

Approche intégrée d'évaluation du risque sismique d'un réseau municipal de ponts

par

Hamza Fezai

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

M. Sc. A.

MONTRÉAL, LE 23 NOVEMBRE 2020

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Hamza Fezai, 2020



Cette licence [Creative Commons](#) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE OU 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. Ahmad Abo El Ezz, codirecteur de mémoire
Ressources Naturelles Canada

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

M. Amar Khaled, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

LE 13 NOVEMBRE 2020

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance à ma directrice de recherche, Madame Marie-José Nollet, pour sa disponibilité, son soutien financier et ses judicieux conseils, qui m'ont permis de réaliser le présent travail.

J'adresse mes sincères remerciements à mon codirecteur Monsieur Ahmad Abo El Ezz pour ses encouragements et le temps qu'il a consacré pour m'expliquer tous les aspects techniques du projet.

Je tiens à remercier, également, la commission géologique du Canada d'avoir contribué au financement de ce projet dans le cadre du programme des adjoints de recherche.

Un grand merci à Azarm Farzam, postdoctorante, pour sa disponibilité et son aide tout le long de l'élaboration de mon mémoire. Je remercie aussi Mohammed Hassen qui m'a beaucoup aidé à la création du programme de l'outil d'évaluation.

En fin, j'aimerais remercier mes très chers parents, Raoudha et Houcine, mon frère et ma fiancée pour leur patience et leur soutien inestimable durant toutes ces années.

Approche intégrée d'évaluation du risque sismique d'un réseau municipal de ponts

Hamza Fezai

RÉSUMÉ

Dans des régions qui sont sujettes aux tremblements de terre, les dommages aux ponts peuvent entraîner une perte de fonctionnalité du réseau routier. Par conséquent, l'évaluation du risque sismique des ponts est cruciale pour établir des stratégies d'intervention et rétablir les réseaux routiers afin d'assurer le maintien des services essentiels, tels que l'accès aux hôpitaux et l'acheminement des secours. Néanmoins, pour créer un système de gestion efficace et performant et optimiser le processus décisionnel, il est important d'étudier l'impact de scénarios sismiques sur l'état du réseau et sur les pertes économiques. L'objectif de cette recherche est de générer des scénarios sismiques pour évaluer les impacts économiques et les incertitudes relatives aux différents modèles d'intrants sur un réseau de ponts. Quatre étapes sont proposées. La première étape consiste à interpréter un modèle d'aléa sismique qui génère une distribution spatiale de l'intensité de tremblement de terre pour différents scénarios sismiques. Une analyse de régression est effectuée sur des équations de prédiction du mouvement du sol compatibles avec l'Est du Canada, pour obtenir une relation entre l'accélération maximale au sol et l'emplacement de chaque pont. En se basant sur le code canadien sur le calcul des ponts routiers, les résultats sont corrigés au moyen des coefficients d'amplification pour prendre en compte l'effet d'amplification des ondes sismiques au site. La deuxième étape est de construire un inventaire des ponts selon des classes définies en fonction des matériaux de construction et des systèmes structuraux. Une analyse statistique est réalisée sur chaque classe de ponts pour examiner les différents paramètres contribuant à la vulnérabilité sismique. La troisième étape est d'évaluer la performance sismique des ponts en termes de probabilités des dommages, et cela selon des données de fragilités spécifiques, respectives aux différentes classes, et qui sont basées sur des analyses dynamiques. La dernière étape utilise les résultats de l'étape précédente pour définir un modèle d'impact permettant d'estimer l'état probable de dommage, le coût de réparation, la priorité d'inspection et ainsi l'état probable du trafic routier. Les résultats des scénarios sismiques reflètent l'importance de considérer la magnitude 5,0 dans l'évaluation de dommages et, indiquent que l'écart type du rapport d'endommagement peut largement influencer l'estimation de pertes économiques. Ces données sont ensuite intégrées dans une interface utilisateur simple pour développer une évaluation rapide du risque sismique, évaluer les incertitudes épistémiques et visualiser les résultats sur une plateforme de système d'information géographique. Différents modèles d'entrée sont considérés : trois modèles d'aléa sismique, trois modèles de fragilité et deux modèles d'impacts. Une analyse de sensibilité effectuée avec un scénario de magnitude 6,0, pour les ponts à travées multiples, révèle que l'estimation des pertes économiques est très sensible à la variation de ces différents modèles, où l'augmentation du coût de réparation prévu peut atteindre jusqu'à 760 %.

Mots-clés: pont, séisme, fragilité, scénario, évaluation du risque sismique, état de dommage, incertitude épistémique

An Integrated Approach to Seismic Risk Assessment of a Municipal Bridge Network

Hamza Fezai

ABSTRACT

In earthquake-prone areas, seismic induced damage to bridge structures can result in a loss of road network functionality. The seismic risk assessment of bridges is crucial to establishing response strategies and restoring road networks, which in turn ensure the continuation of essential services such as access to hospitals and the delivery of relief assistance. In order to create an efficient management system and to optimize the decision-making process, it is important to study the impact of seismic scenarios on the state of the network and the potential economic losses. The objective of this research is to generate seismic scenarios in order to evaluate the economic impacts and uncertainties of different input models on a bridge network. Four steps are proposed. The first step is the interpretation of a seismic hazard model to generate a spatial distribution of earthquake intensity for different seismic scenarios. A regression analysis is performed on ground motion prediction equations compatible with Eastern Canada, to obtain a relationship between the maximum ground acceleration and the geographic position of each bridge. Based on the Canadian Highway Bridge Code, the results are corrected using the site coefficients to account for the seismic amplification effect. The second step is to build a bridge inventory according to a classification defined by information on construction materials and structural systems. A statistical analysis is performed on each bridge class to study the different parameters contributing to seismic vulnerability. The third step is to assess the seismic performance of the bridges in terms of damage probabilities; this includes specific fragility data, respective to the different classes, based on dynamic analyses. The last stage uses the results of the previous stage to define an impact model to estimate the probable damage state, the repair cost, the priority of inspection and thus the probable state of road traffic. The results of the seismic scenarios reflect the importance of considering magnitude 5.0 in damage assessment and indicate that the standard deviation of the damage ratio can greatly influence the estimation of economic losses. The models are then integrated in a spreadsheet software tool to develop rapid seismic risk, epistemic uncertainties assessment and visualize the results on a geographic information system platform. Different input models are considered: three seismic hazard models, three fragility models and two impact models. A sensitivity analysis performed with magnitude 6,0 scenario for multi-span bridges shows that the economic loss estimate is very sensitive to the variation of these different models, where the expected increase in repair costs can reach 760 %.

Keywords: bridge, earthquake, fragility, scenario, seismic risk assessment, damage state, epistemic uncertainty

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	9
1.1 Risque sismique	9
1.2 Paramètres caractéristiques d'un séisme.....	10
1.2.1 Magnitude	10
1.2.2 Différentes terminologies de distances	11
1.3 Sismicité du Québec	11
1.4 Concept des spectres du Québec.....	16
1.4.1 Spectre de réponse élastique	16
1.4.2 Spectre de réponse d'aléa uniforme	16
1.4.3 Spectre de dimensionnement	17
1.5 Les équations de prédition du mouvement du sol	19
1.6 Choix de la mesure d'intensité.....	22
1.7 Paramètres contribuant à la vulnérabilité sismique des ponts	23
1.7.1 Les piles	23
1.7.2 Les culées.....	24
1.7.3 Les appareils d'appuis.....	25
1.7.4 Types de ponts	25
1.7.5 Longueur d'assise	27
1.7.6 Année de construction et nature des matériaux	28
1.7.7 Angle de biais	29
1.8 Fonction de fragilité.....	29
1.8.1 Méthodes basées sur le jugement et l'opinion d'experts	30
1.8.2 Méthodes empiriques	30
1.8.3 Méthodes analytiques.....	31
1.8.3.1 Méthode de la capacité spectrale	31
1.8.3.2 Analyse temporelle non linéaire	33
1.9 Pertes économiques et outils d'évaluation du risque sismique	36
CHAPITRE 2 ÉVALUATION DE L'ALÉA SISMIQUE	41
2.1 Réseau étudié	41
2.2 Identification des scénarios sismiques pour le parc des ponts	41
2.2.1 Détermination de la distance épicentrale	43
2.2.2 Calcul des PGA.....	44
2.3 Ajustement de PGA selon le type de sol approprié	49
2.4 Résultats des PGA.....	52
2.5 Synthèse	54
CHAPITRE 3 INVENTAIRE DE PONTS ET FONCTIONS DE FRAGILITÉ	55
3.1 Réalisation de l'inventaire	55
3.1.1 Analyse statistique	57
3.1.1.1 Nombre de travées	58

3.1.1.2	Angle de biais	58
3.1.1.3	Année de construction.....	59
3.1.1.4	Largeur du pont.....	60
3.1.2	Incertitudes sur l'inventaire	61
3.2	Fonctions de fragilité	63
3.2.1	Modèle de base	64
CHAPITRE 4 ÉTUDE D'IMPACTS		71
4.1	Méthodologie	71
4.1.1	Probabilités des états de dommages.....	73
4.1.1.1	Probabilités d'atteindre les états de dommages	73
4.1.1.2	Probabilités d'être dans chaque état de dommage	75
4.1.2	Les impacts économiques	76
4.1.2.1	États de dommages prévus et fonctionnalité.....	77
4.1.2.2	Coûts de réparation prévus.....	79
4.2	Impacts sur l'ensemble de l'inventaire des ponts	80
4.2.1	Dommages aux ponts.....	80
4.2.2	Pertes économiques directes	87
4.2.3	Repositionnement de l'épicentre.....	93
CHAPITRE 5 OUTIL D'ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE ET INCERTITUDES ÉPISTÉMIQUES		95
5.1	Outil d'évaluation du risque sismique	95
5.1.1	Modèle d'aléa sismique	96
5.1.2	Modèle de fragilité	100
5.1.3	Modèle d'impact	101
5.1.4	Implémentation du programme et interface utilisateur.....	103
5.2	Incertitudes épistémiques.....	105
5.2.1	Quantification des incertitudes épistémiques.....	105
5.2.2	Analyse de sensibilité	108
CONCLUSION.....		111
RECOMMANDATIONS		115
ANNEXE I	DIAGRAMMES DE DISPERSION.....	117
ANNEXE II	ANALYSE DE RÉGRESSION.....	121
ANNEXE III	VALIDATION DES RÉSULTATS D'IMPACTS ÉCONOMIQUES....	129
ANNEXE IV	ÉTATS DE DOMMAGES	131
ANNEXE V	PERTES ÉCONOMIQUES DIRECTES	133

ANNEXE VI	DONNÉES DES PONTS DE L'INVENTAIRE DE LA VILLE DE QUÉBEC.....	135
	LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	139

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau 1.1	Classification des sites en fonction de la réponse sismique.....	15
Tableau 1.2	Propriétés des équations de prédiction du mouvement du sol pour ENA	20
Tableau 1.3	États de dommages	35
Tableau 2.1	Évènements sismiques	42
Tableau 2.2	Les équations des PGA obtenues pour chaque scénario	47
Tableau 2.3	Facteurs de conversions de sol B/C vers le sol C	50
Tableau 2.4	Valeurs de F(PGA) en fonction de la classe du site et de PGA_{ref}	51
Tableau 3.1	Classification des ponts selon MTQ	56
Tableau 3.2	Huit classes considérées pour l'étude de fragilité	57
Tableau 3.3	Statistiques sur le nombre de travées	58
Tableau 3.4	Statistiques sur l'angle de biais	59
Tableau 3.5	Statistiques sur l'année de construction	60
Tableau 3.6	Statistiques sur largeur du pont.....	60
Tableau 3.7	Valeurs médianes de PGA et écarts types donnés par Tavares (2012).....	65
Tableau 3.8	Valeurs médianes de PGA et écarts types donnés par Nielson (2005).....	65
Tableau 3.9	Valeurs médianes de PGA proposées	67
Tableau 4.1	Catégories générales de données des ponts	72
Tableau 4.2	Probabilités d'atteindre les états de dommages pour les ponts 1 et 2.....	73
Tableau 4.3	États des dommages des ponts correspondant à la priorité d'inspection et l'état probable du trafic routier	77
Tableau 4.4	États de dommages prévus et fonctionnalité.....	78
Tableau 4.5	Coûts de réparation prévus.....	80

Tableau 4.6	Pertes économiques directes dans les neuf scénarios	88
Tableau 5.1	Paramètres de courbes de fragilité considérées pour l'outil d'évaluation du risque sismique.....	101
Tableau 5.2	Rapports d'endommagement moyen (REDARS et Basoz).....	102
Tableau 5.3	Différentes combinaisons de modèles pour l'étude de sensibilité.....	108

LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 0.1	Méthodologie du mémoire	5
Figure 1.1	Distances liées à la source sismique	11
Figure 1.2	Localisation des zones de sismicité au Québec	12
Figure 1.3	Carte d'aléa sismique du Canada	13
Figure 1.4	Carte de microzonage de la ville de Québec	14
Figure 1.5	Valeurs de $F(\text{PGA})$ en fonction de la classe du sol et de PGA_{ref}	16
Figure 1.6	Spectre de réponse d'aléa uniforme pour la Ville de Québec	17
Figure 1.7	Spectre de dimensionnement de la ville de Québec pour 2% en 50 ans.....	19
Figure 1.8	Les valeurs de PSA à 0.2s et 2s en fonction de la distance épicentrale pour les cinq ENA GMPEs	22
Figure 1.9	Effondrement de l'autoroute Hanshin lors du tremblement de terre de Kobe	24
Figure 1.10	Rupture de la culée.....	25
Figure 1.11	Deux exemples des ponts à travée unique	26
Figure 1.12	Deux types de ponts à travées multiples	27
Figure 1.13	Effondrement de plusieurs travées simplement appuyées	27
Figure 1.14	Année de construction au Québec	28
Figure 1.15	Angle de biais	29
Figure 1.16	Conversion de la courbe de poussée à la courbe de capacité.....	31
Figure 1.17	Illustration graphique de la méthode de capacité spectrale	32
Figure 1.18	Méthode de l'analyse temporelle non linéaire.....	36
Figure 1.19	Impacts économiques des trois scénarios (Mw 4, 5.5 et 7) sur un réseau de ponts situés à Charleston.....	37

Figure 1.20	Interface Web de ShakeCast	39
Figure 2.1	Carte illustrant l'emplacement de l'épicentre et du parc de ponts.....	44
Figure 2.2	Diagramme de dispersion des valeurs de PGA établies pour un niveau central de GMPEs.....	45
Figure 2.3	Illustration de l'ajustement des PGA correspondant aux magnitudes M_w 5,0, M_w 6,0 et M_w 7,0	48
Figure 2.4	Distribution des ponts en fonction des catégories d'emplacement sismique.....	49
Figure 2.5	Résultats des PGA correspondant à la magnitude M_w 5,0 et aux trois niveaux des GMPEs.....	53
Figure 2.6	Résultats des PGA correspondant à la magnitude M_w 6,0 et aux trois niveaux des GMPEs.....	53
Figure 2.7	Résultats des PGA correspondant à la magnitude M_w 7,0 et aux trois niveaux des GMPEs.....	54
Figure 3.1	Paramètres significatifs des cinq classes de ponts à travées multiples	62
Figure 3.2	Paramètres structuraux les plus significatifs.....	62
Figure 3.3	Comparaison des valeurs de PGA médians proposées	68
Figure 3.4	Courbes de fragilité pour les ponts à travée unique.....	68
Figure 3.5	Courbes de fragilité pour les ponts à travées multiples simplement appuyées.....	69
Figure 3.6	Courbes de fragilité pour les ponts à travées multiples continues et pour les ponts appartenant à la classe Others.....	70
Figure 4.1	Photographie du pont 1	72
Figure 4.2	Photographie du pont 2	72
Figure 4.3	Courbe de fragilité du pont 1	74
Figure 4.4	Courbe de fragilité du pont 2	74
Figure 4.5	Probabilités d'être dans chaque état de dommages pour les ponts 1 et 2.....	76
Figure 4.6	Dommages attendus correspondant aux scénarios 1, 2 et 3	81

Figure 4.7	Dommages attendus correspondant aux scénarios 4, 5 et 6.....	81
Figure 4.8	Dommages attendus correspondant aux scénarios 7, 8 et 9.....	82
Figure 4.9	Distribution des dommages par rapport à chaque niveau des GMPEs	83
Figure 4.10	Les états de dommages en fonction de Mw 7 et des classes de ponts	86
Figure 4.11	Pertes économiques directes dans les scénarios du (GMPE-ENA-Low).....	88
Figure 4.12	Pertes économiques directes dans les scénarios du (GMPE-ENA-Central)	89
Figure 4.13	Pertes économiques directes dans les scénarios du (GMPE-ENA-High).....	89
Figure 4.14	Relation entre μ_L et Mw.....	90
Figure 4.15	Relation entre σ_L et Mw.....	90
Figure 4.16	Les pertes économiques directes en fonction de la magnitude Mw 7,0 et des classes de ponts	92
Figure 4.17	Carte illustrant l'emplacement du deuxième épicentre (Épicentre 2) considéré dans cette étude.....	93
Figure 4.18	Les états de dommages correspondant à Mw 7,0 et à un épicentre situé à 35 km du centre de la ville de Québec.....	94
Figure 5.1	Méthodologie proposée pour le développement de l'outil d'évaluation du risque sismique	96
Figure 5.2	Illustration de l'ajustement des PGA	99
Figure 5.3	Interface utilisateur de l'outil d'évaluation rapide du risque sismique pour un réseau de ponts au Québec.....	103
Figure 5.4	Un exemple des résultats correspondant à un scénario d'une magnitude 6,0 et d'un épicentre à 10 km de la Ville de Québec	104
Figure 5.5	Carte interactive correspondant à un scénario d'une magnitude 6,0 et d'un épicentre à 10 km de la Ville de Québec	105
Figure 5.6	Arbre logique pour l'évaluation des incertitudes épistémiques	106

Figure 5.7	Estimation de la moyenne des pertes économiques μ_L pour l'étude des incertitudes épistémiques.....	107
Figure 5.8	Estimation de l'écart type σ_L des pertes économiques pour l'étude des incertitudes épistémiques.....	107
Figure 5.9	Comparaison des valeurs médianes de PGA proposées par Hazus, Nielson et Tavares pour la classe MSSS-Concrete.....	109

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ATC	Applied technology council
CGC	Commission géologique du Canada
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CNRC	Conseil national de recherche du Canada
CSA	Canadian Standards Association
CSA S6-14	Code canadien sur le calcul des ponts routiers (2014)
CSM	Capacity spectrum method (méthode de la capacité spectrale)
CSUS	Centre South western of United States
DS	Damage state (état de dommage)
ENA	Est North America
FEMA	Federal Emergency Management
FHWA	Federal Highway Administration
GIS	Geographic information system
GMPE	Ground motion prediction equation
HAZUS	Hazards United States loss estimation method
IM	Intensity measure (mesure d'intensité sismique)
JPSDM	Joint probabilistic seismic-demand models
LHS	Latin Hypercube Sampling
MDF	Mean damage factor (facteur de dommage moyen)
MSSS	Multiple spans simply supported
MSC	Multiple spans continuous

MTM	Mercator Transverse Modifié
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NRC	Natural Resources Canada (Ressources naturelles Canada)
PGA	Peak ground acceleration
PGA _{ref}	Reference peak ground acceleration
PGV	Peak ground velocity
PSA	Pseudo-spectral acceleration
PSDM	Probabilistic Seismic Demand Model
Sc	Scenario
SS	Single span
USGS	United States Geological Survey
VdQ	Ville de Québec

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

D_i	Rapport d'endommagement moyen de l'état de dommage i
$dlat$	Différence de latitudes
$dlon$	Différence de longitudes
$F(T)$	Coefficient de site
g	Accélération gravitationnelle
IM	Mesure d'intensité sismique
I_{MM}	Intensité de Mercalli modifiée
lat	Latitude
lon	Longitude
LS	État limite de dommage des ponts
m_b	Magnitude basée sur les ondes de volume
m_d	Valeur médiane de PGA
M_L	Magnitude local
m_N	Magnitude de Nuttli
M_s	Magnitude basé sur une onde de surface
M_w	Magnitude du moment sismique
N	Longueur d'assise minimale
\bar{N}_{60}	Résistance moyenne à la pénétration corrigée en fonction de l'énergie
P	Probabilité
$PE(DS)$	Probabilités d'atteindre les états de dommages
$P(DSi)$	Probabilités d'être dans chaque état de dommages
R	Rayon de la terre
R_{EPI}	Distance horizontale entre le site considéré et l'épicentre
R_{HYP}	Distance entre l'hypocentre et le site
R_{JB}	Distance de Joyner-Boore
R_{RUP}	Distance de rupture
$S(T)$	Accélérations spectrales de calcul
$Sa(T)$	Accélération spectrale horizontale exprimée en g

S_c	Valeur médiane de la capacité
S_D	Valeur médiane de la demande sismique
S_d	Déplacement spectral de calcul
S_d	Valeur médiane de la demande sismique en fonction de PGA
S_u	Résistance moyenne au cisaillement du sol non drainé
T	Période en secondes
U_N	Déplacement relatif
V_b	Cisaillement à la base
V_s	Vitesse moyenne l'onde de cisaillement
V_{S30}	Vitesse moyenne l'onde de cisaillement dans les 30 premiers mètres du site
Y	Mesure réalisée de l'intensité sismique
β	Taux amortissement
β_C	Écarts types logarithmiques de la capacité
β_{comp}	Écart type des composantes
$\beta_{(D IM)}$	Écart type conditionnel logarithmique
β_0	Paramètres de l'équation de régression
β_1	Paramètres de l'équation de régression
μ_L	La valeur moyenne de pertes économiques directes
σ_D	Écart type du rapport de dommage
σ_L	L'écart type de pertes économiques directes
ϕ	Fonction de distribution normale cumulative
Ψ	Angle du biais d'un pont

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Le Québec n'est pas à l'abri des séismes. Suite à un tel évènement modéré à élevé, un grand nombre de ponts peuvent être sévèrement endommagés. Une perte de fonctionnalité des ponts peut entraîner une perturbation du réseau routier, augmenter les coûts liés aux interruptions et, ce qui est encore plus important, limiter l'accès aux voies d'urgence. Par conséquent, l'évaluation du risque sismique des ponts est essentielle pour établir des stratégies d'intervention, planifier les réparations des réseaux routiers et aussi mettre en place des mesures de mitigation. Le terme risque sismique désigne la combinaison entre l'aléa sismique et la vulnérabilité des ouvrages exposés, laquelle est définie par le produit de sa fragilité et de sa valeur socio-économique (Boudreault, 2013).

Selon (le ministère des transports du Québec, MTQ (2018)), 67 % des ouvrages appartenant au réseau routier de la ville de Québec ont été construits entre 1960 et 1980. À cette époque, les technologies parasismiques n'étaient pas assez avancées pour bien protéger les ouvrages contre les séismes (Tavares, 2012). Pour évaluer la vulnérabilité d'un tel pont, il serait idéal d'effectuer des analyses structurales détaillées en se basant sur des plans de constructions pour chaque ouvrage. Toutefois, il s'agit d'une approche coûteuse non seulement en termes du temps de calcul, mais aussi de la complexité de la modélisation. Il est donc irréaliste d'appliquer ce genre d'analyse sur plusieurs ponts pour une région donnée (Nielson, 2005). En revanche, les approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ensemble de ponts reposent généralement sur l'utilisation de courbes de fragilité qui décrivent la probabilité qu'une structure atteigne un niveau de dommage pour une intensité sismique donnée. Ces courbes peuvent être générées pour des classes typiques de ponts regroupés selon leur comportement attendu sous les charges sismiques (Abo El Ezz et al., 2018). Au Québec, plusieurs approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique ont été effectuées sur des inventaires restreints, entre autres par Tavares (Tavares, 2012).

Pour la gestion du risque, de nombreux chercheurs ont utilisé les courbes de fragilité pour estimer les dommages potentiels aux ponts et les pertes encourues suite à un séisme (Abo El Ezz et al., 2018; Padgett et al., 2010; Wald et al., 2008; Werner et al., 2006). Généralement le système de gestion du risque se base sur l'état d'endommagement d'un pont pour estimer les impacts économiques (Padgett, 2007; Werner et al., 2006). Une évaluation de l'état d'un réseau de ponts est donc essentielle pour prendre une décision éclairée sur son niveau de fonctionnalité (Lin et Wald, 2008).

Aux États-Unis, le logiciel de gestion multi-aléas HAZUS-MH (2011) est un outil développé par l'Agence fédérale américaine de gestion des urgences (FEMA) pour estimer les impacts économiques dus à un séisme (Kircher et al., 2006). Les courbes de fragilité utilisées actuellement dans Hazus ont été développées par Basöz et Mander (1999) en utilisant la méthode de la capacité spectrale. Au Canada, l'outil HazCan est une adaptation du logiciel Hazus au contexte sismique canadien, et est utilisé pour des études de risque sismique. Cependant cet outil requiert des connaissances avancées sur les systèmes d'information géographique et un temps de calcul pour chaque scénario sismique de quelques heures limitant ainsi le nombre de scénarios pouvant être étudiés en un court laps de temps. Les modèles de fragilité implémentés dans l'outil ne sont pas nécessairement appropriés pour les ponts de la province du Québec car ils ont été développés sur la base des données sur des dommages aux ponts aux États-Unis.

Au Québec, le MTQ utilise une méthode indicielle de priorisation sismique pour classer les ouvrages selon leur vulnérabilité relative. Cet outil ne permet cependant pas l'estimation des probabilités de dommage ni des impacts économiques sur un réseau de ponts (niveau de fonctionnalité, dommages, coûts de réparation, etc.). Dans le but de pouvoir identifier rapidement l'état d'un réseau de ponts et optimiser le processus décisionnel suite à un séisme, il est nécessaire d'étudier l'impact des scénarios sismiques sur l'état de dommages et sur les pertes économiques. L'enjeu de cette étude est d'exécuter plusieurs scénarios sismiques en générant une distribution spatiale de la mesure d'intensité pour évaluer les impacts économiques sur un réseau municipal de 119 ponts situés à la ville de Québec. L'approche

intègre les incertitudes épistémiques en considérant différents modèles : d'aléa, de fragilité et d'impacts.

Objectifs

L'objectif principal de cette recherche est de développer une approche intégrée d'évaluation de risque sismique d'un réseau de ponts permettant d'estimer les impacts économiques et de quantifier les incertitudes liées aux différents modèles d'intrants. Les objectifs spécifiques du projet sont:

- 1) établir un modèle d'aléa sismique permettant de générer des scénarios sismiques et d'évaluer l'intensité du mouvement du sol au site de chaque pont;
- 2) évaluer la performance sismique des ponts d'un réseau selon des données de fragilité associées aux différentes classes de ponts;
- 3) estimer les impacts économiques sur les différents ponts et l'ensemble du réseau pour plusieurs scénarios sismiques;
- 4) évaluer les incertitudes liées aux modèles d'aléa, aux données de fragilité et aux modèles d'impact;
- 5) permettre la visualisation des résultats sur une plateforme d'information géographique.

Méthodologie

La méthodologie établie pour répondre aux objectifs visés est appliquée à un réseau municipal de 119 ponts appartenant à la Ville de Québec. Elle est illustrée à la Figure 0.1 et suit les étapes suivantes :

La réalisation du premier objectif spécifique s'appuie sur des équations de prédiction du mouvement du sol développée par Atkinson et Adams (2013) pour l'Est du Canada. Ces équations intègrent les incertitudes épistémiques et aléatoires liées à l'aléa sismique en considérant deux niveaux de confiance « inférieur » et « supérieur » pour exprimer l'incertitude d'un niveau « central » représentatif. Chacun de ces niveaux donne les différentes mesures

d'intensité en fonction d'une plage des magnitudes et d'une plage de distances épcentrales. Une analyse de régression est alors réalisée sur ces différentes variables pour décrire une relation mathématique permettant d'identifier les différents scénarios et de générer une distribution spatiale de la mesure d'intensité choisie. Les scénarios générés correspondent aux magnitudes (5,0 6,0 et 7,0) et à des distances épcentrales variant de 2 à 39,81 km. La mesure d'intensité est ajustée en fonction des facteurs d'amplification correspondants à chaque emplacement du pont selon les informations tirées du code canadien sur le calcul des ponts routiers et de la carte de microzonage sismique de la ville de Québec.

Pour la réalisation du deuxième objectif spécifique, un inventaire des ponts est construit en s'appuyant sur la base de données des ponts de la Ville de Québec accessible en ligne (Ministère des Transports du Québec, 2019). Les ponts sont classés selon une taxonomie pour laquelle des courbes de fragilité respectives aux différentes classes de ponts sont générées. Cette taxonomie est basée principalement sur la section transversale du pont, sur le type de matériau des poutres, ainsi que sur le type de travée et les conditions d'appuis. Les courbes de fragilité sont des fonctions donnant la probabilité qu'une structure atteigne un certain niveau de dommage pour une intensité sismique donnée. En se basant sur la littérature, trois ensembles de courbes de fragilité, basées sur des analyses dynamiques sont sélectionnés : (HAZUS-MH, 2011; Nielson, 2005; Tavares, 2012). Ces derniers permettent d'établir un modèle de base en attribuant à chaque classe de ponts, les données de fragilité les plus appropriées. Finalement, la performance sismique des ponts peut être évaluée selon les classes correspondantes.

Afin de réaliser le troisième objectif spécifique, une analyse statistique est effectuée en se basant sur la répartition des probabilités de dommage. Les impacts économiques sont quantifiés à l'aide d'un facteur de dommage moyen et d'un écart type qui lui est associé. Ceux-ci sont déterminés au moyen des rapports de dommages basés sur des observations provenant des séismes antérieurs. En s'appuyant sur des données pertinentes, développées pour des outils d'évaluation du risque sismique, le facteur de dommage moyen est ensuite utilisé pour estimer les états de dommages, le coût de réparation, l'état du trafic routier, la priorité d'inspection et le rang de priorité des ponts.

Afin de réaliser le quatrième objectif spécifique, différents modèles sont considérés à chaque étape de l'étude : trois niveaux de confiance des équations de prédiction du mouvement du sol (inférieur, central et supérieur), trois ensembles de fonctions de fragilité (HAZUS-MH, 2011; Nielson, 2005; Tavares, 2012) et deux modèles de pertes économiques tirés de la littérature (REDARS et Basoz). Ces derniers sont appliqués par la méthode d'arbre logique pour quantifier les incertitudes épistémiques pour 49 ponts à travées multiples du réseau. Afin d'obtenir rapidement une synthèse des résultats des scénarios exécutés, une interface utilisateur est développée à l'aide d'Excel. Finalement, une analyse de sensibilité est réalisée avec un scénario de magnitude 6,0 afin d'estimer l'influence des données d'entrée sur les résultats de pertes économiques.

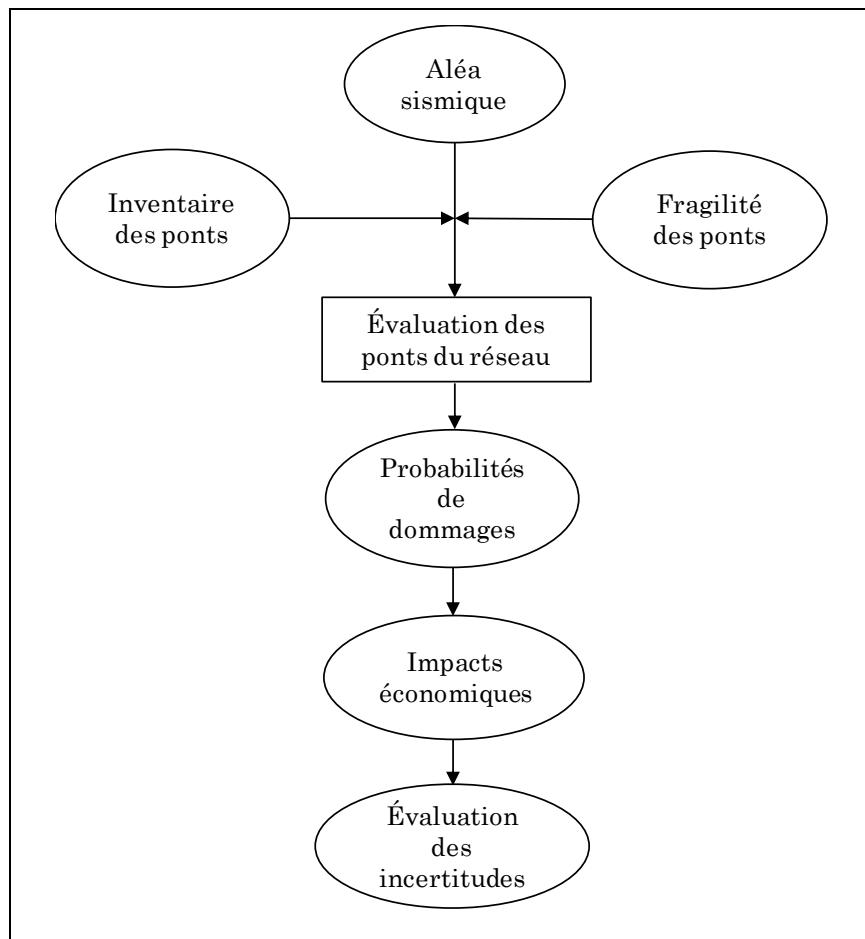


Figure 0.1 Méthodologie du mémoire

Organisation et contenu du mémoire

Le CHAPITRE 1 présente une revue de littérature sur l'évaluation du risque sismique d'un réseau de ponts. Les équations de prédiction du mouvement du sol sont définies en mettant l'accent sur l'Est du Canada. Ensuite, il traite des principaux paramètres contribuant à la vulnérabilité sismique des ponts ainsi que des méthodes pour générer les fonctions de fragilité. Les différentes étapes requises pour évaluer la fragilité et la vulnérabilité des ponts sont expliquées. Enfin, il décrit une analyse d'impacts économiques pour un réseau de ponts après un évènement sismique.

Le CHAPITRE 2 consiste à interpréter un modèle l'aléa sismique permettant d'identifier neuf scénarios sismiques en générant une distribution spatiale de l'intensité de mouvement du sol. Il présente une analyse de régression réalisée sur les équations de prédiction du mouvement du sol. La mesure d'intensité sismique considérée est déterminée en fonction de la magnitude et de la distance épcentrale. Elle est également corrigée à l'aide des facteurs d'amplification pour être compatible aux conditions locales du site.

Dans le CHAPITRE 3, un inventaire de ponts est construit en classifiant les ponts selon le type de matériau et le système structural. Une étude statistique est ensuite réalisée sur l'inventaire pour examiner les caractéristiques affectant la fragilité des ponts. Un modèle de base est proposé pour intégrer des données de fragilité et évaluer la performance sismique des ponts.

Le CHAPITRE 4 vise à estimer les impacts des neuf scénarios sismiques considérés. Chaque scénario est envisagé avec un épicentre situé à 10 km du centre de la ville de Québec. Un facteur moyen de dommages est ensuite utilisé afin de déterminer les états de dommages prévus des ponts du réseau. Enfin, les résultats permettent d'estimer les coûts de réparation et l'état du trafic routier et ainsi planifier les inspections.

Le CHAPITRE 5 utilise les méthodes discutées dans les chapitres précédents afin de développer un outil d'évaluation rapide du risque sismique et d'étudier les incertitudes

épistémiques sur les ponts à travées multiples. Plusieurs modèles d'entrée sont considérés : trois modèles d'aléa, trois modèles de fragilité et deux modèles d'impacts. L'outil développé permet d'exécuter les scénarios sismiques en intégrant ces différents modèles dans une feuille de calcul Excel avec une interface utilisateur simple. Les résultats sont présentés sous forme de tableaux ainsi que sur une plateforme de système d'information géographique. Ensuite, les incertitudes épistémiques sont quantifiées à l'aide de la méthode d'arbre logique. Enfin, une analyse de sensibilité est effectuée avec un scénario de magnitude M_w 6,0 afin d'estimer l'influence des données d'entrée sur les résultats de coûts de réparation des ponts.

Contributions originales

La contribution originale de ce travail se situe au niveau de la génération des scénarios sismiques d'un réseau de ponts avec une distribution spatiale de l'intensité du mouvement du sol. Cette dernière est déterminée de manière à prendre en compte l'effet d'amplification des ondes sismiques au site du pont. Le développement d'un outil avec plusieurs modèles intégrés soit, d'aléa, de fragilité et de pertes permet, en quelques minutes, d'estimer les impacts économiques sur le réseau et d'évaluer les incertitudes épistémiques. Les résultats peuvent être également visualisés sur une plateforme d'information géographique.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une revue de littérature sur l'évaluation du risque sismique d'un réseau de ponts. Il aborde les notions de base du risque sismique, la sismicité du Québec, les concepts des spectres de réponse et de dimensionnement ainsi que les équations de prédiction du mouvement du sol en mettant l'accent sur l'Est du Canada. Il traitera ensuite les principaux paramètres contribuant à la vulnérabilité sismique des ponts ainsi que les méthodes pour générer les fonctions de fragilité. Les différentes étapes requises pour évaluer la fragilité et la vulnérabilité des ponts seront expliquées. Une dernière partie décrira l'analyse d'impact économique pour un réseau de ponts après un évènement sismique.

1.1 Risque sismique

D'après (Ressources naturelles Canada, NRC (2019)), les dommages causés par un tremblement de terre ne dépendent pas uniquement des caractéristiques du sol, mais aussi de la façon dont les ouvrages sont construits dans la zone touchée. Dans ce contexte, le risque sismique désigne la combinaison entre l'aléa sismique et la vulnérabilité des enjeux exposés, y compris les structures de génie civil. Son évaluation nécessite d'étudier d'une part, l'aléa défini par la probabilité d'occurrence d'un évènement sismique d'une certaine intensité pendant une période de temps donnée et, d'autre part, la vulnérabilité établie par la fragilité des ouvrages exposés, en y intégrant leur valeur socio-économique associée. Il est à noter que la fragilité peut être exprimée par une fonction qui décrit la probabilité qu'une structure atteigne un niveau de dommage pour un mouvement de sol donné. L'expression obtenue est :

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa} \times \text{Fragilité} \times \text{Valeur des éléments exposés}$$

1.2 Paramètres caractéristiques d'un séisme

Généralement, la théorie de la tectonique des plaques terrestres peut expliquer la manifestation des séismes. Selon un mouvement de convection créé dans les profondeurs de la terre, les plaques constituant la surface du globe terrestre se déplacent les unes par rapport aux autres de quelques centimètres par année. Des accumulations d'énergie élastique au niveau des frontières des plaques permettent alors d'atteindre un point de nucléation de la rupture qui engendre une libération brusque de cette énergie sous forme d'un tremblement de terre (Filiatruault, 1996). Le point de rupture entre les plaques se nomme le foyer ou l'hypocentre, tandis que la projection verticale du point de rupture en surface du sol est nommée l'épicentre. Lors d'un séisme, des ondes sismiques de volume et de surface se propagent dans le sol en créant des déformations près de la surface de la terre.

1.2.1 Magnitude

La notion magnitude a été introduite par Richter au début des années 30 en Californie. Il a défini une magnitude locale M_L basée sur une relation entre la distance épcentrale et l'amplitude maximale d'un instrument de type Wood-Anderson (Hanks et Kanamori, 1979). Aujourd'hui, il existe plusieurs échelles de magnitude qui sont basées essentiellement sur les types des ondes sismiques et sur les plages de fréquences. Ceci est dû aux modifications qui ont été apportées à la méthode de Richter (Filiatruault, 1996). Toutes les nouvelles échelles de magnitude sont logarithmiques, on distingue, une magnitude basée sur les ondes de surface, MS , pour une fréquence de 0,05 Hz, une magnitude basée sur les ondes de volume, m_b , pour une fréquence de 1Hz ou encore la magnitude de Nuttli, m_N , qui se base sur les ondes de surface de Rayleigh à une fréquence de 1 Hz. Cependant, la magnitude du moment sismique, M_w , est préférée par les chercheurs en sismologie. En effet, elle est reliée directement aux paramètres de la source sismique qui expriment l'ampleur d'un tremblement de terre. Selon NRC (2019), les séismes historiques au Canada sont donnés en termes de M_w .

1.2.2 Différentes terminologies de distances

En se basant sur la littérature, les modèles de prévision de mouvement du sol utilisent différentes terminologies de distances liées à la source sismique. Parmi celles-ci on trouve, la distance horizontale entre le site considéré et l'épicentre « R_{EPI} ». La distance entre l'hypocentre et le site « R_{HYP} » qui est déterminée en fonction de la profondeur focale (l'espacement entre l'hypocentre et l'épicentre). Aussi, la distance de Joyner-Boore « R_{JB} », représentant la distance la plus courte entre le site et la projection en surface du plan de faille, et, la distance de rupture « R_{RUP} » décrivant la distance la plus courte entre le site et le plan. Les différentes terminologies de distances sont illustrées à la figure suivante.

