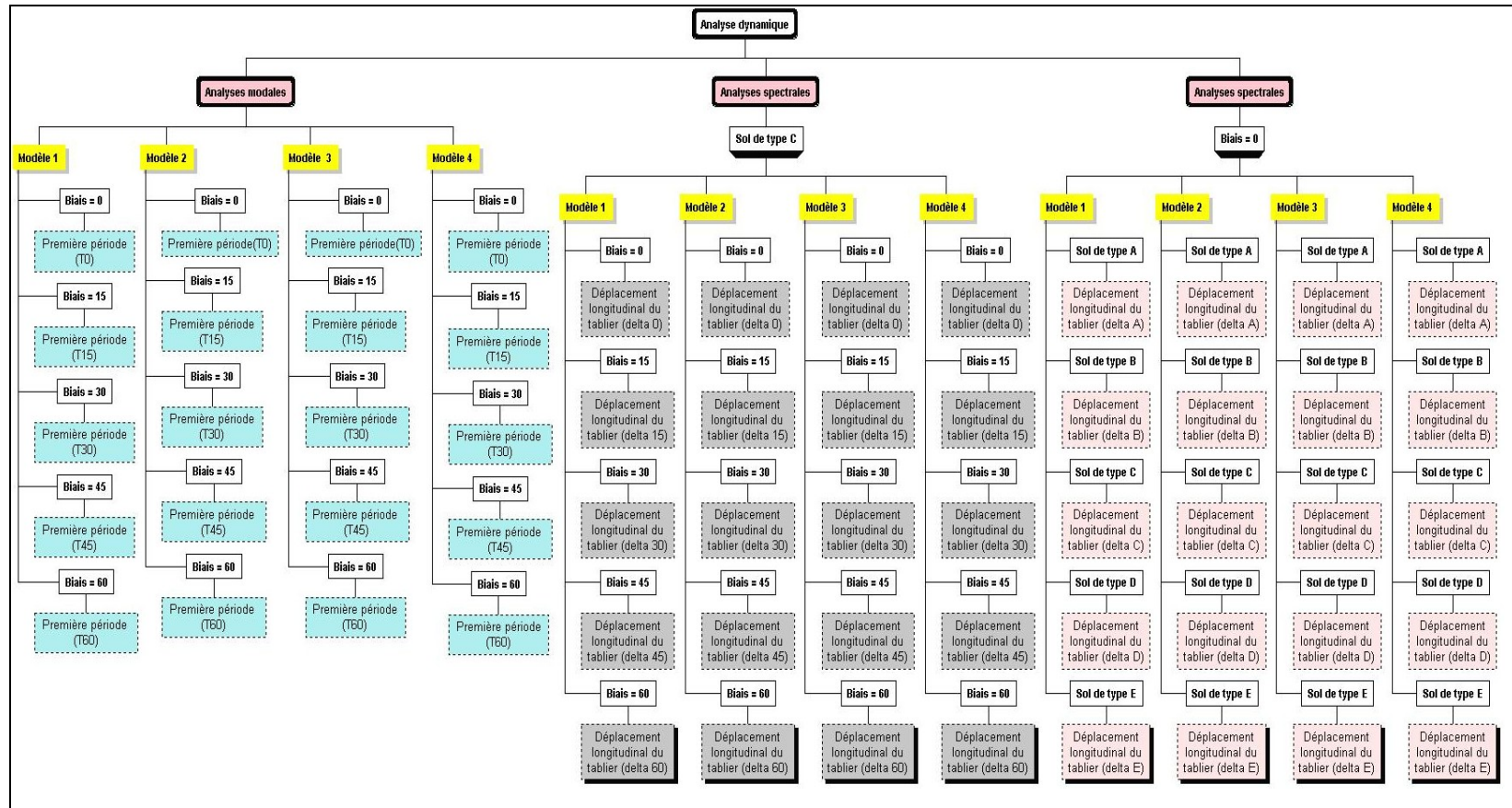


Figure 7.1 Organigramme des analyses effectuées sur les quatre modèles.

7.3 Hypothèses de modélisation


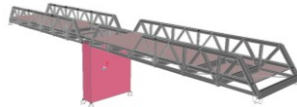
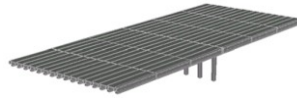

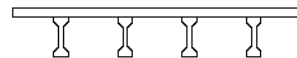
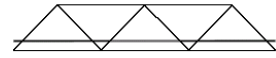
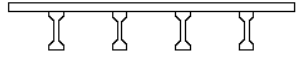
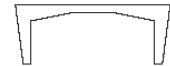
Il importe d'expliquer que la présente étude s'est donnée comme objectif de valider la nouvelle méthode de classification VdQ2007 en menant une calibration plus réaliste des paramètres tels que, le type de pont, la classe de site et le biais. Le premier aspect à souligner est que le calcul élastique représente la première étape pour déterminer les sollicitations dynamiques sur un pont.

Pour ce faire, nous avons posé des hypothèses de modélisation basées sur l'analyse paramétrique de la réponse linéaire de ponts en utilisant le logiciel d'analyse SAP2000 (SAP2000, 2007).

Ces hypothèses s'inspirent donc d'un échantillon représentatif de quatre ponts générés à partir de prototypes de ponts fournis par la Ville de Québec. Tel que présenté à la section 6.3, on retrouve sur le territoire de la ville de Québec 28% de ponts en béton avec poutres en béton précontraint MTQ42, et 19% de ponts portique MTQ35. On retiendra donc ces deux types comme modèles en incluant un modèle à une travée et un modèle à deux travées pour le type MTQ42. Par ailleurs, bien que ne représentant que 2% des ponts, un modèle en acier de poutres triangulées (MTQ63) sera considéré afin d'illustrer la différence de réponse pour cette catégorie d'ouvrage. Le tableau 7.1 présente les quatre modèles de ponts. Il s'agit (i) d'un pont à travée simple à poutres en béton précontraint préfabriqué, (ii) d'un pont à poutres triangulées en acier, (iii) d'un pont continu à poutres en béton précontraint préfabriquées, et (iv) d'un pont portique en béton armé.

L'étude dynamique de ces quatre ponts est basée sur un comportement élastique de la structure (analyse dynamique linéaire). Ce comportement est pris comme état hypothétique de référence.

Tableau 7.1
Configuration des modèles de ponts

	Modèle-1	Modèle-2	Modèle-3	Modèle-4
				
Type (MTQ)	 Pont de type 42 (poutres en béton précontraint préfabriquées)	 Pont de type 63 (poutres triangulées Pony-Warren en acier)	 Pont de type 42 (poutres en béton précontraint préfabriquées)	 Pont de type 35 (portique en béton armé)
Date de construction	1982	1929	1970	1957
Nombre de travées	1 travée simplement appuyée	2 travées simplement appuyées	2 travées simplement appuyées	Pont intégral (portique)
Portée de travée	34.230m	26.670m, 26.670m	32.300m, 32.300m	19.150m
Type de pile	N/A	Pile à colonne unique	Pile à plusieurs colonnes	N/A
Hauteur de la pile	N/A	9.144m	5.666m	N/A
Section de la pile	N/A	Rectangulaire (2134x8384)	Carrée (812.8x812.8)	N/A
Propriété des matériaux (Hypothèses)	$f_c(\text{béton}) = 35\text{MPa}$ $E(\text{béton}) = 28165\text{ MPa}$ $\rho(\text{béton}) = 24000\text{N/m}^3$	$f_c(\text{béton}) = 21\text{MPa}$ (FEMA-273) $E(\text{béton}) = 20622\text{ MPa}$ $\rho(\text{béton}) = 24000\text{N/m}^3$ $E(\text{Acier}) = 200000\text{MPa}$ $\rho(\text{Acier}) = 77000\text{ N/m}^3$	$f_c(\text{béton}) = 35\text{MPa}$ $E(\text{béton}) = 28165\text{ MPa}$ $\rho(\text{béton}) = 24000\text{N/m}^3$	$f_c(\text{béton}) = 35\text{MPa}$ $E(\text{béton}) = 28165\text{MPa}$ $\rho(\text{béton}) = 24000\text{N/m}^3$

7.4 Analyse des résultats

7.4.1 Présentation des résultats

L'analyse de ces résultats est basée essentiellement sur la variation de la période fondamentale de la structure (T) et sur la variation du déplacement longitudinal (Δ).

Tout d'abord, nous avons effectué une analyse modale sur les quatre modèles. Le tableau 7.2 présente les résultats modaux obtenus.

Tableau 7.2
Résultat des analyses modales

	Modes de vibration		
	T_1	T_2	T_3
Modèle-1	0,3756 s	0,0945 s	0,0620 s
Modèle-2	0,1643 s	0,1366 s	0,1356 s
Modèle-3	1,2169 s	0,7351 s	0,7301s
Modèle-4	0,0329 s	0,0058 s	0,0036 s

Ensuite, notre attention est centrée sur l'analyse de la période fondamentale (T) relativement à la période fondamentale du pont droit (T_0) (*Voir* figure 7.2) et l'analyse de la variation du déplacement longitudinal du tablier (Δ), relativement au déplacement longitudinal du tablier lorsque le pont est droit (Δ_0) (*Voir* figure 7.3).

Finalement, nous avons analysé la variation du déplacement longitudinal (Δ), relativement au déplacement longitudinal du pont construit sur un sol de classe A (Δ_A) en fonction de la catégorie de site (*Voir* figure 7.4).

7.4.2 Analyse et discussion

Le choix de ces quatre modèles de ponts s'est imposé logiquement. Les résultats obtenus sont donc une forme de traitement particulièrement bien adaptée pour tirer quelques conclusions pertinentes sur les effets de type du sol et du biais sur la réponse sismique des ponts.

Tout d'abord, la figure 7.2 montre qu'une augmentation du biais a pour effet d'augmenter la période fondamentale pouvant atteindre jusqu'à 35% pour les modèles 2 et 3, alors qu'elle reste pratiquement inchangée pour les modèles 1 et 4 (ponts à une travée).

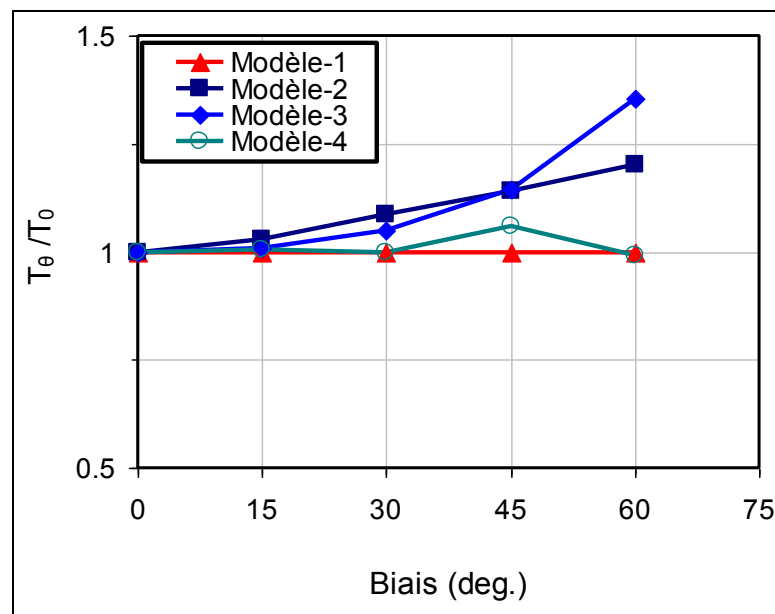


Figure 7.2 Variation de la période fondamentale en fonction du biais.

Par ailleurs, on note que l'augmentation du biais contribue en général à augmenter le déplacement longitudinal du tablier pour tous les modèles (*Voir* figure 7.3). Cette augmentation est cependant plus significative pour un biais de 30 degré et plus, en particulier pour le modèle 1, dont le déplacement longitudinal du tablier est 3,88 fois plus élevé que le déplacement d'un tablier du pont droit, alors que les modèles 2, 3 et 4, l'augmentation de

déplacement longitudinal du tablier n'est que plus 1.5 fois le déplacement longitudinal pour un pont droit (*Voir* figure 7.2). Cette différence d'augmentation observée entre le modèle 1 et les autres modèles, reflète la susceptibilité des ponts à travée simple (isostatique) où la présence de biais montre ainsi la vulnérabilité sismique (perte d'appuis) de ce type de pont lors d'un événement sismique important.

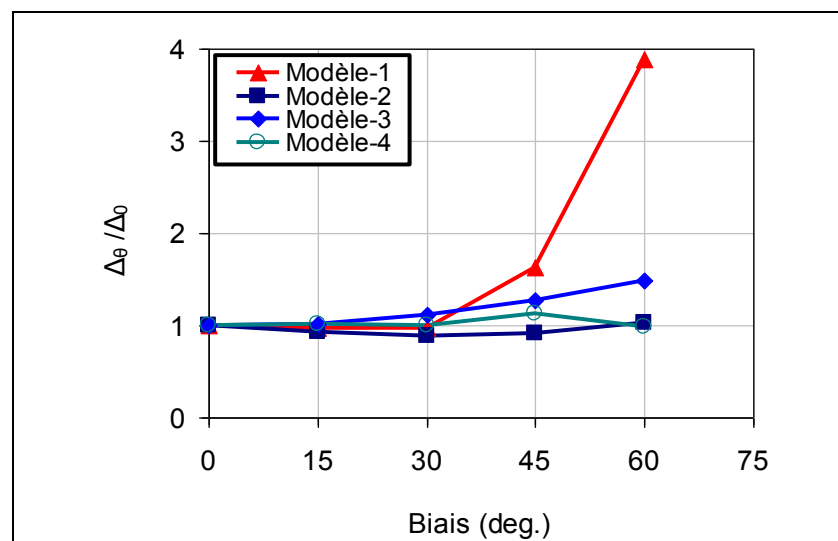


Figure 7.3 Variation du déplacement longitudinal du tablier en fonction du biais.

Ensuite, la présente analyse permet de constater que l'amplification liée à la catégorie sismique du site a un impact direct sur le déplacement longitudinal du tablier, et ce, pour les quatre modèles. Le cas du pont de modèle 3 montre que le déplacement longitudinal du tablier peut être augmenté 4 fois si le pont est construit sur un sol de type E au lieu de type A (*Voir* figure 7.4).