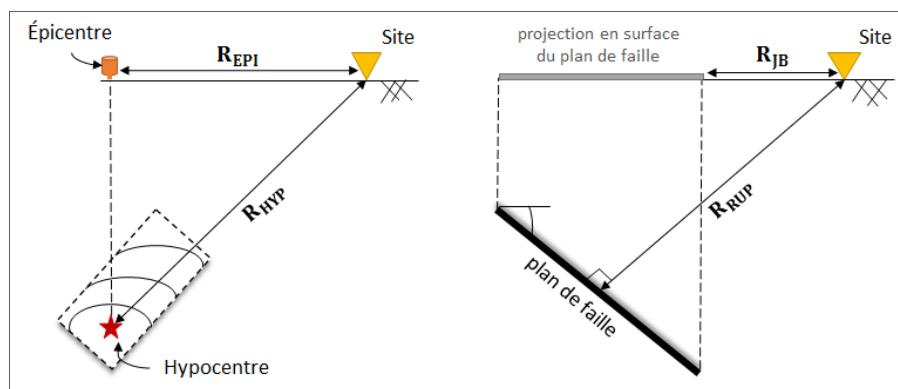


Figure 1.1 Distances liées à la source sismique

1.3 Sismicité du Québec

Bien que la plaque de l'Amérique du Nord soit une zone stable, l'activité sismique du Québec existe en raison de la réactivation d'un système de failles de rift (Filiatrault, 1996). La sismicité de la région du Québec est identifiée par trois zones sismiquement actives : l'ouest du Québec (WQE), la région de Charlevoix-Kamouraska (CHV) et la région du Bas-Saint-Laurent (BSL). Ces trois zones sont illustrées à la figure 1.2.

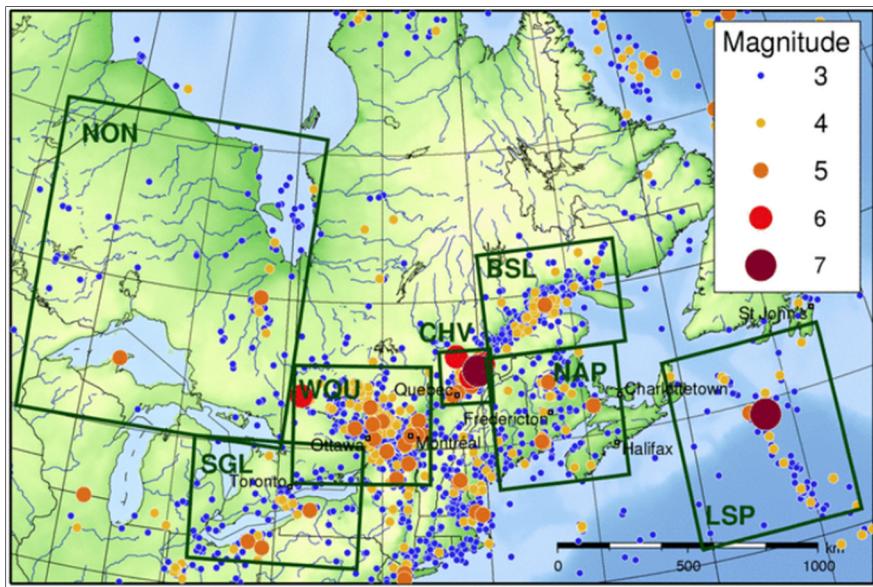


Figure 1.2 Localisation des zones de sismicité au Québec
Adaptée de Ressources naturelles Canada (2019)

La zone sismique de l'ouest du Québec comprend les villes urbaines de Cornwall, de Montréal et d'Ottawa-Hull. Les tremblements de terre de cette zone se distribuent en deux parties : la première considérée la plus active, le long de l'axe Montréal-Maniwaki et, la deuxième le long de la rivière des Outaouais. On dénombre trois séismes importants pour l'ouest du Québec : le séisme de Montréal en 1732 ($M_w = 5,8$), de Témiscamingue en 1935 ($M_w = 6,1$) et de Cornwall en Ontario en 1944 ($M_w = 5,6$) (NRC, 2019). Une autre zone, la zone de Charlevoix se situant proche de la ville de Québec, est historiquement la zone la plus active de l'Est du Canada. Dans les 350 dernières années, Charlevoix a connu plus de cinq séismes de magnitude égale ou supérieure à 6. Finalement, la région du Bas-Saint-Laurent est caractérisée par une faible sismicité. En effet, aucun grand séisme n'a été enregistré dans la région.

Selon NRC (2019), la probabilité qu'un ouvrage soit endommagé est plus de 30 fois supérieure dans les zones où l'aléa est le plus élevé. L'aléa sismique d'une région définit les mouvements prévus du sol pouvant survenir selon une probabilité donnée. La figure suivante représente une carte simplifiée d'aléa sismique du code national du bâtiment du Canada (Conseil national de recherches, 2015) pour la province de Québec. Les mouvements attendus du sol sont indiqués

en fonction d'une accélération spectrale à une période de 0,2 seconde. Des cartes similaires sont aussi produites par Ressources naturelles Canada pour des accélérations spectrales à des périodes de 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,5; 1,0; 2,0; 5,0 et 10,0 secondes. Toutes ces cartes sont établies selon un modèle d'aléa sismique et sont utilisées dans le code national du bâtiment du Canada 2015 (CNBC 2015). D'après Adams et al. (2019), un nouveau modèle d'aléa sismique (Canada's 6th generation seismic hazard model) est développé afin de générer de nouvelles valeurs de calcul sismique pour le prochain code national du bâtiment du Canada 2020 (CNBC 2020).

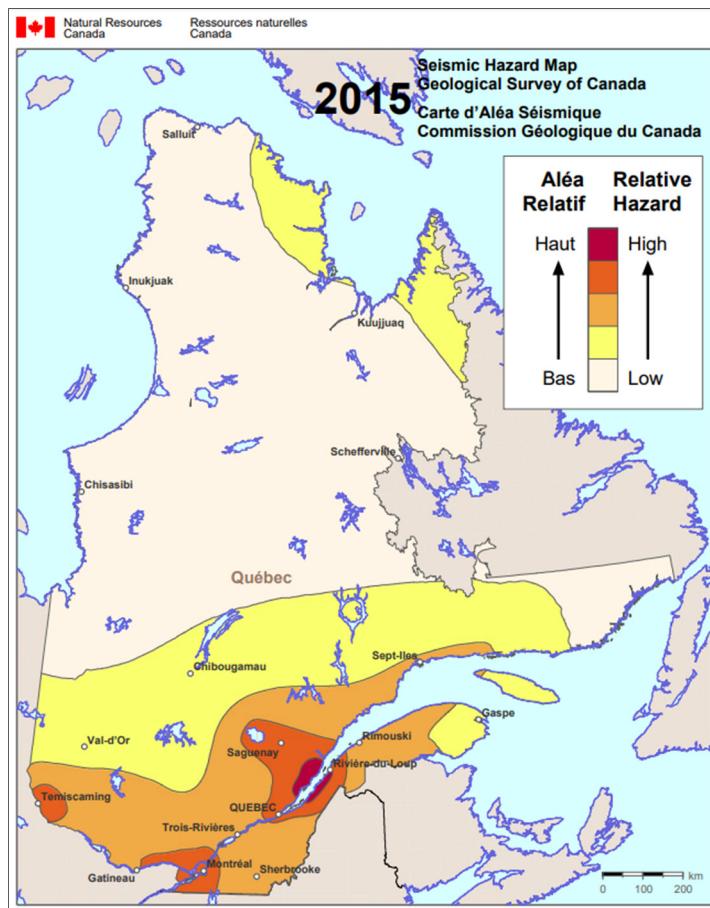


Figure 1.3 Carte d'aléa sismique du Canada
Tirée de Séismes Canada (2019)

À la suite d'un séisme, différentes ondes sismiques se propagent dans le sol en créant un mouvement dans les trois dimensions de l'espace. Ce dernier est décomposé en deux

composantes horizontales orthogonales et une composante verticale (Dujardin, 2015). En outre, les mouvements du sol peuvent être amplifiés par les ondes sismiques lorsque les caractéristiques des couches géologiques sont différentes, il s'agit alors d'un effet de site dit d'amplification. Il existe d'autres phénomènes liés aux effets de site, tels que la liquéfaction et le glissement de terrain pouvant entraîner des déformations permanentes au niveau de l'infrastructure, et une perte d'appui de la superstructure (Moehle et Eberhard, 2003). Le degré d'amplification des ondes sismiques à un site spécifique est défini par des catégories d'emplacement sismique (classes du sol), en effectuant une étude de microzonage (Farzam, 2018). La figure 1.4 illustre un exemple d'une carte de microzonage de la ville de Québec, produite dans le cadre d'une étude sur la vulnérabilité des infrastructures, et, réalisée en collaboration avec la commission géologique du Canada (CGC) (Leboeuf et al., 2013).

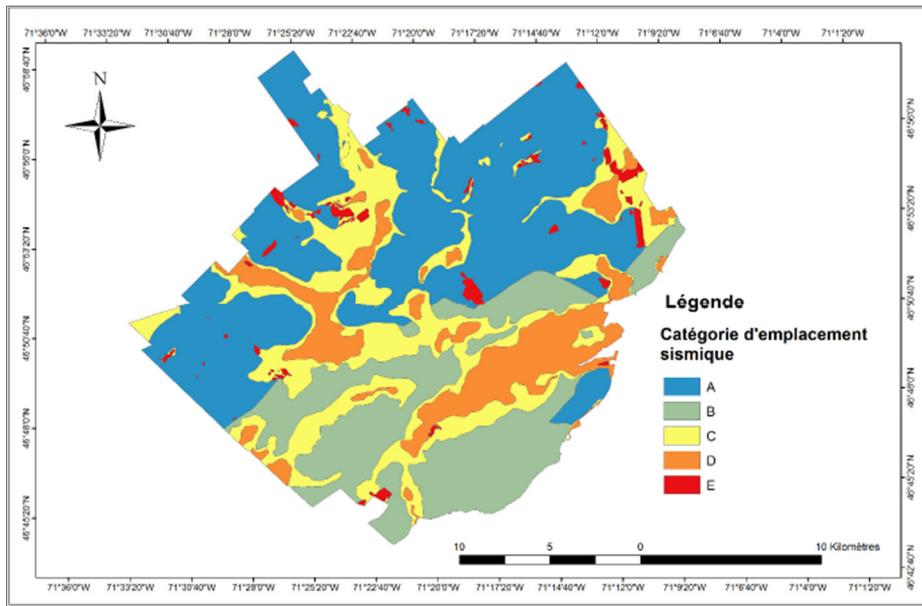


Figure 1.4 Carte de microzonage de la ville de Québec
Tirée de Farzam (2018)

D'après le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6-14) (CAN/CSA, 2014), la classification des sites est réalisée dans les 30 mètres supérieurs par la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement \bar{V}_S . Au cas où cette vitesse n'est pas connue, les sites seraient classés au moyen de la résistance moyenne à la pénétration corrigée en fonction de l'énergie, \bar{N}_{60} , ou à

l'aide d'une résistance moyenne au cisaillement du sol non drainé S_u . Le tableau 1.1 présente la classification des sites en fonction de la réponse sismique. La catégorie du site C représentant un sol très dense ou une roche tendre est considérée comme une classe de sol de référence. Quant à la catégorie du site F (autre sol), le code exige une étude géotechnique spécifique vu qu'elle présente des conditions de sols difficiles.

Tableau 1.1 Classification des sites en fonction de la réponse sismique
Adapté du CSA S6-14 (2014)

Classe du site	Nom du profil	Propriétés moyennes dans les 30 m supérieurs
A	Roche dure	$\bar{V}_S > 1500 \text{ m/s}$
B	Roche	$760 \text{ m/s} < \bar{V}_S \leq 1500 \text{ m/s}$
C	Sol très dense et roche tendre	$360 \text{ m/s} < \bar{V}_S < 760 \text{ m/s}$ ou $\bar{N}_{60} > 50$ ou $S_u > 100 \text{ KPa}$
D	Sol consistant	$180 \text{ m/s} < \bar{V}_S < 360 \text{ m/s}$ ou $15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$ ou $50 < S_u \leq 100 \text{ KPa}$
E	Sol meuble	$\bar{V}_S < 180 \text{ m/s}$ ou $\bar{N}_{60} < 15$ ou $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Autre sol	Étude géotechnique requise sur le site

De plus, les coefficients du site $F(T)$, $F(PGA)$ et $F(PGV)$ sont donnés dans le code S6-14 pour exprimer l'amplification des mouvements du sol. Où T est la période exprimée en secondes, PGA est l'accélération horizontale maximale du sol en unité de g et, PGV est la vitesse maximale du sol en m/s. Tous ces coefficients sont donnés en fonction de la classe du sol et de l'accélération horizontale maximale de référence (PGA_{ref}). La figure 1.5 illustre les valeurs de $F(PGA)$ en fonction des classes du sol et de PGA_{ref} . Il est observé qu'à partir d'une accélération horizontale maximale de référence supérieure ou égale à 0,3, les coefficients du site $F(PGA)$ correspondants aux catégories d'emplacement D et E, atténuent les ondes sismiques au lieu de les amplifier. Il est à noter que les valeurs intermédiaires de PGA_{ref} doivent être déterminées par interpolation linéaire (CSA S6-14).

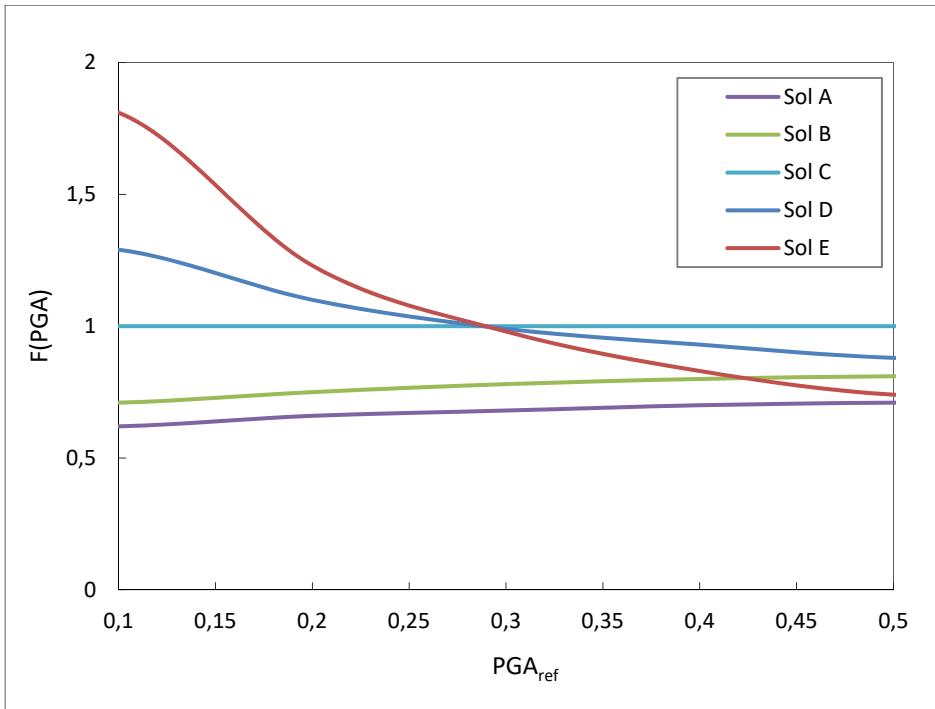


Figure 1.5 Valeurs de $F(PGA)$ en fonction de la classe du sol et de PGA_{ref}
Adaptée du CSA S6-14 (2014)

1.4 Concept des spectres du Québec

1.4.1 Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique représente la réponse maximale de chaque oscillateur simple linéaire soumis à une sollicitation sismique donnée (Lestuzzi et Badoux, 2013). Il est déterminé à partir d'un accélérogramme particulier en résolvant l'équation de mouvement d'un oscillateur à un degré de liberté. L'ensemble des réponses maximales des oscillateurs permet de construire un spectre de réponse élastique. Pour un tremblement de terre donné, ce spectre est fonction de l'amortissement et de la fréquence (Paultre, 2018).

1.4.2 Spectre de réponse d'aléa uniforme

L'aléa sismique modélisé dans le code national du bâtiment du Canada 2015 (CNBC2015) a été adopté par le code canadien sur le calcul des ponts routiers 2014 (CSA S6-14). Ce dernier

exige que, les accélérations spectrales horizontales, $Sa(T)$, exprimées en g, aient les valeurs déterminées par la Commission géologique du Canada pour les périodes de retour requises. Notons que les valeurs de $Sa(T)$ sont données pour un taux d'amortissement de 5 %. Selon NRC (2019), le spectre de réponse d'aléa uniforme exprime l'aléa sismique à un lieu donné avec la même probabilité de dépassement. La figure 1.6 montre un exemple des spectres de réponse d'aléa uniforme de la ville de Québec qui représente les valeurs de l'accélération horizontale pour les périodes de récurrences de 475 ans, 975 ans et 2475 ans, soit 10 %, 5 % et 2 % en 50 ans, respectivement.

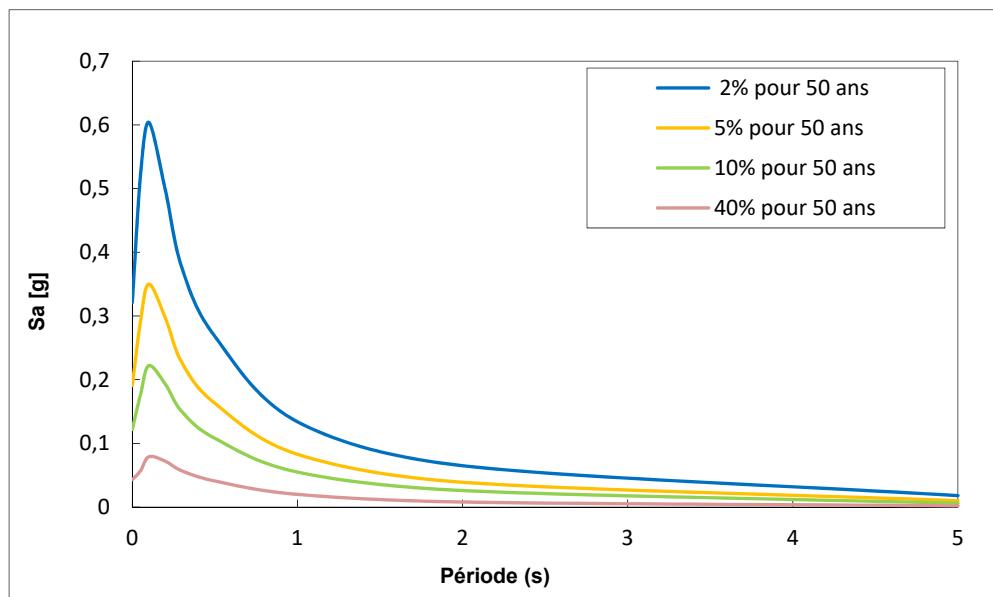


Figure 1.6 Spectre de réponse d'aléa uniforme pour la Ville de Québec
Adaptée du NRC (2019)

1.4.3 Spectre de dimensionnement

D'après Paultre (2018), le spectre de dimensionnement nommé aussi le spectre de calcul, est défini comme étant la moyenne des spectres de réponse des séismes historiques, normalisés à la même intensité. Les spectres de réponse doivent tenir compte des particularités locales de la région ciblée. Au Canada, les valeurs de l'accélération spectrale horizontale amortie, $Sa(T)$, l'accélération horizontale maximale du sol, PGA, et la vitesse maximale du sol, PGV sont résolues par la CGC, pour un sol de référence de type C. Afin d'intégrer les effets de site et

d'obtenir un spectre de dimensionnement, ces valeurs spectrales doivent être ajustées en fonction des conditions locales du site. La figure 1.7 illustre un exemple d'un spectre de dimensionnement de la ville de Québec, établi pour les différentes classes de sol et correspond à une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans. Ce spectre se caractérise d'une part, par un plateau horizontal dont l'accélération spectrale de calcul « $S(T)$ » est constante pour une période inférieure ou égale à 0,2s et, d'autre part, par une branche descendante après le plateau indiquant la décroissance de l'accélération. Les valeurs de l'accélération spectrale de calcul aux périodes $T = 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0$ et $10s$ sont déterminées comme suit :

$$S(T) = F(T) \times Sa(T) = \begin{cases} \max\{F(0,2)Sa(0,2), F(0,5)Sa(0,5)\} & \text{Pour } T \leq 0,2 \text{ s} \\ F(0,5)Sa(0,5) & \text{Pour } T = 0,5 \text{ s} \\ F(1,0)Sa(1,0) & \text{Pour } T = 1,0 \text{ s} \\ F(2,0)Sa(2,0) & \text{Pour } T = 2,0 \text{ s} \\ F(5,0)Sa(5,0) & \text{Pour } T = 5,0 \text{ s} \\ F(10,0)Sa(10,0) & \text{Pour } T \geq 10,0 \text{ s} \end{cases} \quad (1.1)$$

Avec $F(T)$ est le coefficient de site et $Sa(T)$ est l'accélération horizontale spectrale amortie. Concernant les valeurs intermédiaires de T , les accélérations spectrales de calcul $S(T)$ peuvent être calculées par l'interpolation linéaire. Ceci est à condition, qu'elles ne dépassent pas $S_d(T) / (250 T^2)$, où S_d est le déplacement spectral de calcul (CSA S6-14).

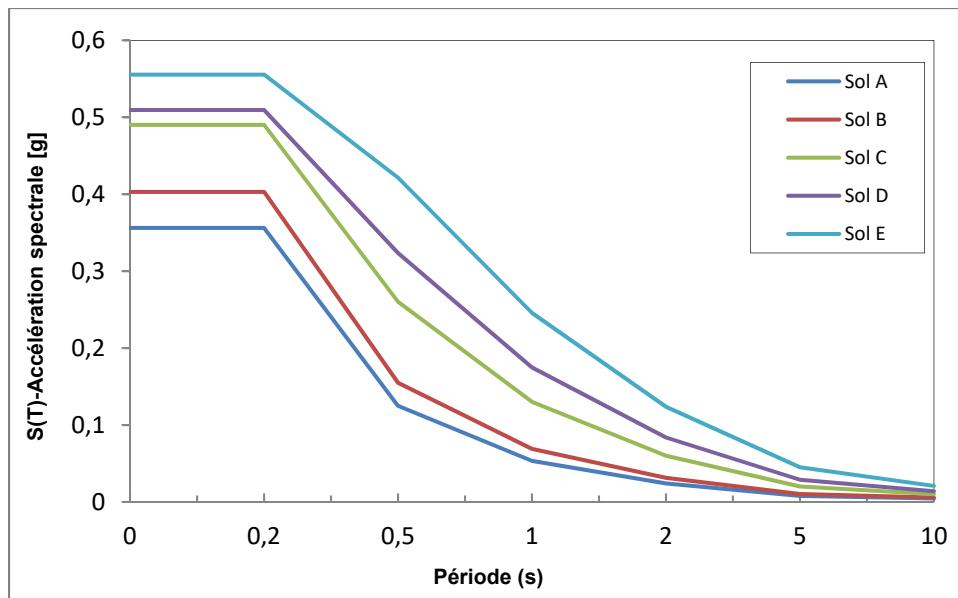


Figure 1.7 Spectre de dimensionnement de la ville de Québec

pour 2 % en 50 ans

Adaptée du CSA S6-14 (2014)

1.5 Les équations de prédition du mouvement du sol

Les équations de prédition du mouvement du sol connues sous le nom de Ground motion prediction equations « GMPEs » sont des modèles de prévision des secousses sismiques décrivant la médiane des amplitudes des paramètres du mouvement du sol, en fonction de la magnitude et de la distance du point focal du séisme. Ces équations d’atténuation sont obtenues à partir des bases de données des différentes régions d’application. Elles peuvent être ainsi générées plus facilement dans des zones à forte activité sismique où on peut trouver plusieurs enregistrements des séismes contribuant au modèle sismologique historique.

La variabilité aléatoire correspondant aux caractéristiques physiques et tectoniques d’un tremblement de terre crée une dispersion des valeurs de mesures d’intensité « IM » par rapport à une fonction médiane. Ceci présente des incertitudes épistémiques et aléatoires (Tyagunov et al., 2014). Les incertitudes épistémiques proviennent du manque de connaissance lié au mécanisme d’occurrence d’un évènement sismique. Ce manque peut être réduit par l’obtention de nouvelles informations alors que les incertitudes aléatoires étant irréductible et dues à la

variabilité naturelle des phénomènes sismiques (Sallak et al., 2013). Sur la base des analyses de régressions, les GMPEs décrivent un écart type qui représente ces incertitudes sur la fonction médiane obtenue.

Au Canada, Atkinson et Adams (2013) ont développé un modèle de prévision du mouvement du sol (AA13) qui applique une nouvelle génération des GMPEs pour chaque type d'événement sismique (crustal oriental, crustal occidental, interface, intraslab et offshore). En ce qui concerne la région de l'Est du Canada, Atkinson et Adams se sont basés sur cinq approches des GMPEs, issues de la littérature. Ils ont défini une moyenne arithmétique de ces cinq GMPEs à chaque période, magnitude et distance afin d'obtenir une GMPE médiane avec son écart type (Atkinson et Adams, 2013). La GMPE obtenue exprime les valeurs de $Sa(T)$, PGA et PGV en fonction des plages de magnitudes et de distances. La méthodologie utilisée pour les cinq approches de GMPEs est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 1.2 Propriétés des équations de prédiction du mouvement du sol pour ENA

GMPEs	Distance	Méthodologie	Sol (B/C)
PZT11	R_{RUP}	Approche empirique hybride	Non
AB06	R_{RUP}	Modèle faille-finie stochastique	Oui
A08	R_{JB}	Approche empirique référencée	Oui
SGD02S	R_{JB}	Modèle de source ponctuelle stochastique	Non
SGD02D	R_{JB}	Modèle de source ponctuelle stochastique à double angle	Non

Dans le but d'affiner le calcul d'aléa sismique, toutes les mesures de distances R_{JB} et R_{RUP} , les différentes échelles de magnitude et les classes du site pour PZT11, SGD02S et SGD02D, sont converties selon les paramètres du mouvement du sol du modèle AA13 (Atkinson, 2012) :

- magnitude du moment sismique M_w ;
- distances métriques, soit épicentrale R_{EPI} ou hypocentrale R_{HYP} ;

- vitesse moyenne de l'onde de cisaillement \bar{V}_{S30} égale à 760 m/s, c'est-à-dire à la limite des classes du sol B et C (CSA S6-14).

Finalement, les valeurs des mesures d'intensité développées par AA13, sont établies pour le code national du bâtiment du Canada (Conseil national de recherches, 2015) pour être utilisées dans les cartes d'aléa sismique (NRC, 2016). Les incertitudes épistémiques et aléatoires sont quantifiées en considérant des modèles alternatifs des GMPEs. Deux niveaux de confiance inférieur « GMPEs-ENA-Low » et supérieur « GMPEs-ENA-High » sont définis pour exprimer l'incertitude d'un niveau central représentatif « GMPEs-ENA-Median ». La figure suivante montre les équations de prédition du mouvement du sol pour l'Est de l'Amérique du Nord (ENA-GMPEs). Les trois niveaux des GMPEs (inférieur, central et supérieur) des cinq modèles sont indiqués en termes de la pseudo-accélération spectrale (PSA) pour les magnitudes (4,5, 6 et 7,5). La ligne pointillée noire indique les deux niveaux de confiance exprimant les incertitudes, tandis que la ligne continue noire représente le niveau central des GMPEs. Par ailleurs, les équations d'Atkinson et Boore (1995) (AB95) utilisées dans le CNBC 2010 sont mentionnées à titre de référence.

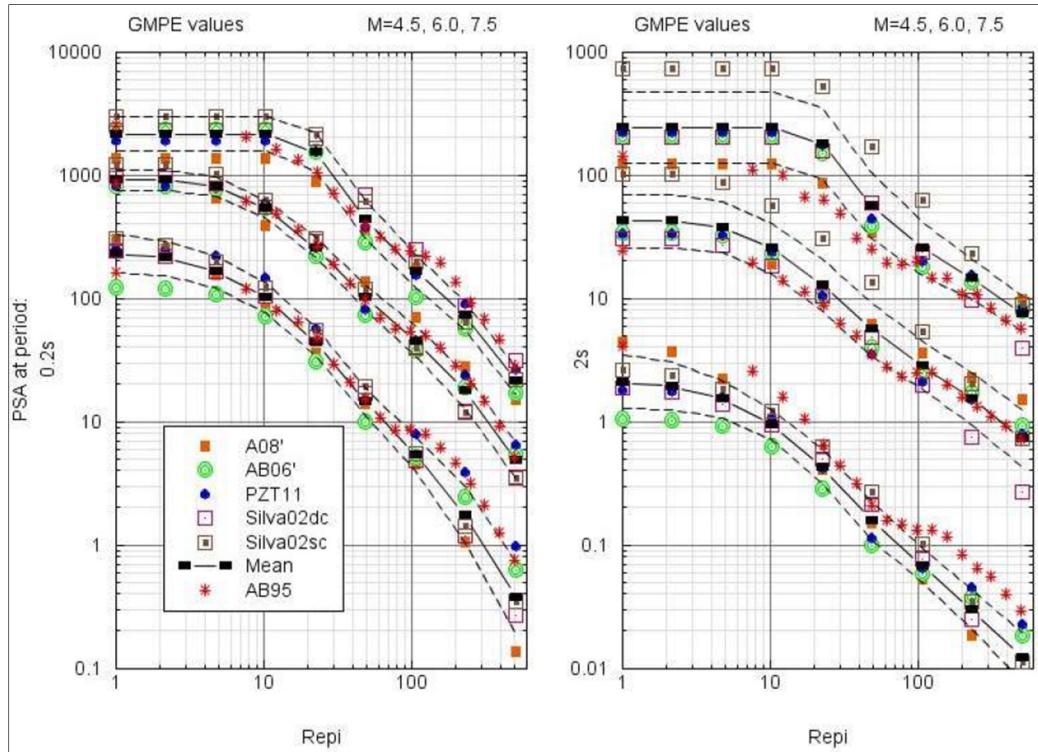


Figure 1.8 Les valeurs de PSA à 0.2s et 2s en fonction de la distance épicentrale pour les cinq ENA GMPEs
Tirée de Atkinson et Adams (2013)

1.6 Choix de la mesure d'intensité

Des études récentes ont étudié les mesures d'intensité dans un cadre d'évaluation de risque sismique des ponts. Padgett et al. (2008) ont évalué plusieurs mesures d'intensité en termes d'efficacité, de praticité, de compétence, de suffisance et de calculabilité. L'efficacité est basée sur la dispersion du modèle de demande structurale. La praticité fait référence à la corrélation entre la mesure d'intensité et la demande sismique. La compétence reflète la composition de l'efficacité et de la praticité. La suffisance exprime la dépendance statistique des mesures d'intensité par rapport aux caractéristiques du mouvement du sol, tandis que la calculabilité est liée à l'effort requis pour évaluer l'aléa sismique. Compte tenu de tous ces critères, le PGA a été jugé comme la mesure d'intensité sismique la plus optimale indépendamment de l'utilisation des accélérogrammes réels ou synthétiques. D'autres mesures qui ont été également évaluées telles que le PGV et le Sa(T), mais n'ont pas été largement adoptées soit

parce qu'elles ont montré une faible corrélation avec les dommages, soit parce qu'elles sont difficiles à estimer (Tsionis et Fardis, 2014).

1.7 Paramètres contribuant à la vulnérabilité sismique des ponts

Au cours de la progression du mouvement du sol, les principaux éléments structuraux d'un pont subissent des déformations importantes dues aux forces d'inertie très élevées. Ceci peut entraîner des dommages sévères, soit une perte d'appuis, une rupture des colonnes ou une rupture des culées. De même, les tassements différentiels créés dans les fondations et causés par les différents effets de site augmentent grandement le risque d'endommagement des ponts. Des études basées sur des événements sismiques passés ont cependant montré l'existence d'autres facteurs qui peuvent influencer la réponse dynamique des ponts. Cette section consiste essentiellement à présenter les principaux facteurs afin d'identifier les faiblesses des éléments structuraux et de mieux comprendre leur comportement face aux sollicitations sismiques.

1.7.1 Les piles

Les piles sont des éléments destinés à transmettre les charges horizontales et verticales aux fondations. Elles constituent le système de contreventement principal (longitudinal et transversal). Lors des séismes précédents, des détails constructifs non adéquats ont mené à des ruptures fragiles soit, par cisaillement, par flexion ou encore par arrachement des barres verticales. Souvent, un manque de ductilité des piles entraîne un flambage des aciers longitudinaux et un éclatement du béton au-delà du domaine élastique. Cela s'explique par le fait que les armatures longitudinales sont mal réparties et/ou les armatures transversales sont trop espacées et leur ancrage est inapproprié. La dissipation d'énergie est cependant tributaire des types des piles. Par exemple les piles à colonnes multiples offrent une redondance qui permet de redistribuer les efforts, et sont donc moins vulnérables que les piles à colonne unique.

La vulnérabilité sismique des piles ne dépend pas seulement de leurs types et de leurs détails constructifs, mais également des irrégularités, soit en élévation, ou en plan. En effet, la rigidité

des colonnes peut être dégradée par une variation importante de leur hauteur et, aussi, par une différence entre les longueurs de deux travées adjacentes (Moehle et Eberhard, 2003). La figure suivante montre l'effondrement de la superstructure de l'autoroute de Hanshin lors du séisme de Kobe en 1995. Selon Moehle et Eberhard (2003), cet effondrement est dû au fait de la proximité de la faille et des détails constructifs non adéquats.



Figure 1.9 Effondrement de l'autoroute Hanshin
lors du tremblement de terre de Kobe
Tirée de Yashinsky et al. (2010)

1.7.2 Les culées

Les culées sont des composantes structurales situées aux extrémités du pont. Elles servent généralement de mur de soutènement aux remblais d'accès. Des observations précédentes ont montré que les dommages aux culées sont souvent causés par une mauvaise consolidation du sol. Lors des mouvements sismiques extrêmes, des contraintes exercées par le remblai, combinées avec des forces d'inertie développées par le tablier entraînent des efforts en rotation et en translation , ce qui peut engendrer la rupture des culées (Nollet et al., 2008). Les culées intégrées à la structure sont moins vulnérables que celles séparées puisqu'elles éliminent le risque de perte d'appuis. La figure suivante représente la rupture de la culée lors du séisme d'EL Asnam en 1980.



Figure 1.10 Rupture de la culée
Tirée de Davidovici (1985)

1.7.3 Les appareils d'appuis

Les appareils d'appuis ont pour fonction de transmettre les charges aux appuis et de reprendre les mouvements de translation et de rotation. Il en existe plusieurs types qui peuvent être mobiles ou fixes. Chacun d'entre eux présente son propre comportement vis-à-vis des séismes. On retrouve les appareils à glissement, les appareils en élastomère confiné ou non, les appareils à plaques d'acier. Les appareils d'appuis à pendule (fabriquées en acier) sont néanmoins les plus vulnérables au vu des problèmes de corrosion et de leur faible résistance aux charges transversales. Il est à noter que ce type d'appareils d'appuis est éliminé depuis plusieurs années au Québec (Khaled et al., 2013).

1.7.4 Types de ponts

Le comportement sismique du pont est relié en grande partie au type de travées. On retrouve les ponts constitués d'une travée unique, soit d'une travée intégrale (ponceaux) ou d'une travée simplement appuyée, ainsi que les ponts constitués de travées multiples, soient de travées continues ou de travées simplement appuyées.

Les ponceaux sont des structures comportant deux béquilles encastrées dans le tablier, lesquelles sont soumises aux efforts d'un tremblement de terre. Ce type de ponts se comporte d'une façon monolithique satisfaisante, surtout quand il s'agit d'un cadre fermé, c'est-à-dire lorsque les béquilles sont fixées dans le tablier et dans le radier. Par ailleurs, les ponts à travée unique simplement appuyée sont constitués par des appareils d'appuis se situant sur les culées aux extrémités de la travée. Puisque ces deux éléments sont déjà considérés comme étant vulnérables, le risque d'endommagement de ces ponts lors d'un séisme reste toujours présent. La figure suivante montre deux exemples différents des ponts à travée unique.

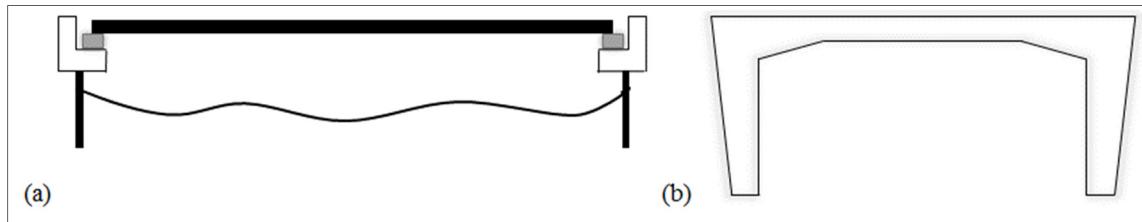


Figure 1.11 Deux exemples des ponts à travée unique :
 (a) Pont à travée unique simplement appuyée; (b) Portique

Quant aux ponts à travées multiples, les piles constituant le système de résistance principal aux charges sismiques représentent un troisième élément vulnérable avec les culées et les appareils d'appuis. Lors des séismes passés, les ponts à travées multiples continues ont montré dans la plupart des cas un comportement plus satisfaisant que ceux qui sont à travées discontinues. Ceci reste néanmoins tributaire de plusieurs facteurs, notamment du type des paramètres structuraux (culés, appareils d'appuis, colonnes, etc.). Nollet et al. (2008) expliquent cette vulnérabilité par le fait que dans le cas des ponts à travées multiples simplement appuyées (discontinues), les possibilités de redistribution des efforts sont inexistantes et une perte d'appuis peut par conséquent avoir lieu. La figure 1.12 montre les deux types des ponts à travées multiples.

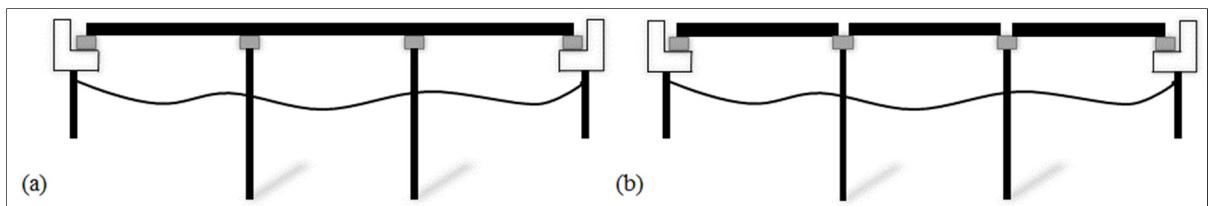


Figure 1.12 Deux types de ponts à travées multiples :
 (a) Pont à travées multiples continues; (b) Pont à travées multiples simplement appuyées

1.7.5 Longueur d'assise

Le mouvement longitudinal du tablier sur appuis peut entraîner la perte d'appui et l'effondrement de la superstructure. Ce phénomène est plus fréquent pour les ponts simplement appuyés. Il peut s'expliquer par le fait que la longueur d'assise est insuffisante pour permettre les déplacements importants induits par un tremblement de terre. Selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers S6-14, la longueur d'assise minimale « N » en mm, est mesurée perpendiculairement à la face des appuis soit, de la culée ou de la pile, et elle dépend entre autres de l'angle de biais du pont. La figure 1.13 illustre l'effondrement de la superstructure d'un pont à travées multiples simplement appuyées lors du séisme du Chili en 2010.



Figure 1.13 Effondrement de plusieurs travées simplement appuyées
 Tirée de Yashinsky et al. (2010)

1.7.6 Année de construction et nature des matériaux

L'année de construction peut donner une indication sur le comportement sismique des ponts. En effet, elle peut être utilisée pour définir les détails constructifs c'est-à-dire : les propriétés du béton et celles de l'acier d'armatures et, ainsi que les détails de conception des éléments structuraux tels que les poutres et les colonnes (Tavares, 2012). Selon le ministère des Transports du Québec (MTQ, 2018), le réseau routier de la ville de Québec comprend 5454 ouvrages d'art, dont près de 70 % qui ont été construits entre 1960 et 1980. À cette époque, et plus précisément en 1975 en Californie, les normes parasismiques n'étaient pas considérées et donc le comportement ductile n'était pas favorisé (FEMA, 2003). De plus, Nielson (2005) précise que le passage à la conception parasismique pour les ponts non californiens a eu lieu en 1990. La figure suivante présente le pourcentage de la valeur du parc de structures du Québec par décennie de construction.