Par ailleurs, les modèles 1, 2 et 4 présentent les mêmes tendances de variations qui augmentent jusqu'à 1,75 pour le sol de type (E) par rapport au sol de type A. Cela s'explique par le fait que les périodes fondamentales de ces trois modèles sont relativement inférieures à 0,4 s et situées dans la zone du spectre où l'accélération spectrale est maximale et constante

(Voir figure 7.5). À noter que la période du modèle 3 est de 1.22s est supérieure à celle des autres modèles (Voir tableau 7.2) en raison de ses caractéristiques de masse et de rigidité. En effet, il s'agit d'un pont en acier alors que les autres sont en béton.

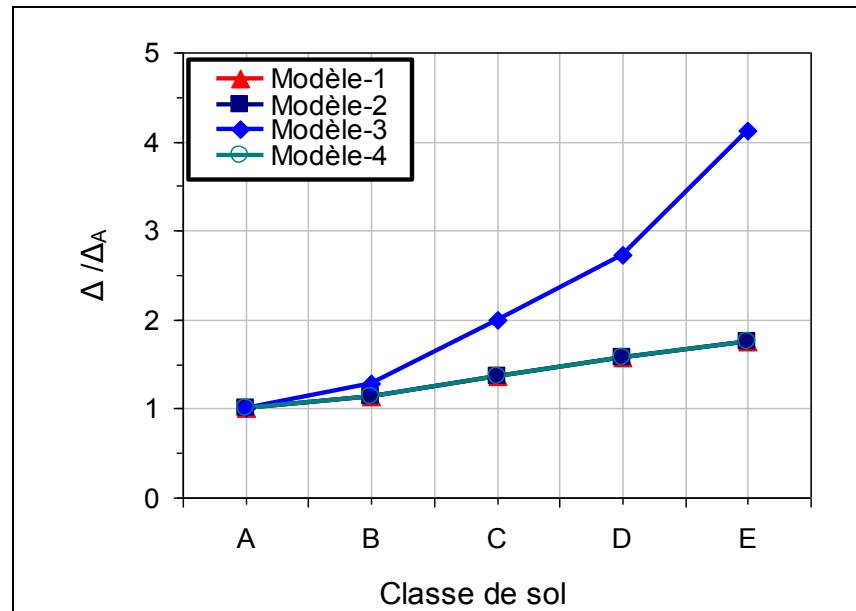


Figure 7.4 Variation du déplacement longitudinal du tablier en fonction de la classe du sol.

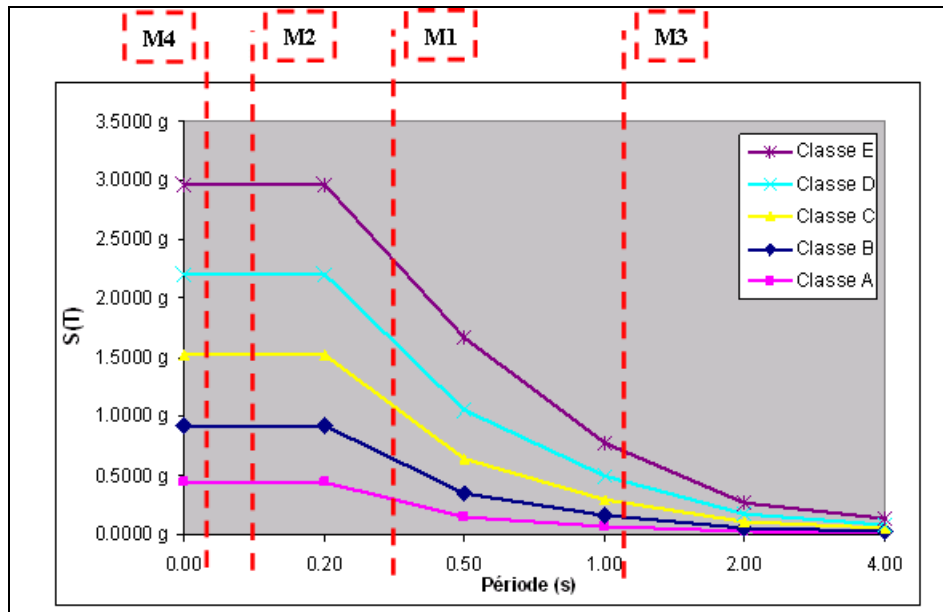


Figure 7.5 Spectres de réponse sismique de la Ville de Québec.

7.4.3 Sommaire des observations

Les résultats qui découlent de ce chapitre et qui portent sur l'analyse dynamique des ponts typiques de la ville de Québec montrent :

- L'existence d'une interaction entre le biais, le type de pont et le nombre de discontinuités;
- Le modèle 1 (MTQ # 42, à une travée simple) est le modèle le plus influencé par la variation du biais;
- L'effet de site (Voir figure 7.4) est plus significatif pour les ponts dont la période fondamentale est supérieure à 0.2 s (modèle 3) que pour les ponts dont la période fondamentale est inférieure à 0.2 s (modèles 1, 2 et 4). Ces résultats montrent que les ponts flexibles sont plus sensibles aux effets de site que les ponts rigides.

CHAPITRE 8

SOMMAIRE ET CONTRIBUTIONS

La conclusion de ce mémoire est organisée selon trois volets. Tout d'abord, le premier volet vise à présenter un sommaire des points importants de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs. Ensuite, le deuxième volet met l'accent sur la contribution apportée par les présents travaux qui touchent le domaine de la prévention et de la protection contre le risque sismique. Finalement, le dernier volet propose certaines recommandations en ce qui a trait à la protection parasismique des ponts et au développement de la recherche pouvant faire suite à ce travail.

8.1 Sommaire

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs a pour but d'identifier les ouvrages les plus vulnérables et leurs déficiences potentielles. Ces informations permettent de mettre en place des mesures destinées à la prévention.

La revue de littérature effectuée, a permis d'établir que les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts appliquées dans plusieurs pays, utilisent un classement indiciel selon la vulnérabilité sismique des ponts en vue de procéder à des évaluations détaillées. Le poids associé à chaque coefficient ou facteur d'influence sismique est souvent déterminé sur la base de l'expérience. Remarquons que ce type d'approche est peu optimal. Bref, l'analyse de ces méthodes permet de faire les observations suivantes :

- Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique ont négligé le paramètre qui tient compte de l'état de fonctionnalité de la structure. Dans ce cas, nous avons souligné qu'il existe un lien d'indépendance entre l'âge de la structure (durée de vie) et son état d'endommagement;
- La majorité de ces méthodes ne fournissent pas un indicateur qui reflète le danger que représente la liquéfaction du sol. Il est important de rappeler que la philosophie de ces

méthodes est fondée sur l'observation, la simplicité et la rapidité, mais surtout sur un bon classement sismique des ponts en vue d'une évaluation plus détaillée;

- Les conditions actuelles des fondations sont négligées par certaines méthodes. De toute évidence, ce paramètre de fondation influe sur le comportement sismique du pont;
- L'expression de l'indice de vulnérabilité sismique des ponts selon les méthodes répertoriées dans ce mémoire n'est fondée sur aucune approche mathématique ou probabiliste significative : c'est le cas de la méthode MTQ95. Cette constatation a été déduite à la suite des résultats statistiques obtenus. En d'autres termes, certains poids associés à des coefficients d'influence sismique ne reflètent pas leur importance sur la réponse sismique de l'ouvrage, par exemple le paramètre du biais qui n'a un poids que de 2% dans la méthode MTQ95, alors que ce facteur est considéré important dans la littérature.

8.2 Contributions principales de l'étude

La présente étude contribue au développement de la recherche dans le domaine de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts. Cette contribution consiste à mettre en place un outil de gestion et de protection contre des événements sismiques et elle s'inspire de trois objectifs énumérés ci-dessous.

8.2.1 Revue de littérature

Le processus méthodologique de la présente étude est fondé sur une revue de littérature. Ainsi, les dommages observés sur des ponts à la suite des séismes passés ont été classés selon une échelle d'endommagement qui varie de faible à élevée. Le comportement sismique des ouvrages d'art a été défini. Les paramètres structuraux et non structuraux influençant leur vulnérabilité (matériau, type de piles, présence d'irrégularité ou de biais, etc.) ont été établis. Mieux encore, cette recherche bibliographique a porté sur l'inventaire des méthodes existantes et pertinentes d'évaluation sismique des ponts au Canada, en France et aux États-Unis.

8.2.2 Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation VdQ2007

Une nouvelle approche de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs VdQ2007 a été proposée. À l'origine, cette approche considère le nombre de déficiences, elle est basée essentiellement sur l'introduction de nouveaux paramètres qui ont été organisés de façon à ce qu'ils puissent refléter un degré réaliste de la vulnérabilité sismique des ponts. Il s'agit donc d'un classement indiciel selon quatre niveaux de priorité qui varient de faible à élevé. Il faut rappeler que toutes les méthodes répertoriées ont le même objectif visant à classer les ponts en vue de procéder à des évaluations détaillées.

8.2.3 Validation et application de la nouvelle méthode VdQ2007

La validation de la nouvelle méthode VdQ2007 vise à définir les poids de chaque coefficient d'influence sismique et à établir des critères d'interprétation. Cette validation s'est faite à l'aide d'une analyse statistique et d'une analyse dynamique de modèle de ponts typiques.

À cela, ajoutons l'application de cette méthode au projet de la Ville de Québec qui a permis de définir quatre classes prioritaires de la vulnérabilité sismique des ponts.

Au niveau des analyses statistiques, la série d'essais réalisée sur un plan d'expériences a permis de constater que le biais et le type de pont ont des effets très significatifs sur l'indice de vulnérabilité sismique d'un pont. Au niveau de l'analyse dynamique effectuée sur quatre ponts typiques de l'inventaire de la Ville de Québec, nous avons généré des modèles en faisant varier le biais et le type de sol. Les résultats obtenus permettent de confirmer encore que ces facteurs influent sur le comportement sismique de l'ouvrage d'une façon importante. On observe en particulier qu'il ya interaction entre le biais, le type de pont et le nombre de discontinuité.

L'analyse statistique et les analyses dynamiques montrent que les poids attribués aux paramètres structuraux de la VdQ2007 sont justifiés. Il s'agit d'un poids de 0,5 pour le biais et pour le type du pont et d'un poids de 1,0 pour le type du sol.

Quatre classes de priorité sont définies en fonction de l'indice VS-VdQ obtenu de vulnérabilité. Elles sont définies au tableau 6.4. Les limites entre chaque classe de priorité ont été établies afin de refléter à la fois le nombre de déficiences observées et le comportement de ponts semblables lors de séismes passés.

RECOMMANDATIONS

Le comportement sismique des ponts existants à la Ville de Québec et ailleurs dans la province demeure une préoccupation importante car la majorité de ces structures ont été construites avant l'implantation des normes parasismiques modernes. Il devient nécessaire alors de développer une procédure pour prioriser les ponts déficients. L'étape de la priorisation sismique des ponts est donc primordiale dans le cadre d'un outil de la gestion du risque sismique. Il permet entre autres de dresser une liste prioritaire des ouvrages pour des évaluations sismiques détaillées.

Ce travail a permis l'actualisation de la méthode MTQ95 (et le développement d'un nouvel outil d'évaluation sismique des ponts (méthode VdQ2007), plusieurs autres aspects nécessiteraient des recherches dans le futur. De ce fait, les résultats qui découlent de ce travail et qui portent sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts permettent de formuler les recommandations suivantes afin d'élargir le champ d'application de cet outil et de l'améliorer :

- Vérifier l'influence des paramètres dans l'analyse dynamique non linéaire dans le but de tenir compte du comportement et des propriétés des matériaux;
- Valider le choix des valeurs attribuées aux facteurs de vulnérabilité du sol V_s qui a été établi sur la base d'une période de 1.0 seconde pour l'ensemble des ponts : (i) en définissant le lien entre la période et le type structural, et (ii) en validant la variation des facteurs d'amplification reliés aux types de sol dans le domaine non linéaire;
- Élargir le champ des analyses sur d'autres modèles des ponts typiques de la Ville de Québec. Ce choix permet de connaître non seulement les effets de certains paramètres structuraux et non structuraux, mais également la variation des réponses sismiques entre tous les types de ponts selon le classement établis par le ministère des Transports du Québec.

ANNEXE I

RAPPORT D'ACCÉLÉRATION ET DE VITESSE. TIRÉ DE : CAN/CSA-S6-06 (TABLEAU-a3.1.1. PAGE 87)

© Association canadienne de normalisation

Code canadien sur le calcul des ponts routiers

Tableau A3.1.1 (suite)

Localité	Pression moyenne horaire du vent, Pa, pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse, Z_v	Rapport de vitesse de la zone, V	Zone sismique d'accélération, Z_a	Rapport d'accélération, A
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans				
Québec (suite)								
Lafèche	310	365	400	440	2	0,10	—	—
La Malbaie	395	460	555	630	6	0,40	6	0,40
L'Anceinne-Lorette	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
LaSalle	315	365	400	440	2	0,10	—	—
La Tuque	260	315	350	390	2	0,10	3	0,15
Laval	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Lemoyneville	235	285	320	360	1	0,05	2	0,10
Léry	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Les Saules	385	460	520	580	3	0,15	—	—
Lévis	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Loretteville	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Louiseville	330	390	435	480	2	0,10	3	0,15
Magog	260	310	350	390	1	0,05	2	0,10
Malartic	240	285	320	350	1	0,05	2	0,10
Maniwaki	235	275	305	340	2	0,10	4	0,20
Masson	300	360	410	450	2	0,10	4	0,20
Matane	450	535	600	660	2	0,10	3	0,15
Mont-Joli	450	535	600	660	2	0,10	3	0,15
Mont-Laurier	240	275	305	330	2	0,10	4	0,20
Montmagny	395	480	555	630	4	0,20	5	0,30
Montréal	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Montréal-Nord	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Mont-Royal	315	365	400	440	2	0,10	—	—
Natchouan	285	330	365	400	1	0,05	0	0,00
Noranda	260	310	350	390	1	0,05	2	0,10
Ouaremont	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Percé	640	760	850	940	1	0,05	1	0,05
Pierrefonds	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Pincourt	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Plessisville	260	310	350	390	2	0,10	3	0,15
Pointe-Claire	315	365	400	440	2	0,10	—	—
Pointe-Gatineau	295	360	410	450	2	0,10	—	—
Port-Alfred	250	310	355	395	3	0,15	—	—
Port-Cartier	520	615	690	760	1	0,05	4	0,20
Poste-de-la-Baleine	635	745	830	950	0	0,00	—	—
Préville	310	365	400	440	3	0,15	—	—
Québec	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Richmond	235	280	320	360	2	0,10	2	0,10
Rimouski	450	535	600	660	2	0,10	3	0,15
Rivière-du-Loup	410	505	585	660	5	0,30	6	0,40
Roberval	260	315	350	390	2	0,10	3	0,15
Rock Island	300	360	410	460	1	0,05	2	0,10
Rosemère	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Rouyn	260	310	350	390	1	0,05	2	0,10
Saint-Casut	280	330	370	410	2	0,10	—	—
Sainte-Agathe-des-Monts	270	310	345	380	2	0,10	4	0,20
Sainte-Anne-de-Bellevue	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Sainte-Foy	385	460	520	600	3	0,15	—	—

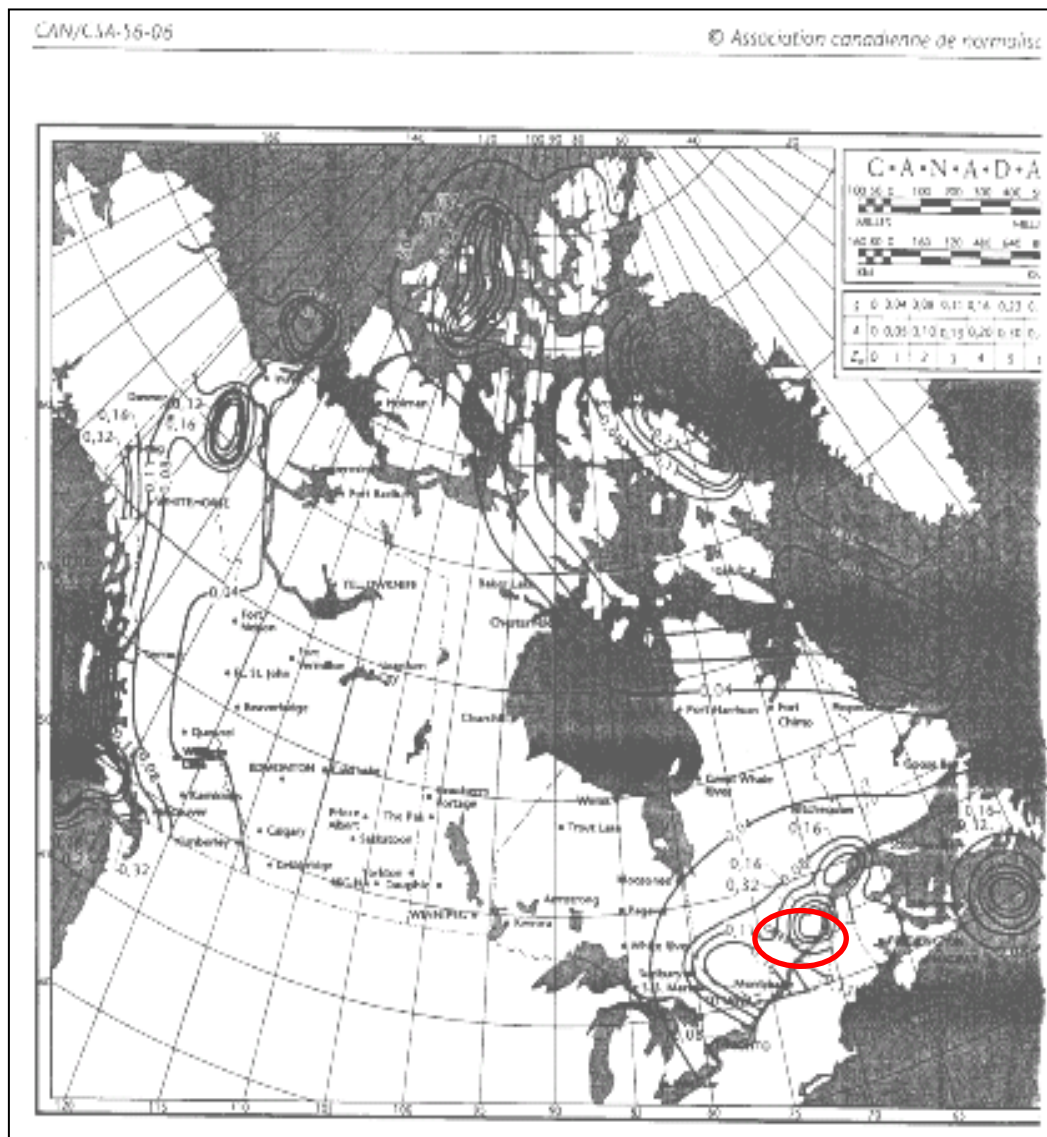
(à suivre)

(à suivre)

ANNEXE II

ISOLIGNES DE CRÊTES D'ACCÉLÉRATION HORIZONTALES DU SOL (EN UNITÉ DE g DONT LA PROBABILITÉ DE DÉPASSEMENT EST DE 10% EN 50 ANS)

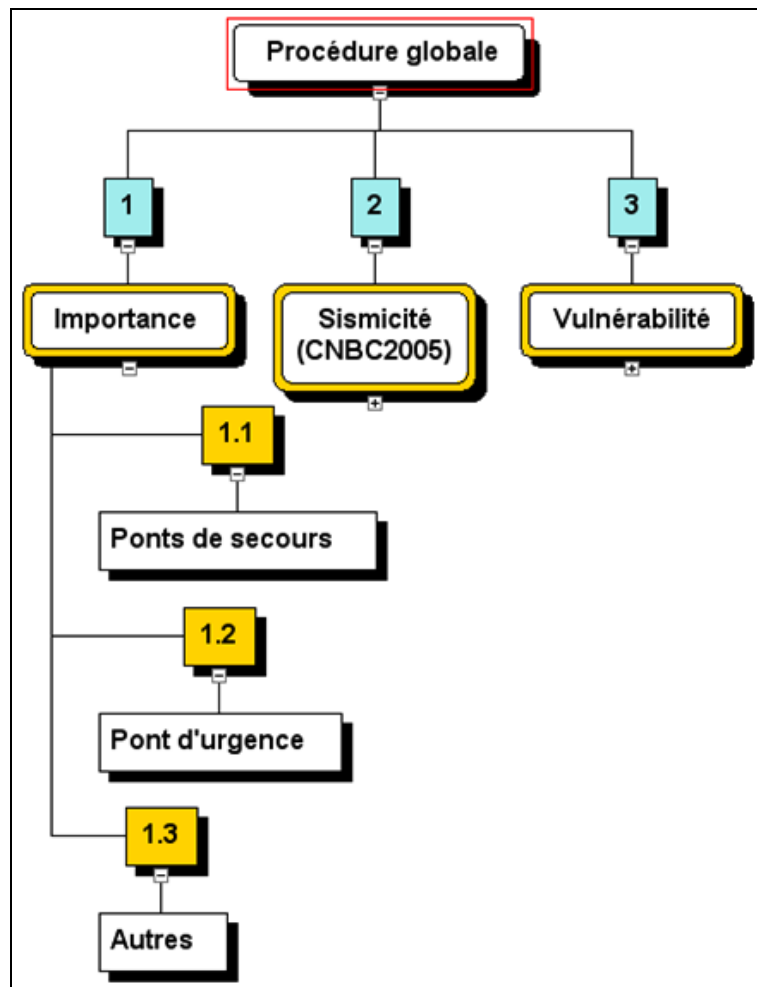
TIRÉ DE : CAN/CSA-S6-06 (figure. A3.1.6. page 96)



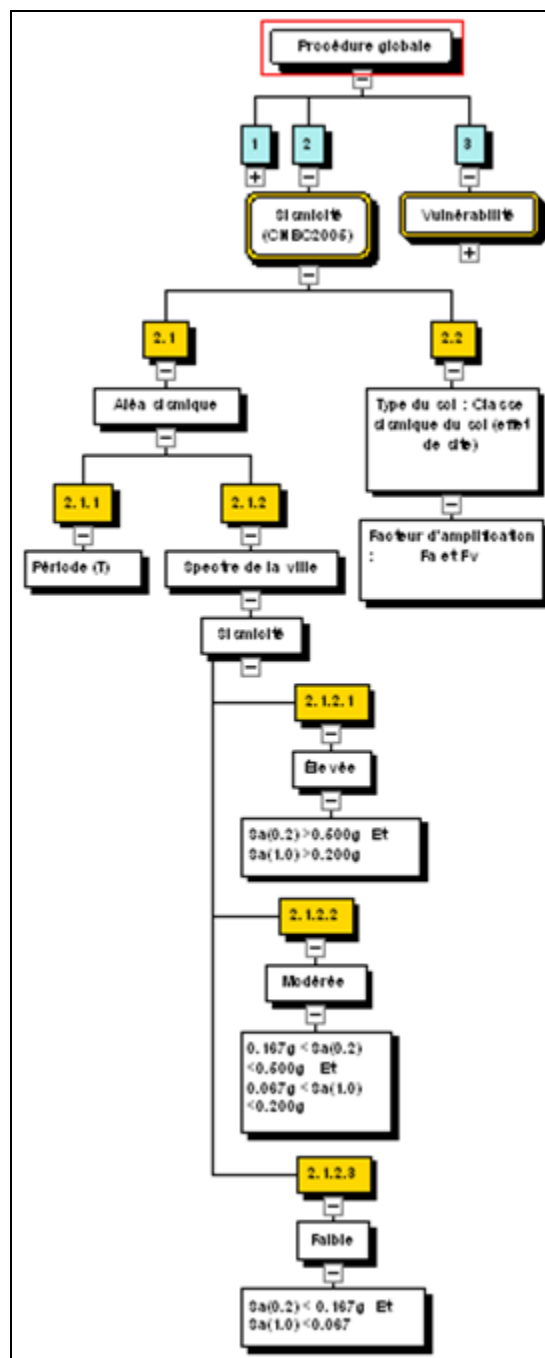
ANNEXE III

BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PONTS

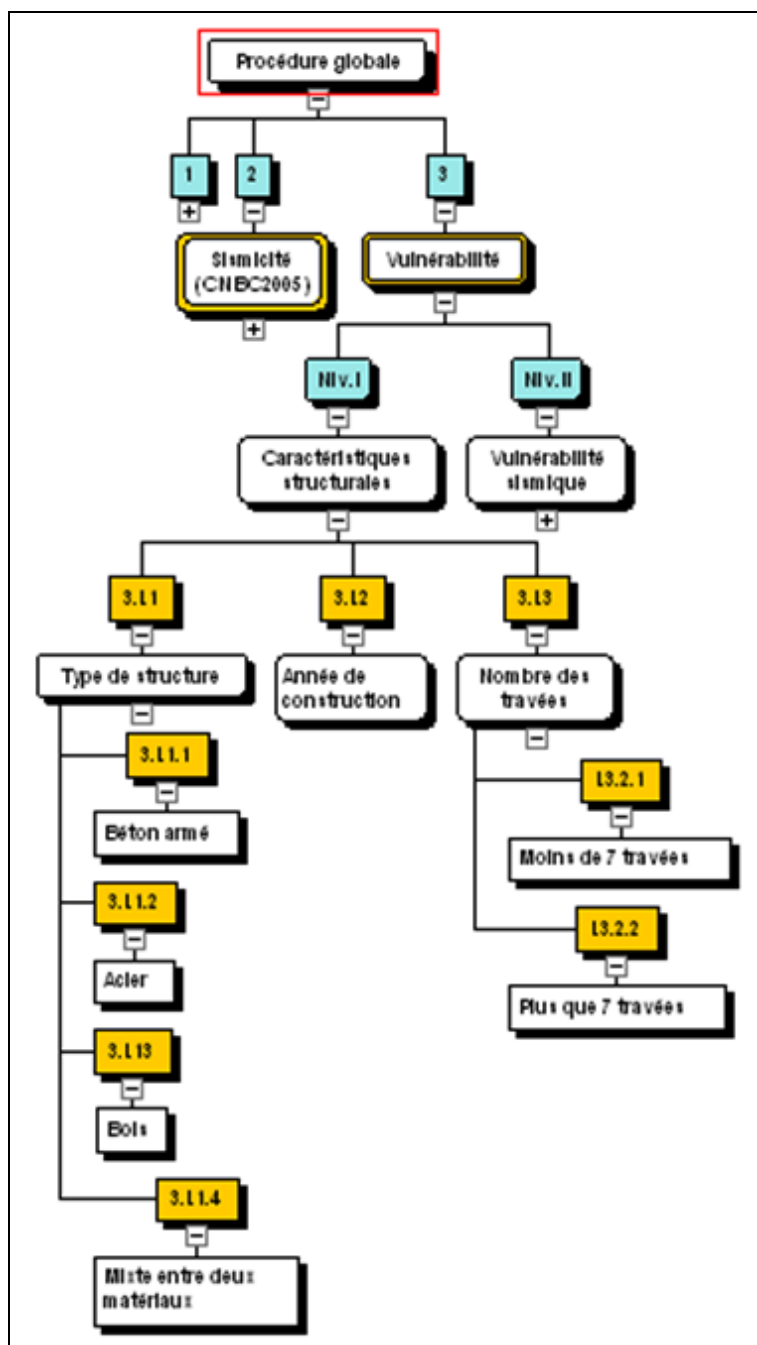
Tiré de : (CAN/CSA-S6-06, 2006), (Tinawi et coll., 1993b), (Basoz et coll., 1999), (Priestley et coll., 1996), (Davi et Schmitt, 2003)