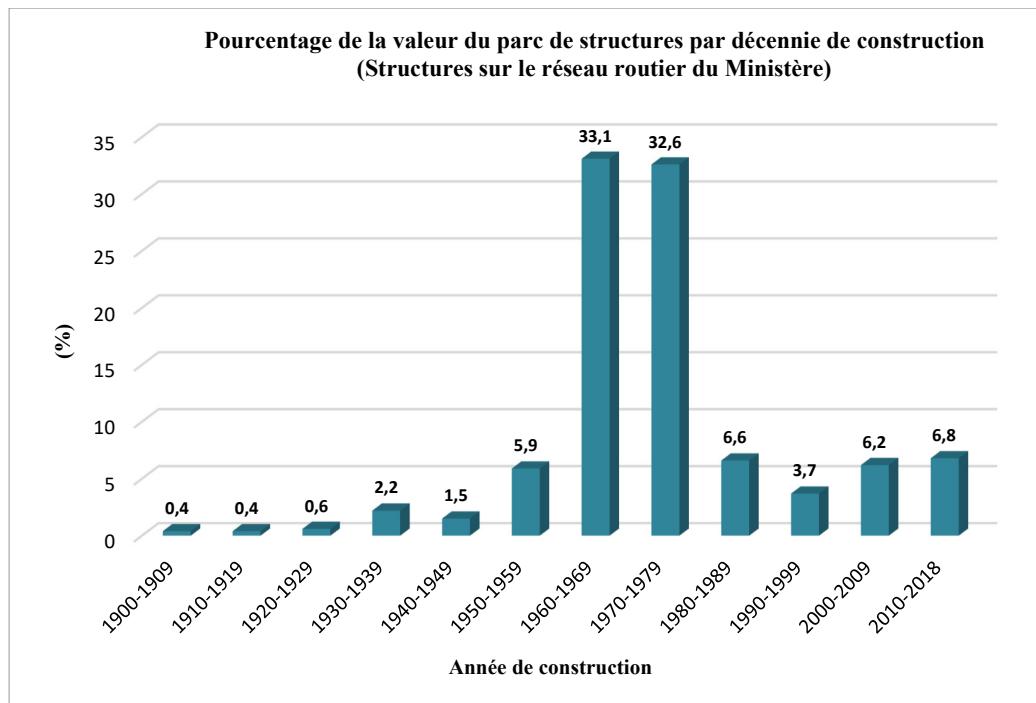


Figure 1.14 Année de construction au Québec
Adaptée du MTQ (2018)

Par ailleurs, la nature du matériau de construction est considérée parmi les paramètres qui peuvent influencer la réponse sismique des ponts. Chaque matériau de construction offre son propre comportement, c'est-à-dire une rigidité et une ductilité différentes. On retrouve, les ponts en acier, en béton, en bois, acier-bois et acier-béton.

1.7.7 Angle de biais

Le biais d'un pont représente l'angle Ψ entre l'axe central de l'appui et la ligne perpendiculaire à l'axe principal longitudinal du pont (Figure 1.15). D'après le code S6-14, un pont est considéré régulier si son angle de biais est inférieur ou égal à 20° . Lors d'un séisme majeur, les ponts en biais peuvent subir un mouvement de rotation, entraînant des déplacements importants du tablier. Ceci cause très probablement une perte d'appuis, notamment pour les ponts simplement appuyés soit, à travée unique ou à travées multiples.

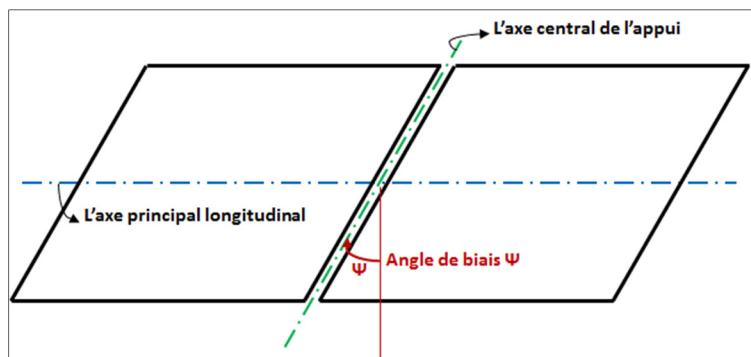


Figure 1.15 Angle de biais

1.8 Fonction de fragilité

Les fonctions de fragilité sont un modèle graphique permettant de donner la probabilité d'atteindre les différents niveaux de dommages (aucun, faible, modéré, étendu ou complet) en fonction d'une intensité sismique donnée. Elles sont considérées comme étant un outil en développement pour l'évaluation probabiliste de risque sismique d'un réseau de ponts. D'après Tavares (2012), cet outil est particulièrement pratique dans les régions à sismicité modérée telles que le Québec. Les fonctions de fragilité peuvent être exprimées par :

$$\text{Fragilité} = P[LS/IM] = y \quad (1.2)$$

Où LS est l'état limite de dommage des ponts et de leurs composants, IM est la mesure d'intensité sismique et y est la mesure réalisée de l'intensité sismique, exprimée souvent en termes de PGA ou de Sa(T). Il existe principalement trois approches pour créer des fonctions de fragilité : (1) des méthodes basées sur le jugement et l'opinion d'experts; (2) des méthodes empiriques; (3) des méthodes analytiques.

1.8.1 Méthodes basées sur le jugement et l'opinion d'experts

Les fonctions de fragilité basées sur l'opinion d'experts ont été développées au milieu des années 80 pour créer une base de données sur la vulnérabilité sismique des ouvrages en Californie (ATC, 1996). En s'appuyant sur un questionnaire normalisé, quatre experts des ponts spécialisés en génie parasismique, ont été interrogés pour fournir une estimation de la probabilité de dommages attendus en fonction de l'intensité sismique soit, l'intensité de Mercalli modifiée (IMM) (Tsionis et Fardis, 2014). Les réponses ont été proposées pour deux classes principales de ponts, établies selon des longueurs de travées spécifiques. L'inconvénient majeur de ces méthodes est qu'elles reposent uniquement sur l'expérience d'un nombre limité d'experts. Ainsi, il est possible d'avoir des incertitudes élevées, dépendant de la vaste généralisation des classes de ponts californiens (Nielson, 2005; Tavares, 2012).

1.8.2 Méthodes empiriques

Les fonctions de fragilité empiriques se basent sur les dommages aux ponts observés durant des tremblements de terre passés. Ces données sont extraites des rapports d'inspections post-séisme. Les mesures d'intensité telles que PGA sont définies géographiquement à l'aide des cartes de secousses sismiques afin d'attribuer l'état de dommage attendu à chaque pont considéré (Nielson, 2005). D'après Tavares (2012), ces fonctions ne sont pas applicables dans une région où il n'y a pas assez de données de dommages issues d'observations post-sismiques, comme c'est le cas du Québec.

1.8.3 Méthodes analytiques

1.8.3.1 Méthode de la capacité spectrale

Cette méthodologie, connue sous le nom « capacity-spectrum method » est utilisée pour déterminer la demande en déplacement maximale d'une structure pouvant subir une déformation dans le domaine inélastique. Il s'agit d'une superposition de la courbe de capacité de la structure avec un spectre de réponse approprié pour obtenir le point de performance. D'abord, la méthode consiste à réaliser une série d'analyses par poussée progressive appelée « pushover analysis ». Avec la considération unique du mode vibratoire fondamental, une charge latérale croissante est générée pour évaluer graphiquement le comportement sismique du pont. La courbe de poussée résultante est en effet représentée par l'évolution de cisaillement à la base (V_b) en fonction du déplacement relatif (U_N). Cette courbe peut être convertie en une courbe de capacité en divisant V_b par la masse modale effective du premier mode et U_N par le facteur de participation modale (Chopra et Goel, 1999; Nielson, 2005). On obtient par conséquent une courbe, exprimée en termes d'accélération spectrale et de déplacement spectral (Figure 1.16), qui peut être idéalisée en forme bilinéaire. Afin d'avoir la même réponse spectrale pour chaque cycle, une période équivalente et un amortissement visqueux équivalent sont considérés.

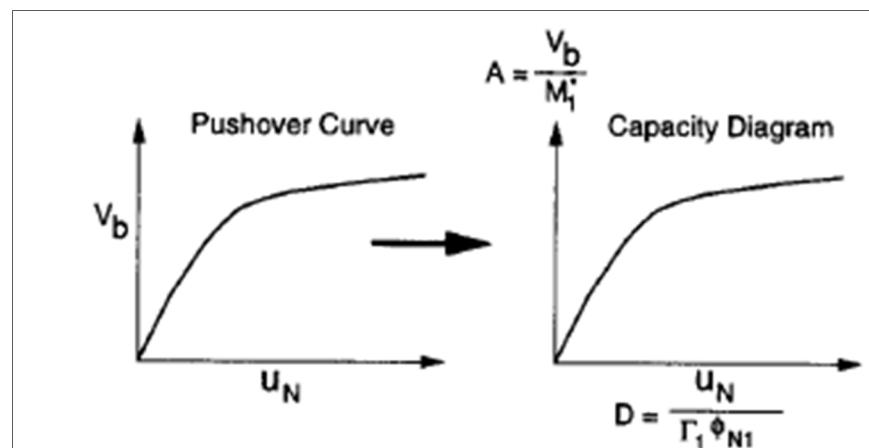


Figure 1.16 Conversion de la courbe de poussée à la courbe de capacité
Tirée de Chopra et Goel (1999)

Ensuite, Nielson (2005) indique que pour établir la demande sismique de la structure, le spectre de réponse doit être adapté au format « ADRS » dans lequel l'accélération spectrale est représentée en fonction du déplacement spectral. Ceci permet de combiner le spectre de réponse et la courbe de capacité. Ce spectre à un taux amortissement ($\beta = 5\%$) peut ensuite être transformé en un spectre de réponse inélastique pour tenir compte du comportement non linéaire de la structure. Ceci est généralement fait en générant le spectre de réponse avec un rapport d'amortissement élevé ($\beta_{eq} + \beta_0 + 5\%$) incluant l'amortissement visqueux équivalent. Enfin, l'intersection du spectre de réponse amorti avec la courbe de capacité représente le point de performance, selon lequel on peut déduire la demande maximale en déplacement du pont pour un taux d'amortissement équivalent (Figure 1.17). À noter que cette méthodologie a été utilisée par Basöz et Mander (1999) afin de générer des courbes de fragilité utilisées dans le logiciel (HAZUS-MH, 2011).

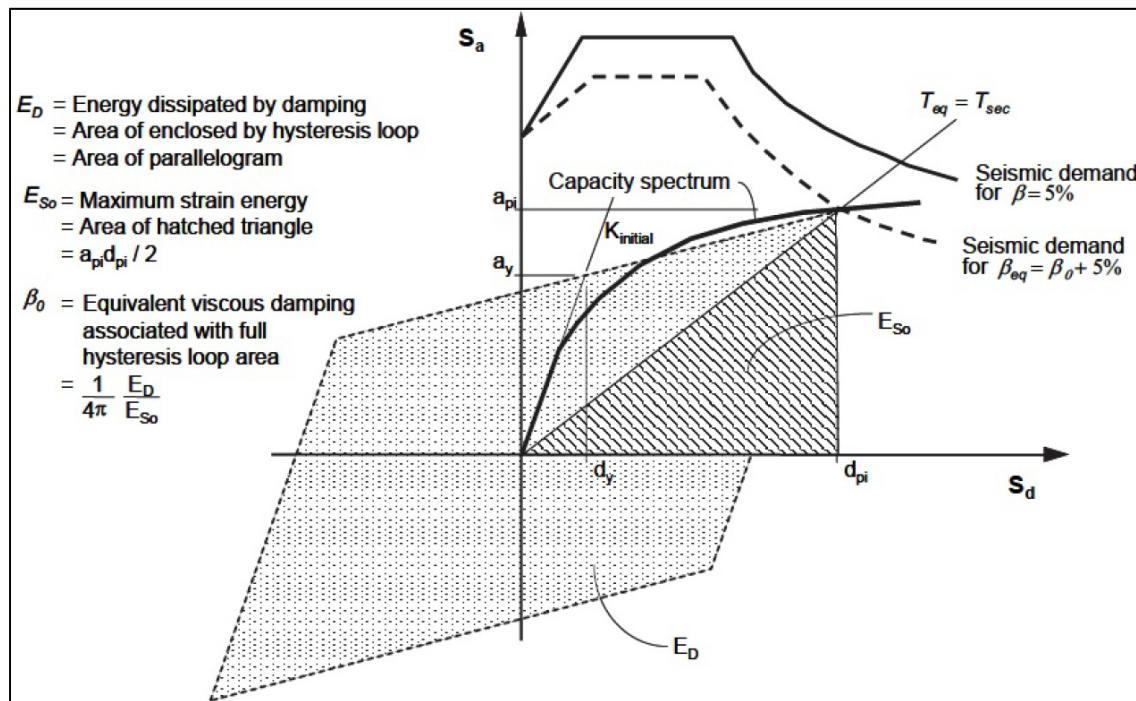


Figure 1.17 Illustration graphique de la méthode de capacité spectrale
Tirée de ATC-40 (1996)

1.8.3.2 Analyse temporelle non linéaire

Cette méthode analytique est considérée à la fois la plus fiable et la plus longue en termes de temps d'exécution. Elle consiste tout d'abord à obtenir une série d'accélérogrammes (réels et/ou synthétiques) qui doit être compatible avec l'aléa sismique de la zone ciblée. Chaque séisme est représenté par deux composantes orthogonales (longitudinal et transversal) et une analyse temporelle non linéaire (Nonlinear time history analysis) est ensuite effectuée avec les accélérogrammes sélectionnés pour évaluer la réponse sismique du pont et de ses composantes. La réponse peut être en termes de la ductilité des colonnes, de la déformation des appareils d'appuis, du déplacement des culées, etc. Selon Tsionis et Fardis (2014), cette analyse est normalement réalisée pour un modèle tridimensionnel qui tient compte du comportement non linéaire de toutes les composantes du pont. Ce genre d'analyse est réalisée à l'aide d'un logiciel combinant la modélisation numérique et l'analyse temporelle non linéaire, tel qu'OpenSees (Mazzoni et al., 2006), CSIBridge (Computers & Structures Inc., 2011) et SAP2000 (Computers & Structures Inc., 2011).

Dans un cadre d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un réseau composé d'un ensemble de ponts, l'analyse temporelle non linéaire est établie pour des échantillons pont-séisme où chaque pont est classé selon leur comportement attendu sous les charges sismiques. Un modèle probabiliste de demande sismique « Probabilistic Seismic Demand Model – PSDM » est alors obtenu par une analyse de régression effectuée à partir d'une relation entre les réponses maximales des composantes critiques de chaque classe de ponts et la mesure d'intensité appropriée. D'après, Cornell et al. (2002), le modèle peut s'exprimer selon une forme puissance :

$$S_D = a \cdot IM^b \quad (1.3)$$

L'équation peut ensuite être linéarisée au moyen d'une transformation logarithmique, comme suit :

$$\ln(S_D) = \ln(a) + b\ln(IM) \quad (1.4)$$

Où S_D est la valeur médiane de la demande sismique de chaque composant, IM est la mesure d'intensité sismique et, a et b sont les coefficients de régression. L'analyse de régression est aussi utilisée pour estimer un écart type conditionnel logarithmique ($\beta_{D|IM}$) qui indique la dispersion des réponses de la demande sismique par rapport à sa médiane. Les PSDMs sont essentiels pour générer les courbes de fragilité qui permettent quant à eux d'identifier les composants les plus critiques (Nielson, 2005). De plus, une combinaison des PSDMs permet de développer des modèles probabilistes de demande sismique conjointe « joint probabilistic seismic-demand models (JPSDM) ». Ces derniers sont utilisés pour générer les courbes de fragilité du système global de pont, en captant la corrélation entre les différentes réponses des composants. Néanmoins, l'analyse de la fragilité des ponts ne dépend pas seulement des modèles probabilistes de demande sismique, mais aussi de la capacité des composants à répondre à cette demande. Cette capacité est définie en termes de capacité aux états limites pour différents états de dommages (Tavares, 2012). D'une part, les états limites sont décrits d'une manière qualitative où la plupart des études se basent sur la description qui a été définie pour (HAZUS-MH, 2011). Les quatre états de dommages : léger, modéré, étendu et complet sont indiqués dans le tableau 1.3.

Tableau 1.3 États de dommages
Adapté de Basöz et Mander (1999)

États limites	Description
Léger	Légères fissures et écaillages au niveau des culées et de joints de discontinuité des poutres, léger écaillage de la colonne et légères fissures au niveau du tablier.
Modéré	Petit affaissement des culées, dégradation des murs caches au niveau des culées, colonne avec une fissuration et écaillage modérés (sans rupture), une rupture des appareils d'appuis à pendule ou un tassement modéré de la dalle.
Étendu	Dégradation des colonnes, rupture en cisaillement sans perte d'intégrité, tassement différentiel au niveau des connexions, rupture des murs caches des culées, translation verticale de la culée.
Complet	Déchaussement du tablier, rupture des piles, affaissement de la structure

D'autre part, une mesure quantitative (ductilité des colonnes, déformations des appareils d'appuis, etc.) est attribuée à chaque état limite pour chacun des composants du pont (Gidaris et al., 2017). Il existe deux approches dépendant du choix de l'auteur pour évaluer cette mesure, la première est basée sur des données expérimentales (Choi et al., 2004), alors que, la deuxième est basée sur l'opinion d'experts (Ghosh et Padgett, 2010). Finalement, une convolution de la capacité et la demande issues des PSDMs, permet de développer un ensemble des fonctions de fragilité pour le pont, en utilisant la méthode de simulation de Monte-Carlo. La figure 1.18 illustre le processus de développement des modèles de fragilité.

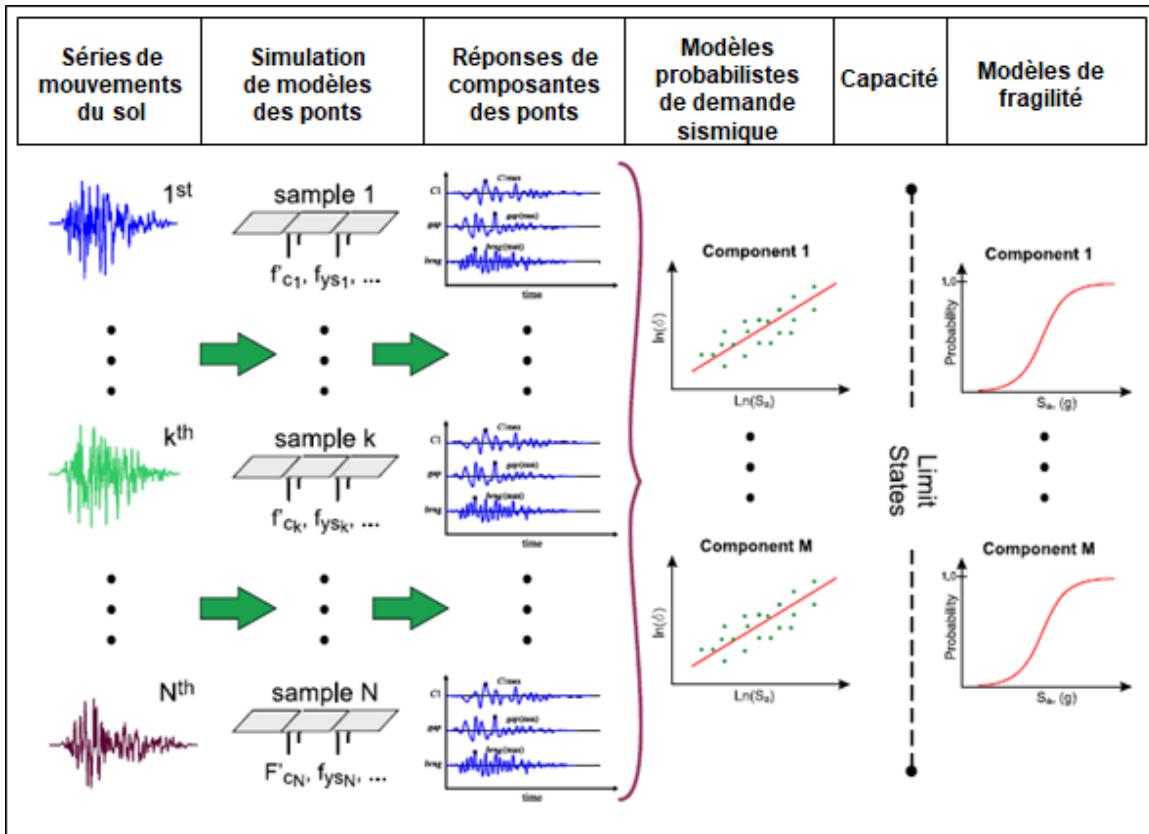


Figure 1.18 Méthode de l'analyse temporelle non linéaire
Tirée de Nielson (2005)

1.9 Pertes économiques et outils d'évaluation du risque sismique

De nombreuses recherches ont estimé les pertes économiques d'un réseau de ponts dans une région spécifique. Par exemple, en se basant sur l'état probable de dommages, Padgett et al. (2010) ont estimé le coût de réparation et le niveau de fonctionnalité de 375 ponts situés à Charleston, en Caroline du Sud. Les incertitudes sur les pertes économiques prévues ont été évaluées en considérant différents courbes de fragilité et différents ratios de dommages. La figure 1.19 présente les pertes économiques directes estimées sur ce réseau de ponts et correspondant aux trois scénarios sismiques différents.

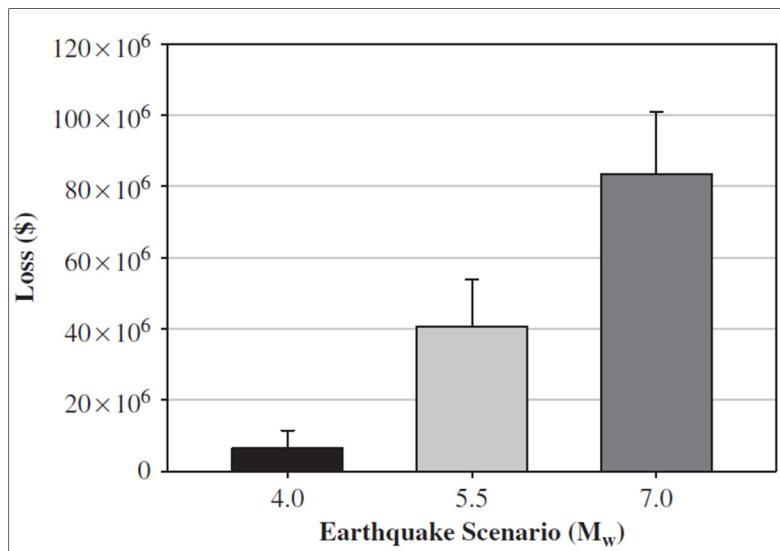


Figure 1.19 Impacts économiques des trois scénarios sismiques (M_w 4, 5.5 et 7) sur un réseau de ponts situés à Charleston
Tirée de Padgett et al. (2010)

En général, les pertes économiques directes sont liées aux données de construction et de réparation des ponts dans la région considérée. Les pertes économiques indirectes tiennent cependant compte de l'augmentation des coûts due au détour ou à la réduction de flux de circulation. La fonctionnalité d'un réseau de ponts quant à elle, peut être évaluée en termes d'état probable du trafic routier après un évènement sismique. Par exemple, les ponts peuvent être ouverts au trafic normal, ouverts au trafic limité ou ils peuvent être fermés (Lin et al., 2014). Une analyse des pertes d'un réseau de ponts est donc essentielle pour prendre une décision éclairée sur son niveau de fonctionnalité (Lin et al., 2014; Wald et al., 2008). De plus, elle procède à prioriser les inspections, et aussi à planifier les mesures de mitigation (Werner et al. 2000).

D'après Erdik et al. (2011), il existe plusieurs outils traitant les méthodes d'estimations de pertes économiques. En intégrant un système de gestion basé sur les conséquences, ces outils permettent une évaluation rapide et efficace du risque sismique. Généralement le système de gestion utilise des cartes de distribution de secousses sismiques « Shake Map » pour fournir des informations liées aux dommages physiques et aux pertes socio-économiques. Ces

informations peuvent répondre aux besoins des intervenants d'urgence, des responsables de la sécurité publique et aussi des utilisateurs non experts en gestion du risque sismique. Selon Abo El Ezz et al. (2019), les outils utilisent une base de données avec des courbes de fragilité précalculées afin de déterminer les probabilités de dommages, les pertes économiques et les pertes de vies humaines. Une brève description des outils d'évaluation du risque sismique pouvant être adaptés à un inventaire de ponts est donnée ci-après.

- HAZUS : (HAZUS-MH, 2011) est développé par l'Agence fédérale américaine de gestion des urgences (FEMA) pour la prévision et l'atténuation des pertes dues aux tremblements de terre (Kircher et al., 2006). L'outil d'évaluation est destiné aux applications américaines et comprend par défaut des données structurales collectées au niveau fédéral. L'inventaire est constitué de 28 types de ponts, classés selon des critères de la conception sismique et des systèmes structuraux.
- MAEVIZ : (MAEviz Center, 2006), est un logiciel développé par le centre de séisme en Amérique centrale (Mid-America Earthquake Center) de l'Université de l'Illinois. Il intègre des informations visuelles et des données de dommages, de fonctionnalités et de pertes économiques qui permettent d'évaluer les risques sismiques pour les ponts, les bâtiments et les réseaux de gaz. En plus des applications aux États-Unis, une application importante du logiciel a été réalisée pour la zone de Zeytinburnu à Istanbul (Elnashai et al., 2008; Erdik et al., 2011).
- REDARS (Risks from Earthquake Damage to Roadway Systems), est un outil élaboré par le centre multidisciplinaire de recherche en génie parasismique (MCEER), et financé par l'agence du département des Transports des États-Unis (FHWA) (Werner et al., 2006). L'outil permet l'estimation : de l'aléa sismique (rupture de la faille, mouvements du sol, liquéfaction, etc.); des états de dommages pour chaque ouvrage; et des impacts en termes des coûts de réparation et de temps de fermeture des ponts. Des applications de démonstration du REDARS ont été réalisées sur des réseaux routiers situés à Los Angeles et en Californie.

- ShakeCast est une application développée par l’Institut d’études géologiques des États-Unis (USGS). Il s’agit d’une application gratuite qui récupère les données de secousses sismiques de Shake Map pour estimer les dommages aux ponts et établir des priorités en matière de réacheminement, de fermetures et d’inspections du trafic routier. Toutes les informations peuvent être envoyées aux utilisateurs sous forme de messages (SMS et/ou courriel) (Wald et al., 2008). Cette application est exploitée par le département de transport de la Californie (Caltrans) qui est responsable de dizaines de milliers de ponts (Caltrans, 1992). La figure suivante montre l’interface Web de l’application ShakeCast. Les informations pertinentes (dommages causés aux ponts, mesures d’intensité, pertes économiques, etc.) sont données sous forme de tableaux et sont reliées par des liens de navigation pour être affichées sur une plateforme d’informations géographiques.

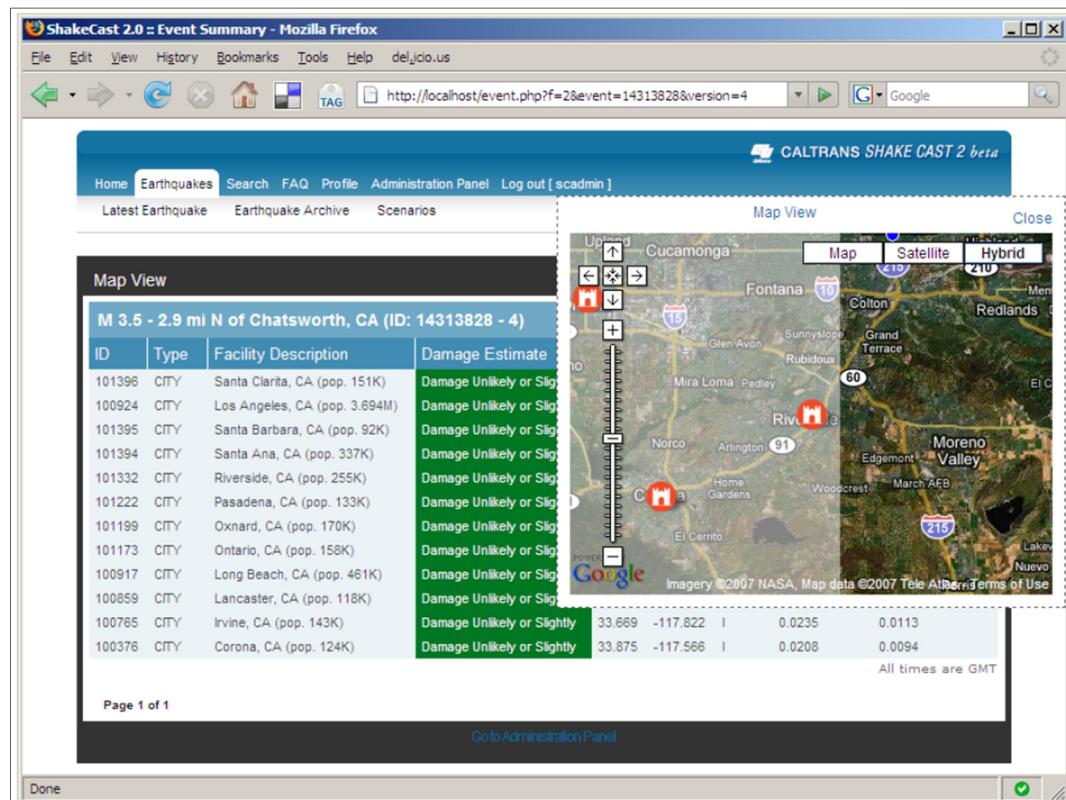


Figure 1.20 Interface Web de ShakeCast
Tirée de Lin et Wald (2008)

CHAPITRE 2

ÉVALUATION DE L’ALÉA SISMIQUE

Ce chapitre vise à évaluer l’aléa sismique en générant une distribution spatiale de l’intensité de mouvement du sol. L’évaluation est réalisée en utilisant les équations de prédiction du mouvement du sol. La mesure d’intensité sismique considérée sera déterminée en fonction de la magnitude et de la distance épcentrale afin d’identifier les différents scénarios sismiques. Elle sera également corrigée à l’aide des facteurs d’amplification pour être compatible aux conditions locales du site.

2.1 Réseau étudié

Le réseau faisant l’objet de ce travail compte un total de 119 ponts situés dans la région de la ville de Québec (VdQ), dont 88 ponts sont sous la responsabilité de la ville, et 31 ponts sont sous la responsabilité partagée de la VdQ et du ministère des Transports du Québec (MTQ). Les informations concernant ce réseau sont obtenues à partir des inspections visuelles sommaires réalisées dans le cadre d’un précédent projet de recherche (Hida, 2009) et de la documentation transmise par la VdQ (fiches d’identification et fiches techniques). Elle inclut : le type du pont, la largeur du pont, l’année de construction, la complexité structurale, le nombre de travées, le type de pile, le nombre de poutres, la continuité de poutres, l’angle de biais, le type de fondations, le type d’appareil d’appuis et la présence de services publics. Chaque pont est localisé à l’aide de coordonnées géodésiques selon le système de projection MTM (Nad 83, Zone 7). ANNEXE VI donne la liste de ces ouvrages.

2.2 Identification des scénarios sismiques pour le parc des ponts

L’évaluation de l’aléa sismique est basée sur l’algorithme d’Atkinson et Adams (2013) dans lequel les équations de prédiction du mouvement du sol sont développées pour l’Est de l’Amérique du Nord (ENA-GMPEs) pour une vitesse moyenne de cisaillement (\bar{V}_{S30}) égale à 760 m/s. Comme il est indiqué à la section 1.6, les valeurs de mesures d’intensité sont

déterminées en termes des magnitudes du moment sismique (M_w) et des distances liées à la source sismique. La distance épicentrale (R_{epi}) est utilisée ici pour établir une distribution spatiale de l'intensité du mouvement du sol. Les incertitudes concernant l'aléa sismique, telles que la géométrie de la faille et l'emplacement de l'épicentre, sont quantifiées par la considération des trois niveaux de confiance des GMPEs. Dans le cadre de cette première partie de l'étude, neuf (9) scénarios sont générés au total (tableau 2.1). Trois magnitudes M_w (5,0; 6,0 et 7,0) sont envisagées pour chaque niveau des GMPEs, avec un épicentre localisé à 46,86° nord, 71,32° ouest, soit à environ 10 km du centre de la ville de Québec. Il est à noter que les différentes magnitudes sont choisies pour donner un plus large éventail des scénarios potentiels pour la région. Ainsi, pour cet exemple d'application la distance épicentrale de chaque pont du réseau varie de 2,5 à 31 km environ (voir section 2.2.1). Le choix des magnitudes 5,0, 6,0 et 7,0 et d'un épicentre localisé près du centre de la ville vise à illustrer la capacité de l'approche proposée et à évaluer les impacts économiques pour une plage de magnitudes. Bien qu'il soit possible de modifier l'épicentre, l'étude des incertitudes se fera pour les scénarios décrits plus haut.

Tableau 2.1 Évènements sismiques

Évènements sismiques		
Scénarios	Aléa	Magnitude
Sc 1	GMPE-ENA-Low	M_w 5
Sc 2	GMPE-ENA-Median	
Sc 3	GMPE-ENA-High	
Sc 4	GMPE-ENA-Low	M_w 6
Sc 5	GMPE-ENA-Median	
Sc 6	GMPE-ENA-High	
Sc 7	GMPE-ENA-Low	M_w 7
Sc 8	GMPE-ENA-Median	
Sc 9	GMPE-ENA-High	

2.2.1 Détermination de la distance épicentrale

La distance horizontale entre le pont et l'épicentre (R_{epi}) est déterminée à partir de la loi de Haversine (R. Sinnott, 1984). Cette dernière est une approche sphérique qui permet de calculer la distance du grand cercle entre deux points d'une sphère avec leurs longitudes et latitudes. Sur la base de ceci, R. W. Sinnott (1984) indique que la distance géodésique (distance entre deux points géographiques situés sur la terre) exprimant R_{epi} dans notre cas peut être calculée en incluant le rayon de la terre, comme suit :

$$d\text{lon} = \text{lon}2 - \text{lon}1 \quad (2.1)$$

$$d\text{lat} = \text{lat}2 - \text{lat}1 \quad (2.2)$$

$$a = (\sin(\frac{d\text{lat}}{2}))^2 + \cos(\text{lat}1) \times \cos(\text{lat}2) \times (\sin(\frac{d\text{long}}{2}))^2 \quad (2.3)$$

$$c = 2 \times \arcsin \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{a}} \right\} \quad (2.4)$$

$$R_{epi} = R \times C \quad (2.5)$$

Où $\text{lon}1, \text{lon}2$: longitude du point 1 et longitude du point 2, en radians;

$\text{lat}1, \text{lat}2$: latitude du point 1 et latitude du point 2, en radians;

$d\text{lon}$: la différence entre les longitudes 1 et 2;

$d\text{lat}$: la différence entre les latitudes 1 et 2;

a : coefficient de détermination;

c : la distance du grand cercle en radians;

R : le rayon de la terre;

R_{epi} : la distance du grand cercle en unité de R (la distance épicentrale).

En tenant compte du fait que la terre n'est pas une sphère parfaite, de nombreux chercheurs ont estimé un rayon moyen de la terre en fonction des mesures du rayon équatorial et du rayon polaire qui ont été effectuées avec une grande précision par des satellites géodésiques. À la suite de leurs recommandations (Briot, 1872; Faulkner, 2004; Voorhies, 2005), un rayon de la terre qui vaut 6367 km est utilisé dans cette étude. Les coordonnées géodésiques de chaque

pont sont converties en radians et sont intégrées à la formule ci-dessus pour calculer toutes les distances épcentrales. Les résultats indiquent que le pont le plus proche de l'épicentre est à une distance de 2,5 km, alors que le pont le plus loin est à une distance de 31,18 km. L'emplacement de l'épicentre et celui des ponts sont illustrés à la figure 2.1.

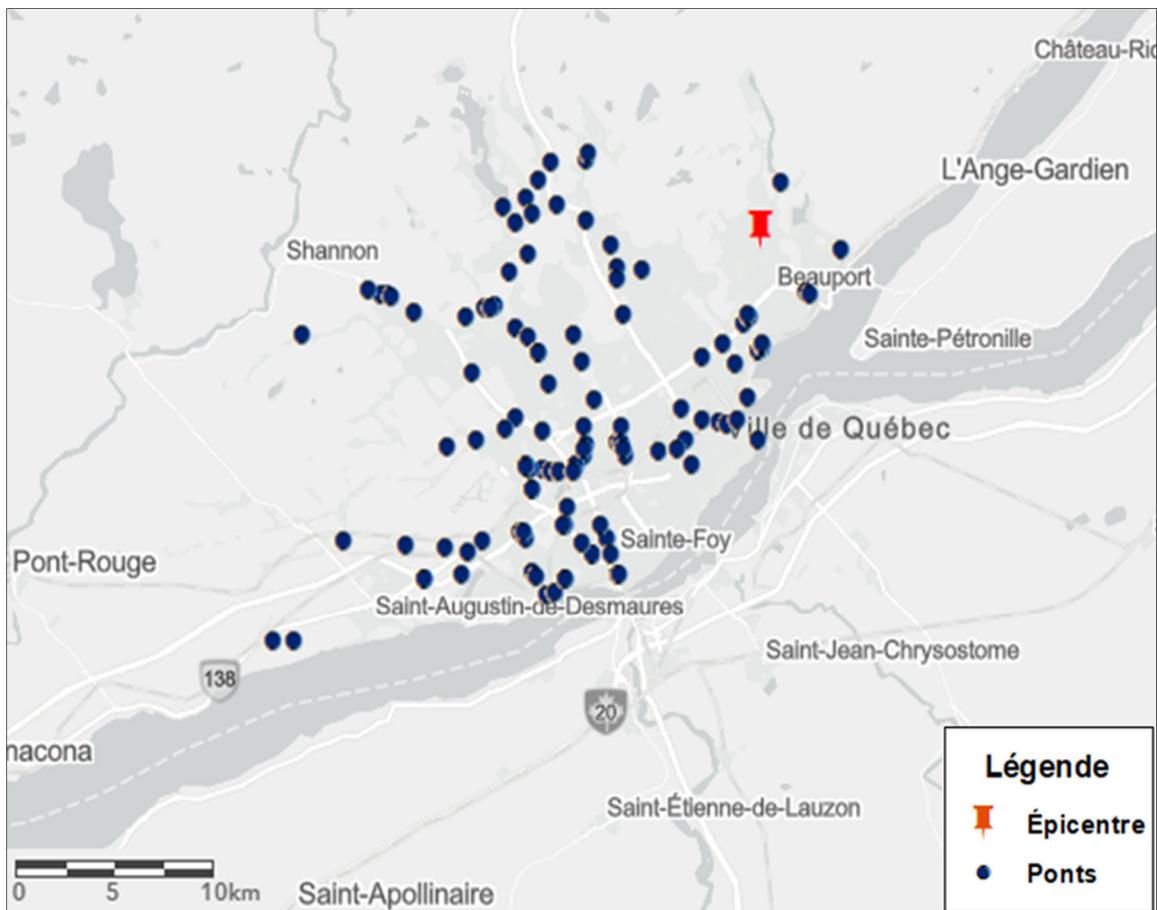


Figure 2.1 Carte illustrant l'emplacement de l'épicentre et du parc de ponts considérés dans cette étude

2.2.2 Calcul des PGA

Présentement, la sismicité de la région d'intérêt est représentée par l'accélération horizontale maximale du sol (PGA) qui s'est avérée être la meilleure mesure d'intensité en termes d'évaluation de risque sismique d'un parc de ponts (Padgett et al., 2008; Tsionis et Fardis, 2014) (voir section 1.7). Cependant, il est intéressant de noter que les valeurs de PGA établies

par les GMPEs sont données en fonction des différentes magnitudes du moment sismique variant de 4,5 à 8,0 et d'une plage de distances épcentrales de 1 à 794,33 km. Il conviendrait alors de décrire une relation statistique pour chaque scénario avec des magnitudes distinctes (M_w 5,0, 6,0, et 7,0), qui pourra prédire les valeurs d'une variable réponse ou dépendante (PGA) à partir des valeurs d'une variable indépendante (R_{epi}). Ceci permet de générer les neuf scénarios et d'établir une distribution spatiale de l'accélération horizontale maximale du sol puisqu'elle dépendra de l'emplacement de chaque pont. Pour le présent travail, seul l'intervalle des distances épcentrales qui se rapproche le plus de celui du réseau étudié est pris en considération, soit l'intervalle entre 2 et 39,81 km. La figure suivante présente le diagramme de dispersion des valeurs de PGA, établies pour un niveau central des GMPEs et correspondant à des magnitudes comprises entre 5 et 7,25. Les distributions des valeurs de PGA qui sont établies pour les niveaux inférieurs et supérieurs des GMPEs sont données à la figure-A I-1 et figure-A I-2 à l'ANNEXE I.