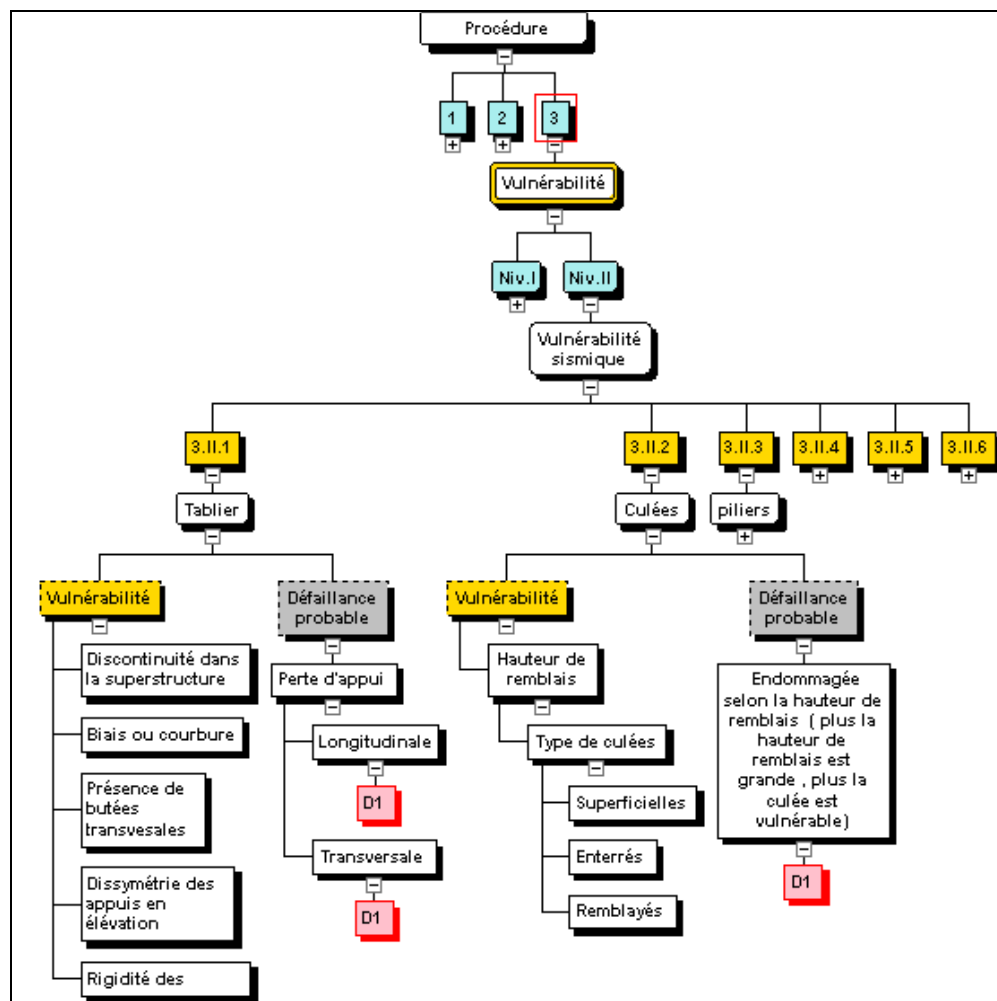
BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PNTS (SUITE...)



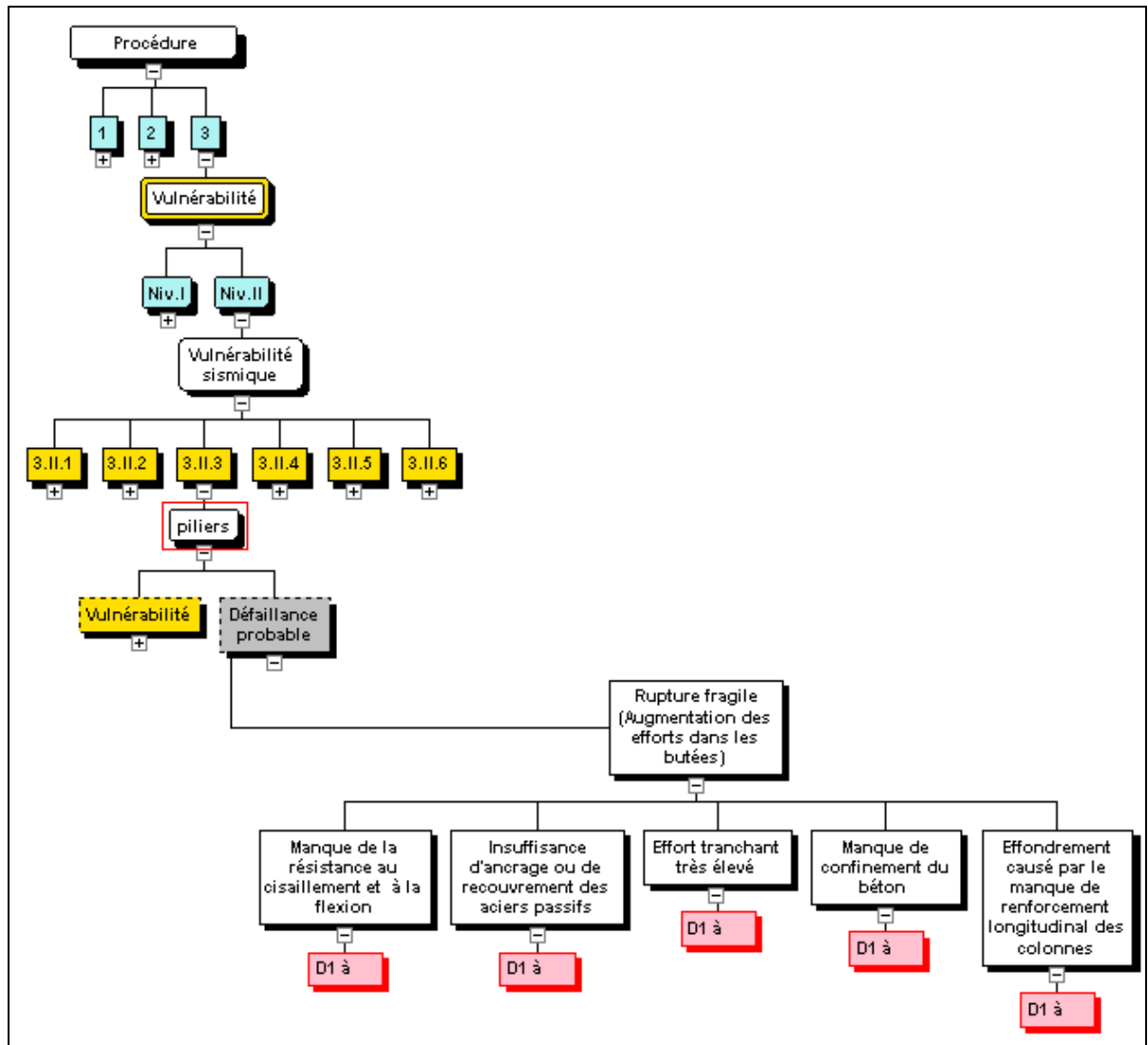
BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PNTS (SUITE...)



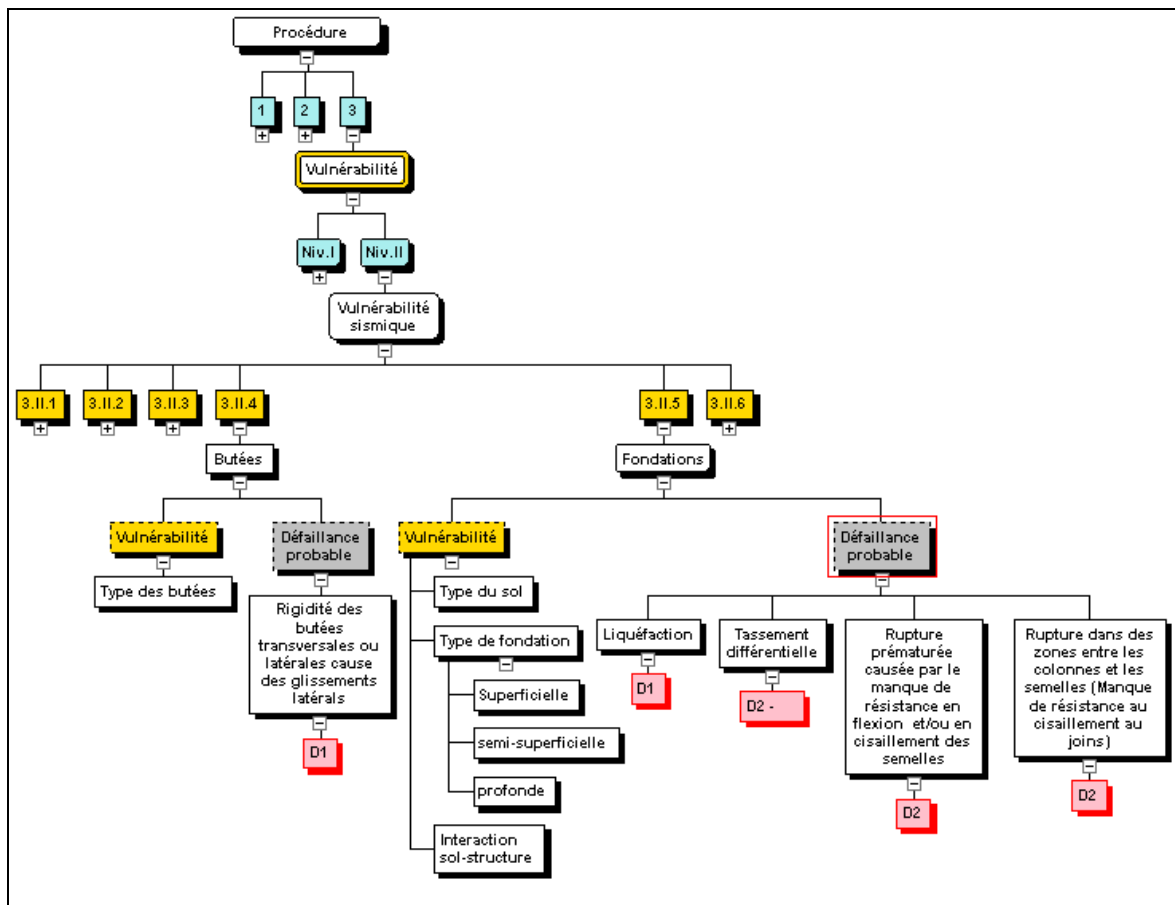
BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PNTS (SUITE...)



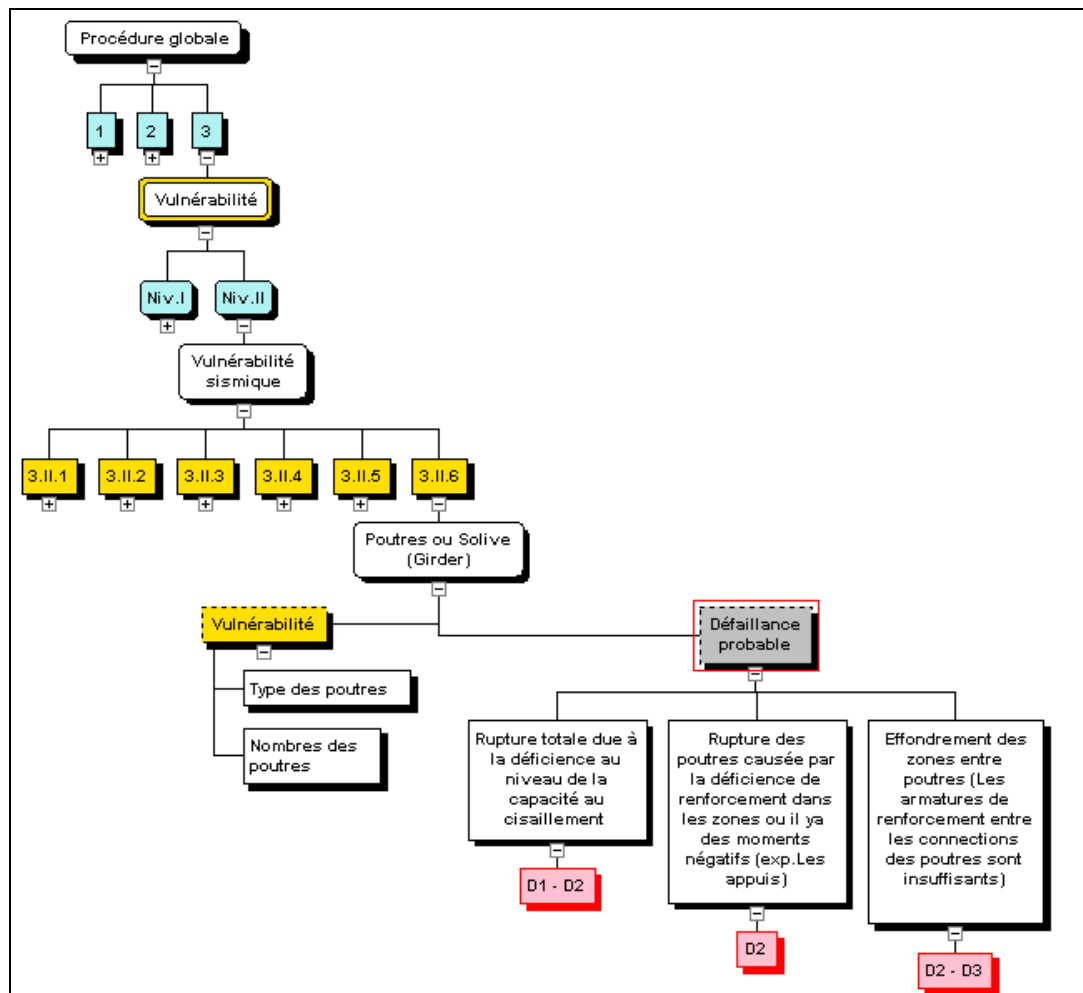
BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PNTS (SUITE...)



BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PNTS (SUITE...)



BILAN DES DOMMAGES OBSERVÉS SUR LES PNTS (SUITE...)



ANNEXE IV

FACTEUR DE FONDATION FF (MTQ2005) ET FACTEUR DE VULNÉRABILITÉ DU SOL VS (VdQ2007)

**Accélération spectrale selon le niveau de
sismicité pour la province de Québec**
(Karbassi et Nollet, 2008)

Sismicité	$S_a(0.2)$	$S_a(1.0)$
Faible	0.13	0.04
Moyenne	0.45	0.11
Élevée	1.22	0.32

**Donnée spectrale pour la ville de
Québec**

Période T (s)	1
$S_a(1.0)=$	0.14
$S(T)=$	$F_v.S_a(1.0)$

**Coefficient d'amplification d'accélération F_a ou de vitesse F_v
du CNBC 2005 pour une période de 1,0s**

Type du sol	Sismicité faible	Sismicité moyenne	Sismicité élevée
	0,04g	0,11g	0,32g
A	0.5	0.5	0.5
B	0.6	0.6	0.7
C	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.4	1.2
E	2.1	2.1	1.9
F	-	-	-

Coefficient d'amplification interpolés pour une période de 1,0s

Type du sol	F_a ou F_v pour $S_a(1.0)=0,14g$	F sol C/F site	Vulnérabilité du sol (VdQ2007)	Facteur de fondation FF (MTQ2005)
A	0.50	2.00	10.0	0.5
B	0.63	1.59	7.0	0.6
C	1.00	1.00	5.0	1.0
D	1.36	0.74	3.0	1.4
E	2.06	0.49	2.5	2.0
F	-	-	-	-

ANNEXE V
COMPARAISON DES POIDS DES FACTEURS DE VULNÉRABILITÉ ET DES
COEFFICIENTS D'INFLUENCE SISMIQUE

	¹ MTQ95			² Californie			³ Par Kim			⁵ Poly		
	Sigle	poids	Poid pondéré	Sigle	poids	Poid pondéré	Sigle	poids	Poid pondéré	Sigle	poids	Poid pondéré
Sismicité RS												
Risque sismique	RS	1.00	1.00	a11	1.00	1.00				RS	1.000	1.00
Total		1.00			1.00						1.00	
Sol VS												
Type du sol	FF	1.00	1.00	a21	0.33	0.33	X8+X12	0.144	0.4737	FF	1.000	1.00
PGA				a22	0.38	0.38	X1	0.16	0.5263			
Durée du séisme				a23	0.29	0.29						
Total		1.00			1.00			0.30			1.00	
Conditions générale VG												
Année de construction	FA	1.00	0.75	a41	0.25	0.20	X2+X3+X5+X9	0.194	0.9848	CIS1	0.250	0.20
Type de pont	C1	0.22	0.16							CISE	0.100	0.08
Services publics	C8	0.12	0.09	a38	0.07	0.06				CISC	0.200	0.16
le débit moyen journalier sur la structure				a31	0.28	0.22						
le débit moyen journalier sous la structure				a32	0.12	0.10				CISB	0.250	0.20
Longueur de détour				a33	0.14	0.11						
Espace aérien loué (résidentiel et administratif)				a34	0.15	0.12						
Espace aérien loué (stationnement, stockage)				a35	0.07	0.06				CISA	0.300	0.24
Type de route supportée par le pont				a36	0.07	0.06				CISD	0.150	0.12
Type de route enjambée par le pont												
Utilité critique				a37	0.10	0.08	X13	0.003	0.0152			
Effet d'affouillement												
Type de route												
Total		1.34			1.25			0.20			1.25	

**COMPARAISON DES POIDS DES FACTEURS DE VULNÉRABILITÉ ET
DES COEFFICIENTS D'INFLUENCE SISMIQUE (SUITE...)**

	¹ MTQ95			² Californie			³ Par Kim			⁵ Poly		
	Sigle	poids	Poid pondéré	Sigle	poids	Poid pondéré	Sigle	poids	Poid pondéré	Sigle	poids	Poid pondéré
Tablier VT												
Nombre de discontinuités	C3	0.15	0.63							CIS3	0.175	0.88
Biais du pont	C6	0.02	0.08	a45	0.12	1.0				CIS6	0.025	0.13
Nombre de poutres	C7	0.07	0.29									
Total		0.24			0.12						0.20	
Complexité structurale ou irrégularité géométrique	C2	0.22	0.52				X4+X10+X11	0.147	0.2946	CIS2	0.250	0.45
Type de piles (redondance)	C4	0.13	0.31	a43	0.22	0.4				CIS4	0.150	0.27
Type d'appareil d'appui+ redondance butées	C5	0.07	0.17	a42 +a44	0.33	0.6	X6	0.237	0.4749	CIS5	0.150	0.27
Largeur des appuis							X14	0.115	0.2305			
Type de culée				a46	0.08	0.1455						
Total		0.42			0.55			0.50			0.55	

ANNEXE VI

DONNÉES DES PONTS DE L'INVENTAIRE DE LA VILLE DE QUÉBEC (MTQ95)

# Pont	Année de construction	Type de Structure	Type de pont	#MTQ	Classe sismique
1	1915	Pont	PTTIA	61	D
2	1929	Pont	PTPWA	63	D
3	1938	Pont	PBA	31	A
4	1938	Pont	PB	47	A
5	1939	Pont	DPBA	31	C
6	1939	PassageSup	DPBA	35	C
7	1948	PassageSup	PBA	35	B
8	1949	Pont	PBA	41	C
9	1950	PassageSup	PBA	35	B
10	1950	Pont	<i>PABois</i>	45	C
11	1950	Pont	<i>PABois</i>	45	C
12	1951	PassageSup	PBA	35	A
13	1955	PassageSup	PAEnrB	52	D
14	1957	Pont	PBPP	35	C
15	1957	Pont	PBA	41	C
16	1959	Pont	DPBA	31	A
17	1959	Pont	PBA	35	C
18	1959	Pont	DPBA	35	A
19	1960	PassageSup	BqBA	38	A
20	1960	Pont	<i>PABois</i>	45	C
21	1961	Pont	PBA	41	D
22	1961	Pont	PCA	43	D
23	1962	PassageSup	BqBA	38	A

# Pont	Année de construction	Type de Structure	Type de pont	#MTQ	Classe sismique
24	1962	PassageSup	BqBA	38	A
25	1962	PassageSup	PB	47	C
26	1962	Pont	PBA	41	C
27	1963	PassageSup	PA	44	D
28	1963	Pont	<i>PABois</i>	45	C
29	1964	PassageSup	BqBA	38	C
30	1964	PassageSup	BqBA	38	C
31	1964	Pont	DPBA	31	C
32	1965	Pont	DPBA	31	C
33	1965	Pont	PBA	41	D
34	1966	Pont	PBA	41	D
35	1966	Pont	PBA	41	A
36	1966	PassageSup	PBPP	42	D
37	1966	PassageSup	PBPP	42	D
38	1967	PassageSup	BqBA	38	D
39	1967	Pont	PB	47	D
40	1967	Pont	PCA	43	B
41	1967	Pont	PCA	43	B
42	1968	PassageSup	BqBA	38	A
43	1968	PassageSup	DPBA	31	A
44	1968	Pont	PBPP	42	D
45	1969	PassageSup	BqBP	39	C
46	1970	PassageSup	BqBA	35	A
47	1970	PassageSup	PBPP	42	C
48	1970	PassageSup	PBPP	42	A
49	1970	PassageSup	PBPP	42	A
50	1970	PassageSup	PBPP	42	A
51	1970	Pont	PBPP	42	D

# Pont	Année de construction	Type de Structure	Type de pont	#MTQ	Classe sismique
52	1970	PassageSup	PBPP	42	A
53	1971	PassageSup	BqBP	39	C
54	1971	Pont	BqBA	12	A
55	1971	Pont	PBPP	35	A
56	1971	PassageSup	PBA	35	D
57	1971	Pont	PBA	41	C
58	1971	PassageSup	PBPP	42	A
59	1971	Pont	PBPP	42	D
60	1972	PassageSup	BqBA	38	A
61	1972	Pont	PBPP	42	B
62	1972	Pont	PBPP	42	C
63	1972	PassageSup	PBPP	42	B
64	1972	Pont	PBPP	42	D
65	1972	Pont	PBPP	42	C
66	1972	PassageSup	PBPP	42	C
67	1973	PassageSup	BqBA	38	A
68	1973	Pont	PB	47	C
69	1974	Pont	BqBA	38	C
70	1974	Pont	PBPP	42	D
71	1974	PassageSup	PCA	43	C
72	1974	PassageSup	PCA	43	D
73	1975	PassageSup	PB	47	D
74	1975	Pont	<i>PABois</i>	45	C
75	1975	Pont	PBPP	42	C
76	1975	PassageSup	PBPP	42	C
77	1976	Pont	PBPP	42	D
78	1976	PassageSup	PBPP	42	B
79	1977	PassageSup	PB	47	C

# Pont	Année de construction	Type de Structure	Type de pont	#MTQ	Classe sismique
80	1977	Pont	<i>PABois</i>	45	D
81	1979	PassageSup	DPBA	31	A
82	1979	PassageSup	PB	47	A
83	1979	Pont	<i>PABois</i>	45	C
84	1979	Pont	<i>PABois</i>	45	C
85	1979	Pont	<i>PABois</i>	45	C
86	1979	Pont	PBA	41	C
87	1980	Pont	PBA	35	D
88	1980	Pont	PBA	35	B
89	1980	Pont	<i>PABois</i>	45	D
90	1980	Pont	<i>PABois</i>	45	C
91	1981	Pont	<i>PABois</i>	45	D
92	1982	Pont	DPBA	31	D
93	1982	Pont	PBPP	42	C
94	1982	Pont	PCA	58	D
95	1983	Pont	PBPP	42	B
96	1985	Pont	PBA	41	A
97	1987	Pont	BqBA	35	D
98	1987	Pont	PBPP	42	C
99	1988	Pont	PA	44	C
100	1990	Pont	PBPP	35	C
101	1991	Pont	PBA	35	D
102	1991	Pont	PBA	35	D
103	1991	Pont	PBA	35	D
104	1992	Pont	PBA	35	D
105	1993	Pont	PBPP	42	D
106	1993	PassageSup	PCA	43	A
107	1994	Pont	PA	44	D

# Pont	Année de construction	Type de Structure	Type de pont	#MTQ	Classe sismique
108	1994	PassageSup	PBPP	42	A
109	1996	Pont	PA	44	C
110	1997	Pont	PBA	35	D
111	1998	Pont	PBA	11	D
112	1999	Pont	DPBA	31	C
113	1999	Pont	DPBA	31	C
114	2003	Pont	PBPP	42	B
115	2004	Pont	DPBA	31	C
116	2004	Pont	DPBA	31	C
117	2004	Pont	DPBA	31	C
118	2006	PassageSup	DPBA	31	B
119	2007	Pont	PBA	41	D

ANNEXE VII

INDICE DES PONTS CALCULÉS SELON LES MÉTHODES : MTQ95, MTQ2005, NYDOT ET VdQ2007

# Pont	IVS_95	IVS_2005	Groupe NYDOT	VdQ2007						
				AS	V _S	V _F	V _G	V _T	V _A	VDQ2007
1	77	84	1	1	3	1	0	0	1	9,70
2	78	82	1	1	3	1	0	1	1	9,73
3	81	93	2	1	10	1	0	1	1	10,00
4	85	94	4	1	10	1	0	1	1	10,00
5	82	90	4	1	5	1	0	1	1	10,00
6	92	96	4	1	5	1	0	1	1	8,58
7	97	99	4	1	7	1	1	1	1	6,01
8	79	88	3	1	5	1	0	1	1	10,00
9	95	99	4	1	7	1	1	1	1	6,01
10	100	100	4	1	5	1	1	1	1	7,00
11	98	99	4	1	5	1	1	1	1	7,36
12	95	98	4	1	10	1	0	1	1	5,50
13	73	81	2	1	3	1	0	1	1	9,62
14	93	96	4	1	5	1	0	1	1	8,20
15	85	92	4	1	5	1	0	1	1	9,48
16	89	96	4	1	10	1	0	1	1	8,96
17	96	98	4	1	5	1	1	1	1	7,72
18	97	99	4	1	10	1	1	1	1	4,30
19	88	96	4	1	10	1	0	1	1	8,71
20	97	98	4	1	5	1	1	1	1	7,28
21	68	77	1	1	3	1	0	1	1	9,97
22	88	92	2	1	3	1	0	1	1	9,34
23	89	96	4	1	10	1	0	1	1	8,34
24	89	96	4	1	10	1	0	1	1	8,54
25	79	88	2	1	5	1	0	1	1	9,84
26	84	91	3	1	5	1	0	1	1	9,40
27	89	92	4	1	3	1	0	1	1	9,22
28	97	98	4	1	5	1	1	1	1	7,28
29	87	92	4	1	5	1	0	1	1	9,28
30	85	92	3	1	5	1	0	1	1	9,34

# Pont	IVS_95	IVS_2005	Groupe NYDOT	VdQ2007						
				AS	V _S	V _F	V _G	V _T	V _A	VDQ2007
31	85	92	3	1	5	1	0	1	1	9,34
32	82	90	2	1	5	1	0	1	1	9,42
33	81	86	2	1	3	1	0	1	1	9,94
34	88	92	4	1	3	1	0	1	1	9,28
35	87	95	4	1	10	1	0	1	1	9,60
36	78	85	2	1	3	1	0	1	1	9,63
37	78	85	2	1	3	1	0	1	1	9,63
38	85	90	2	1	3	1	0	1	1	9,51
39	76	89	2	1	7	1	0	1	1	9,21
40	76	89	2	1	7	1	0	1	1	9,21
41	82	87	4	1	3	1	0	1	1	9,88
42	83	94	2	1	10	1	0	1	1	8,76
43	87	95	3	1	10	1	0	1	1	7,99
44	88	91	4	1	3	1	0	1	1	9,44
45	84	91	2	1	5	1	0	1	1	9,45
46	92	97	2	1	10	1	1	1	1	7,22
47	83	90	2	1	5	1	0	1	1	9,12
48	74	90	2	1	10	1	0	1	1	9,32
49	74	90	2	1	10	1	0	1	1	9,32
50	86	95	2	1	10	1	0	1	1	7,98
51	77	84	2	1	3	1	0	1	1	9,68
52	84	94	1	1	10	1	0	0	1	8,88
53	100	100	4	1	10	1	1	1	1	2,72
54	97	99	4	1	10	1	1	1	1	3,70
55	89	92	3	1	3	1	1	1	1	9,00
56	83	90	2	1	5	1	0	1	1	9,53
57	90	94	4	1	5	1	0	1	1	8,80
58	84	94	2	1	10	1	0	1	1	8,79
59	77	84	2	1	3	1	0	1	1	9,80
60	87	95	4	1	10	1	0	1	1	8,48
61	88	94	4	1	7	1	0	1	1	9,30
62	87	92	4	1	5	1	0	1	1	9,12
63	84	93	2	1	7	1	0	1	1	8,96
64	84	87	2	1	3	1	0	1	1	9,73
65	83	90	2	1	5	1	0	1	1	8,96