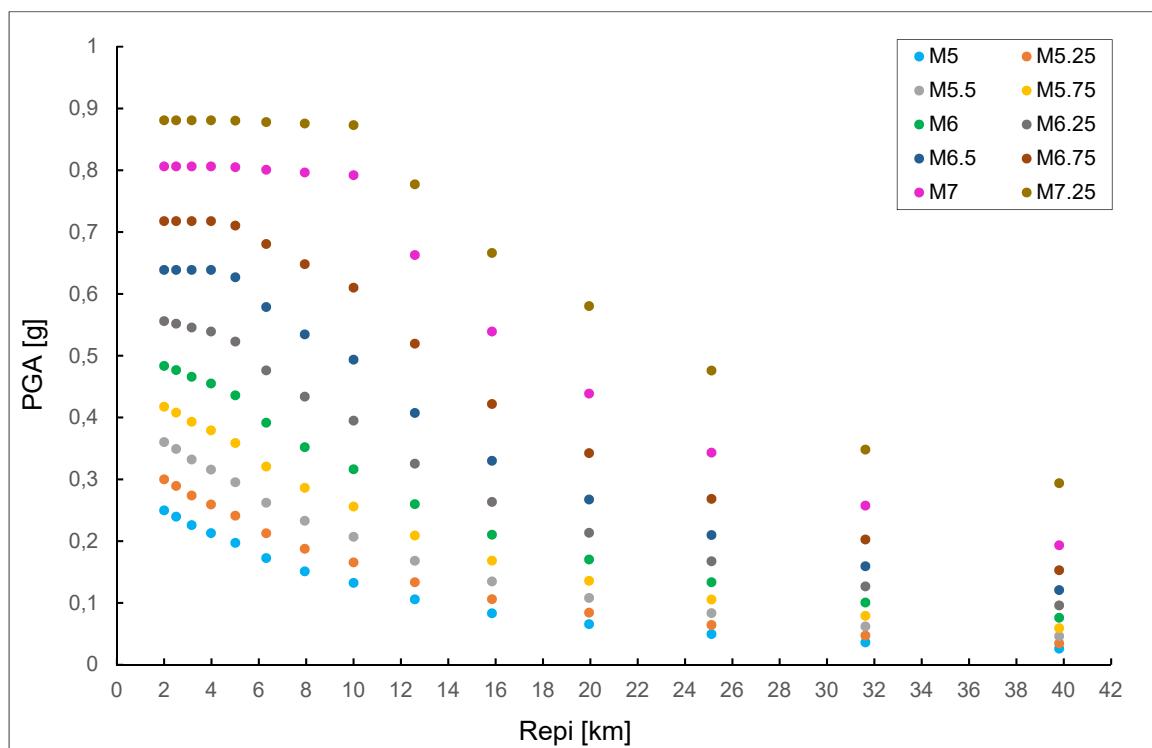


Figure 2.2 Diagramme de dispersion des valeurs de PGA établies pour un niveau central de GMPEs
Adaptée de Atkinson et Adams (2013)

En observant les diagrammes de dispersion présentés aux figures 2.2, A I-1 et A I-2, on voit que les différentes variables réponses (PGA) montrent un nuage de points distribué de manière non linéaire. Ceci suggère de développer une analyse de régression simple non linéaire afin de définir l'expression mathématique de chaque comportement des couples d'observations (PGA_i , $R_{epi,i}$). Il s'agit d'une analyse simple, car il n'existe qu'une seule variable indépendante.

Plusieurs itérations ont été réalisées pour déterminer les courbes de tendances qui s'ajustent le mieux aux données. Il apparaît que pour les magnitudes 5 et 6, le modèle de régression associé aux trois niveaux des GMPEs s'exprime selon une forme exponentielle (équation 2.6). Quant à la magnitude 7, on constate que les PGA sont quasiment stables à des distances épcentrales comprises entre 2 et 10 km, puis diminuent à partir de 10 jusqu'à 39,81 km. Dans ce cas, la régression est effectuée seulement pour l'intervalle variant de 10 à 39,81 km. Les résultats montrent que le modèle de régression associé aux niveaux inférieurs des GMPEs s'exprime selon une forme exponentielle (équation 2.6), alors que celui associé aux niveaux « central » et « supérieur » des GMPEs s'exprime selon une forme puissance (équation 2.7). En ce qui concerne l'intervalle dans lequel les distances sont inférieures à 10 km, une condition est appliquée pour intégrer les PGA qui y sont associées. Le principe est que tous les ponts se situant à une distance épcentrale inférieure à 10 km devraient avoir la même valeur de PGA qu'un pont situé à 10 km de l'épicentre. Cette condition n'est valable que lorsque la magnitude est égale à 7.

$$PGA = \beta_0 \times e^{\beta_1 \times Repi} \quad (2.6)$$

$$PGA = \beta_0 \times Repi^{\beta_1} \quad (2.7)$$

Où PGA est l'accélération horizontale maximale du sol obtenue, β_0 et β_1 sont les paramètres de l'équation de régression, $Repi$ est la distance épcentrale.

Afin d'affiner ces deux modèles mathématiques (exponentiel et puissance), les paramètres β_0 et β_1 sont réestimés à partir d'une fonction d'Excel, appelée Solveur. Puisque chacun des deux

modèles peut être linéarisé selon une transformation logarithmique, la fonction Solveur applique la loi des moindres carrées en minimisant la somme des carrés des erreurs entre les observations et la courbe de tendance. La figure-A II-1 de l'ANNEXE II présente un exemple de calcul pour M_w 6,0 et un niveau central des GMPEs. Les résultats des modèles de régression ajustés ainsi que leurs coefficients de détermination (R^2) sont présentés pour chaque scénario au tableau suivant.

Tableau 2.2 Les équations des PGA obtenues pour chaque scénario

Évènements sismiques				
Magnitude	Scénarios	Aléa	PGA en (cm/s²)	R²
M_w 5	Sc 1	GMPE-ENA-Low	$141,36 \times e^{-0,06 \times R_{epi}}$	0,990
	Sc 2	GMPE-ENA-Median	$279,81 \times e^{-0,07 \times R_{epi}}$	0,996
	Sc 3	GMPE-ENA-High	$568,34 \times e^{-0,10 \times R_{epi}}$	0,995
M_w 6	Sc 4	GMPE-ENA-Low	$306,60 \times e^{-0,05 \times R_{epi}}$	0,992
	Sc 5	GMPE-ENA-Median	$545,34 \times e^{-0,06 \times R_{epi}}$	0,995
	Sc 6	GMPE-ENA-High	$978,44 \times e^{-0,06 \times R_{epi}}$	0,985
M_w 7	Sc 7	GMPE-ENA-Low	$765,17 \times e^{-0,05 \times R_{epi}}$	0,993
	Sc 8	GMPE-ENA-Median	$6879,16 \times R_{epi}^{-0,94}$	0,997
	Sc 9	GMPE-ENA-High	$13597,78 \times R_{epi}^{-1,00}$	0,996

Le coefficient de détermination (R^2) représente la proportion de variabilité dans les PGA, expliquée par le modèle de régression correspondant. Il est constaté d'après le tableau 2.2 que tous les coefficients de détermination varient entre 0,985 et 0,997, c'est-à-dire que les modèles de régression expliquent entre 98,5 et 99,7 % de la variabilité des ($PGA_i, R_{epi,i}$), ce qui montre un très bon ajustement. Ceci est aussi observable dans la figure 2.3 où les courbes de régression croisent la majorité des points. Par contre, il existe certains points qui se retrouvent en dehors des courbes de régression. Ces points reflètent les différences entre les PGA des GMPEs et les PGA prévus, obtenues par l'analyse de régression. On peut mentionner par exemple que la différence la plus grande est de 53,27 (cm/s²) soit 0,05 (g). Celle-ci concerne le scénario (Sc7) à une distance épcentrale de 10 km.

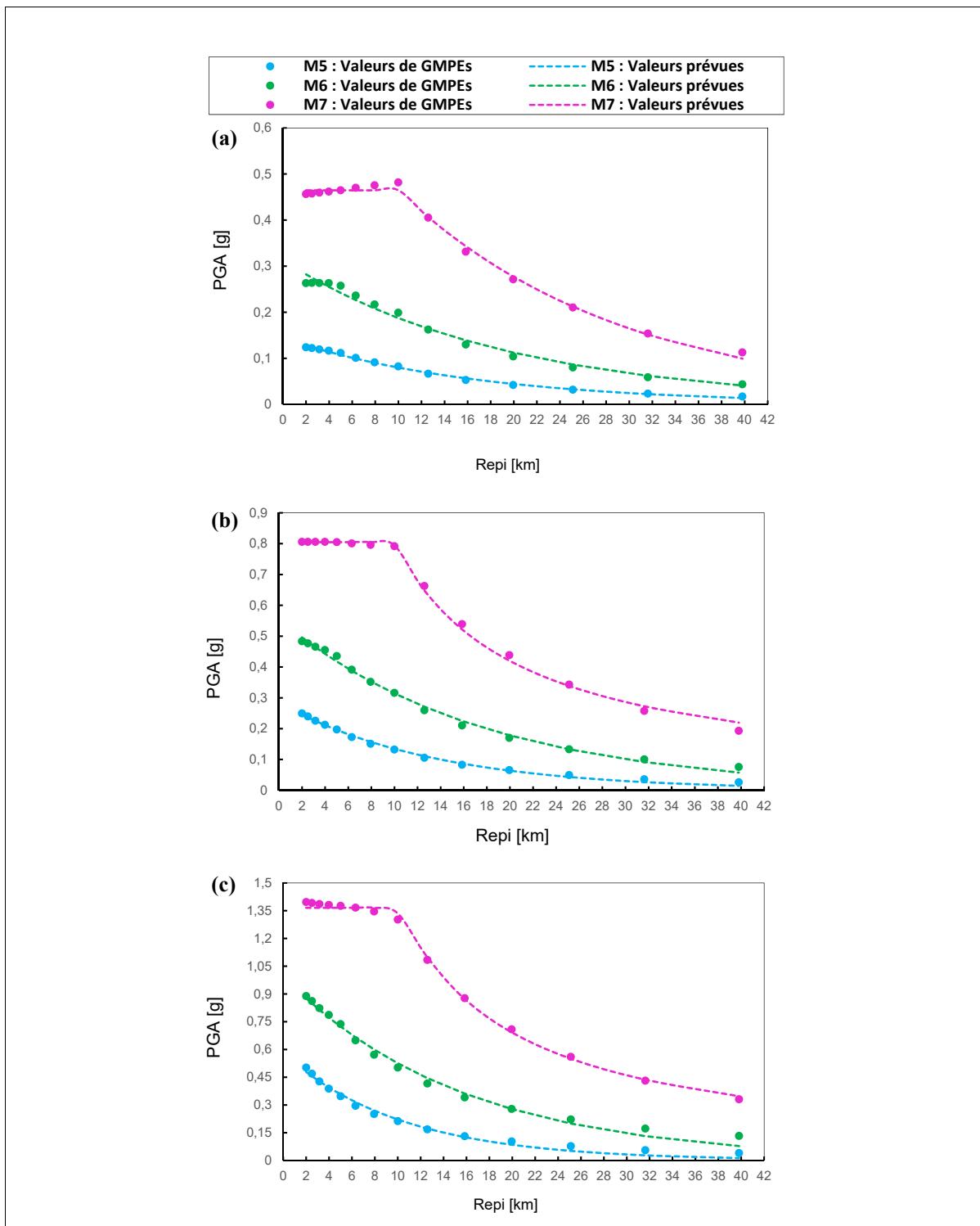


Figure 2.3 Illustration de l'ajustement des PGA correspondant aux magnitudes $M_w 5,0$, $M_w 6,0$ et $M_w 7,0$: (a) pour le niveau inférieur des GMPEs; (b) pour le niveau central des GMPEs; (c) pour le niveau supérieur des GMPEs

2.3 Ajustement de PGA selon le type de sol approprié

Afin de prendre en compte l'effet d'amplification des ondes sismiques par le sol, les codes de conception utilisent des facteurs d'amplification déterminés selon une catégorisation sismique des sites. Dans le code de conception des ponts routiers du Canada, cette classification des sites est définie à partir de la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement dans les premiers 30 mètres du site (\bar{V}_{S30}) (CSA-S6 14). Cinq catégories sismiques sont proposées (A à E) selon la plage de valeur de (\bar{V}_{S30}), la catégorie F étant assignée aux sites exigeant une étude géotechnique (voir Tableau 1.1). Pour l'Est du Canada, une récente étude de microzonage (Nastev et al., 2016) a cartographié cette vitesse selon un modèle géologique en trois dimensions. La carte de microzonage résultante se présente sous forme de points. Elle est reproduite ici par le logiciel Arc GIS afin d'attribuer les différentes catégories d'emplacement sismique aux 119 ponts du réseau. La figure ci-après illustre la distribution des ponts en fonction des catégories d'emplacements sismiques respectives.

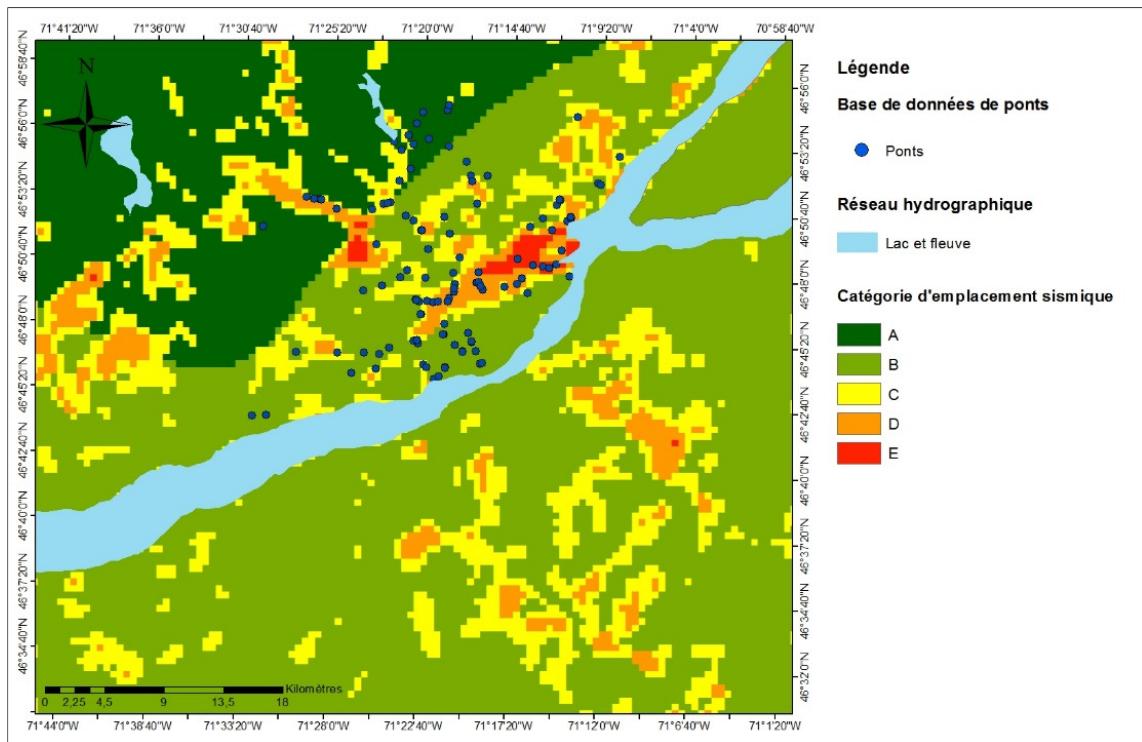


Figure 2.4 Distribution des ponts en fonction des catégories d'emplacement sismique

La superposition de la distribution spatiale des ponts du réseau et des catégories d'emplacements sismiques montre que 8 ponts sont construits sur une roche dure (A); 46 ponts sur une roche (B); 29 ponts sur un sol très dense et roche tendre (C); 31 ponts sur un sol consistant (D) et 5 ponts sur un sol meuble (E).

Tel qu'indiqué précédemment, les GMPEs d'Atkinson et Adams (2013) sur lesquelles on s'est appuyé pour estimer les PGA, donnent toutes les mesures d'intensité en fonction d'un sol de type B/C où la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement \bar{V}_{S30} relative est de 760 m/s. En revanche, Halchuk et al. (2014) ont proposé des facteurs de conversions afin d'obtenir directement ces mesures pour un sol de référence de type C avec une \bar{V}_{S30} de 450 m/s (voir tableau 2.3). À noter que ces facteurs ont été considérés pour le modèle d'aléa sismique de la cinquième (5ème) génération (Canada's 5th generation seismic hazard model) pour être utilisés dans le Code national du bâtiment du Canada 2015 (CNBC2015). Ainsi que ces informations sont fournies par Ressources naturelles Canada sous forme de fichiers ouverts. Les valeurs de PGA estimées à la section précédente sont donc modifiées en les multipliant par le facteur 1,208 pour servir de condition de référence du sol pour la classe C (sol très dense et roche tendre).

Tableau 2.3 Facteurs de conversions de sol B/C vers le sol C
Tiré de Halchuk et al. (2014)

Période (s)	10,0	5,0	2,0	1,0	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02(PGA)	0,01(PGV)
Facteur	1,406	1,481	2,466	1,443	1,369	1,259	1,176	1,14	1,164	1,208	1,369

Par ailleurs, pour tenir compte des différentes catégories d'emplacements sismiques (A, B, C, D et E), le code canadien sur le calcul des ponts routiers exige que la valeur de l'accélération horizontale maximale du sol soit modifiée par un facteur d'amplification du site ($F(PGA)$). Le tableau suivant récapitule les valeurs de $F(PGA)$ en fonction des classes du sol et de l'accélération horizontale maximale de référence (PGA_{ref}).

Tableau 2.4 Valeurs de F(PGA) en fonction de la classe du site et de PGA_{ref}
Tiré de CSA S6-14 (2014)

PGAreff	F(PGA) (sol A)	F(PGA) (sol B)	F(PGA) (sol C)	F(PGA) (sol D)	F(PGA) (sol E)
≤ 0,1	0,62	0,71	1	1,29	1,81
0,2	0,66	0,75	1	1,1	1,23
0,3	0,68	0,78	1	0,99	0,98
0,4	0,7	0,8	1	0,93	0,83
≥ 0,5	0,71	0,81	1	0,88	0,74

Toujours selon le code (CSA S6-14), le PGAreff est calculé à partir de l'équation 2.8 en fonction de l'accélération de la réponse spectrale amortie pour une période de 0,2 seconde ($S_a(0,2)$).

$$PGAreff = \begin{cases} 0,8 \text{ } PGA \text{ si } \frac{S_a(0,2)}{PGA} < 2,0 \\ PGA \text{ si } \frac{S_a(0,2)}{PGA} \geq 2,0 \end{cases} \quad (2.8)$$

Cela signifie qu'il faut également estimer les valeurs de $S_a(0,2)$ associées aux emplacements des ponts. Pour ce faire, une analyse de régression est réalisée sur les ($S_a(0,2)$) données par GMPEs en suivant la même procédure que celle décrite à la section 2.2.2. Les résultats sont présentés au tableau-A II-1 et à la figure-A II-2 de l'ANNEXE II en représentant pour chaque scénario l'équation et le graphique du modèle respectif. Pour les neuf scénarios, il est ressorti que les modèles de régression obtenus montrent encore une fois un très bon ajustement. En effet, tous les points exprimant les variables ($S_a(0,2)_i$, R_{epi_i}) sont très proches des courbes de régression. Aussi, les coefficients de détermination R^2 varient entre 0,993 et 0,999, c'est-à-dire que toutes les relations entre les variables ($S_a(0,2)_i$, R_{epi_i}) sont très fortes, voire parfaites. De la même manière, les valeurs de $S_a(0,2)$ sont multipliées par le facteur 1,176 (voir tableau 2.4) pour servir de condition de référence du sol de type C et déterminer par la suite les PGAreff. Les valeurs intermédiaires de PGAreff sont calculées par interpolation linéaire comme il est exigé par le code canadien (CSA, 2014). Finalement, chacune des 119 valeurs de PGA est corrigée selon le type de sol approprié en la multipliant par le facteur d'amplification F(PGA) correspondant.

2.4 Résultats des PGA

Les résultats de l'accélération horizontale maximale du sol des neuf scénarios considérés sont intégrés au système d'information géographique (SIG) pour être visualisés et évalués. Les figures 2.5, 2.6 et 2.7 présentent respectivement les PGA en unité de g, correspondants aux magnitudes M_w 5,0, M_w 6,0 et M_w 7,0 pour les niveaux inférieur, central et supérieur des GMPEs. Les PGA sont illustrés sous la forme de losanges colorés avec une gradation de couleurs allant : du bleu clair au rouge pour M_w 5,0; du jaune au bleu pour M_w 6,0; et du rouge bordeaux au bleu foncé pour M_w 7,0. Sur chaque figure les couleurs sont assignées à une plage des valeurs de PGA.

Les résultats montrent clairement que les différentes valeurs de PGA sont proportionnelles aux magnitudes et aux trois niveaux des GMPEs. En effet, les valeurs varient entre 0,02 et 0,55 (g) pour M_w 5,0, entre 0,05 et 1,02 (g) pour M_w 6,0, alors qu'entre 0,14 et 1,67 (g) pour M_w 7,0. En outre, il est remarqué que la majorité des PGA les plus élevés sont adjacents à l'épicentre ce qui est attendu, puisqu'ils dépendent de la distance épcentrale. Cependant, il existe certains PGA qui sont moins élevés que d'autres plus éloignés de l'épicentre. Ceci est dû essentiellement aux effets de site. Comme il est montré au tableau 2.5 et à la figure 1.5 du chapitre 1, l'accélération horizontale maximale du sol peut être diminuée au moyen des facteurs ($F(PGA)$) exigés par le code dans deux cas. Dans le premier cas lorsqu'il s'agit d'un sol de type (A ou B). Dans le deuxième cas lorsqu'il s'agit à la fois d'un sol de type (D ou E) et d'un PGA_{ref} supérieur à 0,3.

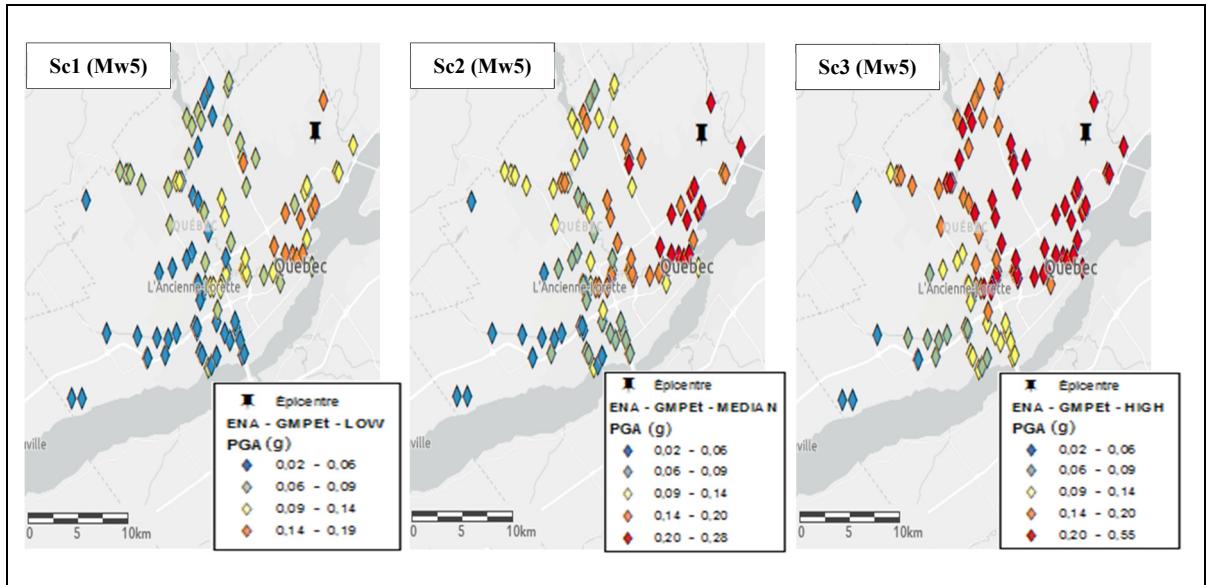


Figure 2.5 Résultats des PGA correspondant à la magnitude M_w 5,0 et aux trois niveaux des GMPEs

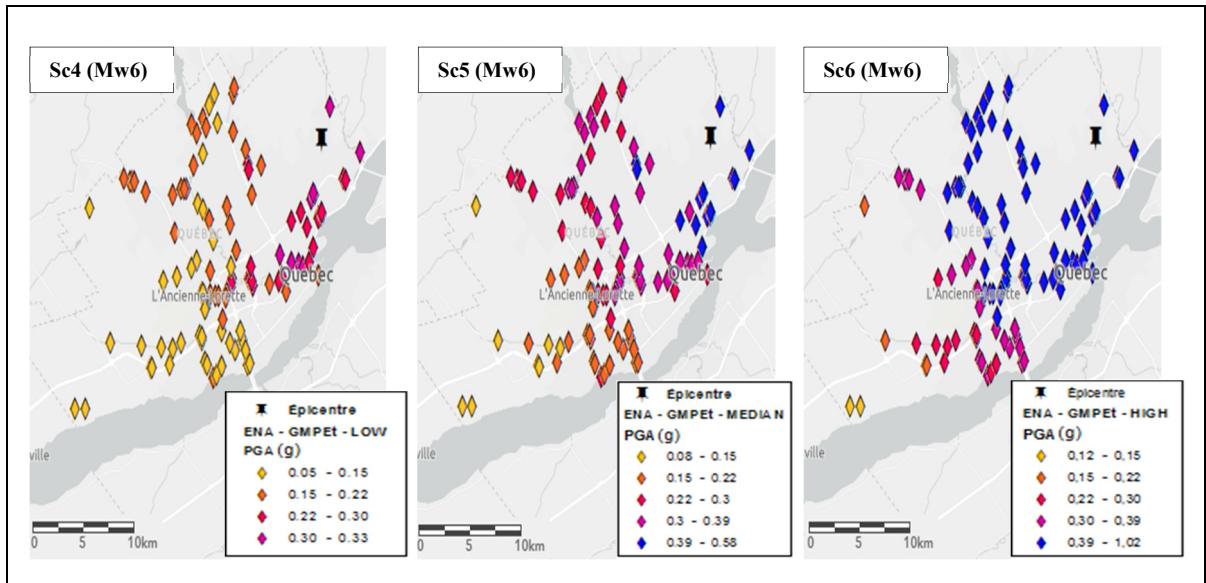


Figure 2.6 Résultats des PGA correspondant à la magnitude M_w 6,0 et aux trois niveaux des GMPEs

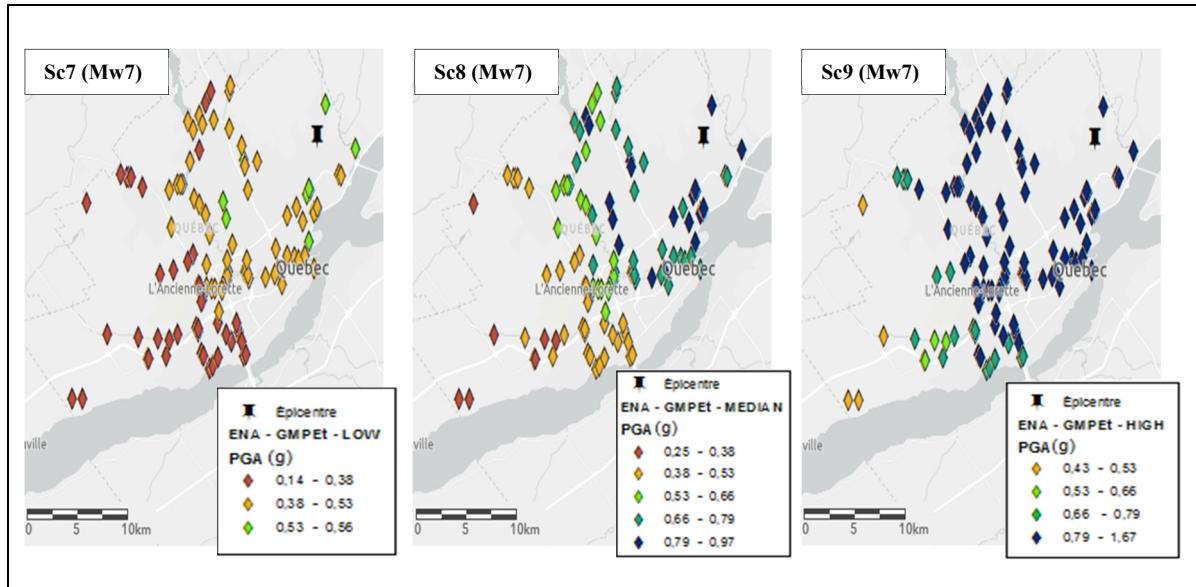


Figure 2.7 Résultats des PGA correspondant à la magnitude M_w 7,0 et aux trois niveaux des GMPEs

2.5 Synthèse

Les neuf scénarios sismiques sont identifiés à l'aide d'une analyse de régression réalisée sur les équations de prédiction du mouvement du sol (ENA-GMPEs). Cette analyse permet de générer une distribution spatiale de la mesure d'intensité (PGA), qui est fonction de la magnitude M_w et de la distance épcentrale R_{epi} . En se basant sur le code canadien sur le calcul des ponts routiers, le PGA est ajusté selon le type de sol approprié pour intégrer l'effet d'amplification des ondes sismiques correspondant à l'emplacement de chaque pont. Les résultats obtenus tiennent alors compte de l'aléa sismique de la région ciblée (Ville de Québec), et, sont prêts à être utilisés pour évaluer l'impact des scénarios sismiques sur les 119 ponts étudiés (voir chapitre 4).

CHAPITRE 3

INVENTAIRE DE PONTS ET FONCTIONS DE FRAGILITÉ

Ce chapitre vise à construire un inventaire de ponts et à évaluer la performance sismique de chaque pont du réseau. Les ponts individuels seront classés selon le type de matériau et le système structural afin de correspondre aux catégories pour lesquelles les données de fragilité sont générées. Une étude statistique sera ensuite réalisée sur l'inventaire pour examiner les caractéristiques affectant la fragilité des ponts. Le chapitre proposera aussi un modèle de base pour intégrer des données de fragilité respectives pour chaque classe de ponts.

3.1 Réalisation de l'inventaire

Un inventaire de pont permet de répertorier un ensemble de structures. Il peut être réalisé à l'échelle locale des ponts ou à l'échelle régionale soit, en se fondant sur les bases de données du département des transports, soit en interprétant des données des ponts municipaux (Abo El Ezz et al., 2018). Bien que les informations fournies par la Ville de Québec ne donnent pas une description complète de chaque pont du réseau, elles permettent d'obtenir une classification des ponts typiques pour laquelle les courbes de fragilité ont été générées dans de précédentes études (HAZUS-MH, 2011; Nielson, 2005; Padgett et al., 2010; Tavares, 2012).

Le type de pont de la base de données a d'abord été identifié par Hida (2009) à partir de la classification du MTQ. Celle-ci est basée essentiellement sur le matériau principal de construction et sur le fonctionnement mécanique qui est caractérisé par le mode de transmission des charges aux appuis. Cette classification est présentée en ANNEXE VI. D'autres critères ont été aussi ajoutés pour préciser le type du pont, tel que le type de section transversale (pont dalle ou pont à poutre) ou la disposition en plan (droit, avec biais ou courbe), etc. (MTQ 2013). Au total, 5 groupes et 16 types MTQ sont assignés aux 119 ponts du réseau (tableau 3.1).

Tableau 3.1 Classification des ponts selon MTQ

Groupe	Description	Type de ponts du MTQ
Ponceau	Ponceau de type dalle pleine en béton armé	11
	Ponceau de type portique en béton armé	12
Pont à dalle épaisse	Dalle pleine en béton armé	31
	Portique en béton armé	35
	Pont à bâche en béton armé	38
	Pont à bâche en béton précontraint	39
Pont à poutre à âme pleine	Poutres en béton armé	41
	Poutres en béton précontraint préfabriquées	42
	Poutres en béton précontraint coulées en place	43
	Poutre en acier	44
	Pont acier-bois	45
	Portique en béton (avec tablier à poutre et dalle)	47
	Poutres en acier enrobées de béton	52
Pont à poutre-caissons	Poutres-caissons en acier	58
Pont à poutre triangulées	Pont à tablier inférieur en acier	61
	Pont de type Pony-Warren en acier	63

Le nombre et la continuité des travées sont ensuite tirés de la base de données de la VdQ pour associer chacun des 119 ponts à l'une des huit classes indiquées au tableau 3.2 (voir ANNEXE VI). Les sept classes principales (SS - Concrete, SS - Steel, MSC - Steel, MSC - Concrete, MSC - Slab, MSSS - Steel, MSSS - Concrete) sont établies selon la méthodologie appliquée par Nielson (2005) et Tavares (2012) dans leurs études sur le développement des courbes de fragilité. Leur taxonomie est basée sur la section transversale; pont dalle ou pont à poutre, sur le type de matériau des poutres; béton ou acier, ainsi que sur le type de travée et les conditions d'appuis; travée unique simplement appuyée (SS pour « single span »), travées multiples simplement appuyées (MSSS pour « Multiple spans simply supported ») ou travée multiple continue (MSC pour « Multiple spans continuous »). La classe (Others) est issue de la classification d'Hazus qui est basée principalement sur la conception sismique, le nombre et la continuité de travées, le type de structure, le type de pile, le type de culée et le type de l'appareil d'appui. À noter que les huit classes sont définies en fonction d'une hypothèse selon laquelle les ponts d'une même classe présenteraient des réponses similaires à l'excitation sismique.

Tableau 3.2 Huit classes considérées pour l'étude de fragilité

Classes des ponts de l'étude	Quantité	Pourcentage (%)	Désignation d'Hazus
SS - Concrete	33	27,73 %	HWB3
SS - Steel	2	1,68 %	HWB3
MSC - Steel	1	0,84 %	HWB15, HWB26
MSC - Concrete	23	19,33 %	HWB10, HWB22
MSC - Slab	3	2,52 %	HWB10, HWB22
MSSS - Steel	1	0,84 %	HWB12, HWB24
MSSS - Concrete	21	17,65 %	HWB5, HWB17
Others	35	29,41 %	HWB28
Total	119	100,00 %	-

Au total, 35 (29,41 %) des 119 ponts sont à travée unique et 49 (41,18 %) des ponts sont à travées multiples dont 27 (22,69 %) continues et 22 (18,49 %) simplement appuyées. Les ponts fabriqués en béton représentent 66,83 % des ponts alors que seulement 3,36 % des ponts sont en acier. La classe (Others) inclut tous les ponts qui ne sont pas classés dans l'une des sept classes principales, c'est-à-dire, les ponceaux de type dalle pleine en béton armé, les ponceaux de type portique en béton armé, les portiques en béton (avec tablier à poutre et dalle), les ponts acier-bois, les ponts à poutres en acier enrobées de béton, les ponts à poutres-caissons en acier, les ponts à tablier inférieur en acier et les ponts de type Pony-Warren en acier.

3.1.1 Analyse statistique

Une fois que les ponts sont identifiés et regroupés selon les huit classes du tableau 3.2, il est nécessaire d'effectuer une analyse statistique pour examiner les caractéristiques qui y sont associées. D'après les données fournies par la VdQ et compilées par (Hida, 2009), les informations suivantes sont obtenues et analysées séparément pour chaque classe de ponts; le nombre de travées, la largeur du pont, l'angle de biais et l'année de construction. Par la suite, leurs mesures de tendance centrale (moyenne, mode et médiane) et celles de dispersion (écart type) sont calculées à l'aide d'Excel. Ces catégories de données sont importantes puisqu'elles ont été utilisées de la même manière par Nielson (2005) dans la détermination de courbes de fragilité qui correspondent aux huit classes considérées.

3.1.1.1 Nombre de travées

Les résultats de l'analyse statistique des nombres de travées sont présentés dans le tableau 3.3. Les classes (SS - Concrete et SS - Steel) ne sont pas incluses vue qu'il s'agit d'une seule travée. Il est constaté que les écarts types dénotent une faible dispersion des nombres de travées pour les différentes classes de ponts. Les classes (MSSS - Steel, MSSS - Concrete et MSC – Slab) possèdent en moyenne trois travées. Point important, le même nombre de travées a été utilisé par Nielson (2005) et Tavares (2012) pour évaluer la fragilité des ponts à travées multiples. Par ailleurs, la classe (Others) possède, en moyenne le nombre le moins élevé de travées par rapport aux autres classes.

Tableau 3.3 Statistiques sur le nombre de travées

Classes	Moyenne	Médiane	Écart type	Mode*
MSC - Steel	2,00	2,00	-	-
MSC - Concrete	2,00	2,00	-	2,00
MSSS - Steel	3,00	3,00	-	-
MSC - Slab	3,00	3,00	0,82	-
MSSS - Concrete	2,90	3,00	0,75	3,00
Others	1,17	1,00	0,51	1,00

*Le mode représente la valeur la plus fréquente dans un ensemble de données

3.1.1.2 Angle de biais

La majorité des ponts du Québec n'ont pas d'angles de biais (Tavares, 2012). Cependant, plus cet angle est important, plus la réponse d'un pont peut être influencée de manière significative. Ce paramètre est donc étudié pour chaque classe de ponts. Il est à noter qu'aucun pont courbe n'est inclus dans l'inventaire. Le tableau suivant montre le pourcentage des ponts qui ont un angle de biais strictement supérieur à 20°. Au-delà de celui-ci, le pont est considéré comme irrégulier par le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6 14). Les résultats indiquent d'une part que les classes (SS – Concrete et MSC – Concrete) ont le pourcentage le plus élevé de ponts ayant un biais supérieur à 20° soit, 30,3 % et 25 % respectivement. D'autre part, le nombre le plus fréquent (mode) des angles de biais pour les différentes classes de ponts

est de zéro. Toutes les classes de ponts possèdent ainsi un faible biais (moins de 20°), ce qui est cohérent avec les résultats de Tavares (2012) et de (Nielson, 2005). Conformément à la recommandation de ces auteurs les courbes de fragilité sont développées sans considérer l'angle de biais. Si nécessaire, HAZUS-MH (2011) fournit une méthodologie afin d'ajuster les courbes de fragilité en fonction de ce paramètre (FEMA, 2003), ce qui n'est pas appliqué ici.

Tableau 3.4 Statistiques sur l'angle de biais

Classes	Moyenne (Deg)	Médiane (Deg)	Écart type (Deg)	Mode* (Deg)	> 20° (%)
SS - Concrete	10,70	0	16,29	0	30,30
SS - Steel	4,50	5	4,50	-	0
MSC - Steel	0	0	0	-	0
MSC - Concrete	12	4	14,43	0	25
MSSS - Steel	0	0	0	-	0
MSC - Slab	0	0	0	0	0
MSSS - Concrete	6	0	11,93	0	19,05
Others	4	0	11,50	0	11,43

*Le mode représente la valeur la plus fréquente dans un ensemble de données

3.1.1.3 Année de construction

L'année de construction est utilisée pour déterminer si les ponts ont été conçus avant ou après l'introduction des exigences parassismiques dans les codes et normes. Comme indiqué précédemment, près de 70 % des ponts sous responsabilité du MTQ ont été construits avant l'introduction des exigences de conception parassismique, soit avant 1975 (FEMA, 2003). Le début des années 1990 marque l'introduction de l'utilisation des technologies parassismiques sur les ponts en Amérique du nord (l'isolation sismique de la base et l'usage d'amortisseurs et de transmetteurs de chocs sismiques) (Guizani, 2007). En observant les résultats du tableau 3.5, on constate que les ponts des classes (MSSS – Steel et MSC – Steel) sont les plus récents du réseau avec une année de construction moyenne en 1996. En revanche, 60,5 % des ponts du réseau appartenant aux autres classes ont été construits avant 1975 et sont vulnérables aux séismes.

Tableau 3.5 Statistiques sur l'année de construction

Classes	Moyenne (Année)	Médiane (Année)	Écart type (Année)	Mode* (Année)	< 1975 (%)	< 1990 (%)
SS - Concrete	1977	1975	16,90	2004	48,48	75,76
SS - Steel	1976	1976	12,50	-	50	100
MSC - Steel	1996	1996	0	-	0	0
MSC - Concrete	1973	1971	13,35	1962	69,57	86,96
MSSS - Steel	1994	1994	0	-	0	0
MSC - Slab	1957	1965	13,49	-	100	100
MSSS - Concrete	1970	1970	3,57	1970	95,24	100
Others	1970	1977	19,63	1980	45,71	80

*Le mode représente la valeur la plus fréquente dans un ensemble de données

3.1.1.4 Largeur du pont

La largeur du pont enregistrée dans la base de données de la VdQ est la largeur hors-tout du tablier. Les résultats de ce paramètre sont présentés dans le tableau suivant. Les largeurs du tablier de toutes les classes varient en moyenne entre 11,72 et 17,47 mètres. Les ponts de classes MSSS – Concrete ont la plus grande largeur moyenne par rapport aux autres classes de ponts. En outre, les ponts en acier à travée unique et les ponts en acier à travées multiples continues ont quasiment la même largeur du tablier.