# Pont	IVS_95	IVS_2005	Groupe NYDOT	VdQ2007						
				AS	V _S	V _F	V _G	V _T	V _A	VDQ2007
66	80	89	2	1	5	1	0	1	1	9,36
67	88	95	4	1	10	1	0	1	1	8,17
68	90	94	4	1	5	1	0	1	1	8,60
69	84	91	3	1	5	1	0	1	1	9,27
70	84	89	4	1	3	1	0	1	1	9,57
71	68	82	2	1	5	1	0	1	1	9,64
72	81	86	2	1	3	1	0	1	1	9,39
73	87	92	4	1	5	1	0	1	1	9,12
74	83	90	2	1	5	1	0	1	1	8,98
75	100	100	4	1	5	1	1	1	1	6,60
76	78	84	3	1	3	1	0	1	1	9,84
77	85	89	4	1	3	1	0	1	1	9,47
78	91	96	2	1	7	1	0	1	1	8,73
79	94	95	4	1	3	1	1	1	1	8,56
80	86	92	3	1	5	1	0	1	1	9,04
81	90	96	4	1	10	1	0	1	1	7,10
82	90	94	4	1	5	1	0	1	1	8,60
83	94	97	4	1	5	1	1	1	1	7,00
84	100	100	4	1	5	1	1	1	1	6,60
85	100	100	4	1	5	1	1	1	1	6,60
86	89	96	4	1	10	1	0	1	1	7,82
87	93	95	4	1	3	1	1	1	1	8,54
88	94	97	4	1	7	1	0	1	1	6,57
89	97	98	4	1	3	1	1	1	1	8,10
90	100	100	4	1	5	1	1	1	1	6,36
91	97	98	4	1	3	1	1	1	1	8,10
92	89	93	4	1	3	1	0	1	1	9,02
93	86	92	4	1	5	1	0	1	1	9,36
94	80	86	2	1	3	1	0	1	1	9,39
95	91	96	4	1	7	1	0	1	1	7,97
96	89	96	4	1	10	1	0	1	1	8,67
97	96	97	4	1	3	1	1	1	1	8,22
98	88	93	4	1	5	1	0	1	1	8,84
99	89	94	4	1	5	1	0	1	1	8,64
100	97	98	4	1	5	1	1	1	1	5,85
101	92	94	4	1	3	1	1	1	1	9,15
102	94	96	4	1	3	1	1	1	1	8,95

# Pont	IVS_95	IVS_2005	Groupe NYDOT	VdQ2007						
				AS	V _S	V _F	V _G	V _T	V _A	VDQ2007
103	96	97	4	1	3	1	1	1	1	8,59
104	92	94	4	1	3	1	1	1	1	8,63
105	85	90	4	1	3	1	0	1	1	9,52
106	91	97	2	1	10	1	1	1	1	6,51
107	94	98	4	1	10	1	1	1	1	5,00
108	88	92	2	1	3	1	1	1	1	9,24
109	91	95	3	1	5	1	1	1	1	7,47
110	92	94	4	1	3	1	1	1	1	8,63
111	100	100	4	1	3	1	1	1	1	7,60
112	92	95	4	1	5	1	1	1	1	8,10
113	92	95	4	1	5	1	1	1	1	8,10
114	93	97	4	1	7	1	0	1	1	7,51
115	90	95	4	1	5	1	0	1	1	8,10
116	92	96	2	1	5	1	1	1	1	8,15
117	92	96	4	1	5	1	1	1	1	7,50
118	90	96	4	1	7	1	0	1	1	7,79
119	84	91	3	1	3	1	0	1	1	9,45

ANNEXE VIII

LES COMBINAISONS POSSIBLE SELON UN PLAN D'EXPÉRIENCE FACTORIEL SUR L'IVS-MTQ2005

	RS	FF	FA	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	IVS-MTQ2005	
												M.1	M.2
1.	1	0.5	1	0	0	0	10	0	0	10	10	98.4	93.6
2.	1	0.5	1	0	0	0	10	10	10	10	10	97.9	91.8
3.	1	0.5	0.6	0	0	0	10	10	0	10	0	99.1	96.7
4.	1	0.5	0.6	10	10	10	0	0	10	10	10	97.6	90.4
5.	1	0.5	1	10	10	0	0	10	0	10	10	96.5	86.0
6.	1	0.5	1	0	0	10	10	10	10	0	10	97.5	90.2
7.	1	0.5	0.6	10	10	0	0	0	0	10	0	98.4	93.8
8.	1	0.5	0.6	10	10	0	10	10	0	0	0	98.0	92.3
9.	1	0.5	0.6	10	10	10	0	0	0	0	0	98.2	92.9
10.	1	0.5	1	10	0	0	0	10	0	0	0	98.5	94.2
11.	1	0.5	1	10	0	10	0	10	10	0	10	97.1	88.4
12.	1	0.5	0.6	10	0	0	0	10	0	10	0	98.9	95.6
13.	1	0.5	1	10	10	10	10	0	0	10	10	95.4	81.8
14.	1	0.5	1	0	0	0	0	10	0	0	10	99.0	96.2
15.	1	0.5	0.6	0	10	10	0	0	0	0	10	98.5	94.1
16.	1	0.5	0.6	10	10	10	0	10	10	0	0	97.9	91.8
17.	1	0.5	0.6	0	0	0	0	10	0	10	10	99.2	96.8
18.	1	0.5	0.6	0	10	0	0	0	10	0	0	99.2	97.1
19.	1	0.5	0.6	0	0	10	10	0	0	10	10	98.5	94.3
20.	1	0.5	1	0	0	0	0	0	10	0	10	99.3	97.2
21.	1	0.5	1	10	10	10	0	10	0	0	10	96.1	84.4
22.	1	0.5	0.6	10	10	10	10	0	10	10	0	97.5	90.2
23.	1	0.5	1	0	0	10	0	10	10	0	0	98.8	95.2
24.	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	10	10	10	99.3	97.4
25.	1	0.5	1	0	10	0	0	10	0	10	0	98.2	92.8
26.	1	0.5	1	10	0	0	10	10	0	0	10	97.3	89.2
27.	1	0.5	0.6	10	10	0	10	10	10	10	10	97.4	89.8
28.	1	0.5	0.6	0	0	10	0	10	0	0	10	98.9	95.9
29.	1	0.5	0.6	0	10	0	0	10	10	10	10	98.5	94.0
30.	1	0.5	1	0	0	10	0	0	0	0	0	99.2	97.0
31.	1	0.5	1	0	0	10	0	0	10	10	10	98.2	92.8
32.	1	0.5	1	10	0	0	10	0	10	0	10	97.5	90.2

	RS	FF	FA	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	IVS-MTQ2005	
												M.1	M.2
33.	1	0.5	0.6	10	10	10	10	10	10	0	10	97.2	88.8
34.	1	0.5	0.6	0	0	0	10	10	10	0	10	98.9	95.9
35.	1	0.5	0.6	10	0	0	10	0	0	0	0	98.9	95.8
36.	1	0.5	0.6	0	10	0	10	10	10	10	0	98.4	93.8
37.	1	0.5	1	0	0	10	10	10	0	10	0	97.9	91.6
38.	1	0.5	1	10	10	0	10	10	10	0	10	96.1	84.4
39.	1	0.5	0.6	0	0	10	0	10	10	10	0	99.0	96.2
40.	1	0.5	0.6	10	0	0	0	10	10	0	10	98.7	94.8
41.	1	0.5	0.6	0	10	0	10	0	10	0	10	98.5	94.1
42.	1	0.5	0.6	10	10	10	0	10	0	10	10	97.4	89.8
43.	1	0.5	1	10	10	10	10	10	0	0	0	96.0	84.2
44.	1	0.5	1	0	10	10	10	10	10	10	0	96.7	86.8
45.	1	0.5	1	10	0	10	0	0	0	0	10	97.5	90.2
46.	1	0.5	0.6	10	0	10	0	0	0	10	10	98.3	93.2
47.	1	0.5	1	0	10	10	0	0	0	10	10	97.2	88.8
48.	1	0.5	0.6	10	0	0	10	10	10	0	0	98.6	94.7
49.	1	0.5	1	10	10	10	0	10	10	10	0	96.2	85.0
50.	1	0.5	0.6	10	0	10	10	0	10	0	10	98.0	92.3
51.	1	0.5	1	10	10	10	10	10	10	10	10	95.0	80.0
52.	1	0.5	0.6	0	0	10	10	10	10	10	10	98.3	93.2
53.	1	0.5	0.6	10	0	10	0	10	10	10	10	98.0	92.2
54.	1	0.5	1	0	10	10	10	10	0	0	10	96.5	86.2
55.	1	0.5	0.6	0	10	10	0	10	10	0	10	98.2	93.0
56.	1	0.5	0.6	0	10	0	0	0	0	10	10	98.7	95.0
57.	1	0.5	0.6	0	10	0	10	0	0	10	0	98.7	94.9
58.	1	0.5	1	0	0	10	10	0	10	10	0	98.1	92.6
59.	1	0.5	1	0	10	0	10	0	10	10	10	97.2	88.8
60.	1	0.5	0.6	10	0	0	0	0	0	0	10	98.9	95.9
61.	1	0.5	0.6	0	10	10	10	10	10	0	0	98.2	92.9
62.	1	0.5	1	0	10	0	10	0	0	0	0	98.2	93.0
63.	1	0.5	1	10	0	10	0	10	0	10	0	97.4	89.8
64.	1	0.5	1	0	10	0	0	0	0	0	10	98.3	93.2
65.	1	0.5	1	0	10	10	0	10	0	0	0	97.8	91.2
66.	1	0.5	1	0	0	0	0	0	0	10	0	99.6	98.6
67.	1	0.5	0.6	10	10	10	10	0	0	0	10	97.4	89.9
68.	1	0.5	1	0	10	0	0	10	10	0	10	97.8	91.4
69.	1	0.5	0.6	10	10	0	10	0	0	10	10	97.7	90.8

	RS	FF	FA	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	IVS-MTO2005	
												M.1	M.2
70.	1	0.5	0.6	10	10	0	0	10	0	0	10	98.1	92.4
71.	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	100.	100.
72.	1	0.5	1	10	10	0	0	0	0	0	0	97.8	91.2
73.	1	0.5	1	10	0	0	10	0	0	10	0	97.9	91.6
74.	1	0.5	0.8	5	5	5	5	5	5	5	5	98.0	92.0
75.	1	0.5	1	0	10	10	0	10	10	10	10	96.7	87.0
76.	1	0.5	0.6	10	0	0	10	0	10	10	10	98.3	93.2
77.	1	0.5	1	10	0	0	0	10	10	10	10	97.5	90.0
78.	1	0.5	1	0	10	0	10	10	10	0	0	97.8	91.2
79.	1	0.5	1	10	0	0	10	10	10	10	0	97.4	89.8
80.	1	0.5	0.6	10	0	0	10	10	0	10	10	98.1	92.6
81.	1	0.5	0.6	0	0	0	0	10	10	0	0	99.7	98.9
82.	1	0.5	0.6	0	10	0	0	10	0	0	0	99.1	96.5
83.	1	0.5	1	10	10	10	10	0	10	0	0	96.3	85.2
84.	1	0.5	0.6	0	10	10	10	10	0	10	10	97.7	90.8
85.	1	0.5	0.6	10	0	10	10	10	0	0	10	97.9	91.7
86.	1	0.5	0.6	10	10	0	10	0	10	0	0	98.2	92.9
87.	1	0.5	0.6	10	10	10	10	10	0	10	0	97.4	89.6
88.	1	0.5	1	0	10	10	0	0	10	0	0	98.0	92.2
89.	1	0.5	1	10	0	10	10	10	10	0	0	97.0	88.2
90.	1	0.5	1	10	0	0	0	0	10	0	0	98.8	95.2
91.	1	0.5	0.6	0	0	0	10	0	10	10	0	99.3	97.3
92.	1	0.5	0.6	0	10	10	0	0	10	10	0	98.6	94.4
93.	1	0.5	1	0	10	0	10	10	0	10	10	96.9	87.8
94.	1	0.5	1	10	10	0	10	10	0	10	0	96.4	85.8
95.	1	0.5	1	0	0	10	10	0	0	0	10	98.0	92.0
96.	1	0.5	1	10	0	10	10	10	0	10	10	96.2	84.8
97.	1	0.5	1	10	10	0	10	0	10	10	0	96.7	86.8
98.	1	0.5	1	10	10	0	10	0	0	0	10	96.5	86.2
99.	1	0.5	0.6	0	10	0	10	10	0	0	10	98.3	93.5
100.	1	0.5	1	10	0	10	10	0	0	0	0	97.5	90.0
101.	1	0.5	0.6	0	0	0	10	0	0	0	10	99.2	97.0
102.	1	0.5	1	10	10	0	0	10	10	0	0	97.3	89.4
103.	1	0.5	0.6	0	0	10	0	0	0	10	0	99.3	97.3
104.	1	0.5	0.6	0	0	10	10	10	0	0	0	98.9	95.8
105.	1	0.5	1	10	0	10	0	0	10	10	0	97.7	90.8
106.	1	0.5	0.6	0	10	10	10	0	10	10	10	97.8	91.4
107.	1	0.5	1	0	10	0	0	0	10	10	0	98.4	93.8
108.	1	0.5	1	10	10	10	0	0	0	10	0	96.7	86.8