Tableau 3.6 Statistiques sur largeur du pont

Classes	Moyenne	Médiane	Écart type	Mode*
SS - Concrete	14,45	12,40	5,53	-
SS - Steel	13,56	13,56	0,75	-
MSC - Steel	13,60	13,60	-	-
MSC - Concrete	16,63	14,75	5,52	19,51
MSSS - Steel	11,72	11,72	-	-
MSC - Slab	11,80	12,20	2,47	-
MSSS - Concrete	17,47	17,07	6,10	10,40
Others	12,14	10,23	6,43	-

*Le mode représente la valeur la plus fréquente dans un ensemble de données

3.1.2 Incertitudes sur l'inventaire

Puisque l'évaluation de la fragilité des sept classes principales des ponts du réseau sera basée sur les données de Nielson (2005) et Tavares (2012), il est nécessaire de connaître les différents facteurs et les méthodes utilisées pour intégrer les incertitudes sur leurs inventaires. Les deux auteurs ont utilisé plusieurs paramètres affectant la réponse sismique dans la définition des modèles analytiques des ponts typiques. On retrouve d'une part, des paramètres géométriques; le nombre des travées, la largeur du pont, la hauteur des colonnes et la longueur totale du tablier et, d'autre part, des paramètres structuraux; la limite d'élasticité du béton et de l'acier et la rigidité des culées, la rigidité des appuis et des fondations. Parmi les autres propriétés, on peut citer; l'influence de l'amortissement, de la longueur d'assise et de la masse du pont. Néanmoins, tous ces derniers peuvent varier d'une structure à autre. Par exemple, si l'on considère le nombre de travées, il est difficile de dire qu'un pont à deux travées présente théoriquement le même comportement qu'un pont à quatre travées. Alors, pour évaluer cette variabilité et savoir son impact sur la réponse de la structure, Tavares (2012) et Nielson (2005) ont effectué une étude de dépistage ou de sensibilité pour les différents paramètres inclus dans leurs modélisations. Ils ont développé huit blocs statistiques pour les paramètres géométriques pour chaque classe de ponts. Ces paramètres sont distribués selon des lois de probabilité (normale, log-normale) et sont ensuite échantillonnés en utilisant la méthode d'échantillonnage stratifié, appelée « Latin Hypercube Sampling – LHS ». Cette dernière consiste à subdiviser la distribution cumulative de chaque variable en N intervalles équiprobables, puis à sélectionner au hasard une valeur de chacun de ces intervalles. Les valeurs obtenues sont appariées aléatoirement avec les autres variables. L'avantage de cette technique est de représenter l'éventail de tous les paramètres géométriques pour l'ensemble des échantillons correspondant à chaque classe de ponts. Par ailleurs, les paramètres structuraux ont été traités par l'approche du plan factoriel 2^k , où k représente le nombre des facteurs, où chacun des facteurs a deux niveaux possibles qui sont notés par le niveau supérieur (+) et le niveau inférieur (-). Vu qu'il est possible de sacrifier certaines informations, ce plan a été ensuite réduit par une fraction de 2^p pour créer un plan factoriel fractionnaire comportant 2^{k-p} combinaisons de traitement, et, produisant les effets principaux des paramètres considérés. Par conséquent, un plan 2^5 où ($K -$

$P = 5$) qui comporte 32 essais a été défini par les deux auteurs. Ces essais sont séparés en huit blocs soit, quatre essais par bloc pour tenir compte de la géométrie. Finalement, chaque série de 32 essais est soumise à un ensemble de mouvement du sol correspondant aux régions d'intérêt et une étude de variance (ANOVA) est effectuée afin de révéler les paramètres significatifs. La figure 3.1 montre ceux qui sont étudiés par Tavares (2012) pour les cinq classes de ponts tandis que la figure 3.2 présente les paramètres structuraux les plus significatifs pour chacune des neuf classes de ponts établies dans l'étude de Nielson (2005).

Parameter	MSC			MSSS	
	slab	concrete	steel	concrete	steel
Geometry	✓	✓	✓	✓	✓
Concrete strength			✓	✓	✓
Steel strength			✓		
Initial stiffness elastomeric bearing pads	✓	✓	✓	✓	✓
Initial abutment passive stiffness	✓	✓	✓	✓	✓
Initial abutment active stiffness	✓	✓	✓	✓	✓
Abutment footing rotational stiffness			✓		
Abutment footing horizontal translation stiffness			✓		✓
Mass		✓	✓	✓	✓
Damping	✓	✓	✓		✓
Abutment gap	✓	✓	✓	✓	✓
Deck gap					
Foundation column connection type	✓	✓	✓		
Skew angle	✓	✓	✓	✓	✓

Figure 3.1 Paramètres significatifs des cinq classes de ponts à travées multiples
Tirée de Tavares (2012)

Bridge Description	Parameter 1	Parameter 2	Parameter 3
MSC Concrete	Act - Abut Stiff	Abutment Gap	Dowel Strength
MSC Slab	Act - Abut Stiff	Brg Pad Friction	Dowel Strength
MSC Steel	Abutment Gap	Act - Abut Stiff	Fxd Brg Stiff
MSSS Concrete	Act - Abut Stiff	Brg Pad Friction	Fnd Rot Stiff
MSSS Concrete-Box	Act - Abut Stiff	Dowel Strength	Brg Pad Stiff
MSSS Slab	Act - Abut Stiff	Brg Pad Friction	Abutment Gap
MSSS Steel	Damping Ratio	Fxd Brg Stiff	Act - Abut Stiff
SS Concrete	Pass - Abut Stiff	Brg Pad Friction	Act - Abut Stiff
SS Steel	Exp Brg Friction	Act - Abut Stiff	Fxd Brg Friction

Figure 3.2 Paramètres structuraux les plus significatifs
Tirée de Nielson (2005)

3.2 Fonctions de fragilité

Après avoir classé et analysé les ponts du réseau, cette étape consiste à utiliser les courbes de fragilité en tant que modèle mathématique discret pour estimer leurs états de dommages. Comme discuté précédemment, les fonctions de fragilité liées aux classes de ponts peuvent être déterminées en combinant la demande et les capacités des composantes (les états limites). En suivant une distribution log-normal, la probabilité d'atteindre les différents niveaux de dommages (léger, modéré, étendu ou complet) en fonction de PGA est calculée comme suit :

$$P[D \geq (C|PGA)] = \phi \left(\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_{(D|PGA)}^2 + \beta_c^2}} \right) \quad (3.1)$$

Où ϕ est la fonction de distribution normale cumulative, S_d est la valeur médiane de la demande sismique représentée en fonction de PGA, S_c est la valeur médiane de la capacité et, $\beta_{(D|PGA)}$ et β_c indiquent les écarts types logarithmiques de la demande et de la capacité respectivement. En remplaçant la médiane de la demande par les paramètres de régression des modèles probabilistes de demande sismique, l'équation peut être exprimée par :

$$P[D \geq (C|PGA)] = \phi \left(\frac{\ln(PGA) - \ln\left(\frac{\ln(S_c) - \ln(a)}{b}\right)}{\sqrt{\frac{\beta_{(D|PGA)}^2}{b} + \beta_c^2}} \right) \quad (3.2)$$

Après une simplification de l'équation 3.2 on obtient :

$$P[D \geq (C|PGA)] = \phi \left(\frac{\ln(PGA) - \ln(m_d)}{\beta} \right) \quad (3.3)$$

Où $m_d = e^{\frac{\ln(S_c) - \ln(a)}{b}}$ et, représente la valeur médiane de PGA correspondant à un état limite choisi, a et b sont les coefficients de régression des PSDMs, tandis que l'écart type des

composantes est représenté par : $\beta_{comp} = \sqrt{\frac{\beta^2(D|PGA)^{+\beta^2_c}}{b}}$. Finalement, le système global du pont est supposé atteindre un état de dommage (DS pour « damage state ») particulier lorsqu'au moins l'un de ses composants atteint cet état de dommage.

3.2.1 Modèle de base

Comme mentionné précédemment, les analyses de Tavares (2012), Nielson (2005) et HAZUS-MH (2011) HAZUS ont fourni les fonctions de fragilité pour cette étude. Le modèle de base est donc établi en attribuant à chaque classe de ponts, les données de fragilité les plus appropriées.

À titre comparatif, les courbes de fragilité utilisées actuellement dans HAZUS-MH (2011) ont été développées par Basöz et Mander (1999) en utilisant la méthode de la capacité spectrale évoquée à la section 1.8.3.1. Les valeurs médianes ont été estimées pour chacune des 28 classes de ponts aux États-Unis, tandis qu'une seule valeur constante d'un écart type logarithmique ($\beta = 0,6$) a été utilisée pour ces différentes classes. En revanche, les courbes de fragilité développées par Nielson (2005) ont été générés pour neuf classes de ponts typiques (SS Concrete, SS Steel, MSC Concrete, MSC Steel, MSC Slab, MSSS Concrete, MSSS Steel, MSSS Slab, MSSS Concrete-box) au centre et le sud-est des États-Unis (CSUS). Des analyses temporelles non linéaires ont été effectuées avec une série combinée de deux accélérogrammes artificiels représentatifs de la région. En intégrant tous les paramètres influençant la réponse sismique, 96 analyses ont été générées par classes pour définir les modèles probabilistes de demande sismique (PSDM). Ceux-ci, ont été ensuite comparés aux états limites prédéfinis des composantes de ponts et une simulation Monte-Carlo a été réalisée afin d'établir les courbes de fragilité pour le système global du pont. De la même manière, au Québec, Tavares (2012) a développé des courbes de fragilité pour cinq classes de ponts à travées multiples (MSC Concrete, MSC Steel, MSC Slab, MSSS Concrete, MSSS Steel) en utilisant la base de données

du MTQ. Une série de quatre accélérogrammes artificiels développées par (Atkinson, 2009) pour l'Est du Canada a été utilisée. Au total, 128 analyses ont été générées par classes pour les différentes catégories d'emplacement sismiques (A, B, C, D et E). Les résultats proposés par Tavares (2012) et Nielson (2005) sont respectivement présentés au tableau 3.7 et au tableau 3.8, en fonction des classes de ponts, des valeurs médianes de PGA et des écarts types.

Tableau 3.7 Valeurs médianes de PGA et écarts types donnés par Tavares (2012)

Classes	Léger		Modéré		Étendu		Complet	
	med	Dis	med	Dis	med	Dis	med	Dis
MSSS - Concrete	0,81	0,76	1,12	0,77	1,48	0,87	2,76	0,86
MSSS - Steel	2,54	1,38	N/A	-	N/A	-	N/A	-
MSC - Concrete	0,64	0,73	1,00	0,73	1,42	0,86	N/A	-
MSC - Steel	0,77	0,69	1,16	0,68	1,62	0,86	N/A	-
MSC - Slab	0,60	0,61	0,9	0,6	1,21	0,72	2,48	0,7

Tableau 3.8 Valeurs médianes de PGA et écarts types donnés par Nielson (2005)

Classes	Léger	Modéré	Étendu	Complet	Dispersion
SS - Concrete	0,35	1,33	1,83	2,50	0,9
SS - Steel	0,64	1,19	1,59	2,59	0,6
MSSS - Concrete	0,20	0,63	0,91	1,28	0,7
MSSS - Steel	0,24	0,45	0,58	0,85	0,5
MSSS Concrete-Box	0,22	0,69	1,31	3,39	0,8
MSSS Slab	0,17	0,51	0,91	1,87	0,8
MSC - Concrete	0,16	0,53	0,75	1,00	0,7
MSC - Steel	0,19	0,32	0,41	0,51	0,5
MSC - Slab	0,17	0,49	0,86	2,39	0,7

En s'appuyant sur ces informations, le choix des paramètres de fragilité (valeurs médianes et écarts types) pour les huit classes de ponts du réseau est présenté au tableau 3.9 et à la figure 3.3. Pour les classes de ponts à travées multiples, le choix se porte sur les résultats de Tavares (2012), car ils sont basés à la fois sur l'aléa de la même région que cette étude (Québec) et aussi, sur l'inventaire de ponts Québécois. Si on compare par exemple les ponts à poutres en

acier à travées multiples du Québec avec ceux du centre et sud-est des États-Unis utilisés par Nielson (2005), on retrouve qu'au Québec les ponts sont construits principalement avec des appareils d'appuis en élastomère alors qu'au centre et le sud-est des États-Unis, les ponts sont construits avec des appareils d'appuis en acier. Cette différence peut influencer la fragilité de ce type de ponts vu que les appareils d'appuis en élastomère peuvent supporter un déplacement plus important et, par conséquent, dissiper plus d'énergie que les appareils d'appuis en acier. D'autre part, les paramètres de fragilité de Nielson (2005) sont attribués aux classes de ponts à travée unique. Ce choix se justifie par le fait que l'auteur a utilisé la méthode de l'analyse temporelle non linéaire qui est considérée plus fiable que celle de la capacité spectrale utilisée pour (HAZUS-MH, 2011). Autrement dit, la méthode de la capacité spectrale ne prend pas en compte tous les effets dynamiques de la réponse du pont. De plus, Hazus généralise la classification des ponts. On constate par exemple que les deux classes de ponts à travée unique (SS – Concrete et SS – Steel) s'accordent avec une seule classe d'Hazus (HWB3) (voir tableau 3.2). Afin de compléter l'analyse de cette partie de l'étude, les paramètres de fragilité d'Hazus sont attribués à la classe (Others) conformément à la désignation HWB28. Les résultats de ces paramètres sont tirés de (Basöz et Mander, 1999).

À l'instar de Nielson (2005), les dispersions fournies par Tavares (2012) et énumérées dans le tableau 3.7 sont simplifiées pour chaque classe de ponts. Par exemple, les dispersions pour le pont MSSS - Concrete pour les dommages légers à complets sont calculées à 0,76; 0,77; 0,87 et 0,86 respectivement. Par conséquent, il est raisonnable d'attribuer une dispersion de 0,8 à tous les états d'endommagement du pont MSC Slab.

Tableau 3.9 Valeurs médianes de PGA proposées

Classes	Léger	Modéré	Étendu	Complet	Dispersion
SS - Concrete	0,35	1,33	1,83	2,50	0,9
SS - Steel	0,64	1,19	1,59	2,59	0,6
MSSS - Concrete	0,81	1,12	1,48	2,76	0,8
MSSS - Steel	2,54	N/A	N/A	N/A	0,9
MSC - Concrete	0,64	1,00	1,42	N/A	0,8
MSC - Steel	0,77	1,16	1,62	N/A	0,7
MSC - Slab	0,60	0,90	1,21	2,48	0,6
Others	0,8	1,00	1,20	1,7	0,6

D'après la figure 3.3, les ponts à travée unique (SS – Concrete et SS - Steel) sont parmi les ponts les moins fragiles aux états limites de dommage modéré et étendu. Mais la différence n'est pas très importante. Les valeurs médianes de PGA de classes de ponts à travées multiples sont relativement similaires à l'exception de la classe de pont (MSSS – Steel). Cette dernière présente des valeurs médianes de PGA plus élevées et donc une fragilité plus faible, c'est pourquoi la fragilité est négligeable pour les états limites modéré, étendu et complet. De même pour les classes (MSC – Concrete) et (MSC – Steel), la fragilité est négligeable pour l'état limite complet. Les ponts de classe (MSC – Slab) sont un peu plus fragiles par rapport aux autres ponts à travées multiples. Les Figures 3.3, 3.4 et 3.5 présentent les courbes de fragilité pour les huit classes considérées.

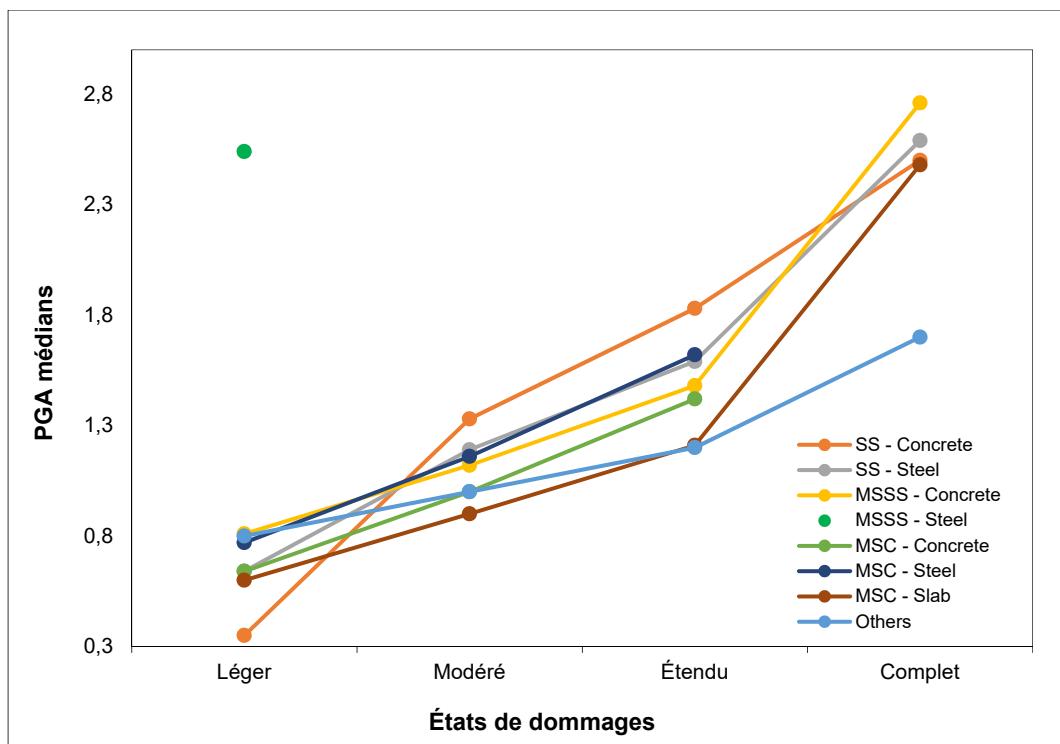


Figure 3.3 Comparaison des valeurs de PGA médians proposées

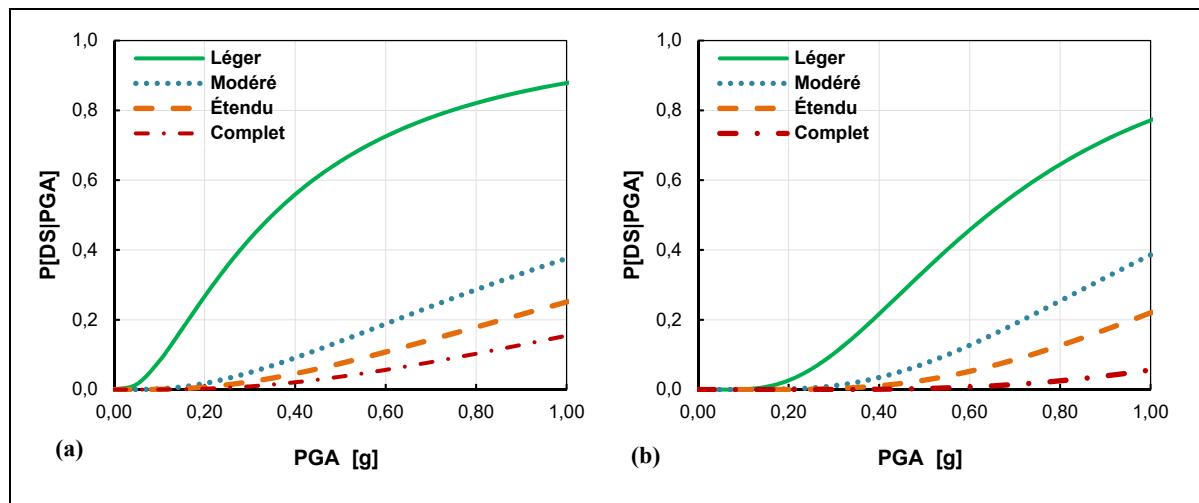


Figure 3.4 Courbes de fragilité pour les ponts à travée unique :
(a) SS – Concrete; (b) SS -Steel

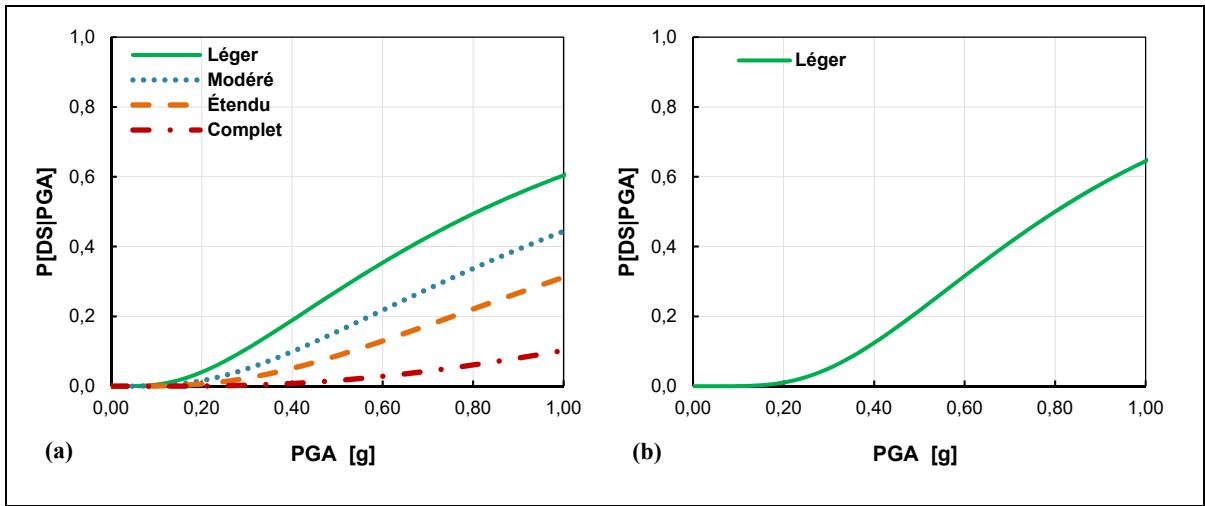


Figure 3.5 Courbes de fragilité pour les ponts à travées multiples simplement appuyées :
(a) MSSS – Concrete; (b) MSSS - Steel

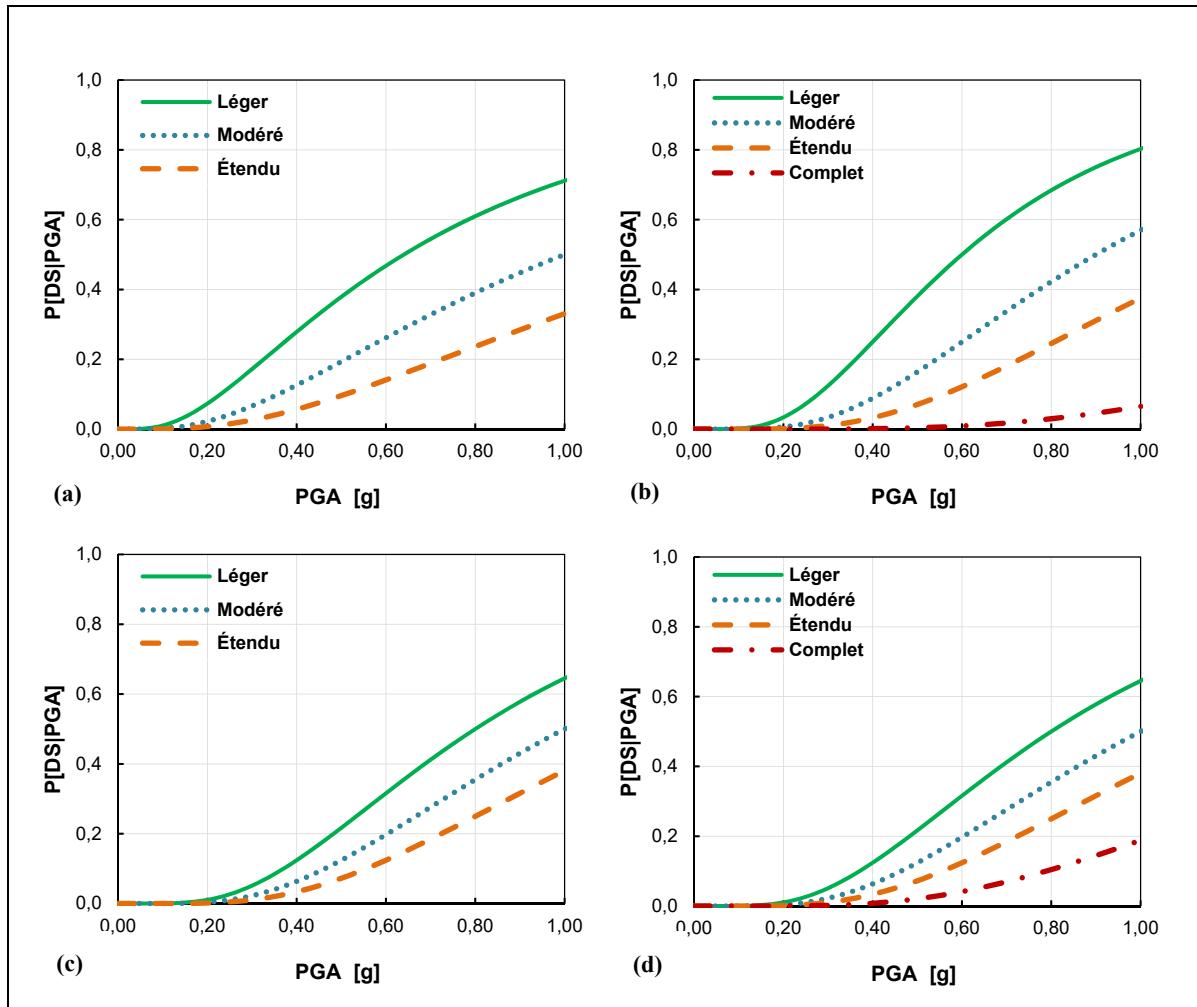


Figure 3.6 Courbes de fragilité pour les ponts à travées multiples continues et pour les ponts appartenant à la classe Others :

(a) MSC – Concrete; (b) MSC - Slab; (c) MSC – Steel; (d) Others

CHAPITRE 4

ÉTUDE D'IMPACTS

Le présent chapitre a pour but d'estimer les impacts des neuf scénarios sismiques considérés. Après l'intégration des données de fragilité aux différentes classes de ponts, chaque scénario sera envisagé avec un épicentre situé à 10 km du centre de la ville de Québec. Un facteur moyen de dommages permettra ensuite de déterminer les états de dommages prévus des ponts du réseau. Enfin, les résultats seront utilisés pour estimer les coûts de réparation et l'état du trafic routier et ainsi planifier les inspections.

4.1 Méthodologie

En utilisant les courbes de fragilité établies dans le modèle de base et les PGA calculés à la section 2.4, les états de dommages et les coûts de réparation peuvent être estimés. Afin d'illustrer la méthodologie utilisée dans cette analyse, un exemple de calcul pour deux ponts est présenté. Les deux ponts sont situés à l'est de la ville de Québec dans l'arrondissement de Beauport. Le premier (pont 1) est un pont à poutres en béton armé, à travées multiples continues (MSC – Concrete) (Figure 4.1), alors que le deuxième (pont 2) est un pont à poutres en béton précontraint préfabriquées, à travées multiples simplement appuyées (MSSS – Concrete) (Figure 4.2). Les catégories générales de données de ces deux ponts sont présentées au tableau 4.1.

Avec un épicentre localisé à une latitude de 46,86 ° nord et une longitude de 71,32° ouest, le scénario 5 (Sc5) correspondant au niveau central des GMPEs et à une magnitude M_w 6,0, est exécuté. Les distances épcentrales des ponts 1 et 2 sont respectivement de 4,33 km et 5,48 km.



Figure 4.1 Photographie du pont 1



Figure 4.2 Photographie du pont 2

Tableau 4.1 Catégories générales de données des ponts

Catégories de données	Pont1	Pont 2
Id MTQ	P000006	P000002
Type du pont selon MTQ	41	42
Géocode	5091465437	5190370
Classe sismique	C	D
Classe du pont	MSC - Concrete	MSSS - Concrete
Année de construction	1972	1966
Nombre de travées	4	3
Largeur du pont	19,51 (m)	13,5 (m)
Type de fondation	Fondations superficielles sur roc	Fondations superficielles sur sol
Type de piles	Piles colonnes	Piles colonnes avec chevêtre
Nombre de poutres	5	4
Complexité structurale	Aucune	Aucune
Type d'appareils d'appuis	Aucun	En élastomère
Valeur de remplacement	878 142 \$	3 301 164 \$

4.1.1 Probabilités des états de dommages

4.1.1.1 Probabilités d'atteindre les états de dommages

Les résultats du scénario 5, obtenus lors de l'évaluation d'aléa, démontrent qu'après la considération d'effets du site, les valeurs de PGA définissant l'intensité sismique à laquelle sont soumis les ponts 1 et 2 sont respectivement de 0,52 (g) et 0,46 (g). Afin de déterminer les probabilités d'atteindre les états de dommages ($PE(DS)$) pour « Exceedance probability of damage states »), ces valeurs sont intégrées à l'équation 3.3 donnant la fonction de distribution normale cumulative de la probabilité de dommages avec les médianes et les écarts types qui sont proposés dans le modèle de base, et, qui concernent les classes (MSC – Concrete) et (MSSS – Concrete). Les résultats montrent qu'à 0,52 (g), le pont 1 appartenant à la classe (MSC – Concrete) a une probabilité de 40 % d'atteindre l'état de dommage léger; 21 % d'atteindre l'état de dommage modéré; et 11 % d'atteindre l'état de dommage étendu. Tandis qu'à 0,46 (g), le pont 2 de classe (MSSS – Concrete) a une probabilité de 24 % d'atteindre l'état de dommage léger; 13 % d'atteindre l'état de dommage modéré; 7% d'atteindre l'état de dommage étendu; et 1 % d'atteindre l'état de dommage complet. Le tableau 4.2 présente les probabilités d'atteindre les états de dommages ($PE(DS)$) pour chacun des deux ponts et les courbes de fragilité correspondantes sont tracées à la figure 4.1 et la figure 4.2.

Tableau 4.2 Probabilités d'atteindre les états de dommages pour les ponts 1 et 2

Ponts	Pont 1	Pont 2
Classes des ponts	MSC – Concrete	MSSS – Concrete
Repi (km)	4,33	5,48
PGA (g)	0,52	0,46
Probabilités d'atteindre les états de dommages (PE(DS))		
PE (Léger)	0,40	0,24
PE (Modéré)	0,21	0,13
PE (Étendu)	0,11	0,07
PE (Complet)	-	0,01

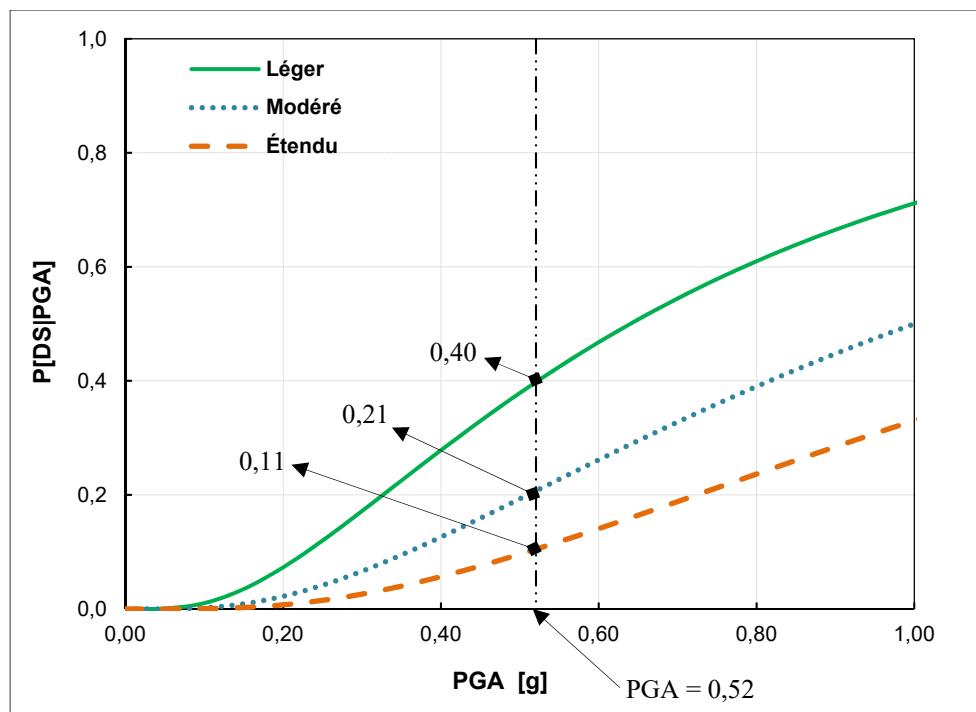


Figure 4.3 Courbe de fragilité du pont 1

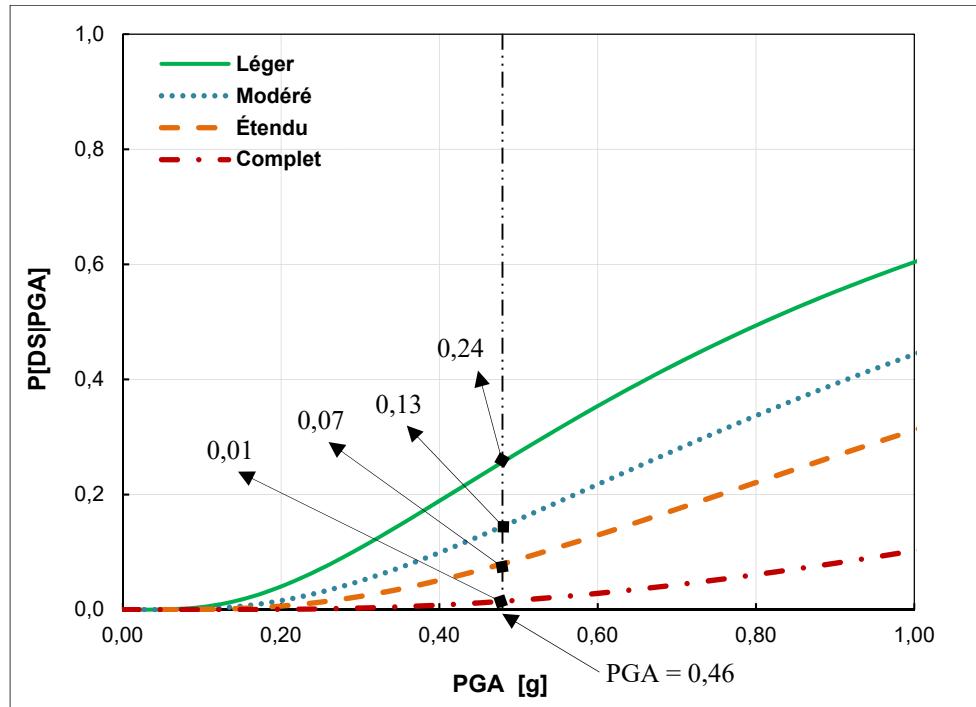


Figure 4.4 Courbe de fragilité du pont 2

4.1.1.2 Probabilités d'être dans chaque état de dommage

Les probabilités d'être dans chaque état de dommages ($P(DS_i)$) sont ensuite calculées par la différence entre les probabilités d'atteindre les états de dommages ($PE(DS)$) à partir des courbes de fragilité et des équations suivantes :

$$P(DS_1) = P(Aucun) = 1 - PE(Léger) \quad (4.1)$$

$$P(DS_2) = P(Léger) = PE(Léger) - PE(Modéré) \quad (4.2)$$

$$P(DS_3) = P(Modéré) = PE(Modéré) - PE(Étendu) \quad (4.3)$$

$$P(DS_4) = P(Étendu) = PE(Étendu) - PE(Complet) \quad (4.4)$$

$$P(DS_5) = P(Complet) = PE(Complet) - 0 \quad (4.5)$$

Les figures 4.5 (a) et 4.5 (b) montrent, respectivement, les probabilités d'être dans chaque état de dommage ($P(DS_i)$) pour les ponts 1 et 2. On remarque que les probabilités les plus élevées se rapportent à l'état de dommage (DS_1). La probabilité d'être dans un état de dommage léger est de 19 % pour le pont 1 et 11 % pour le pont 2. Le pont 1 a une probabilité de 10 % d'être dans un état dommage modéré et 11 % d'être dans un état de dommage étendu. Alors que le pont 2 a une probabilité de 6 % d'être à la fois dans un état de dommage modéré et dans un état de dommage étendu. D'autre part, la probabilité que le pont 1 se retrouve dans un état de dommage complet est nulle, parce que la fragilité associée à la classe (MSC – Concrete) est négligeable pour cet état.

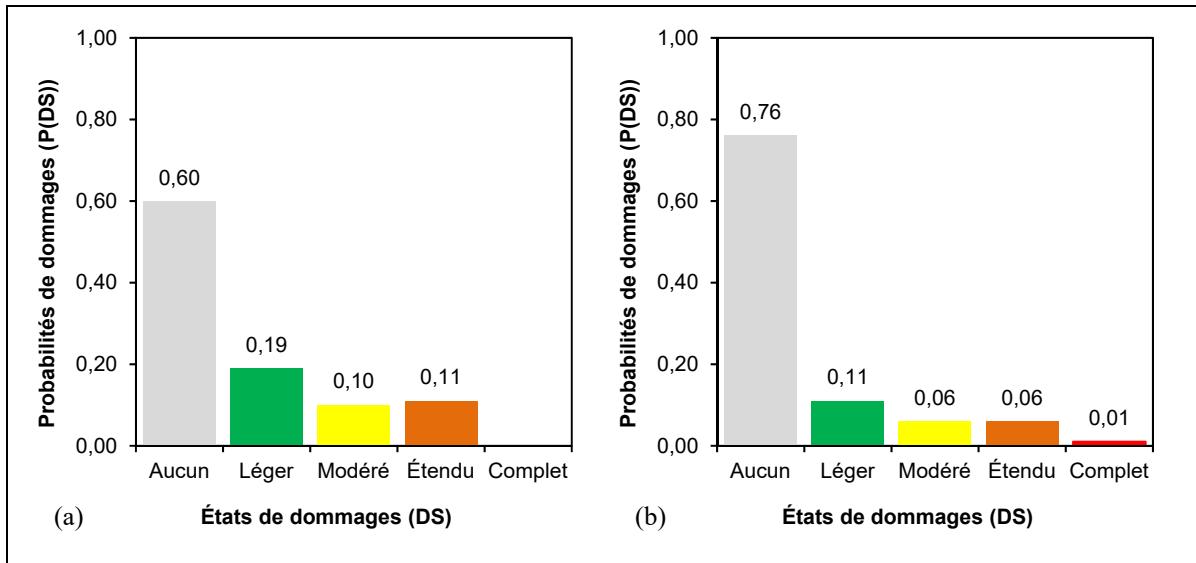


Figure 4.5 Probabilités d'être dans chaque état de dommages pour les ponts 1 et 2 :
 (a) P(DS) pour le pont 1; (b) P(DS) pour le pont 2

4.1.2 Les impacts économiques

Sur la base des résultats de l'évaluation des dommages, les impacts économiques potentiels des ponts sont quantifiés à l'aide d'un facteur de dommage moyen (*MDF*) et d'un écart type du rapport de dommage (σ_D). Le MDF est exprimé sous la forme d'une somme pondérée comme suit :

$$MDF = \sum_{i=1}^4 D_i \times P(DS_i) \quad (4.6)$$

Où (D_i) est le rapport d'endommagement moyen de l'état de dommage i , et, ($P(DS_i)$) est la probabilité d'être dans l'état de dommage i . L'écart type du rapport de dommage quant à lui, est donné par :

$$\sigma_D = \sqrt{\sum_{i=1}^4 (D_i - MDF)^2 \times P(DS_i)} \quad (4.7)$$

4.1.2.1 États de dommages prévus et fonctionnalité

L'objectif consiste d'abord à identifier l'état de dommage prévu au moyen d'un MDF. Vu le manque d'informations concernant les dommages causés par un tremblement de terre pour l'est du Canada, le rapport d'endommagement moyen (D_i) est issu de l'étude de Werner et al. (2006) qui a été faite pour l'outil REDARS (voir section 1.9). En se référant aux événements sismiques antérieurs, les auteurs ont proposé quatre valeurs du (D_i) en termes de proportion du coût de remplacement de l'ouvrage : 3 % du coût de remplacement du pont pour les dommages légers; 25 % pour les dommages modérés; 75 % pour les dommages étendus; et 100 % pour les dommages complets. Il est à noter que la prochaine partie du présent travail considère un deuxième rapport d'endommagement moyen Basöz et Mander (1999) pour intégrer les incertitudes épistémiques liées à l'analyse d'impacts.

En outre, pour identifier la priorité d'inspection et l'état probable du trafic routier, on s'est appuyé sur les informations qui sont fournies par (Lin et al., 2014) pour l'outil Caltrans ShakeCast (voir section 1.9). Le tableau suivant présente les états de dommages qui correspondent à la priorité d'inspection et à l'état probable du trafic routier après un séisme.

Tableau 4.3 États des dommages des ponts correspondant à la priorité d'inspection et l'état probable du trafic routier
Adapté de Lin et al. (2014) et Werner et al. (2006)

État de Dommage	Aucun	Faible	Modéré	Étendu	Complet
Intervalle du rapport de dommage	0	1 % - 5 %	5 % - 50 %	50 % - 80 %	80 % - 100 %
Rapport d'endommagement moyen (D_i)	0	3 %	25 %	75 %	100 %
Priorité d'inspection	Aucune	Faible	Moyenne	Moyenne à élevée	Élevée
État probable du Traffic après évènement	Ouvert au trafic normal sans restriction	Ouvert à un trafic limité Restriction de Vitesse/poids/voie	Véhicule d'urgence seulement Restriction de Vitesse/poids/voie	Fermé jusqu'à étayer /renforce Risque d'effondrement	

Les MDF pour les ponts 1 et 2, calculés avec l'équation 3.3 sont, respectivement, 11,2 % et 7,5 %. Ces valeurs sont associées à l'intervalle du rapport de dommage entre 5 % à 50 %, afin d'identifier les différents impacts. Comme le montre le tableau 4.3, on relève que l'état de dommages prévu pour les deux ponts est un état de dommage modéré. Aussi, les deux ponts sont d'une priorité d'inspection moyenne. De plus, l'état du trafic routier indique que ces ponts prévoient une ouverture à un trafic limité avec une restriction de vitesse, de poids et de voie. Les MDF permettent par ailleurs de prioriser l'inspection des ponts par ordre de priorité décroissante. Par exemple, si l'on compare les valeurs du MDF pour les 119 ponts, on constate que les ponts 1 et 2, sont classés respectivement au deuxième et au huitième rang. Le tableau 4.4 récapitule les résultats obtenus pour ces deux ponts.

Tableau 4.4 États de dommages prévus et fonctionnalité

Ponts	Pont 1	Pont 2
Classes des ponts	MSC – Concrete	MSSS – Concrete
MDF (%)	11,2	7,5
Écart type (σ_D)	0,22	0,20
État de dommage	Modéré	Modéré
État probable du Traffic	Trafic limité avec une restriction de vitesse, poids et nombre de voies	Trafic limité avec une restriction de vitesse, poids et nombre de voies
Priorité d'inspection	Moyenne	Moyenne
Rang de priorité	2	8

Comme l'indique le tableau 4.4, les valeurs de l'écart type (σ_D) pour les deux ponts sont plus élevées que celles du MDF. Ces résultats concordent avec ceux d'autres études qui portaient sur l'estimation des impacts économiques sur un réseau de ponts (Misra et al., 2018; Nilsson, 2008; Padgett et al., 2010). Les grands écarts types sont probablement attribuables au rapport d'endommagement moyen (D_i) qui est basé sur des données d'observation provenant des séismes antérieurs. En observant les valeurs de (D_i) données par REDARS, on constate qu'un rapport correspondant à un état de dommage étendu est 3 fois plus élevé qu'un rapport correspondant à un état de dommage modéré et 25 fois plus élevé qu'un rapport correspondant à un état de dommage léger. Ces écarts entre les (D_i) peut donc influencer les valeurs (σ_D).

Une validation des résultats obtenus avec ceux de Nilsson (2008) est présentée en ANNEXE III.

4.1.2.2 Coûts de réparation prévus

Les pertes économiques comprennent les pertes indirectes et directes des dommages. Étant donné le manque d'information sur les coûts liés aux interruptions du réseau routier, à savoir le réacheminement, les détours de trafic, etc., les pertes indirectes ne sont pas incluses dans cette étude. Les pertes directes quant à elles, sont présentées ici et font référence aux coûts de réparation des ponts. Elles sont déterminées au moyen des coûts de remplacement, indiqués dans la base de données (fiches d'identification) des ponts de la Ville de Québec.

D'après Nilsson (2008) et MAEviz Center (2006), les valeurs de pertes économiques directes sont fournies selon deux paramètres descriptifs de la variable aléatoire. Le premier est l'espérance mathématique ou encore la moyenne (μ_L) et le deuxième est l'écart type (σ_L). Les équations obtenues sont :

$$\mu_L = \sum_{n=1}^{\#ponts} C_n \times MDF_n \quad (4.8)$$

Où ($\#ponts$) représente le nombre des ponts, (C_n) est le coût de remplacement du pont n et (MDF_n) est le facteur de dommage moyen pour le pont n .

$$\sigma_L = \sqrt{\sum_{n=1}^{\#ponts} (C_n \times \sigma_{Dn})^2} \quad (4.9)$$

Où (σ_{Dn}) représente l'écart type du rapport de dommage pour le pont n . En incluant les coûts de remplacement respectifs dans les équations mentionnées ci-dessus, les valeurs μ_L et σ_L des ponts 1 et 2 sont calculées et présentées au tableau 4.5. Les coefficients de variation « C_v »

pour les ponts 1 et 2 sont respectivement de 194 % et 266 %. Cela implique qu'il existe une grande hétérogénéité de leurs coûts de réparation et, démontre que l'écart type du rapport de dommage peut largement influencer l'estimation de pertes économiques.

Tableau 4.5 Coûts de réparation prévus

Ponts	Pont 1	Pont 2
Classes des ponts	MSC – Concrete	MSSS – Concrete
Coût de remplacement	878 142 \$	3 301 164 \$
Coût de réparation prévu μ_L	97 990 \$	248 327 \$
Écart type σ_L	189 813 \$	657 567 \$
*Coefficient de variation C_v (%)	194	264

* Le coefficient de variation C_v représente le rapport entre l'écart type (σ_L) et la moyenne (μ_L)

4.2 Impacts sur l'ensemble de l'inventaire des ponts

La démarche décrite ci-dessus est appliquée sur l'ensemble de l'inventaire des ponts afin d'estimer les états de dommages et les pertes économiques directes pour les neuf scénarios sismiques.

4.2.1 Dommages aux ponts

Les figures 4.6, 4.7 et 4.8 illustrent la répartition des dommages attendus correspondant aux neufs scénarios sismiques considérés. Les résultats indiquent que les dommages aux ponts sont proportionnels non seulement aux trois magnitudes, mais aussi aux trois niveaux des GMPEs. Plus la magnitude et le niveau des GMPEs sont élevés, plus les dommages sont importants. Aussi, on peut observer que la majorité des ponts avoisinant l'épicentre sont plus endommagés, que d'autres ponts, plus éloignés. Ceci est dû au fait que la plupart des PGA élevés sont adjacents à l'épicentre (voir section 2.4). Par ailleurs, on peut s'attendre que la plupart des ponts endommagés soient dans des états de dommages légers et modérés.

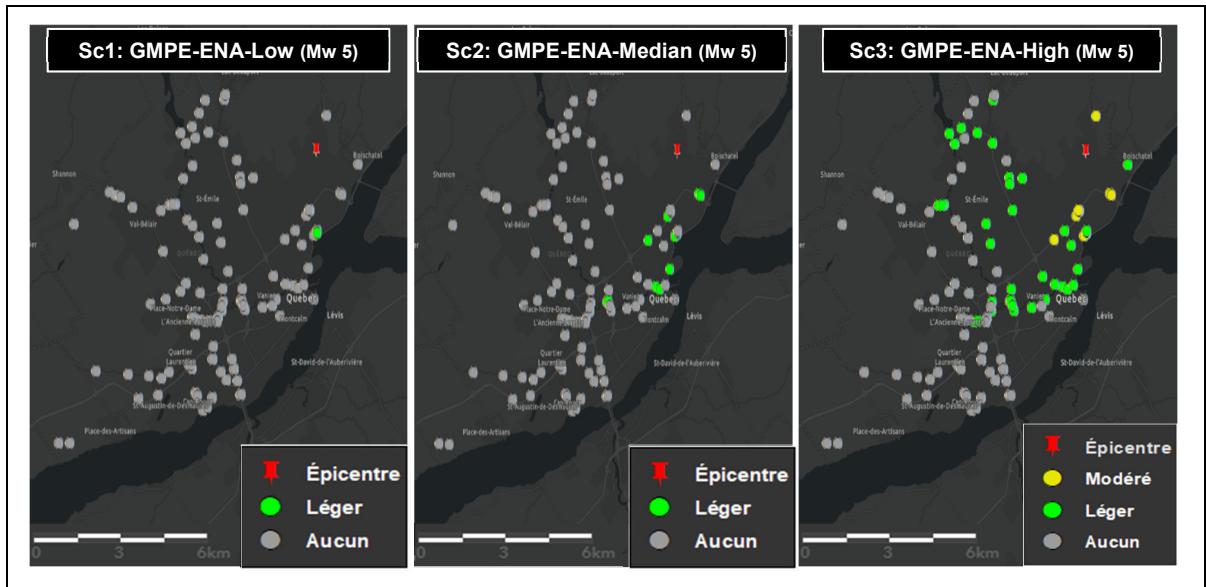


Figure 4.6 Dommages attendus correspondant aux scénarios 1, 2 et 3

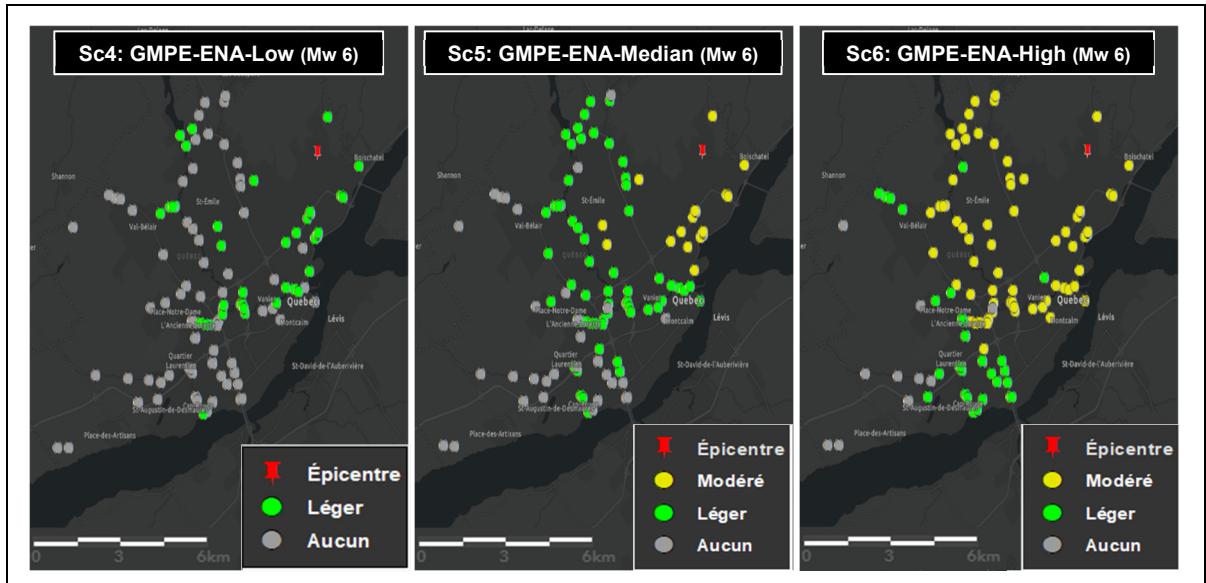


Figure 4.7 Dommages attendus correspondant aux scénarios 4, 5 et 6

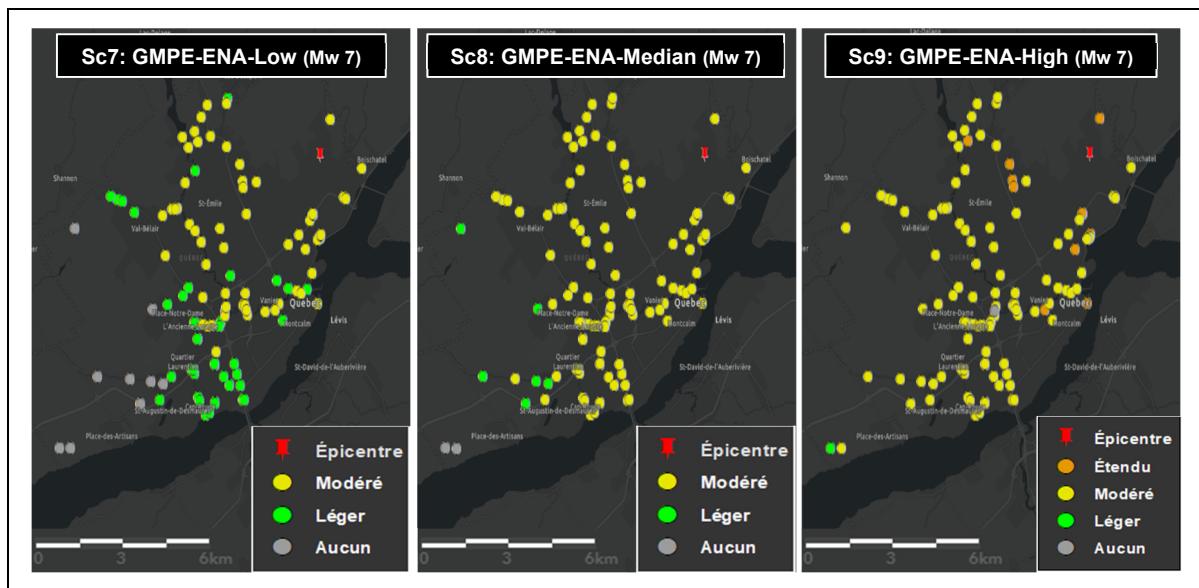


Figure 4.8 Dommages attendus correspondant aux scénarios 7, 8 et 9

La figure 4.9 présente la distribution des dommages par rapport à chacun des trois niveaux des GMPEs. En exécutant le niveau inférieur, les scénarios montrent que, pour M_w 5,0, un seul pont est légèrement endommagé tandis que les autres ponts ne subissent aucun dommage. Pour M_w 6,0, on trouve qu'environ 65 % des ponts ont subi des dommages légers, alors que, pour M_w 7,0, 38 % des ponts ont subi des dommages légers et 53 % modérés. De même qu'au niveau inférieur, les scénarios du niveau central indiquent que les dommages prévus ne sont que légers ou modérés. Les pourcentages des ponts étant dans ces états de dommages sont les suivants : pour M_w 5,0, 10 % dans un état de dommage léger; pour M_w 6,0, 54 % dans un état dommage léger et 16 % dans état de dommage modéré; et pour M_w 7,0, 6 % dans un état de dommage léger et 92 % dans état de dommage modéré. Au niveau supérieur des GMPEs comme prévu les scénarios démontrent que les ponts sont plus endommagés en comparaison avec ceux des niveaux inférieur et central. Soit, 40 % et 91 % des ponts ont subi des dommages légers à modérés pour M_w 5,0 et M_w 6,0 respectivement. Pour M_w 7,0, 88 % des ponts sont dans un état de dommage modéré, tandis que, 10 % des ponts sont dans un état de dommage étendu.

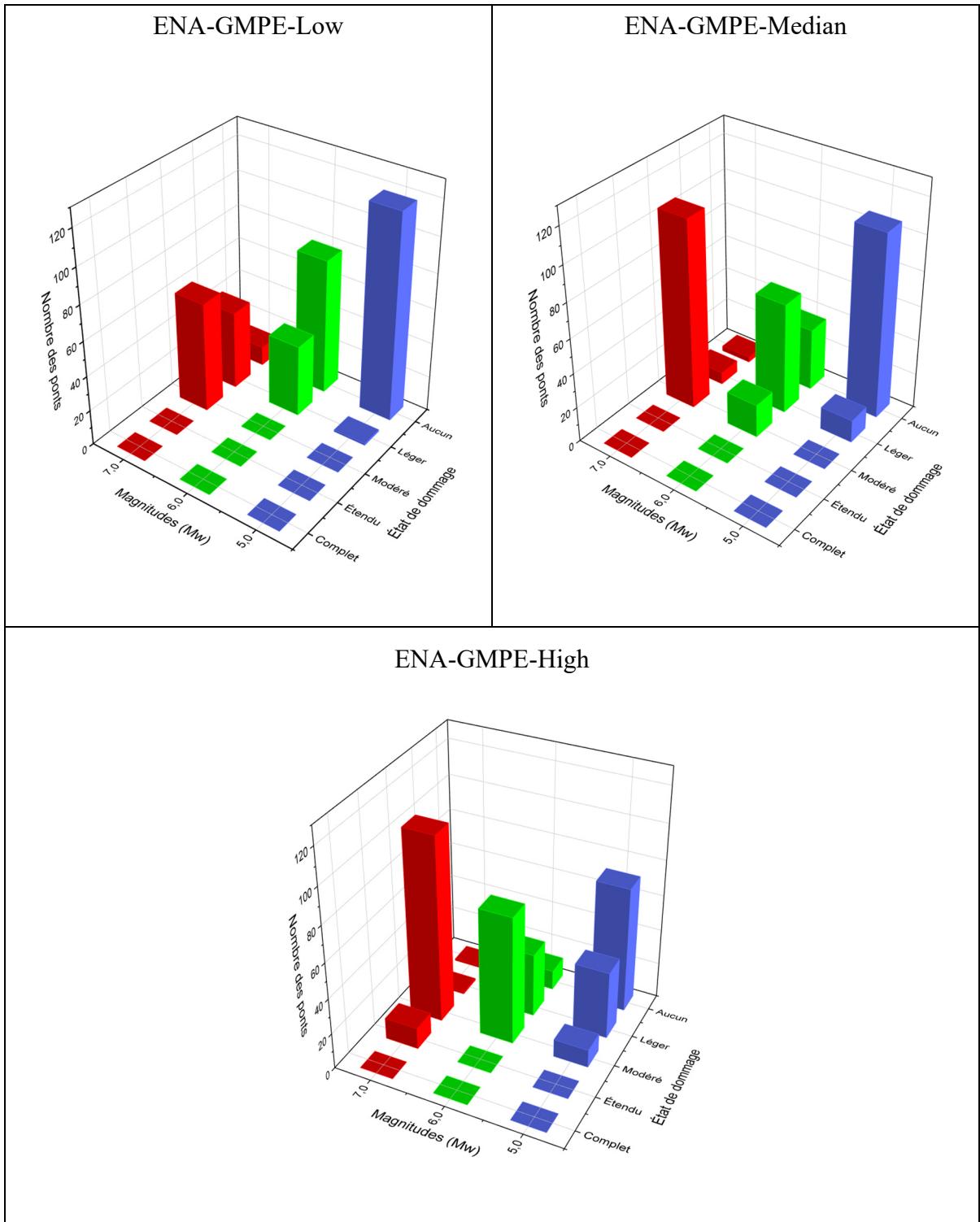


Figure 4.9 Distribution des dommages par rapport à chaque niveau des GMPEs

Les résultats montrent aussi que les états de dommages prévus (DS, damage state) ne dépendent pas seulement de la distance épicentrale, mais aussi de la fragilité des ponts. À des fins de comparaison, la figure 4.10 présente les DS en fonction de la magnitude M_w 7,0 et des classes de ponts. Les DS qui correspondent aux magnitudes M_w 5,0 et M_w 6,0 sont donnés respectivement à la figure-A IV-1 et à la figure-A IV-2 à l'ANNEXE IV.

En observant les résultats des neuf scénarios, on constate que pour la magnitude M_w 7,0, tous les ponts à travées multiples ont subi des dommages légers à modérés, à l'exception de ceux qui appartiennent aux classes (MSSS – Steel) et (MSC – Slab). Cette différence concorde avec les courbes de fragilité établies dans le modèle de base. Par exemple, quand on examine le scénario 9 (voir Figure 4.10 (c)), on remarque qu'il y a un pont parmi les trois ponts-dalles à travées multiples continues (MSC – Slab), dans un état de dommage, étendu. D'après les résultats du chapitre 1, le PGA au site du pont est de 1,4 (g). Or, celui-ci est inférieur par rapport à d'autres PGA qui sont associés aux ponts à travées multiples, et cela démontre bien l'influence de la fragilité des ponts (MSC – Slab). Cette fragilité est probablement causée par le poids de leurs superstructures qui est le plus élevé des ponts typiques du Québec (Tavares, 2012). En effet, plus la superstructure est lourde et rigide, plus les forces d'inertie devant être reprises par les appareils d'appuis, les piles et les culées sont élevées. En revanche, le pont de classe (MSSS – Steel) est le moins fragile de l'inventaire. Bien que le PGA au site du pont vaut 1,08 (g), aucun dommage dans aucun des scénarios n'est apparu. Tel qu'il est décrit à la section 3.2.1, la faible fragilité des ponts à poutres en acier à travées multiple du Québec peut être expliquée par la présence des appareils d'appuis en élastomère.

Toujours selon le scénario 9, et conformément aux courbes de fragilité, les ponts appartenant à la classe (Others) (voir section 3.1) sont les plus fragiles aux états limites élevés, où 11 ponts parmi 35 ont subi des dommages étendus. Il n'existe pas une explication claire pour cette relation. Toutefois, il est bien connu que la fragilité de la classe (Others) dépend des capacités aux états limites des composantes (ductilité, déformation, etc.) proposées par Basöz et Mander (1999) et intégrées dans (HAZUS-MH, 2011).

Par ailleurs, quoique les ponts à travées multiples soient considérés plus fragiles que les ponts à travée unique (à cause de la présence des piles en tant qu'un troisième élément vulnérable avec les culées et les appareils d'appuis (voir section 1.7.4)), les résultats obtenus ici ne permettent pas de constater cette différence. Il se peut donc que cela soit dû au fait que les valeurs des paramètres de fragilités proposés dans le modèle de base, pour ces deux types de ponts, soient assez proches.

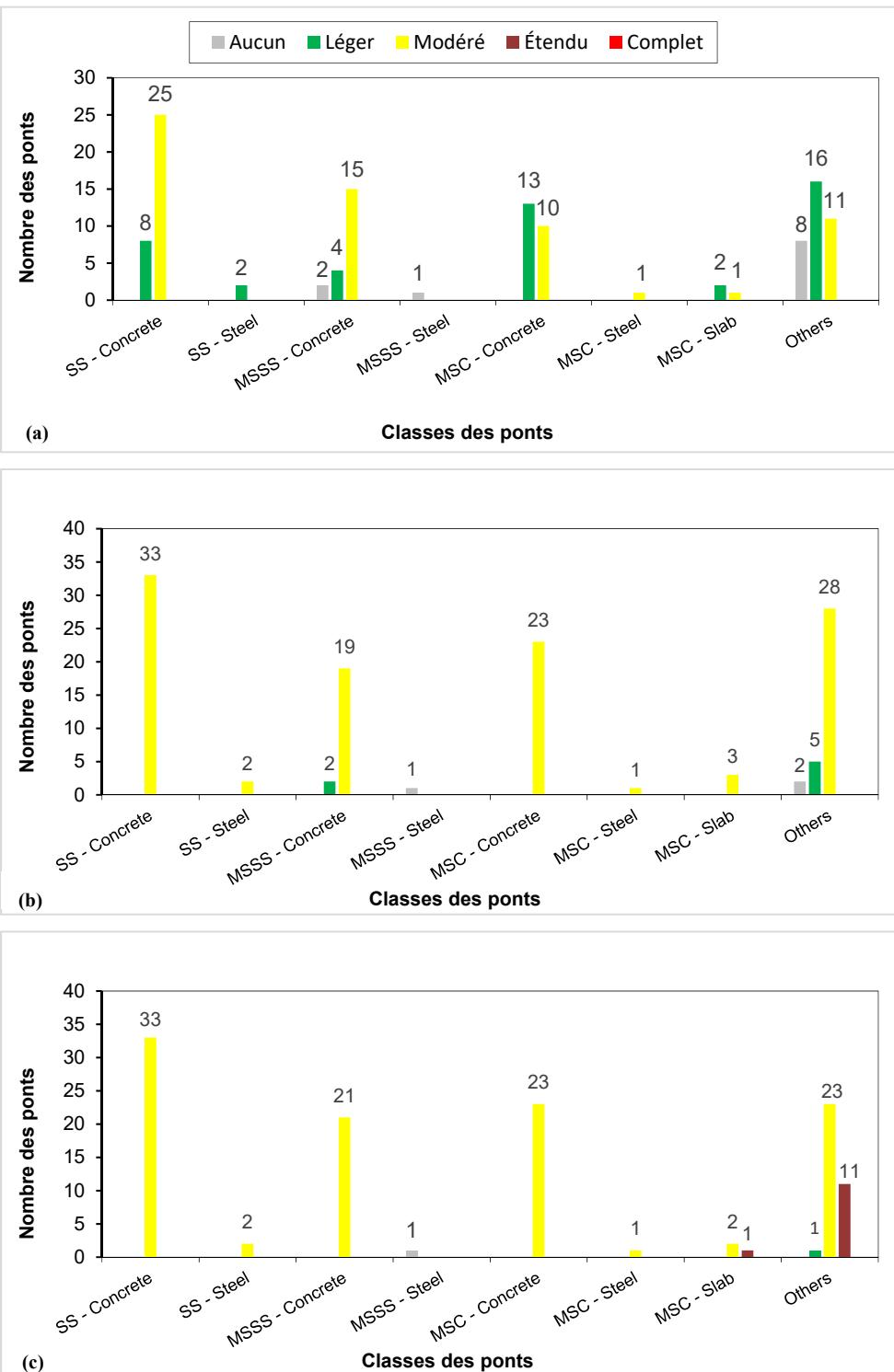


Figure 4.10 Les états de dommages en fonction de Mw 7 et des classes de ponts :
 (a) scénario 7; (b) scénario 8; (c) scénario 9

4.2.2 Pertes économiques directes

Après avoir déterminé les états de dommages, les pertes économiques directes sont calculées en se basant sur les coûts de remplacement des ponts. Le tableau 4.6, la figure 4.11 et la figure 4.12 présentent respectivement les pertes économiques directes correspondantes aux magnitudes M_w 5,0, M_w 6,0 et M_w 7,0 pour les niveaux inférieur, central et supérieur des GMPEs. Les résultats montrent que dans les scénarios du (GMPE-ENA-Median), les pertes économiques directes sont estimées à environ : 1,2 million de dollars pour M_w 5,0; 5,3 millions de dollars pour M_w 6,0; et 26 millions de dollars pour M_w 7,0. Ces pertes sont presque trois fois inférieures dans les scénarios du (GMPE-ENA-Low) et deux fois et demie supérieures dans les scénarios du (GMPE-ENA-High).

Pour les neuf scénarios, les coefficients de variation liés aux pertes économiques directes varient entre 17 % et 342 %. Comme il est expliqué à la section 4.1.2.1., les grands écarts types des coûts de réparation peuvent être attribuables aux valeurs du rapport d'endommagement moyen qui sont basées sur les dommages aux ponts observés durant des tremblements de terre passés.

Par ailleurs, on peut déduire qu'avec la magnitude du séisme, les valeurs de la moyenne (μ_L) augmentent de manière exponentielle, alors que celles de l'écart type (σ_L) augmentent selon un taux quasiment stable (fonction puissance) (voir figures 4.14 et 4.15).

Tableau 4.6 Pertes économiques directes dans les neuf scénarios

Pertes économiques directes				
Magnitude	Scénarios	Aléa	μ_L	σ_L
M_w 5	Sc 1	GMPE-ENA-Low	287 975,88 \$	983 750,88 \$
	Sc 2	GMPE-ENA-Median	1 161 688,52 \$	2 160 270,63 \$
	Sc 3	GMPE-ENA- High	2 972 089,98 \$	3 193 220,62 \$
M_w 6	Sc 4	GMPE-ENA-Low	1 852 378,58 \$	2 432 128,48 \$
	Sc 5	GMPE-ENA-Median	5 304 316,41 \$	4 047 224,13 \$
	Sc 6	GMPE-ENA- High	13 776 610,08 \$	6 063 743,21 \$
M_w 7	Sc 7	GMPE-ENA-Low	9 078 893,12 \$	4 879 514,82 \$
	Sc 8	GMPE-ENA-Median	25 929 294,35 \$	8 167 276,14 \$
	Sc 9	GMPE-ENA- High	5 729 731,70 \$	9 668 223,95 \$

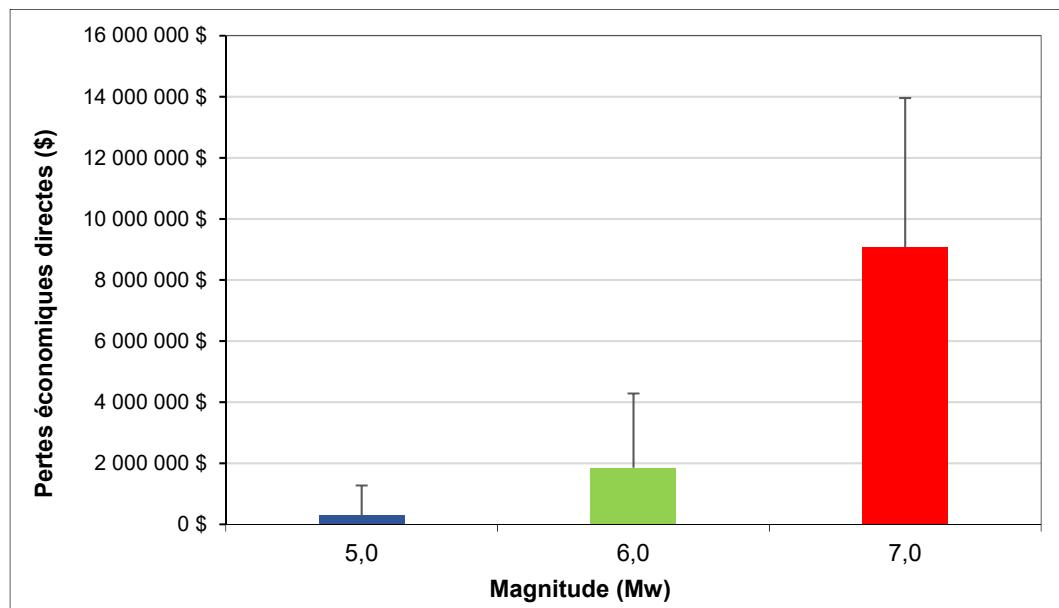


Figure 4.11 Pertes économiques directes dans les scénarios du (GMPE-ENA-Low)

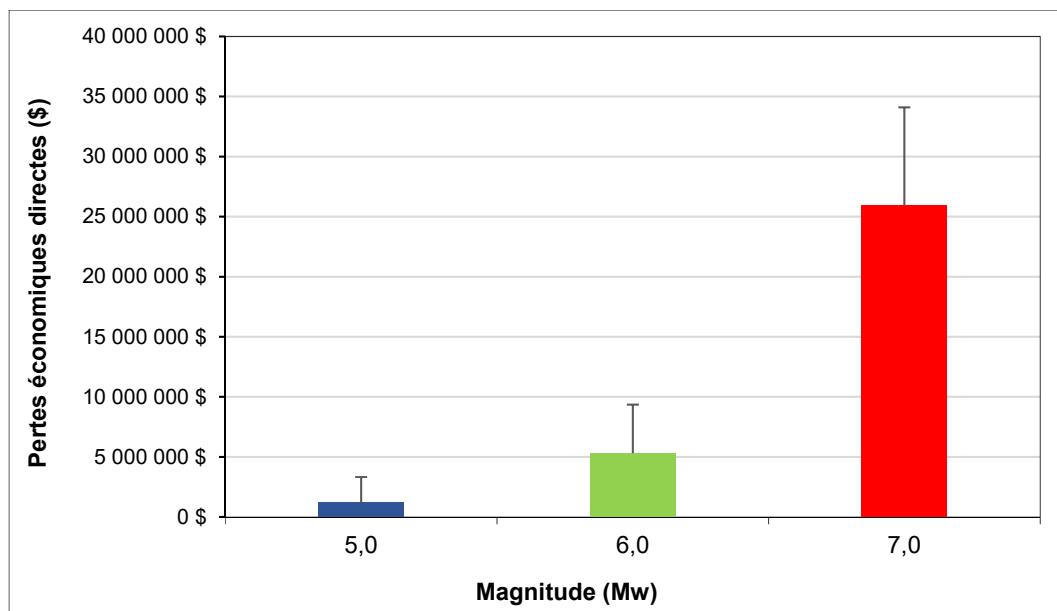


Figure 4.12 Pertes économiques directes dans les scénarios du (GMPE-ENA-Central)

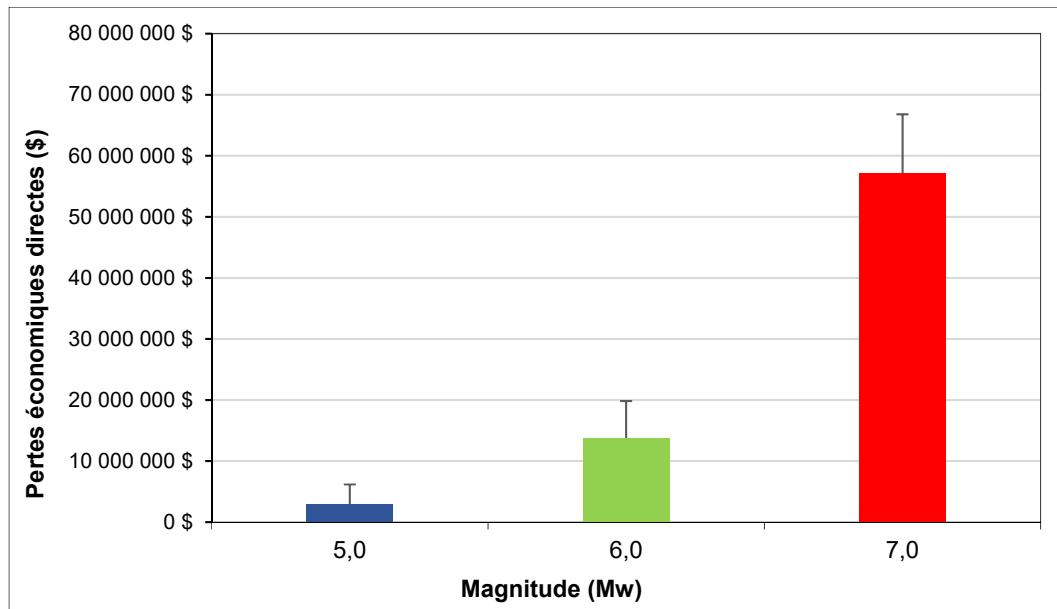
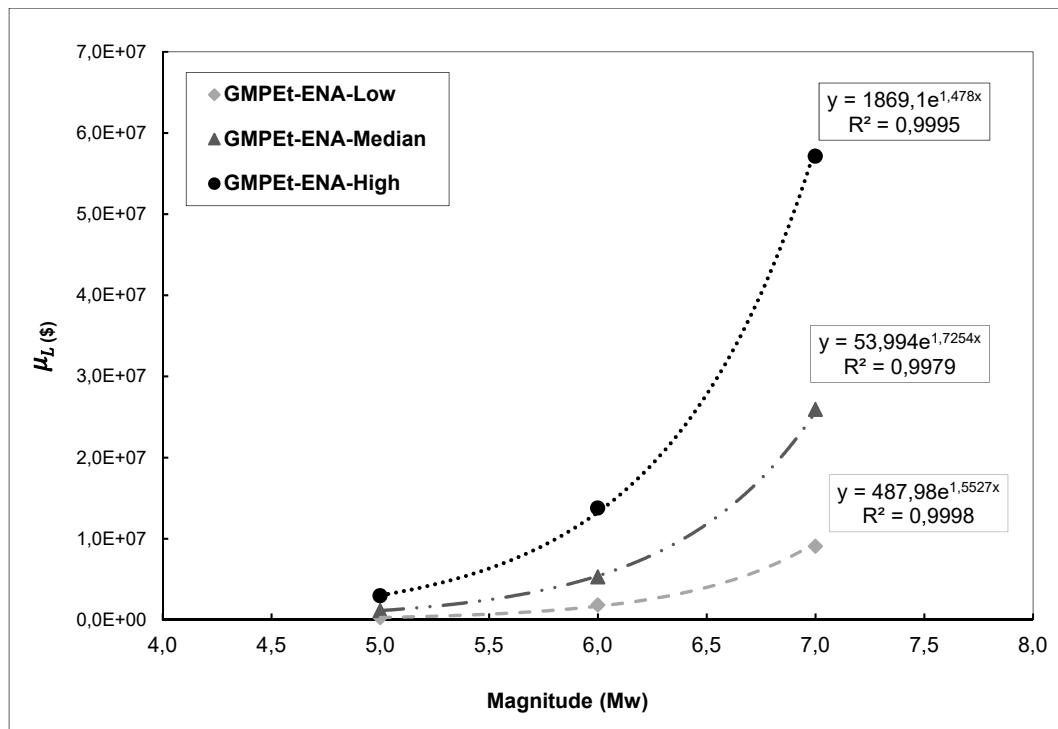
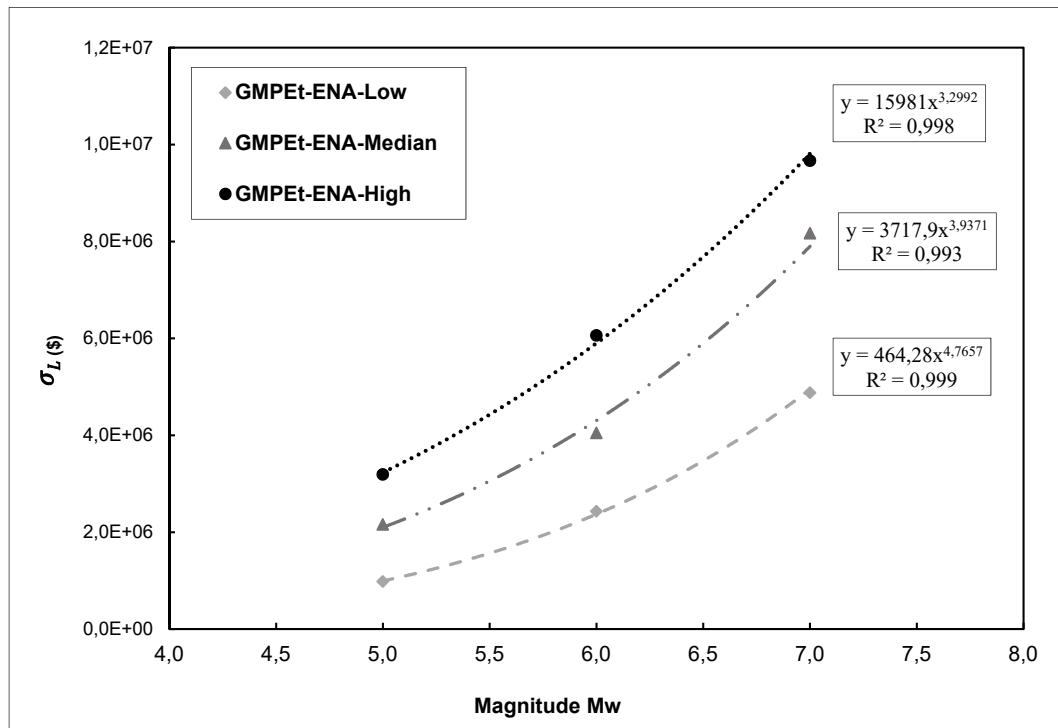


Figure 4.13 Pertes économiques directes dans les scénarios du (GMPE-ENA-High)

Figure 4.14 Relation entre μ_L et M_w Figure 4.15 Relation entre σ_L et M_w

La figure 4.16 présente les pertes économiques directes en fonction de la magnitude M_w 7,0 et des classes de ponts. Les pertes économiques directes qui correspondent aux magnitudes M_w 5,0 et M_w 6,0 sont données respectivement à la figure-A V-1 et à la figure-A V-1 à l'ANNEXE V. Dans les neuf scénarios, on constate que les ponts de classes (SS – Concrete), (MSSS – Concrete) et (Others) constituent la plus grande part des pertes économiques directes. Cela est attendu, car ces classes possèdent les plus grands effectifs. Par contre, on observe que les ponts de classe (MSSS – Concrete) représentant 17,65 % des ponts, contribuent plus aux pertes, que les ponts de classes (SS – Concrete) qui représentent 27,73 % de l'effectif total. Ceci s'explique par le fait que les ponts de classe (MSSS – Concrete) ont tendance à avoir des longueurs plus importantes et, par conséquent, leurs coûts de remplacement peuvent être plus élevés. Les ponts de classe Others, quant à eux, ont une contribution aux pertes plus importante dans les scénarios (Sc8) et (Sc9). Comme indiqué précédemment, plus le pont est endommagé, plus le rapport d'endommagement moyen (D_i) est important, et donc le coût de réparation est élevé.

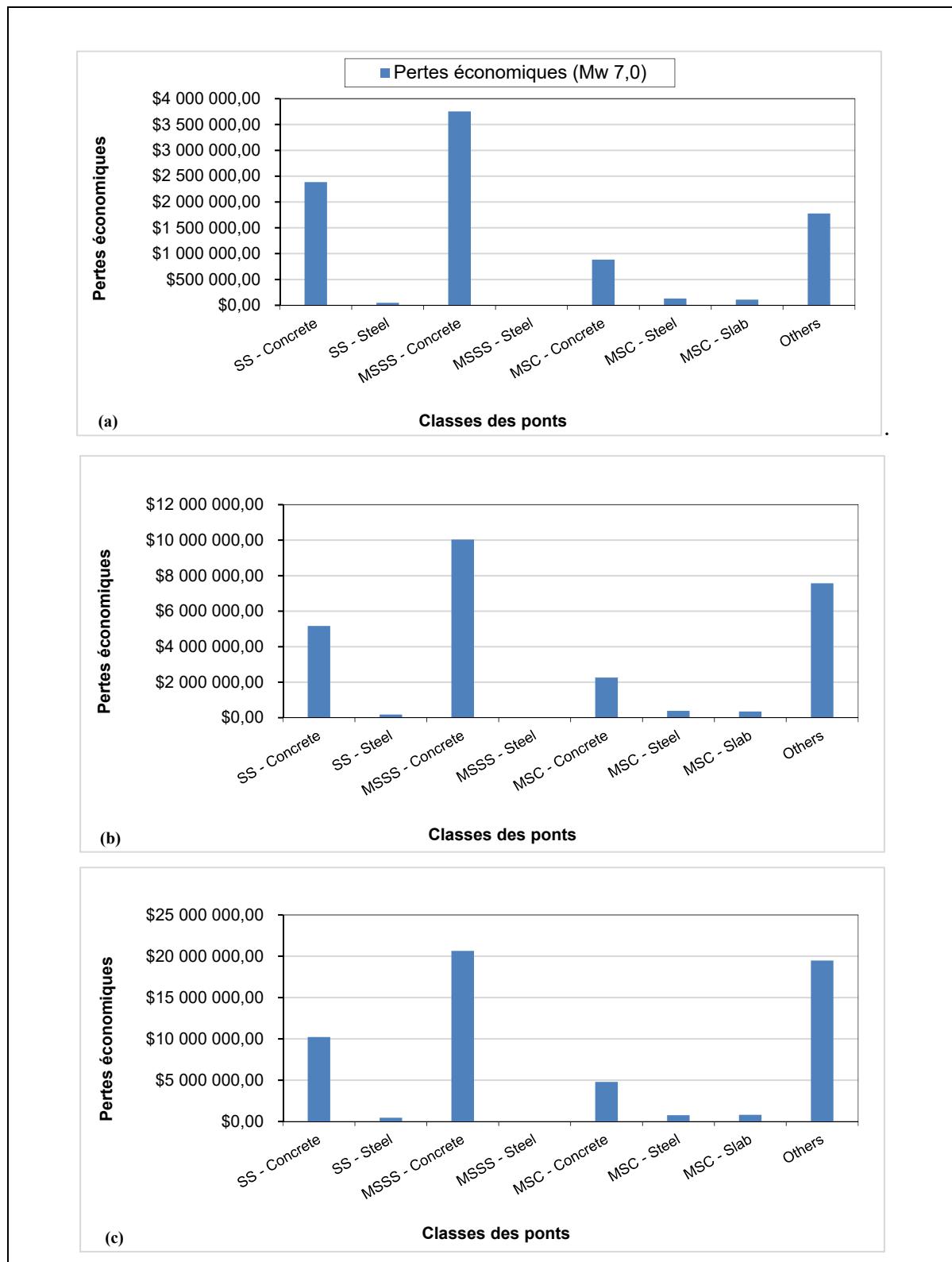


Figure 4.16 Les pertes économiques directes en fonction de la magnitude Mw 7,0 et des classes de ponts : (a) scénario 7; (b) scénario 8; (c) scénario 9

4.2.3 Repositionnement de l'épicentre

Cette section consiste à sélectionner un deuxième épicentre (Épicentre 2) localisé à une latitude de 47,13 ° nord et une longitude de 71,23° ouest, soit à environ 35 km du centre de la ville de Québec (figure 4.17). Un scénario d'une magnitude M_w 7,0 et d'un niveau supérieur des GMPEs est ensuite envisagé afin d'examiner les dommages potentiels au parc de ponts. L'évènement (M_w 7,0; R_{epi} 35 km) considéré, correspond approximativement à l'événement identifié par la désagrégation qui contribue majoritairement à l'aléa sismique de la ville de Montréal pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (Halchuk et al., 2014).