	RS	FF	FA	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	IVS-MTO2005	
												M.1	M.2
109	1	0.5	0.6	10	10	0	0	10	10	10	0	98.2	92.8
110	1	0.5	0.6	10	0	10	10	10	10	10	0	98.0	92.0
111	1	0.5	0.6	0	10	10	0	10	0	10	0	98.4	93.8
112	1	0.5	1	10	10	10	0	0	10	0	10	96.3	85.4
113	1	0.5	1	0	0	0	10	0	10	0	0	99.2	97.0
114	1	0.5	0.6	0	0	10	0	0	10	0	10	99.1	96.5
115	1	0.5	0.6	10	0	10	0	0	10	0	0	98.8	95.3
116	1	0.5	1	0	0	10	0	10	0	10	10	97.9	91.8
117	1	0.5	0.6	0	10	10	10	0	0	0	0	98.5	94.0
118	1	0.5	1	10	0	10	10	0	10	10	10	96.4	85.8
119	1	0.5	1	0	10	10	10	0	10	0	10	96.8	87.2
120	1	0.5	0.6	0	0	10	10	0	10	0	0	99.1	96.4
121	1	0.5	0.6	10	0	10	10	0	0	10	0	98.2	93.1
122	1	0.5	0.6	10	0	10	0	10	0	0	0	98.6	94.7
123	1	0.5	1	0	0	0	10	10	0	0	0	99.0	96.0
124	1	0.5	0.6	10	0	0	0	0	10	10	0	99.0	96.2
125	1	0.5	1	10	10	0	0	0	10	10	10	96.7	87.0
126	1	0.5	0.6	10	10	0	0	0	10	0	10	98.2	93.0
127	1	0.5	1	0	10	10	10	0	0	10	0	97.1	88.6
128	1	0.5	1	10	0	0	0	0	0	10	10	97.9	91.8

ANNEXE IX

LES COMBINAISONS POSSIBLES SELON UN PLAN D'EXPÉRIENCE SUR L'IVS- VdQ2007 À DEUX NIVEAUX

	AS	CA	C1	C8	C3	C6	C7	C2	C4	C5	IVS-VdQ2007			
											M.1	M.2	M.3	M.4
1	1	0	0	0	1	1	0	1	0	0	8.333	9.167	9.583	9.792
2	1	0	1	1	0	1	1	1	1	1	10.000	10.00	10.00	10.00
3	1	0	1	0	1	1	0	1	0	1	9.583	9.792	9.896	9.948
4	1	0	0	1	0	1	0	1	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844
5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	5.000	7.500	8.750
6	1	0	1	0	1	0	1	0	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
7	1	0	1	1	1	0	0	0	0	0	8.125	9.063	9.531	9.766
8	1	0	0	0	0	1	0	1	1	0	8.333	9.167	9.583	9.792
9	1	1	1	0	0	1	0	0	1	0	9.167	9.583	9.792	9.896
10	1	0	1	1	1	1	0	1	1	0	9.792	9.896	9.948	9.974
11	1	0	0	0	1	1	0	0	1	1	9.167	9.583	9.792	9.896
12	1	0	1	1	0	0	1	1	1	0	9.375	9.688	9.844	9.922
13	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	5.000	7.500	8.750	9.375
14	1	1	0	1	0	1	1	1	0	0	9.167	9.583	9.792	9.896
15	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1	10.000	10.00	10.00	10.00
16	1	0	1	0	0	1	1	1	0	0	9.167	9.583	9.792	9.896
17	1	1	0	1	1	1	0	0	1	0	9.167	9.583	9.792	9.896
18	1	1	0	0	1	0	0	1	1	1	10.000	10.00	10.00	10.00
19	1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
20	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	10.000	10.00	10.00	10.00
21	1	1	1	1	0	0	0	1	1	1	10.000	10.00	10.00	10.00
22	1	1	1	1	0	1	1	1	0	1	10.000	10.00	10.00	10.00
23	1	1	0	1	1	0	0	0	1	1	8.750	9.375	9.688	9.844
24	1	1	0	0	0	1	0	1	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
25	1	0	0	0	1	0	0	1	0	1	7.500	8.750	9.375	9.688
26	1	1	1	1	1	0	0	1	0	1	10.000	10.00	10.00	10.00
27	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0	5.000	7.500	8.750	9.375
28	1	0	1	0	0	1	0	1	1	1	10.000	10.00	10.00	10.00
29	1	0	1	1	1	0	1	1	0	0	9.167	9.583	9.792	9.896
30	1	0	1	1	1	1	1	1	0	1	10.000	10.00	10.00	10.00
31	1	0	1	1	1	0	1	0	1	1	9.583	9.792	9.896	9.948
32	1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	9.583	9.792	9.896	9.948

	AS	CA	C1	C8	C3	C6	C7	C2	C4	C5	IVS-VdQ2007			
											M.1	M.2	M.3	M.4
33	1	0	0	1	1	0	1	1	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844
34	1	1	1	0	0	0	1	1	1	1	10.000	10.00	10.00	10.00
35	1	1	1	1	1	0	1	0	0	1	10.000	10.00	10.00	10.00
36	1	0	1	1	0	1	0	0	1	1	9.583	9.792	9.896	9.948
37	1	1	1	1	0	1	1	0	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
38	1	1	0	1	0	0	0	1	1	0	8.333	9.167	9.583	9.792
39	1	0	1	1	0	0	0	1	0	1	9.167	9.583	9.792	9.896
40	1	1	0	1	0	0	1	1	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844
41	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	10.00	10.00	10.00	10.00
42	1	1	0	0	1	1	1	0	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
43	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
44	1	0	1	0	0	0	0	1	1	0	8.333	9.167	9.583	9.792
45	1	1	0	0	1	1	0	1	1	0	9.375	9.688	9.844	9.922
46	1	1	1	0	0	1	0	1	0	1	9.583	9.792	9.896	9.948
47	1	0	0	1	0	1	0	0	1	0	7.500	8.750	9.375	9.688
48	1	1	1	0	1	0	1	1	0	1	9.583	9.792	9.896	9.948
49	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	9.792	9.896	9.948	9.974
50	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	10.00	10.00	10.00	10.00
51	1	0	1	1	1	1	0	0	0	1	9.583	9.792	9.896	9.948
52	1	1	0	0	0	1	0	0	1	1	8.750	9.375	9.688	9.844
53	1	0	1	0	0	0	0	0	0	1	6.667	8.333	9.167	9.583
54	1	1	0	1	0	1	0	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
55	1	0	0	0	1	0	1	1	1	0	8.333	9.167	9.583	9.792
56	1	1	0	1	1	0	0	1	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
57	1	1	1	0	1	0	0	1	1	0	9.375	9.688	9.844	9.922
58	1	0	0	0	1	0	1	0	0	1	6.667	8.333	9.167	9.583
59	1	0	1	1	1	0	0	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
60	1	1	1	0	1	1	1	0	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
61	1	0	1	1	1	1	1	0	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
62	1	0	0	0	0	0	1	0	1	1	7.500	8.750	9.375	9.688
63	1	0	1	0	1	1	1	0	0	1	10.00	10.00	10.00	10.00
64	1	0	0	1	1	1	1	1	0	0	10.00	10.00	10.00	10.00
65	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	4.375	7.188	8.594	9.297
66	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	8.125	9.063	9.531	9.766
67	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	6.250	8.125	9.063	9.531
68	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	10.00	10.00	10.00	10.00
69	1	1	1	1	0	0	1	0	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
70	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	9.375	9.688	9.844	9.922

	AS	CA	C1	C8	C3	C6	C7	C2	C4	C5	IVS-VdQ2007			
											M.1	M.2	M.3	M.4
71	1	0	1	0	1	1	0	0	1	0	9.167	9.583	9.792	9.896
72	1	1	0	0	1	0	1	0	1	1	8.750	9.375	9.688	9.844
73	1	0	0	1	0	0	1	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
74	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	10.00	10.00	10.00	10.00
75	1	1	0	0	1	1	0	0	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844
76	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	7.500	8.750	9.375	9.688
77	1	1	1	0	1	1	1	1	0	0	10.00	10.00	10.00	10.00
78	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	5.000	7.500	8.750	9.375
79	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	8.125	9.063	9.531	9.766
80	1	0	0	0	0	1	1	0	1	0	8.333	9.167	9.583	9.792
81	1	0	0	1	1	1	0	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
82	1	1	0	0	0	1	1	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
83	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	10.00	10.00	10.00	10.00
84	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	4.375	7.188	8.594	9.297
85	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	6.250	8.125	9.063	9.531
86	1	0	1	1	0	1	0	1	0	0	9.167	9.583	9.792	9.896
87	1	0	1	1	0	1	1	0	0	0	9.375	9.688	9.844	9.922
88	1	1	1	1	0	1	0	1	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
89	1	1	0	1	0	0	0	0	0	1	6.667	8.333	9.167	9.583
90	1	0	1	0	1	1	1	1	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
91	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	9.167	9.583	9.792	9.896
92	1	0	0	1	1	0	0	1	1	0	8.125	9.063	9.531	9.766
93	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
94	1	1	0	1	0	1	1	0	1	1	9.583	9.792	9.896	9.948
95	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
96	1	0	1	1	0	0	1	0	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844
97	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
98	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
99	1	1	0	1	0	0	1	0	1	0	7.500	8.750	9.375	9.688
100	1	0	1	0	1	0	0	1	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
101	1	1	0	0	0	0	1	1	1	0	8.125	9.063	9.531	9.766
102	1	1	1	0	1	0	0	0	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844
103	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
104	1	0	0	1	1	1	1	0	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
105	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	8.333	9.167	9.583	9.792
106	1	0	1	0	0	0	1	1	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844
107	1	0	1	0	0	0	1	0	1	0	7.500	8.750	9.375	9.688
108	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	8.750	9.375	9.688	9.844

	AS	CA	C1	C8	C3	C6	C7	C2	C4	C5	IVS-VdQ2007			
											M.1	M.2	M.3	M.4
109	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
110	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0	10.00	10.00	10.00	10.00
111	1	0	1	0	0	1	1	0	1	1	9.583	9.792	9.896	9.948
112	1	0	0	0	0	1	1	1	0	1	9.167	9.583	9.792	9.896
113	1	0	0	1	0	1	1	1	1	0	9.375	9.688	9.844	9.922
114	1	0	0	1	1	0	1	0	1	0	7.500	8.750	9.375	9.688
115	1	1	0	0	1	0	1	1	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
116	1	0	1	1	0	0	0	0	1	0	8.333	9.167	9.583	9.792
117	1	0	1	0	1	0	0	0	1	1	8.750	9.375	9.688	9.844
118	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	8.125	9.063	9.531	9.766
119	1	0	1	0	1	0	1	1	1	1	10.00	10.00	10.00	10.00
120	1	1	0	1	1	0	1	0	0	0	7.500	8.750	9.375	9.688
121	1	1	1	0	1	0	1	0	1	0	9.167	9.583	9.792	9.896
122	1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	5.000	7.500	8.750	9.375
123	1	1	0	1	1	1	1	0	0	1	10.00	10.00	10.00	10.00
124	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1	7.500	8.750	9.375	9.688
125	1	0	0	0	0	1	0	0	0	1	6.667	8.333	9.167	9.583
126	1	1	0	1	1	1	0	1	0	1	9.583	9.792	9.896	9.948
127	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	10.00	10.00	10.00	10.00
128	1	0	0	1	0	1	1	0	0	1	8.750	9.375	9.688	9.844

ANNEXE X

PROPRIÉTÉS DES PONTS EFFONDRES Tiré de Bazoz et coll. (1999)

Pont	Nb. travées	C1	Butée	Nb colonnes	Design.	Année de construction	Biais	Sol
531609	9	CBC ¹	G ⁶	H ⁷	Discontinue	1964	99 ⁹	Sol C ¹⁰
531960F	10	QBC ² , CBC ¹	C ⁵	J ⁸	Discontinue	1971	0	Sol C ¹⁰
531964F	10	CBC ¹ QB	A ³	J ⁸	Discontinue	1971	0	Sol C ¹⁰
531997L	5	QBC ² , CBC ¹	A ³	H ⁷	Discontinue	1967	67	Sol C ¹⁰
531797F	5	QBC ² , CBC ¹	A ³	H ⁷	Discontinue	1967	67	Sol C ¹⁰
532205	4	QBC ²	B ⁴	H ⁷	Continue	1973	99	Sol C ¹⁰

1. Poutres- caissons en béton armé (type MTQ# 56);
2. Poutres- caissons en béton précontraint (type MTQ# 57);
3. Diaphragme;
4. Appuis;
5. Porte-à-faux (cantilever);
6. Cellulaire fermé (Cellular closure);
7. Pile à colonnes multiples;
8. Pile à colonne unique / bent;
9. Pont très irrégulier ayant une forte variation du biais;
10. Selon la description de Boore (Boore et coll., 1993), et la définition de FEMA 273, ce type du sol est défini comme un sol très dense et roche tendre, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement (Vs) varie entre 365 m/s et 762 m/s, sa résistance moyenne à la pénétration standard (N) est supérieur à 50 et sa résistance du sol non drainé au cisaillement S_u est supérieur à 96 KPa.