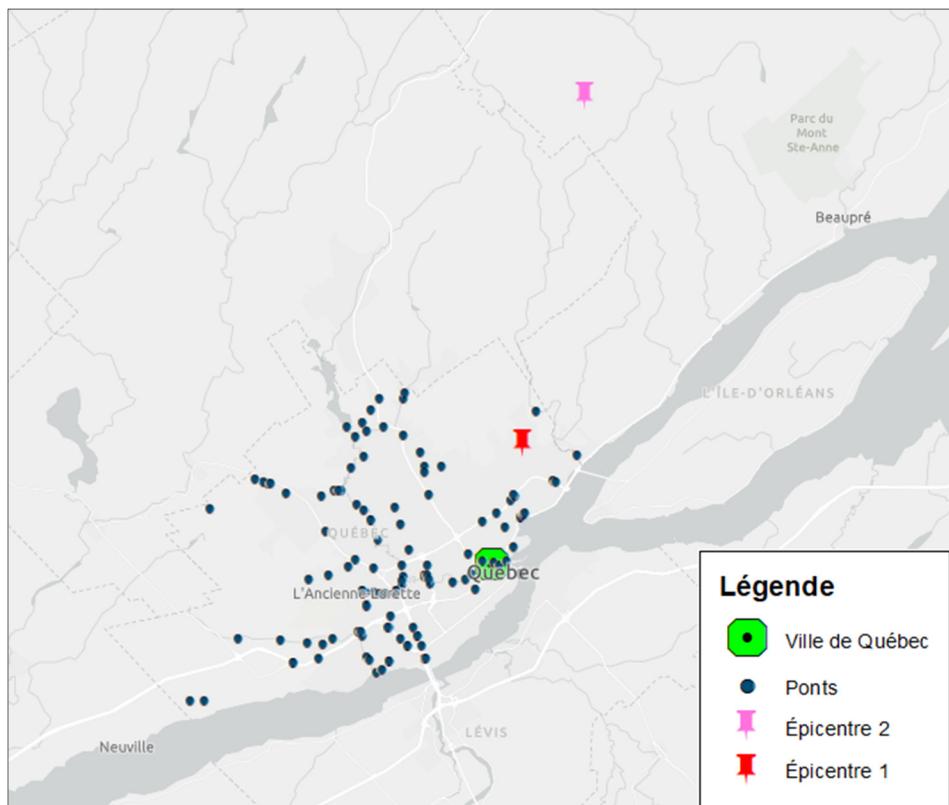


Figure 4.17 Carte illustrant l'emplacement du deuxième épicentre (Épicentre 2) considéré dans cette étude

La figure 4.18 présente la distribution des dommages par rapport aux différentes classes de ponts. Contrairement aux résultats des dommages précédents (voir section 4.2.1), aucun dommage étendu n'est observé. Les ponts appartenant aux classes (MSC – Slab) et (Others)

ont subi des dommages légers à modérés. Au total, 41 % des ponts ont subi des dommages légers, alors que, 55 % des ponts ont subi des dommages modérés.

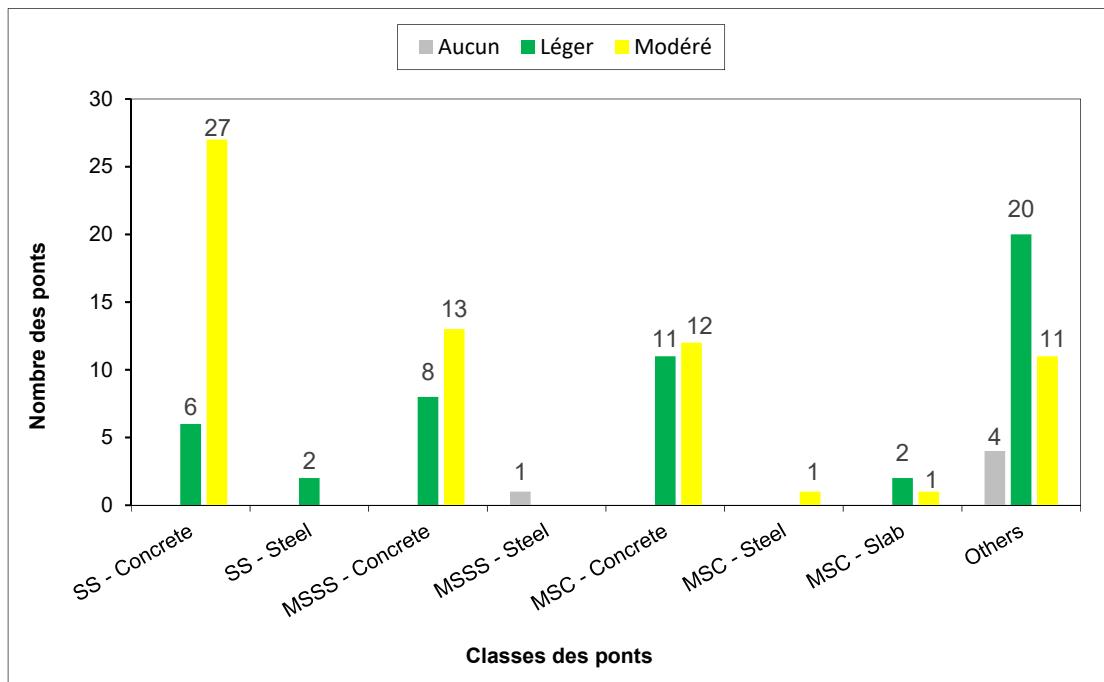


Figure 4.18 Les états de dommages correspondant à Mw 7,0 et à un épicentre situé à 35 km du centre de la ville de Québec

CHAPITRE 5

OUTIL D'ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE ET INCERTITUDES ÉPISTÉMIQUES

Cette partie de l'étude utilise les méthodes discutées dans les chapitres précédents afin de développer un outil d'évaluation rapide du risque sismique et d'étudier les incertitudes épistémiques sur les ponts à travées multiples. D'abord, l'outil permettant d'exécuter les scénarios sismiques se compose de trois modèles successifs (aléa, fragilité et impact), intégrés dans une feuille de calcul Excel avec une interface utilisateur simple. Les résultats sont présentés sous forme de tableaux ainsi que sur une plateforme de système d'information géographique (Mapcite). Les incertitudes épistémiques sont ensuite quantifiées pour les ponts à travées multiples en prenant en compte différents modèles à chaque étape de l'étude : trois niveaux de confiance de GMPEs (inférieur, central et supérieur), trois ensembles de fonctions de fragilité (HAZUS-MH, 2011; Nielson, 2005; Tavares, 2012) et deux modèles de pertes économiques (REDARS et Basoz). Enfin, une analyse de sensibilité est effectuée avec un scénario de magnitude M_w 6,0 afin d'estimer l'influence des données d'entrée sur les résultats des coûts de réparation des ponts.

5.1 Outil d'évaluation du risque sismique

La méthodologie proposée comprend trois modèles principaux, illustrés à figure 5.1. Le modèle d'aléa utilise les équations de prédiction du mouvement du sol (ENA-GMPEs) pour générer une distribution spatiale de l'intensité sismique (PGA), en intégrant l'amplification locale du site et les incertitudes liées à l'aléa sismique de la ville de Québec. Le modèle de fragilité intègre les fonctions de fragilité respectives aux différentes classes de ponts pour déterminer les probabilités de chaque état de dommage. Le modèle d'impact se base sur des rapports d'endommagement moyen et utilise les résultats du modèle de fragilité pour évaluer les impacts économiques, y compris les états de dommages, les coûts de réparation, l'état du trafic routier, la priorité d'inspection et le rang de priorité des ponts.

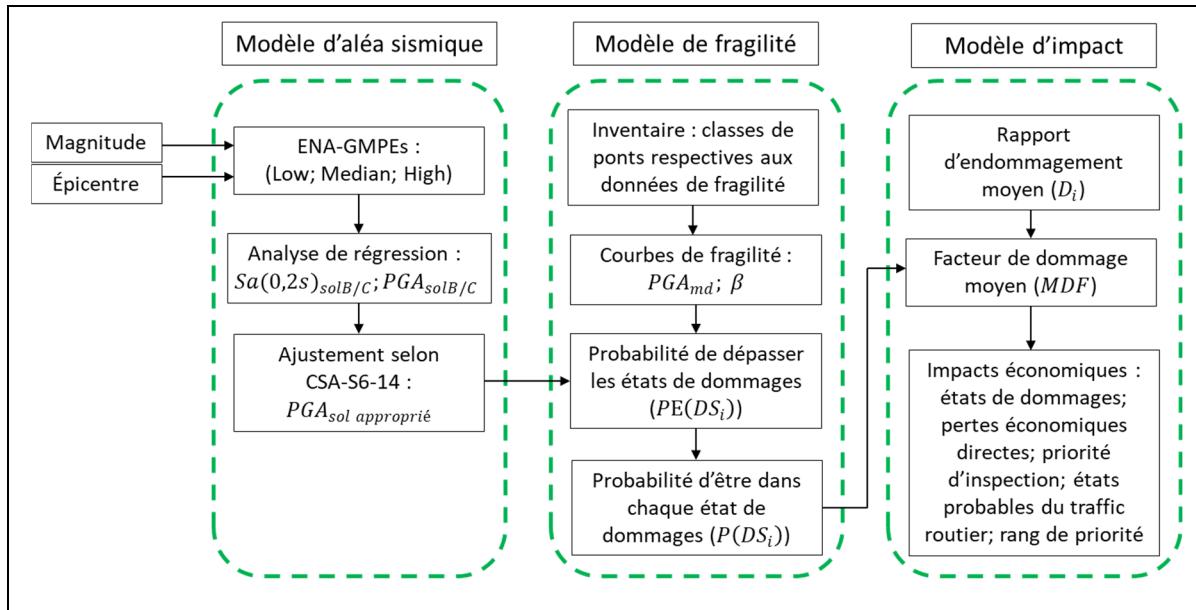


Figure 5.1 Méthodologie proposée pour le développement de l'outil d'évaluation du risque sismique

5.1.1 Modèle d'aléa sismique

Le modèle d'aléa sismique est fondé sur les équations de prédiction du mouvement du sol qui ont été développées pour l'Est de l'Amérique du nord (ENA-GMPEs) par Atkinson et Adams (2013). Il intègre les incertitudes épistémiques et aléatoires concernant l'aléa sismique par la considération de trois niveaux des GMPEs. Dans le chapitre 1, les scénarios sont générés pour trois magnitudes distinctes (M_w 5,0; 6,0 et 7,0) selon une relation statistique qui permet de prédire les valeurs de PGA à partir des valeurs de distances épcentrales (R_{epi}). L'objectif de cette section est de développer la même relation pour une plage de magnitudes allant de M_w 5,0 jusqu'à M_w 7,25. Pour ce faire, une analyse de régression non linéaire multiple est réalisée. La première régression est effectuée pour définir une relation entre (PGA_i et $R_{epi,i}$), alors que la deuxième est effectuée pour définir une relation entre (PGA_i , $R_{epi,i}$ et $M_{w,i}$). D'après les données de Atkinson et Adams (2013), on constate que la première régression peut être faite en considérant trois intervalles de magnitudes pour chaque niveau des GMPEs :

- si $5,0 \leq M_w < 6,5$ (intervalle 1) : le modèle de régression correspondant aux valeurs de PGA s'exprime selon une forme exponentielle (voir équation 2.6 du chapitre 2).

- si $6,5 \leq M_w < 7$ (intervalle 2) : les valeurs de PGA sont stables jusqu'à 5 km, puis diminuent jusqu'à 39,81 km. Le modèle de régression associé à l'intervalle variant de 5 à 39,81 km s'exprime selon une forme exponentielle (voir équation 2.6 du chapitre 2).
- si $7,0 \leq M_w < 7,25$ (intervalle 3) : les valeurs de PGA sont stables jusqu'à 10 km, puis diminuent jusqu'à 39,81 km. Le modèle de régression associé à l'intervalle variant de 10 à 39,81 km s'exprime selon une forme puissance (voir équation 2.7 du chapitre 2).

Concernant les intervalles 2 et 3 dans lesquels les distances sont inférieures à 5 km et à 10 km respectivement, la même condition que celle décrite à la section 2.2.2 du chapitre 2 est appliquée pour intégrer les PGA qui y sont associées.

Afin de faciliter le calcul, les deux modèles (exponentiel et puissance) sont linéarisés selon une transformation logarithmique comme suit :

$$\ln(PGA) = \ln(\beta_0) + \beta_1 \times R_{epi} \quad (5.1)$$

$$\ln(PGA) = \ln(\beta_0) + \beta_1 \times \ln(R_{epi}) \quad (5.2)$$

La deuxième régression quant à elle, est réalisée pour chaque intervalle de magnitudes en développant une relation entre et les coefficients de régression (β_0 et β_1) et les magnitudes correspondantes. Les équations obtenues sont ensuite intégrées à l'équation 5.1 et à l'équation 5.2 pour déterminer les valeurs de PGA relatives. Les résultats de l'analyse sont présentés à la figure 5.2 et sont donnés pour chaque niveau des GMPEs par les équations suivantes :

Pour GMPE-ENA-Low :

- si $5,0 \leq M_w < 6,5$:

$$PGA = e^{[(-0,1159 \times M^2 + 2,0446 \times M - 9,265) + ((0,0047 \times M^2 - 0,0437 \times M + 0,0418) \times R_{epi})]} \quad (5.3)$$

- si $6,5 \leq M_w < 7$:

$$PGA = e^{[(0,0618 \times M^2 - 0,3642 \times M - 1,0189) + ((-0,0066 \times M^2 + 0,115 \times M - 0,5168) \times R_{epi})]} \quad (5.4)$$

- si $7,0 \leq M_w \leq 7,25$:

$$PGA = e^{[(-1,693 \times M + 13,129) + ((0,8873 \times M - 7,0945) \times \ln(R_{epi}))]} \quad (5.5)$$

Pour GMPE-ENA-Median :

- si $5,0 \leq M_w < 6,5$:

$$PGA = e^{[(-0,0523 \times M^2 + 1,2429 \times M - 6,1598) + ((0,0003 \times M^2 + 0,0142 \times M - 0,1546) \times R_{epi})]} \quad (5.6)$$

- si $6,5 \leq M_w < 7$:

$$PGA = e^{[(0,0853 \times M^2 - 0,7475 \times M + 1,0734) + ((-0,0097 \times M^2 + 0,1611 \times M - 0,6912) \times R_{epi})]} \quad (5.7)$$

- si $7,0 \leq M_w \leq 7,25$:

$$PGA = e^{[(-1,5911 \times M + 13,085) + ((0,8578 \times M - 6,9448) \times \ln(R_{epi}))]} \quad (5.8)$$

Pour GMPE-ENA-High :

- si $5,0 \leq M_w < 6,5$:

$$PGA = e^{[(0,024 \times M^2 + 0,392 \times M - 3,3028) + ((-0,0051 \times M^2 + 0,0724 \times M - 0,3026) \times R_{epi})]} \quad (5.9)$$

- si $6,5 \leq M_w < 7$:

$$PGA = e^{[(0,1181 \times M^2 - 1,2651 \times M + 3,6513) + ((-0,0144 \times M^2 + 0,2296 \times M - 0,9485) \times R_{epi})]} \quad (5.10)$$

- si $7,0 \leq M_w \leq 7,25$:

$$PGA = e^{[(-1,4856 \times M + 13,028) + ((0,8281 \times M - 6,7977) \times \ln(R_{epi}))]} \quad (5.11)$$

D'après la figure 5.2, on constate que la majorité des points exprimant les valeurs de PGA se croisent avec les courbes de régression. En effet, les coefficients de détermination (R^2) correspondant aux équations développées varient entre 0,960 et 0,997 (voir tableau-A II-2 à l'ANNEXE II), ce qui montre un bon ajustement. De la même manière, cette analyse de régression est appliquée pour les accélérations spectrales amorties $S_a(0,2s)$ afin d'ajuster les valeurs de PGA selon le type de sol approprié. Les résultats obtenus sont présentés à l'ANNEXE II. Ils montrent encore une fois un bon ajustement où les coefficients de détermination (R^2) varient entre 0,992 et 0,999.

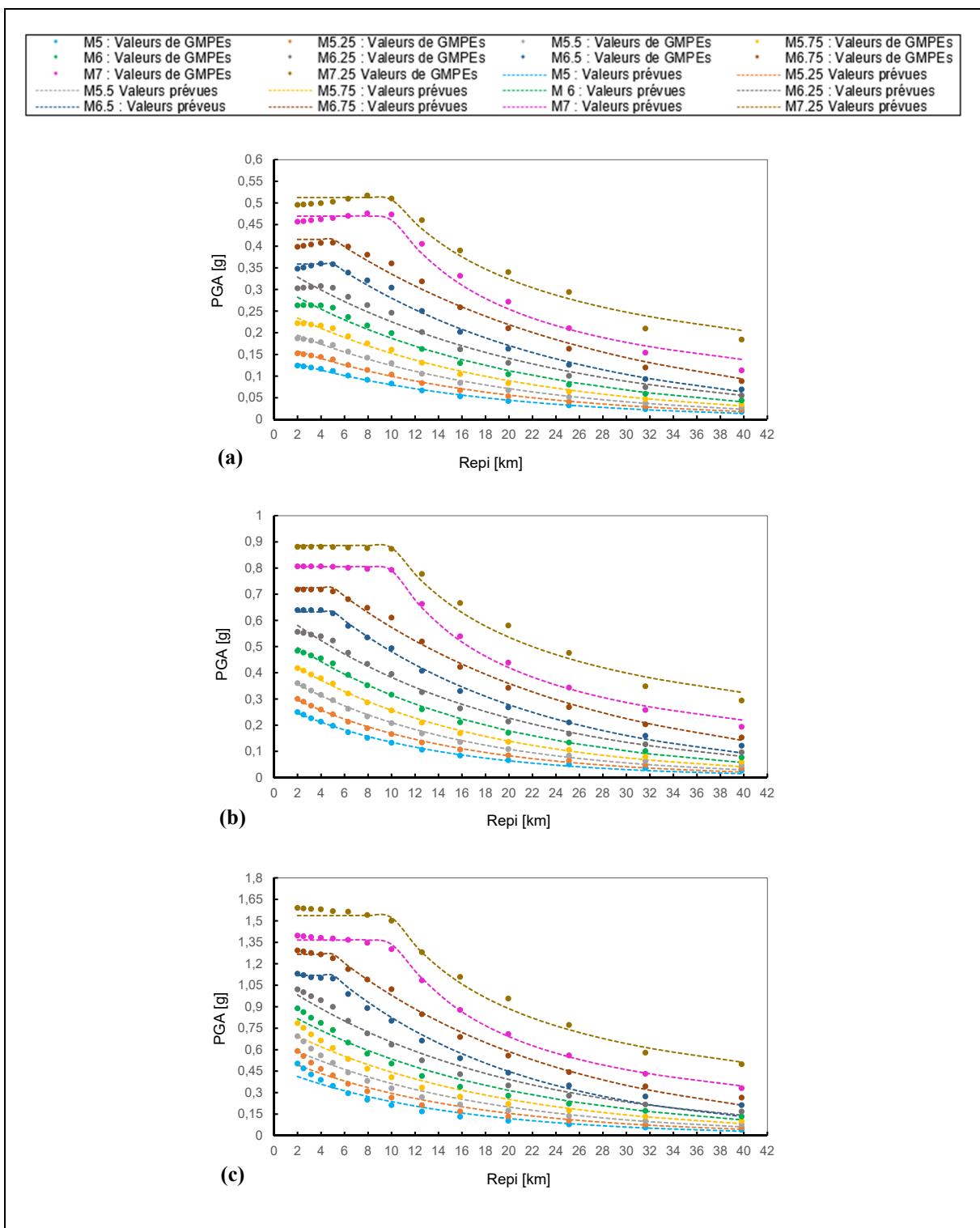


Figure 5.2 Illustration de l'ajustement des PGA : (a) pour le niveau inférieur des GMPEs; (b) pour le niveau central des GMPEs; (c) pour le niveau supérieur des GMPEs

5.1.2 Modèle de fragilité

En se basant sur des analyses dynamiques répertoriées dans la littérature (voir Section 1.8.3), les courbes de fragilité liées aux classes de ponts sont déterminées en combinant la demande (représentant PGA dans notre cas) et les capacités aux états limites qui dépendent du choix de chaque auteur. On a démontré dans le chapitre 4 que ces courbes permettent de donner les probabilités, soit d'atteindre ou d'être dans les différents états de dommages (aucun, faible, modéré, étendu ou complet), en fonction d'un PGA au site du pont.

Dans cette section, trois ensembles de courbes de fragilité (HAZUS-MH, 2011; Nielson, 2005; Tavares, 2012) sont utilisés pour la totalité de l'inventaire étudié (voir tableau 3.2). Selon les informations disponibles, les paramètres de fragilité (valeurs médianes de PGA et écarts types) de chaque ensemble sont attribués aux différentes classes de ponts correspondantes : HAZUS-MH (2011) à toutes les classes de ponts; Nielson (2005) à toutes les classes de ponts à l'exception de la classe Others; et Tavares (2012) aux classes de ponts à travées multiples. Le tableau 5.1 récapitule tous les paramètres de fragilité considérés pour l'outil d'évaluation du risque sismique.

Il est à noter que les courbes de fragilité de HAZUS-MH (2011) qui sont liées aux classes de ponts à travées multiples, représentent les ponts à trois travées et, sont tirées de l'étude de Nielson (2005). D'autre part, les valeurs de dispersions fournies par Tavares (2012) sont simplifiées de la même manière que celle décrite à la section 3.2.1.

Tableau 5.1 Paramètres de courbes de fragilité considérées pour l'outil d'évaluation du risque sismique

Nielson					
Classes	Léger	Modéré	Étendu	Complet	Dispersion
SS - Concrete	0,35	1,33	1,83	2,5	0,9
SS - Steel	0,64	1,19	1,59	2,59	0,6
MSSS - Concrete	0,20	0,63	0,91	1,28	0,70
MSSS - Steel	0,24	0,45	0,58	0,85	0,5
MSSS Concrete-Box	0,22	0,69	1,31	3,39	0,8
MSSS Slab	0,17	0,51	0,91	1,87	0,8
MSC - Concrete	0,16	0,53	0,75	1,00	0,7
MSC - Steel	0,19	0,32	0,41	0,51	0,5
MSC - Slab	0,17	0,49	0,86	2,39	0,7
Hazus					
Classes	Léger	Modéré	Étendu	Complet	Dispersion
SS - Concrete	0,80	0,90	1,10	1,60	0,6
SS - Steel	0,80	0,90	1,10	1,60	0,6
MSSS - Concrete	0,26	0,39	0,50	0,73	0,6
MSSS - Steel	0,26	0,39	0,48	0,72	0,6
MSSS Concrete-Box	0,26	0,39	0,50	0,73	0,6
MSSS Slab	0,26	0,39	0,50	0,73	0,6
MSC - Concrete	0,60	0,88	1,17	1,53	0,6
MSC - Steel	0,76	0,77	0,77	1,06	0,6
MSC - Slab	0,60	0,88	1,17	1,53	0,6
Others	0,8	1,00	1,20	1,70	0,6
Tavares					
Classes	Léger	Modéré	Étendu	Complet	Dispersion
MSSS - Concrete	0,35	1,33	1,83	2,50	0,9
MSSS - Steel	0,64	1,19	1,59	2,59	0,6
MSC - Concrete	0,81	1,12	1,48	2,76	0,8
MSC - Steel	2,54	N/A	N/A	N/A	0,9
MSC - Slab	0,64	1,00	1,42	N/A	0,8

5.1.3 Modèle d'impact

Sur la base des probabilités d'être dans chaque état de dommage (PDS_i), les pertes économiques directes sont estimées à l'aide d'un modèle d'impact. Celui-ci est décrit par une analyse statistique en considérant le facteur de dommage moyen (MDF) et son écart type (σ_D).

Chacun de ces derniers est calculé à l'aide d'un rapport d'endommagement moyen (D_i) issu de la littérature.

Dans la partie précédente de l'étude, nous nous sommes basés sur le rapport (D_i) qui a été élaboré pour l'outil REDARS. Afin d'intégrer les incertitudes épistémiques liées au modèle d'impact, un deuxième rapport (D_i), développé par Basöz et Mander (1999) pour l'outil HAZUS-MH (2011) est considéré. Le tableau 5.2 présente les deux rapports d'endommagement moyen en termes d'états de dommages, de priorité d'inspection et d'état probable de trafic routier. On peut remarquer que les données de REDARS montrent une augmentation plus importante du taux de dommages par rapport à celles de Basoz. De plus, les valeurs de (D_i) de REDARS sont les plus élevées dans les états de dommages « modéré » et « étendu ». Aussi, pour un état de dommage « complet », la valeur de (D_i) de REDARS est de 100 %, alors que celle de Basoz est fonction du nombre de travées.

Tableau 5.2 Rapports d'endommagement moyen (REDARS et Basoz)

État de Dommage		Aucun	Faible	Modéré	Étendu	Complet
Intervalle du rapport de dommage	REDARS	0	1% - 5%	5% - 50%	50% - 80%	80% - 100%
	Basoz	0	1% - 3%	2% - 15%	1% - 40%	30% - 100%
Rapport d'endommagement moyen (D_i)	REDARS	0	3%	25%	75%	100%
	Basoz	0	3%	8%	25%	* 100% si $n \leq 2$ $2/n$ si $n > 2$
Priorité d'inspection		Aucune	Faible	Moyenne	Moyenne à élevée	Élevée
État probable du Traffic après événement		Ouvert au trafic normal sans restriction		Ouvert à un trafic limité Restriction de Vitesse/poids/voie	Véhicule d'urgence seulement Restriction de Vitesse/poids/voie	Fermé jusqu'à étayer /renforce Risque d'effondrement

* n représente le nombre de travées

5.1.4 Implémentation du programme et interface utilisateur

Les trois modèles décrits ci-haut et leurs combinaisons respectives sont intégrés dans des feuilles de calcul Excel. Une interface graphique (figure 5.1) est ensuite développée à l'aide des fonctions macros écrites en ((VBA) pour « Visual Basic for Applications ») afin d'obtenir rapidement une synthèse des résultats du scénario exécuté. L'utilisateur est d'abord invité à saisir manuellement la magnitude et l'épicentre du scénario considéré, et à sélectionner le niveau des ENA-GMPEs (inférieur, central et supérieur), la source du modèle de fragilité (HAZUS-MH, 2011; Nielson, 2005; Tavares, 2012), ainsi que la source du modèle de coûts de réparation (REDARS ou Basoz) (Basöz et Mander, 1999; Werner et al., 2006). En cliquant sur le bouton " Run ", l'outil permet d'évaluer les impacts de différents scénarios sismiques en termes des états de dommages, de pertes économiques directes, de la priorité d'inspection, de l'état probable du trafic routier et aussi du rang de priorité.

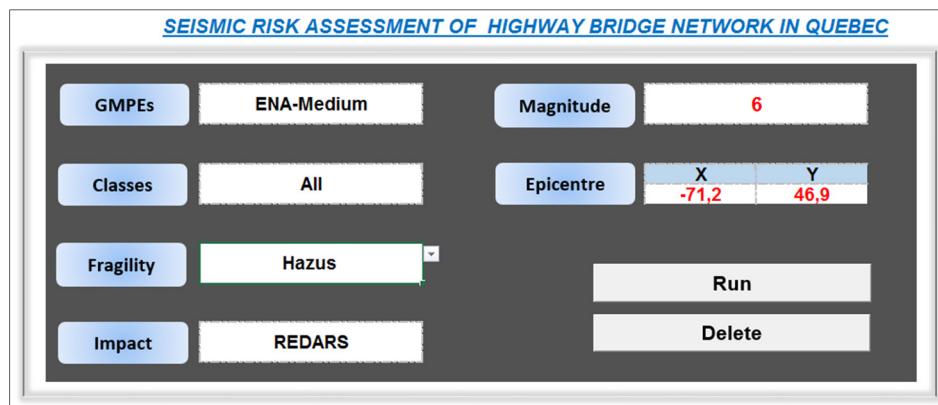


Figure 5.3 Interface utilisateur de l'outil d'évaluation rapide du risque sismique pour un réseau de ponts au Québec

Les résultats de l'évaluation du risque sismique sont présentés sous forme d'un tableau Excel. Chaque ligne du tableau réfère à un pont en tenant compte de toutes les informations fournies par la base de données de la VdQ. La figure 5.2 montre un exemple des résultats pour 33 ponts appartenant au réseau étudié. Le scénario envisagé est d'une magnitude M_w 6,0 et d'un épicentre situé à 10 km de la Ville de Québec. Ce scénario correspond à un niveau central de GMPEs, aux données de fragilité de Hazus et aux données de coûts de réparation de REDARS.

Identifiant	classe sismique	classe du pont	MDF (%)	État de dommage	Priorité d'inspection	Rang de priorité	Pertes Économiques directes (\$)	
							μL	σL
ID 2	C	MSC-Concrete	10,97	Moderate	Medium	19	96 368 \$	205 624 \$
ID 3	B	MSC-Concrete	4,61	Slight	Low	38	29 176 \$	97 459 \$
ID 9	B	MSC-Concrete	6,74	Moderate	Medium	24	36 177 \$	99 886 \$
ID 1	B	MSC-Concrete	6,51	Moderate	Medium	28	38 784 \$	108 977 \$
ID 18	B	MSC-Concrete	0,27	None	None	88	543 \$	6 589 \$
ID 36	B	MSC-Concrete	0,15	None	None	94	1 587 \$	24 637 \$
ID 75	D	MSC-Concrete	2,97	Slight	Low	53	37 310 \$	153 954 \$
ID 63	B	MSC-Concrete	0,11	None	None	96	2 911 \$	53 305 \$
ID 24	D	MSSS-Steel	25,44	Moderate	Medium	9	252 376 \$	321 500 \$
ID 5	C	MSC-Slab	3,11	Slight	Low	51	29 606 \$	119 583 \$
ID 55	B	MSC-Slab	0,36	None	None	84	2 891 \$	31 060 \$
ID 13	B	MSC-Slab	0,23	None	None	91	677 \$	8 729 \$
ID 16	E	MSSS-Concrete	32,45	Moderate	Medium	3	3 393 538 \$	3 614 795 \$
ID 28	B	MSSS-Concrete	13,17	Moderate	Medium	17	149 206 \$	283 997 \$
ID 29	D	MSSS-Concrete	30,76	Moderate	Medium	5	857 189 \$	949 577 \$
ID 38	C	MSSS-Concrete	19,82	Moderate	Medium	14	59 871 \$	89 164 \$
ID 40	B	MSSS-Concrete	6,73	Moderate	Medium	25	4 468 \$	12 252 \$
ID 77	C	MSSS-Concrete	16,00	Moderate	Medium	15	44 351 \$	75 335 \$
ID 73	D	MSSS-Concrete	28,60	Moderate	Medium	6	54 125 \$	63 176 \$
ID 82	B	MSSS-Concrete	26,00	Moderate	Medium	8	296 646 \$	369 869 \$
ID 31	C	MSSS-Concrete	24,78	Moderate	Medium	11	943 480 \$	1 215 568 \$
ID 53	C	MSSS-Concrete	24,79	Moderate	Medium	10	944 006 \$	1 215 790 \$
ID 23	C	MSSS-Concrete	27,96	Moderate	Medium	7	1 951 401 \$	2 313 879 \$
ID 61	C	MSSS-Concrete	23,97	Moderate	Medium	12	602 702 \$	793 896 \$
ID 91	E	MSSS-Concrete	32,37	Moderate	Medium	4	2 910 292 \$	3 105 661 \$
ID 12	B	MSSS-Concrete	13,56	Moderate	Medium	16	50 896 \$	95 286 \$
ID 22	D	MSSS-Concrete	43,49	Moderate	Medium	1	1 435 532 \$	1 209 351 \$
ID 20	D	MSSS-Concrete	43,39	Moderate	Medium	2	1 139 224 \$	961 571 \$
ID 11	B	MSSS-Concrete	6,81	Moderate	Medium	23	25 280 \$	68 871 \$
ID 21	B	MSSS-Concrete	5,02	Moderate	Medium	33	18 704 \$	59 498 \$
ID 66	B	MSSS-Concrete	1,67	Slight	Low	64	8 639 \$	46 567 \$
ID 33	B	MSSS-Concrete	1,67	Slight	Low	63	8 659 \$	46 625 \$
ID 44	C	MSSS-Concrete	6,57	Moderate	Medium	27	54 479 \$	151 146 \$

Figure 5.4 Un exemple des résultats correspondant à un scénario d'une magnitude 6,0 et d'un épicentre à 10 km de la Ville de Québec

Les résultats peuvent aussi être visualisés sur une carte géographique interactive. En effet, il est possible d'incorporer toutes les données sur une plateforme (SIG) disponible sur Excel (Mapcite) en utilisant l'option du géocodage. La figure 5.5 présente un exemple d'une carte interactive réalisée pour les 119 ponts du réseau. Les ponts sont représentés sous forme de points colorés en rouge. Chaque point permet d'un seul clic d'afficher les caractéristiques du pont considéré (nom du pont, classe du pont, etc.) et ainsi les impacts du scénario exécuté (MDF, rang de priorité, coût de réparation prévu, etc.). Le temps d'exécution d'un scénario ne dépasse pas deux minutes.

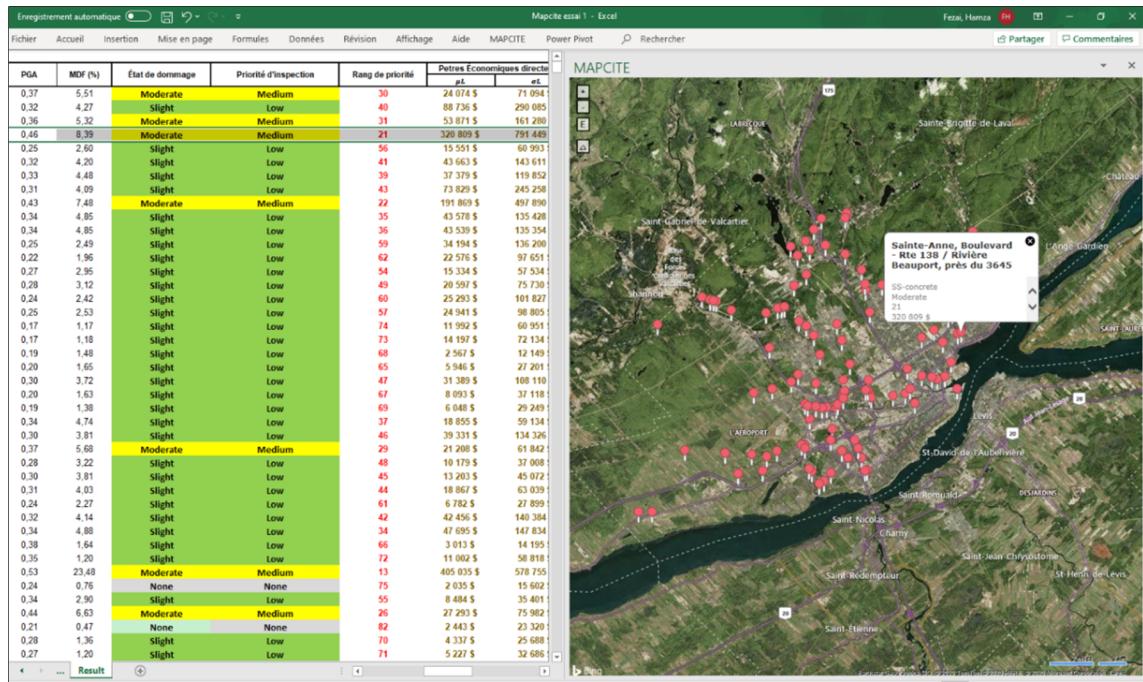


Figure 5.5 Carte interactive correspondant à un scénario d'une magnitude 6,0 et d'un épicentre à 10 km de la Ville de Québec

5.2 Incertitudes épistémiques

Cette section s'appuie sur les informations disponibles afin de quantifier les incertitudes épistémiques et d'évaluer la sensibilité des résultats pour les 49 ponts à travées multiples du réseau (voir tableau 3.2 du chapitre 3).

5.2.1 Quantification des incertitudes épistémiques

Comme discuté à la section 1.5 du chapitre 1, les incertitudes épistémiques sont reliées au manque de données et peuvent être réduites en collectant des informations pertinentes supplémentaires. Sur la base de la méthode d'arbre logique, les incertitudes épistémiques relatives aux ponts à travées multiples peuvent être quantifiées en considérant les différents modèles d'entrée : trois niveaux des GMPEs (inférieur, central et supérieur), trois ensembles de fonctions de fragilité (HAZUS-MH, 2011; Nielson, 2005; Tavares, 2012) et deux modèles

de pertes économiques (REDARS et Basoz), ce qui fait un total de 18 combinaisons (6 combinaisons pour chaque niveau des GMPEs) (figure 5.6).

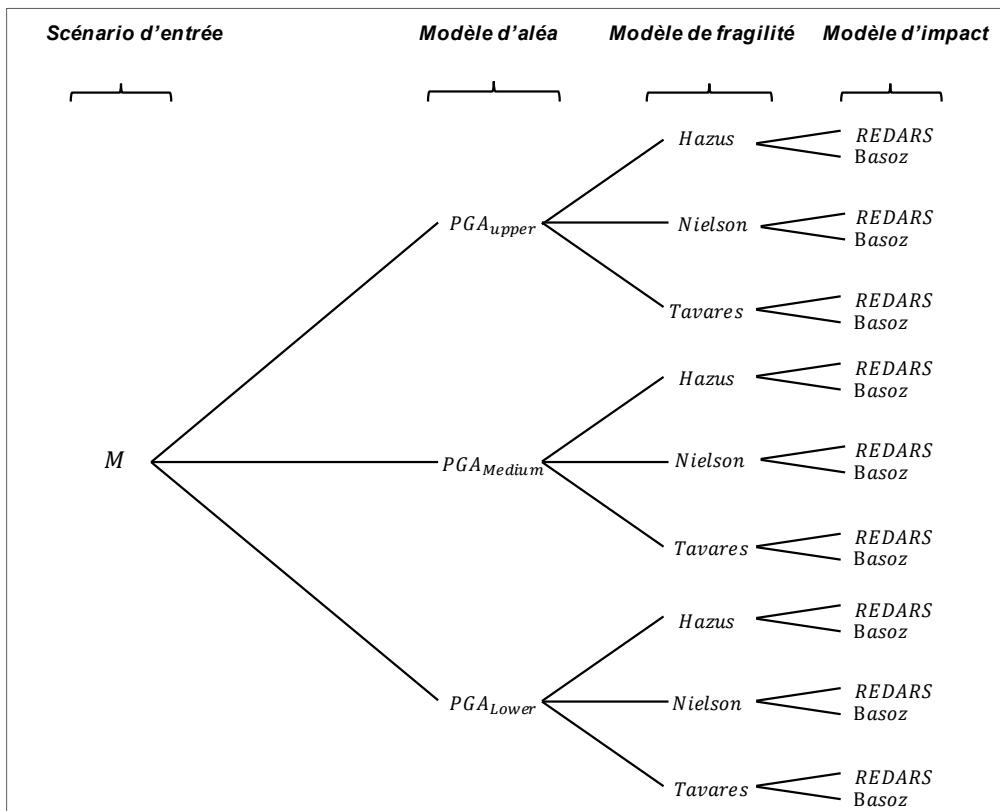


Figure 5.6 Arbre logique pour l'évaluation des incertitudes épistémiques

Des scénarios avec des magnitudes (M_w 5,0, M_w 6,0 et M_w 7,0) sont générés afin d'estimer les pertes économiques directes (μ_L et σ_L) pour toutes les combinaisons. Les figures 5.7 et 5.8 illustrent, respectivement les résultats obtenus pour μ_L et σ_L . Chaque figure représente les relations de la moyenne et de l'écart type qui reflètent quant à elles les incertitudes globales reliées aux différents modèles considérés. En moyenne, les valeurs des médianes μ_L sont estimées à environ : 2,5 millions de dollars pour M_w 5,0; 8,4 millions de dollars pour M_w 6,0; et 23,3 millions de dollars pour M_w 7,0. En revanche, les valeurs de l'écart type σ_L sont estimées à environ : 2,3 millions de dollars pour M_w 5,0; 4 millions de dollars pour M_w 6,0; et 5,7 millions de dollars pour M_w 7,0. Les résultats indiquent aussi que les écarts types associés à ces estimations de pertes augmentent proportionnellement avec la magnitude.