ANNEXE XI

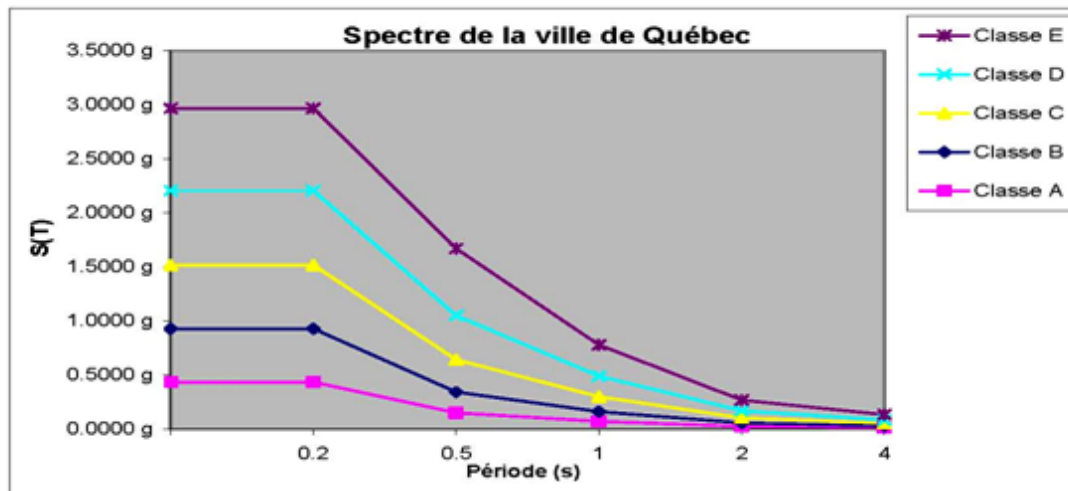
CARACTÉRISTIQUES SPECTRALES DE LA VILLE DE QUÉBEC

$S_a(0.2)$	$S_a(0.5)$	$S_a(1.0)$	$S_a(2.0)$
0.590 g	0.300 g	0.140 g	0.048 g

PGA
0.370 g

Type du sol-CNBC 2005 - 4.1.8.4 2) et 3)						
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E	Classe F
Période	S(T)	S(T)	S(T)	S(T)	S(T)	S(T)
$T = 0 \text{ s}$	0.4342 g	0.4932 g	0.5900 g	0.6868 g	0.7623 g	
$T \leq 0.2 \text{ s}$	0.4342 g	0.4932 g	0.5900 g	0.6868 g	0.7623 g	
$T = 0.5 \text{ s}$	0.1500 g	0.1920 g	0.3000 g	0.4080 g	0.6180 g	
$T = 1.0 \text{ s}$	0.0700 g	0.0896 g	0.1400 g	0.1904 g	0.2884 g	
$T = 2.0 \text{ s}$	0.0240 g	0.0307 g	0.0480 g	0.0653 g	0.0989 g	
$T \geq 4.0 \text{ s}$	0.0120 g	0.0154 g	0.0240 g	0.0326 g	0.0494 g	

CNBC 2005 - 4.1.8.4 6)



LEXIQUE FRANÇAIS-ANGLAIS

Ce lexique français- anglais est une adaptation des travaux de (Calgaro et Bernard-Gély, 1994).

Terme Français	Traduction en anglais
Acier à béton	Reinforcing steel
Appareil appuis	Bearing pad
Appui	Support
Appui à rotule	Rocker bearing
Armature pour béton armé (passive)	Reinforcing bar
Armature pour béton précontraint (active)	Prestressing tendon
Articulation	Hinge
Articulation	Hinge
Assemblage	Connexion
Béquille	Strut
Béquille oblique	Diagonal strut
Béton armé	Reinforced concrete
Béton précontraint	Prestressed concrete
Biais	Skew
Câble	Tendon
Cadre, portique, ossature	Frame
Caisson	Box-girder
Capacité portante	Bearing capacity
Chevêtre	Cross head
Colonne	Column
Colonne articulée	Pin-ended column
Console,	Cantilever
Contreventement, entretoisement	Bracing
Coque	Shell
Courbure	Cuvature
Culée	Abutement
Dalle	Slab
Dalle de transition	Approach slab
Défaillance	Failure
Encorbellement latéral	Overhang
Enrochement	Rockfill
Entretoise	Cross girder
Étrier	Stirrup
Ferme	Truss
Flambement	Bucking
Flèche	Deflection
Flexion	Bending
Gousset	Haunch
Longeron	Longitudinal member
Moment d'encastrement	Fixed-end moment

Moment de flexion	Bending moment
Moment sur appui	Moment at support
Ossature	Framework
Pieu	Pile
Pile	Pier
Platelage	Bridge floor
Ponceau	Culvert
Pont	Bridge
Pont à béquilles	Portal bridge
Pont à haubans	Cable stayed bridge
Pont à poutres	Girder bridge
Pont à treillis	Truss bridge
Pont courbe	Curved bridge
Pont dalle	Slab bridge
Pont-route	Hiway bridge
Portée principale	Main span
Poteau	Column
Poussée des terres	Earth pressure
Poutre	Beam, girder
Poutre à treillis	Lattice girder
Poutre continue	Continuous beam
Poutre de rigidité	Stiffening girder
Remblai	Fill
Ruine	Failure
Rupture	Breaking, rupture
Section brute	Gross section
Section nette	Net section, net area
Section transversale	Cross section
Sécurité	Safety
Semelle	Footing
Tablier	Deck
Toron	Strand
Travée	Span
Travée de rive	Tide span
Travée extrême	End panel
Travées continues	Continuous spans
Treillis	Truss, lattice work
Voilement	Local buckli

BIBLIOGRAPHIE

- Adams, J., et G. 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.
- Alvandi, A., J. Bastien et E. Grégoire. 2008. « Évaluation structurale d'un pont routier par l'analyse d'ondelettes ». In *Congrès annuel de la Société Canadienne de Génie Civil* p. 5. (Québec, 10-13 juin 2008): Bisonette, B. et Paradis, F.
- ASCE. 1998. *Handbook for the seismic evaluation of buildings : a prestandard*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Basoz, N. I., A. S. Kiremidjian, S. A. King et K. H. Law. 1999. «Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake». *Earthquake spectra*, vol. 15, n° 1, p. 25-54.
- Boore, David M., W. B. Joyner, Thomas E. Fumal et Geological Survey (U.S.). 1993. *Estimation of response spectra and peak accelerations from western North American earthquakes : an interim report*. Menlo Park, Calif.: U.S. Geological Survey, 72 p.
- Bourque, Pierre-André. 2004. « Planète terre ». En ligne. < <http://www.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/>>. Consulté le 11 avril 2008.
- Buckle, I. G., Ian M. Friedland, United States. Federal Highway Administration. Office of Engineering & Highway Operations Research and Development. et National Center for Earthquake Engineering Research (U.S.). 1995. *Seismic retrofitting manual for highway bridges*. microform. McLean, Va.: Federal Highway Administration Office of Research and Development. xx, 309 p. : ill. ; 28 cm.
- Calgaro, Jean-Armand, et Anne Bernard-Gély. 1994. *Conception des ponts*, 1 éd. Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 360 p.
- Calgaro, Jean-Armand, et Michel Virlogeux. 1994. *Projet et construction des ponts : analyse structurale des tabliers de ponts*, 2e éd. Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 349 p.
- Caltrans, California Department of Transportation- Division of structures. 1992. «seismic hazard components in the caltrans prioritization algorithm».
- CAN/CSA-S6-06, Association canadienne de normalisation, Conseil canadien des normes. 2006. «Code canadien sur le calcul des ponts routiers». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation.

- Chaallal, Oma, Khaled Amar et Hassan Menzer. 2003. *Réhabilitation des ouvrages d'art : Gestion, auscultation et réparation*. Montréal : École de Technologie Supérieure.
- Clough, Ray W., et Joseph Penzien. 1993. *Dynamics of structures*, 2nd. New York, N.Y.: McGraw-Hill, xxii, 738 p.
- CTOA, SNCF, Centre des techniques d'ouvrages d'art et France. Société nationale des chemins de fer français. 1999. *Ponts courants en zone sismique. Guide de conception*. Paris: SNCF direction de l'ingénierie, 207 p.
- Davi, D, et P. Schmitt. 2003. « Une méthode d'estimation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes ». *Bulletin Ouvrages d'art du Service d'études techniques des routes et autoroutes*, vol. 43, p. 22-29.
- Davidovici, V. 1999. *La construction en zone sismique*. Éditeurs: Le Moniteur, Collection: Moniteur Référence Technique, France.
- Desroches, A. 1995. *Concepts et méthodes probabilistes de base de la sécurité*, 188. Coll. « Expédition ». 16X24 p.
- DGIT-MTQ, Ministère des Transports du Québec. Direction générale des infrastructures et des technologies. 2002. « Manuel d'inspection des structures ». Québec.: Les publications du Québec.
- El-Shayeb, Yasser. 1999. « Apport de la logique floue à l'évaluation de l'aléa-Mouvement de terrain des sites géotechniques: Propositions pour une méthodologie générale ». Institut National Polytechnique de Lorraine. École des mines de Nancy.
- Filiatrault, A. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal: École Polytechnique de Montréal, 478 p.
- Ghlamallah, Noureddine. 2001. « Modélisation non-linéaire de l'interaction sol-structure sous sollicitations sismiques ». Ph.D., Canada, Université de Sherbrooke (Canada).
- Housner, G. W., et C. C. Thiel. 1995. « The continuing challenge: report on the performance of state bridges in the Northridge earthquake ». *Earthquake spectra*, vol. 11, n° 4, p. 607-636.
- IRC. 1995. « Code national du bâtiment-Canada, 1995 ». [Ottawa, Ont.]: Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction.
- IRC. 2005. *Code national du bâtiment, Canada 2005*. 12e éd. [Ottawa, Ont.]: Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction.

- Karbassi, A., et M. J. Nollet. 2008. « Development of an index assignment procedure compatible with the regional seismicity in the province of Quebec for the rapid visual screening of existing buildings ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 35, n° 9, p. 925-937.
- Kim, Seong Hoon. 1993. *A GIS-based regional risk analysis approach for bridges against natural hazards*. microform. xiii, 396 leaves : ill., maps ; 28 cm.
- Lau, D. L., A. Tang et J. R. Pierre. 1995. « Performance of lifelines during the 1994 Northridge earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, n° 2, p. 438-451.
- LeBoeuf, D., et M. J. Nollet. 2006. *Microzonage et vulnérabilité sismique de la ville de Québec 2005-2006*. Coll. « Rapport final soumis à la Ville de Québec, 17 juillet 2006 ». Québec, 108 p.
- Lemaire, M. 2005. *Fiabilité des structures: couplage mécano-fiabiliste statique*. Hermès Science Publications.
- Liu, Zhu. 2001. « Seismic prioritization of highway bridges in Canada ». MQ70240, Canada, McGill University (Canada).
- Mitchell, D., R. Tinawi et R. G. Sexsmith. 1991. «Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake-lessons for Canadian designers». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 18, n° 4, p. 711-734.
- Moore, James E, Geunyoung Kim, Seongkil Cho, Hsi-Hwa Hu et Rong Xu. 1997. «Evaluation system atmis technologies via rapid estimation of network flows final reoport». University of Southern California.
- Morin, Pierre, et Société canadienne de géotechnique. Comité technique sur les tunnels et les ouvrages souterrains. 1994. *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*. 2e. Richmond, B.C.: Société canadienne de géotechnique., xix, 558 p.
- MTQ. 1996. *Manuel de l'utilisateur. Système de gestion des structures*. Ministère des Transports du Québec.
- MTQ, Ministère des Transports du Québec direction générale des infrastructures et des technologies. 2007. *Ouvrages d'art, Classification des ouvrages d'art (Inclut la mise à jour 52)*. Québec: Les publications du Québec.
- NYDOT, New York State Department of Transportation. 1995. *Seismic Vulnerability Manual. Structure Design and Construction Division – Bridge Safety Assurance Unit, Octobre 1995 (révisé en 2004)*. 44 p.

- Paultre, Patrick. 2005. *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*. Coll. « Collection Génie civil ». Paris: Hermès-Science, 702 p.
- Pellissier, V. 2004. «Évaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du bâtiment». École polytechnique fédérale de Lausanne.
- Priestley, M. J. N., Frieder Seible et Gian Michele Calvi. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xvii, 686 p.
- Roy, Nathalie. 2003. « Étude de la ductilité dans un contexte d'évaluation et de réhabilitation sismique de piliers de ponts ». M.Sc.A., Canada, Université de Sherbrooke (Canada).
- S.E.T.R.A. 1979. *Les ponts types du S.E.T.R.A : S.E.T.R.A.'s standard bridges*. Paris: Direction des routes et de la circulation routière, service d'études techniques des routes et autoroutes, 41 p.
- SAP2000. 2007. *SAP2000 : Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA
- Small, Edgar Parker. 1999. « Development of a methodology for the integration of seismic risk mitigation activities in project and network level bridge management systems ». Ph.D., United States -- New York, State University of New York at Buffalo.
- StatPoint, Inc. . 2005. *Statgraphics Centurion XV*. Herndon, VA: Herndon, VA. USA.
- STOA, SNCF, Centre des techniques d'ouvrages d'art et France. Société nationale des chemins de fer français. 1999. *Ponts courants en zone sismique : guide de conception*. Paris: SNCF direction de l'ingénierie, 207 p.
- Thomas, Andrew L., Scott R. Eshenaur, John Kulicki, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (U.S.) et Modjeski and Masters. 1998. *Methodologies for evaluating the importance of highway bridges*. microform. Buffalo, NY: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. [186] p.
- Tinawi, R., S. Tremblay et A. Filiatrault. 1993a. *Étude du comportement sismique des ponts et viaducs du Québec*. Coll. « Rapport ». École Polytechnique de Montréal. Canada.
- Tinawi, R., S. Tremblay et A. Filiatrault. 1993b. *Méthode rapide de classement sismique des ponts et viaducs du Québec*. Coll. « Rapport ». École Polytechnique de Montréal. Canada.
- TNZRR, Transit New Zealand. 1996. *Seismic assessment of New Zealand highway bridges: Development and testing of preliminary screening procedures*. Coll. «Research Report ». Wellington. New Zealand: Works Consultancy Services

- U.S.G.S, U.S. Geological Survey. 1989. « Loma Prieta, California, Earthquake October 17, 1989 ». En ligne <<http://libraryphoto.cr.usgs.gov/>>. Consulté le 13 avril 2008.
- US-FHA, 2005, United States. Federal Highway Administration. International Scanning Study Team. , rade Initiatives Inc. American T, United States. Federal Highway Administration., American Association of State Highway and Transportation Officials. et National Cooperative Highway Research Program. 2005. *Transportation asset management in Australia, Canada, England, and New Zealand*. Washington, DC: Office of International Programs FHWA/US DOT (HPIP), xv, 144 p.
- Vick, S. G. 2002. *Degrees of belief: subjective probability and engineering judgment*. American Society of Civil Engineers.
- Yokoyama, K., et S. Unjoh. 1997. « Seismic Design and Retrofit of Highway Bridges in Japan ». In.