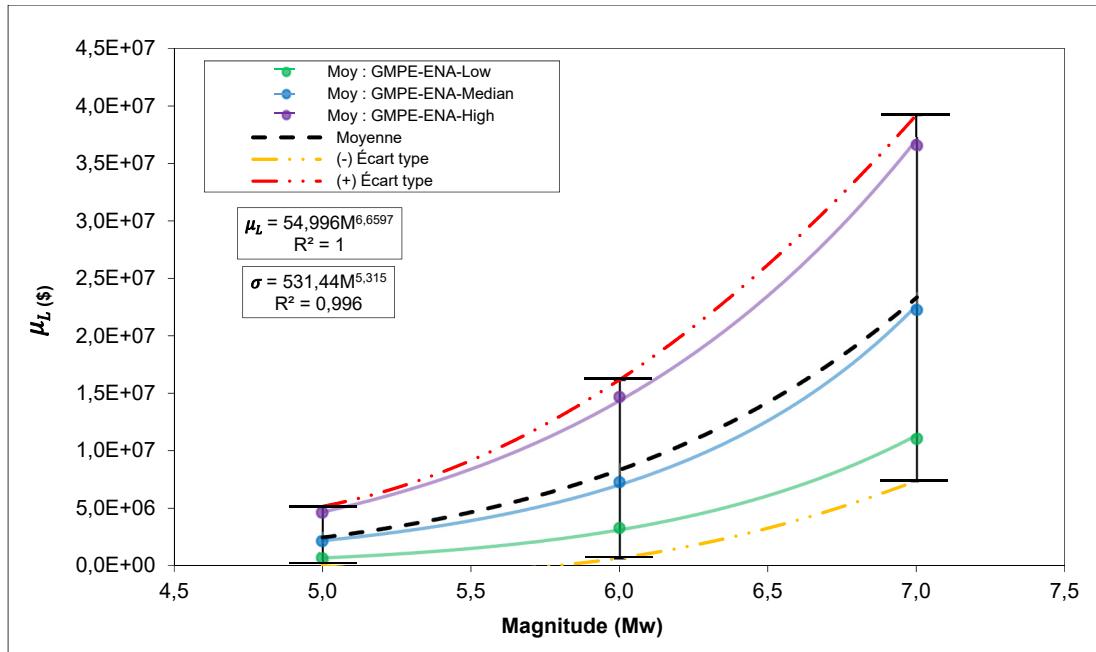


Figure 5.7 Estimation de la moyenne des pertes économiques μ_L pour l'étude des incertitudes épistémiques

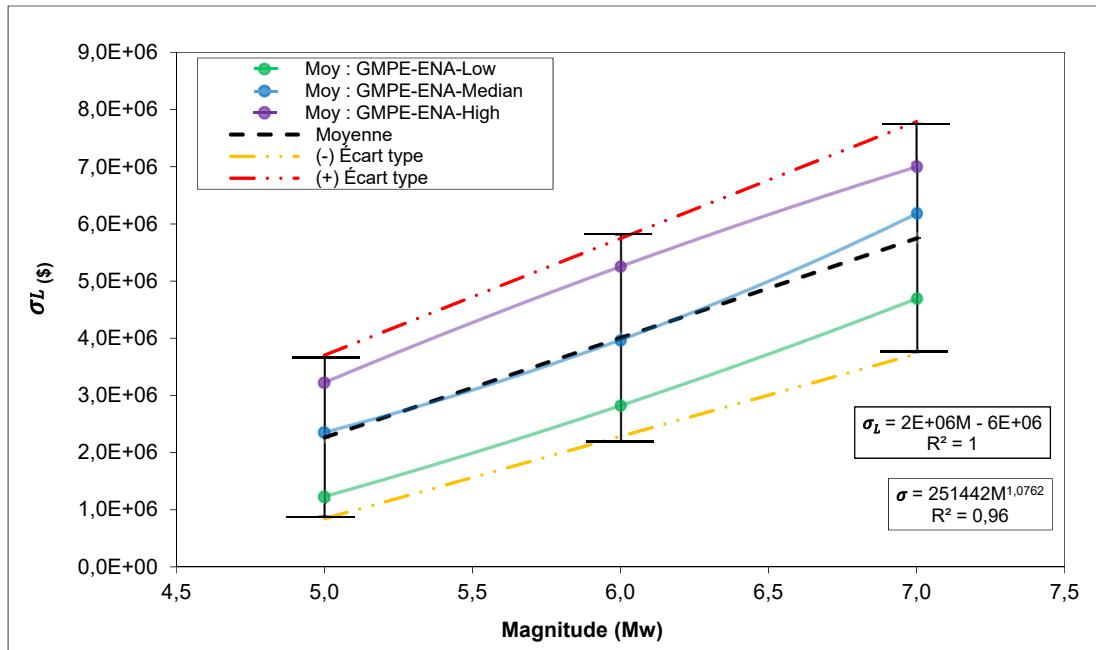


Figure 5.8 Estimation de l'écart type σ_L des pertes économiques pour l'étude des incertitudes épistémiques

5.2.2 Analyse de sensibilité

Après avoir quantifié les incertitudes épistémiques, il est pertinent de comparer les différentes combinaisons afin d'évaluer la sensibilité de chaque modèle d'entrée sur les résultats de pertes économiques. Le tableau suivant récapitule les résultats des valeurs de coûts de réparation prévus et des écarts types, pour les 18 combinaisons considérées. Le scénario exécuté dans cet exemple est d'une magnitude M_w 6,0.

Tableau 5.3 Différentes combinaisons de modèles pour l'étude de sensibilité

Scénarios (M_w 6)	Fonctions de fragilité / rapports d'endommagement moyen	Coûts de réparation prévus (μ_L)	Écarts types (σ_L)
GMPE-ENA-Low	Sc 1	Tavares/REDARS	1 034 156 \$
	Sc 2	Tavares/Basoz	436 564 \$
	Sc 3	Nielson/REDARS	4 371 338 \$
	Sc 4	Nielson/Basoz	2 671 183 \$
	Sc 5	Hazus/REDARS	7 450 270 \$
	Sc 6	Hazus/Basoz	3 755 276 \$
GMPE-ENA-Median	Sc 7	Tavares/REDARS	2 823 645 \$
	Sc 8	Tavares/Basoz	1 171 041 \$
	Sc 9	Nielson/REDARS	9 753 566 \$
	Sc 10	Nielson/Basoz	5 849 078 \$
	Sc 11	Hazus/REDARS	15 961 821 \$
	Sc 12	Hazus/Basoz	8 085 695 \$
GMPE-ENA-High	Sc 13	Tavares/REDARS	7 240 836 \$
	Sc 14	Tavares/Basoz	3 016 843 \$
	Sc 15	Nielson/REDARS	19 502 646 \$
	Sc 16	Nielson/Basoz	11 787 834 \$
	Sc 17	Hazus/REDARS	29 476 338 \$
	Sc 18	Hazus/Basoz	17 076 468 \$

Comme prévu, les résultats indiquent que dans tous les scénarios, le modèle d'impact de REDARS entraîne des pertes économiques plus importantes que celui de Basoz, et cela en raison de ses rapports d'endommagement moyen qui sont les plus élevés dans les états de

dommages modéré, étendu et complet (voir tableau 5.2). Par exemple, lorsqu'on considère la combinaison (Tavares/REDARS), on peut constater que le coût de réparation prévu augmente d'environ 140 % pour chaque niveau des GMPEs. Quant aux modèles d'aléa, l'influence de trois niveaux des GMPEs est toutefois plus grande que l'influence des deux modèles d'impact sur le résultat final. En observant la différence entre les scénarios (Sc1), (Sc7) et (Sc13), on remarque une augmentation de pertes de près de : 173 % en variant (Sc7) par rapport au (Sc1); 156 % en variant (Sc13) par rapport au (Sc7); et 600 % en variant (Sc13) par rapport au (Sc1). Cela est aussi le cas pour les autres combinaisons, c'est-à-dire (Nielson/REDARS) et (Hazus/REDARS), mais avec un taux d'augmentation moins élevé. Par ailleurs, il est remarqué que les courbes de fragilité d'Hazus engendrent plus de pertes que celles de Nielson et de Tavares. Ceci peut être dû au fait qu'Hazus considère une fragilité plus élevée pour les ponts de classes (MSSS-Concrete). Comme il a été démontré à la section 4.2.2, les ponts de classes (MSSS-Concrete) contribuent plus aux pertes par rapport aux autres ponts à travées multiples, en raison de leur effectif, qui est de 17,65 % des ponts et de leurs coûts élevés de remplacement. La figure suivante illustre les différentes valeurs médianes de PGA données pour la classe (MSSS-Concrete).

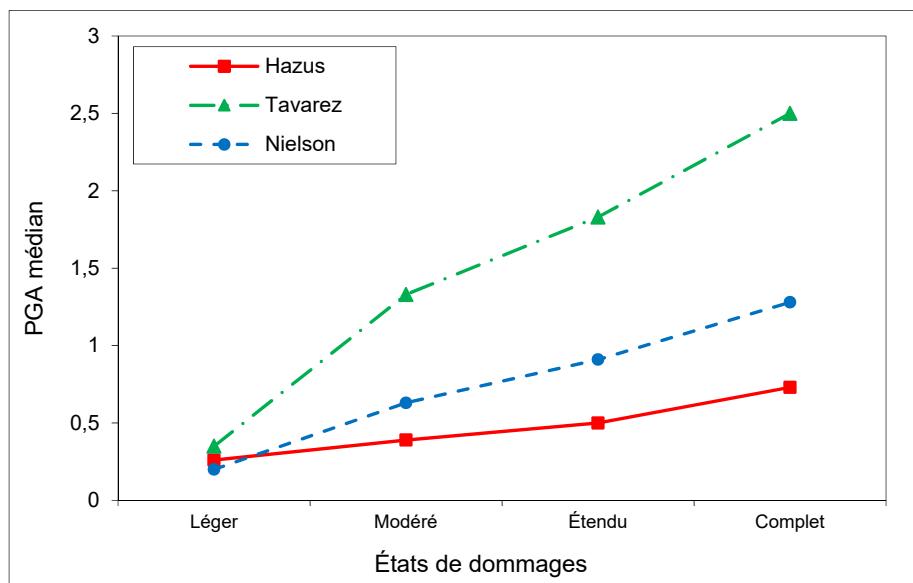


Figure 5.9 Comparaison des valeurs médianes de PGA proposées par Hazus, Nielson et Tavares pour la classe MSSS-Concrete

On constate que la valeur médiane de PGA d’Hazus est inférieure de 26 % à celle de Tavares pour l’état de dommage léger, inférieure de 71 % à celle de Tavares et de 38 % à celle de Nielson pour l’état de dommage modéré, inférieure de 73 % à celle de Tavares et de 45 % à celle de Nielson pour l’état de dommage étendu, et inférieure de 71 % à celle de Tavares et de 43 % à celle de Nielson pour l’état de dommage complet. D’après Nielson (2005), l’une des raisons pour lesquelles Hazus surestime la fragilité des ponts de classe (MSSS-Concrete), est qu’il attribue le même ensemble de courbes de fragilité à tous les ponts à travées multiples simplement appuyées, quel que soit leur matériau de construction.

En comparant les différentes combinaisons de fragilité, on remarque que pour chaque niveau des GMPEs, les résultats sont dominés par la variation de la combinaison (Hazus/Basoz) par rapport à celle de (Tavares/Basoz). Par exemple, pour GMPE-ENA-Low, l’augmentation de pertes est de près : 512 % en variant (Sc4) par rapport au (Sc2); 41 % en variant (Sc6) par rapport au (Sc4); et 760 % en variant (Sc6) par rapport au (Sc2). En considérant le modèle d’impact REDARS, on trouve que l’augmentation est d’environ : 323 % en variant (Sc3) par rapport au (Sc1); 70 % en variant (Sc5) par rapport au (Sc3); et 620 % en variant (Sc5) par rapport au (Sc1).

Finalement, l’estimation de pertes est très sensible aux différents modèles d’entrée. Le taux d’augmentation maximal de coûts de réparation peut atteindre : 140 % en variant les deux modèles d’impacts; 600 % en variant les trois niveaux des GMPEs; et 760 % en variant les trois ensembles de courbes de fragilité. La combinaison la plus critique est alors celle du scénario (Sc6), dont le taux d’augmentation atteint 760 %.

CONCLUSION

Cette étude décrit une approche permettant d'évaluer rapidement les états de dommages et les impacts économiques sur un réseau de ponts routiers. Le réseau étudié compte un total de 119 ponts situés dans la région de la ville de Québec. Neuf scénarios sismiques de magnitudes (5,0, 6,0 et 7,0) sont générés grâce aux équations de prédiction du mouvement du sol qui ont été développées par Atkinson et Adams (2013) pour l'Est du Canada. Les incertitudes épistémiques et aléatoires relatives à l'aléa sismique sont considérées par les trois niveaux (inférieur, central et supérieur) des GMPEs. Une analyse de régression est ensuite effectuée pour obtenir une relation entre l'accélération horizontale maximale du sol (PGA) et la distance épicentrale (R_{epi}). Afin de prendre en compte l'effet d'amplification des ondes sismiques au site, les valeurs de PGA sont ajustées par des facteurs d'amplification relatifs à chaque emplacement du pont selon les informations tirées du code canadien sur le calcul des ponts routiers et de la carte de microzonage sismique de la ville de Québec. Les résultats indiquent que la majorité des PGA les plus élevés sont adjacents à l'épicentre et que la variation du type de sol n'a pas montré une grande influence sur la réponse des ponts. Les valeurs de PGA varient entre 0,02 et 0,55 (g) pour Mw 5,0, entre 0,05 et 1,02 (g) pour Mw 6,0, alors qu'entre 0,14 et 1,67 (g) pour Mw 7,0.

Les ponts du réseau sont ensuite classés selon la section transversale, le type de matériau des poutres, ainsi que selon le type de travée et les conditions d'appuis. L'analyse statistique réalisée sur l'inventaire montre que 60,5 % des ponts du réseau ont été conçus avant l'introduction des exigences parasismiques dans les codes et normes soit, avant 1975. Par ailleurs, la majorité des ponts n'ont pas un angle de biais, ce qui est cohérent avec les résultats de Tavares (2012) et (Nielson, 2005). En se basant sur la littérature, un modèle de base est établi en attribuant aux différentes classes de ponts les données de fragilité les plus appropriées : les données de (Tavares, 2012) aux classes de ponts à travées multiples, les données de (Nielson, 2005) aux classes de ponts à travée unique et les données de HAZUS-MH (2011) aux classes de type (Others). Les différentes données sont ensuite utilisées pour déterminer un facteur de dommage moyen (MDF), selon lequel les impacts économiques

peuvent être estimés : état de dommage prévu, coût de réparation prévu, priorité d'inspection, état probable du trafic routier et le rang de priorité.

Les résultats de dommages montrent que la plupart des ponts sont dans des états de dommages légers et modérés. Pour un niveau supérieur des GMPEs, 40 % des ponts ont subi des dommages légers à modérés pour M_w 5,0 et 91 % des ponts ont subi des dommages légers à modérés pour M_w 6,0. Pour M_w 7,0, 88 % des ponts ont subi des dommages modérés, alors que, 10 % des ponts ont subi des dommages étendus. Ceci reflète l'importance de considérer la magnitude 5,0 dans l'évaluation de dommages aux ponts. Pour M_w 7,0, il est constaté que les ponts de classe (MSC – Slab) et les ponts de classe (Others) sont les plus endommagés. La fragilité des ponts (MSC – Slab) est probablement causée par le poids de leur superstructure qui peut entraîner des forces d'inertie plus élevées par rapport aux autres ponts du réseau. La fragilité des ponts de classe (Others) est tributaire des capacités aux états limites des composantes proposées par N. Basöz et J. Mander (1999) et intégrées dans (HAZUS-MH, 2011).

Les pertes économiques directes sont ensuite calculées en se basant sur les coûts de remplacement des ponts. Les résultats indiquent que l'écart type du rapport de dommage peut largement influencer l'estimation de pertes économiques. Ceci peut être dû au rapport d'endommagement moyen, puisqu'il s'agit des données d'observation provenant des séismes antérieurs. En moyenne, pour un niveau central des GMPEs, les pertes sont estimées à environ : 1,2 million de dollars pour M_w 5,0; 5,3 millions de dollars pour M_w 6,0; et 26 millions de dollars pour M_w 7,0. Ces pertes sont presque trois fois inférieures dans les scénarios du niveau inférieur des GMPEs et deux fois et demie supérieures dans les scénarios du niveau supérieur des GMPEs.

En utilisant les différents modèles considérés à chaque étape de l'étude, un outil d'évaluation du risque sismique est développé sur une feuille de calcul Excel avec une interface utilisateur simple. Les résultats des impacts économiques peuvent être présentés sous forme de tableaux ainsi que sur une plateforme de système d'information géographique (Mapcite). Les résultats

de l'analyse des incertitudes épistémiques sur les ponts à travées multiples indiquent qu'en moyenne, les valeurs de coûts de réparation prévus sont estimées à environ : 2,5 millions de dollars pour M_w 5,0; 8,4 millions de dollars pour M_w 6,0; et 23,3 millions de dollars pour M_w 7,0. Ainsi, que les écarts types associés à ces estimations de pertes augmentent proportionnellement avec la magnitude.

Les résultats de l'analyse de sensibilité révèlent que l'estimation de pertes est très sensible aux différents modèles d'entrée. En raison de ses rapports d'endommagement moyen, le modèle d'impact de REDARS entraîne des pertes économiques plus importantes que celui de Basoz, ce qui est cohérent avec les résultats de (Padgett et al., 2010) lors de l'évaluation des incertitudes épistémiques pour un réseau de 375 ponts situés à Charleston, en Caroline du Sud. Pour les 18 combinaisons, il a été démontré que l'influence de trois niveaux des GMPEs est plus grande que l'influence des deux modèles d'impact sur le résultat final où le l'augmentation du coût de réparation peut atteindre 600 %. En outre, les courbes de fragilité d'Hazus entraînent plus des pertes en comparaison avec celles de Nielson et Tavares. Cela est dû au fait qu'Hazus considère une fragilité plus élevée pour les ponts de classe (MSSS-Concrete). En variant deux modèles de fragilité, l'augmentation du coût de réparation peut atteindre 760 %.

En fin, ce travail contribue à la génération des scénarios sismiques d'un réseau de ponts avec une distribution spatiale de l'intensité du mouvement du sol au site du pont. L'outil développé permet, en quelques minutes, d'évaluer les impacts économiques sur le réseau en incluant les incertitudes liées aux différents modèles d'entrée, contrairement à d'autres outils tels que Hazus qui nécessite un temps de calcul plus long, et considère seulement un modèle d'aléa, un modèle de fragilité et un modèle d'impact.

RECOMMANDATIONS

En s'appuyant sur les résultats et la conclusion de cette étude, de futurs travaux de recherches sont recommandés :

- exécuter des scénarios sismiques sur d'autres types de ponts pour lesquelles les données de fragilité sont générées, par exemple : ponts en poutre-caisson à travées multiples simplement appuyées, pont dalle à travées multiples simplement appuyées, etc. Ceci permettrait d'évaluer la vulnérabilité d'un plus large échantillon de ponts typiques qui appartiennent à la province de Québec. Les analyses de régression sur les GMPEs, quant à elles, doivent être soigneusement traitées, en considérant les magnitudes et les distances épcentrales correspondantes ;
- les PGA calculés dans cette étude ont été ajustés selon des coefficients du site donnés par le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S614). Il est donc nécessaire de prendre en considération la mise à jour de nouvelles valeurs proposées dans le prochain code. De même, les équations de prédiction du mouvement du sol devraient être actualisées, étant donné que le nouveau modèle d'aléa sismique (Canada's 6th generation seismic hazard model) est déjà développé par Adams et al. (2019) pour être utilisé dans le prochain code national du bâtiment du Canada 2020 (CNBC 2020) ;
- améliorer la base de données en ajoutant d'autres caractéristiques structurales pouvant contribuer à la vulnérabilité sismique des ponts. On peut citer, à titre d'exemple, la longueur de la travée et la hauteur des colonnes ;
- établir des fonctions de fragilité pour les ponts à travée unique du Québec en utilisant des analyses dynamiques détaillées, afin de mieux caractériser leur réponse sismique ;
- les résultats de l'étude d'impact sismique obtenus pour la classe (Others) ont montré la nécessité d'analyser de façon plus détaillée la vulnérabilité des ponts qui y sont associés;

les ponceaux de type dalle pleine en béton armé, les portiques en béton armé, les portiques en béton (avec tablier à poutre et dalle), les ponts acier-bois, les ponts à poutres en acier enrobées de béton, les ponts à poutres-caissons en acier, les ponts à tablier inférieur en acier et les ponts de type Pony-Warren en acier ;

- réduire les incertitudes liées aux pertes économiques en considérant des modèles de fragilité et d'impact plus adaptés. Plus précisément, les prochaines études devraient se concentrer sur la relation entre les capacités aux états limites et les différents états de dommages, soit qualitatifs ou quantitatifs, afin d'estimer aux mieux les dégâts d'un séisme sur un réseau de ponts ;
- appliquer la méthodologie développée à d'autres régions appartenant à la province de Québec telle que la ville de Montréal et la région d'Ottawa-Gatineau pour lesquelles des bases de données des ponts et des cartes de microzonage existent ;
- étudier les effets de sites tels que les glissements de terrain et la liquéfaction des sols afin de mieux comprendre leur susceptibilité pour les régions d'intérêt;
- étudier l'effet de l'angle de biais et celui du nombre de travées pour chaque ponts de réseau. HAZUS-MH (2011), fournit actuellement des équations pour modifier ces deux paramètres, mais ces équations doivent être vérifiées à l'aide des analyse dynamiques détaillées;
- établir une relation entre les états de dommages et les années de construction en considérant des données de fragilité relatives aux plages d'années de références;
- développer l'outil d'évaluation du risque sismique sur une plateforme Web dans le but de répondre aux besoins aux utilisateurs en matière de gestion de risque sismique d'un réseau municipal de ponts.

ANNEXE I

DIAGRAMMES DE DISPERSION

Cette annexe présente les diagrammes de dispersion des valeurs de PGA, données par les équations de prédiction du mouvement du sol (ENA-GMPEs).

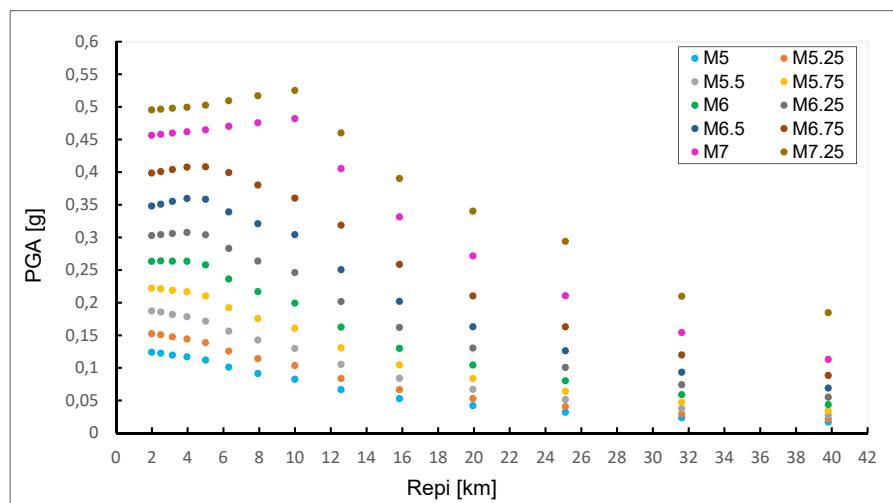


Figure-A I-1 Valeurs de PGA établies pour (GMPE-ENA-Low)
Adaptée de Atkinson et Adams (2013)

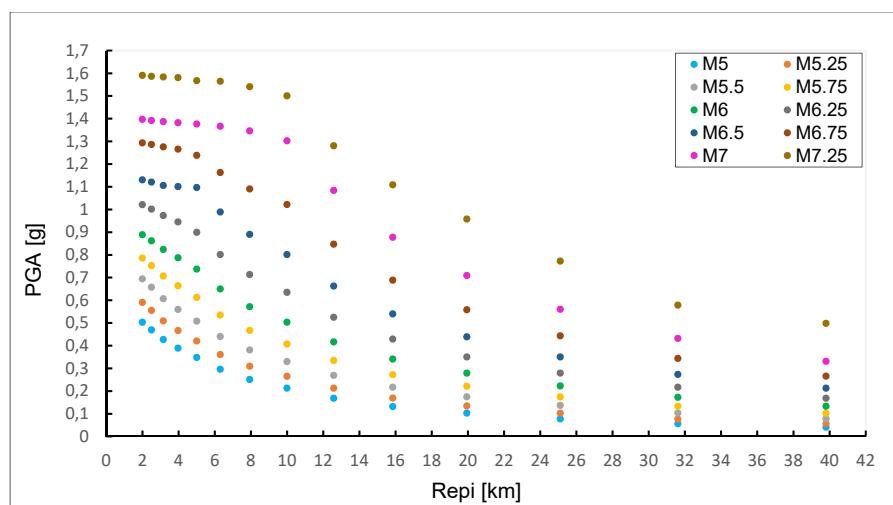


Figure-A I-2 Valeurs de PGA établies pour (GMPE-ENA-High)
Adaptée de Atkinson et Adams (2013)

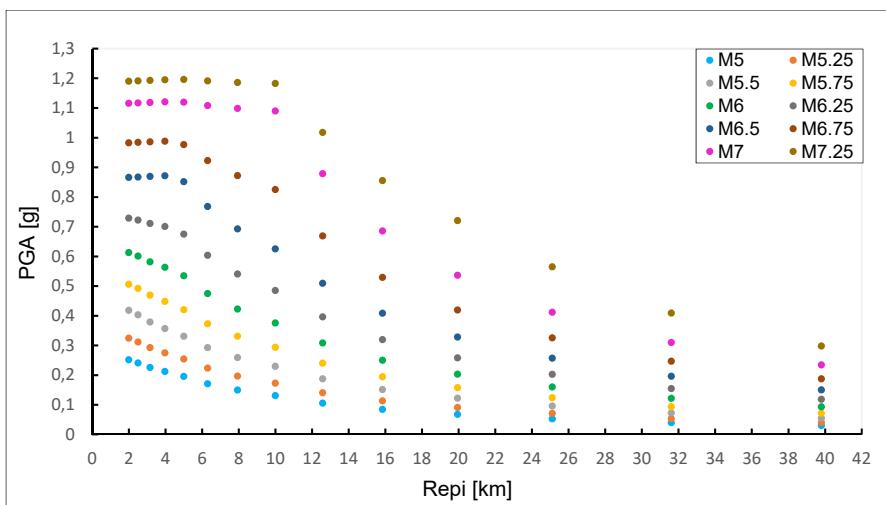


Figure-A I-3 Valeurs de Sa (0.2) établies pour (GMPE-ENA-Low)
Adaptée de Atkinson et Adams (2013)

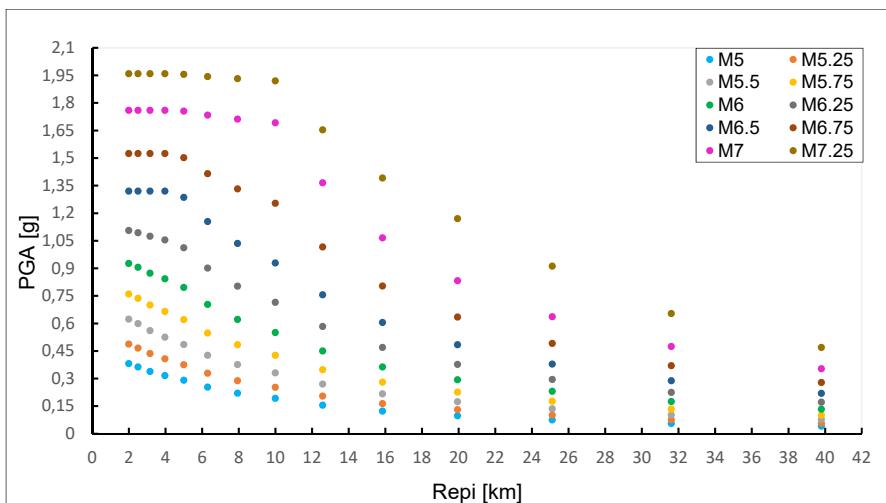


Figure-A I-3 Valeurs de Sa (0.2) établies pour (GMPE-ENA-Median)
Adaptée de Atkinson et Adams (2013)

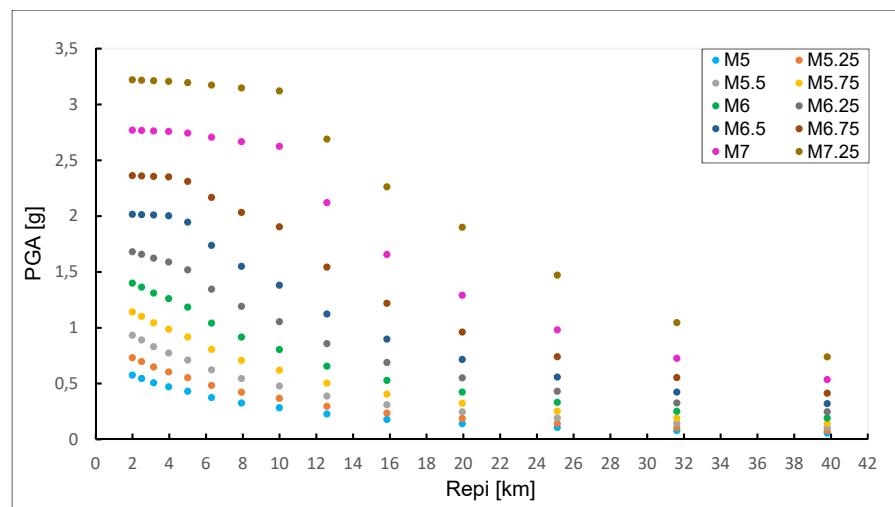


Figure-A I-4 Valeurs de Sa (0.2) établies pour (GMPE-ENA-High)
Adaptée de Atkinson et Adams (2013)

ANNEXE II

ANALYSE DE RÉGRESSION

Cette annexe présente les analyses de régression (simple et multiple), réalisées sur les équations de prédiction du mouvement du sol.

Analyse de régression simple

La figure A II-1 montre un exemple de calcul effectué par une analyse de régression simple pour un scénario de magnitude M_w 6,0 et d'un niveau central des GMPEs. Les paramètres $\widehat{\beta}_0$ et $\widehat{\beta}_1$ sont, respectivement les estimateurs de β_0 et β_1 . Ils sont déterminés à partir de l'équation Solveur pour affiner la courbe de tendance obtenue. « \widehat{PGA} » Représente la valeur ajustée de PGA.

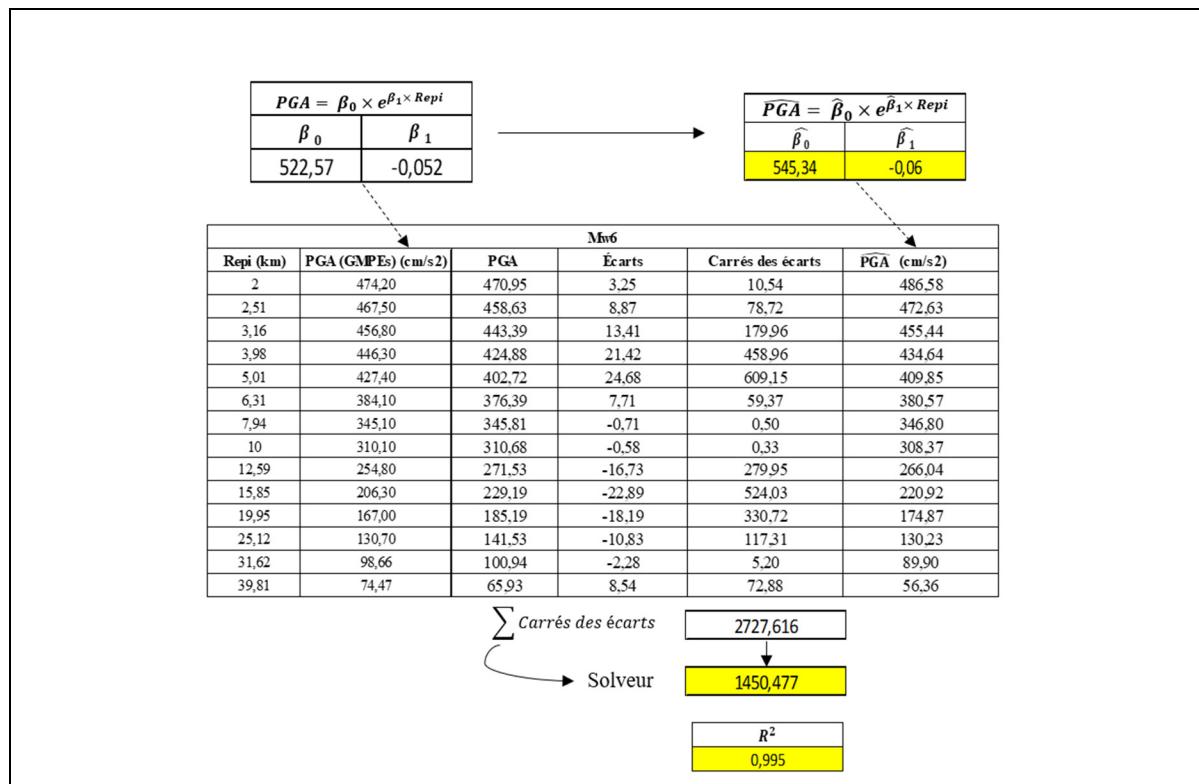


Figure-A II-1 Analyse de régression pour un scénario de magnitude 6,0 et d'un niveau central des GMPEs

Le tableau-A II-1 et la figure-A II-2 montrent les résultats de $S_a(0,2)$, en représentant pour chaque scénario l'équation et le graphique du modèle respectif.

Tableau-A II-1 Les équations de $S_a(0,2)$ obtenues pour chaque scénario

Évènements sismiques				
Magnitude	Scénarios	Aléa	$S_a(0,2s)$ en (cm/s²)	R^2
M_w 5	Sc 1	GMPE-ENA-Low	$278,25 \times e^{-0,07 \times R_{\text{epi}}}$	0,993
	Sc 2	GMPE-ENA-Median	$421,976 \times e^{-0,08 \times R_{\text{epi}}}$	0,993
	Sc 3	GMPE-ENA-High	$638,76 \times e^{-0,08 \times R_{\text{epi}}}$	0,993
M_w 6	Sc 4	GMPE-ENA-Low	$686,27 \times e^{-0,06 \times R_{\text{epi}}}$	0,995
	Sc 5	GMPE-ENA-Median	$1037,86 \times e^{-0,06 \times R_{\text{epi}}}$	0,9954
	Sc 6	GMPE-ENA-High	$1570,88 \times e^{-0,06 \times R_{\text{epi}}}$	0,994
M_w 7	Sc 7	GMPE-ENA-Low	$13202,71 \times R_{\text{epi}}^{-1,08}$	0,999
	Sc 8	GMPE-ENA-Median	$21623,13 \times R_{\text{epi}}^{-1,10}$	0,998
	Sc 9	GMPE-ENA-High	$35244,38 \times R_{\text{epi}}^{-1,12}$	0,997

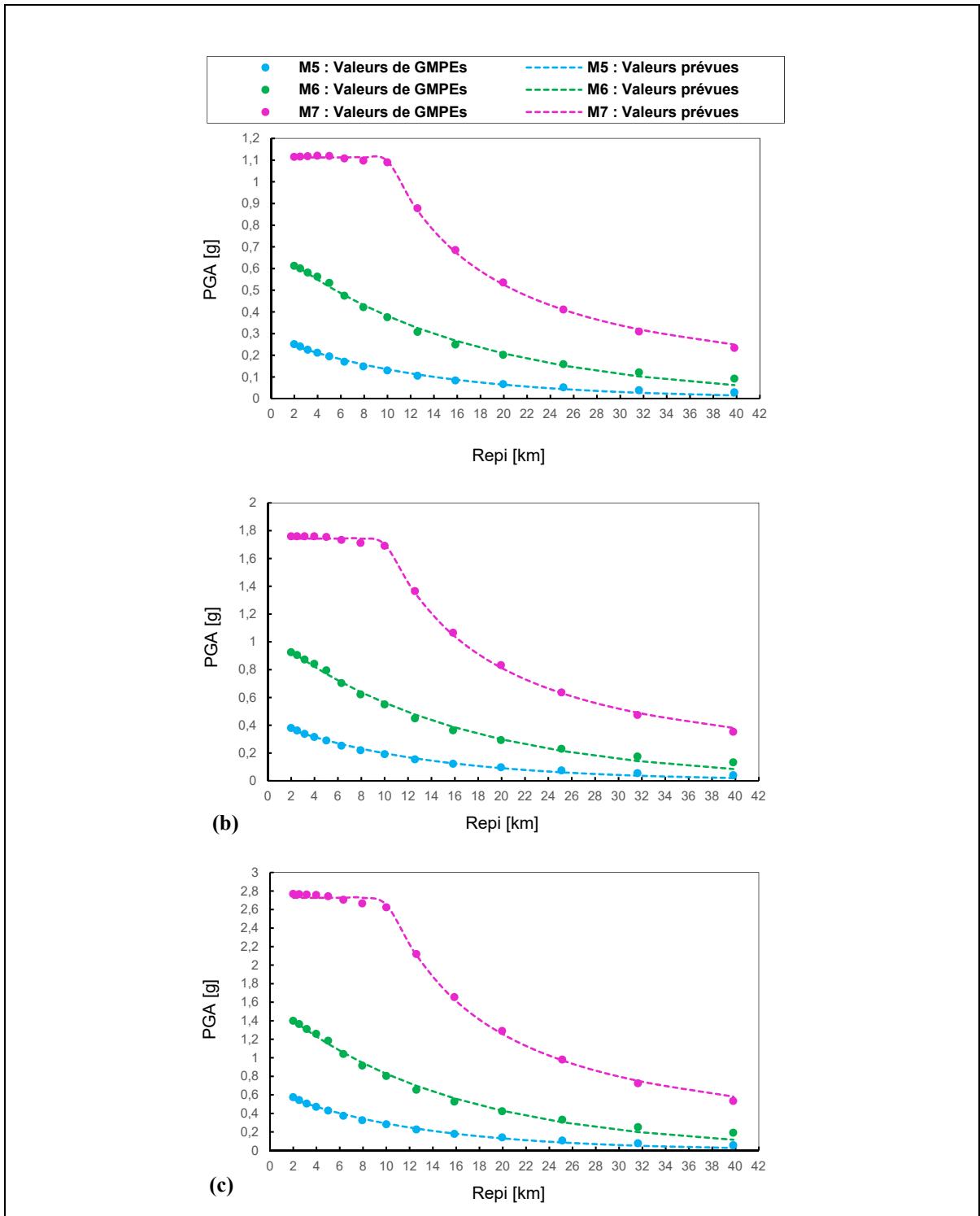


Figure-A II-2 Illustration de l'ajustement de Sa (0,2) correspondant aux magnitudes Mw 5,0, Mw6,0 et Mw 7,0: (a) pour le niveau inférieur des GMPEs; (b) pour le niveau central des GMPEs; (c) pour le niveau supérieur des GMPEs

Analyse de régression multiple

Dans cette section, les équations de $Sa(0,2)$ sont déterminées par l'analyse de régression multiple et sont données comme suit :

Pour GMPE-ENA-Low :

- si $5,0 \leq M_w < 6,5$:

$$Sa(0,2) = e^{[(-0,1045 \times M^2 + 2,0546 \times M - 8,9157) + ((0,0015 \times M^2 - 0,0028 \times M - 0,0969) \times R_{epi})]}$$

- si $6,5 \leq M_w < 7,0$:

$$Sa(0,2) = e^{[(0,1142 \times M^2 - 1,0953 \times M + 2,4451) + ((-0,0133 \times M^2 + 0,2126 \times M - 0,8798) \times R_{epi})]}$$

- si $7,0 \leq M_w \leq 7,25$

$$Sa(0,2) = e^{[(-1,8467 \times M + 15,526) + ((0,9303 \times M - 7,5951) \times \ln(R_{epi}))]}$$

Pour GMPE-ENA-Median :

- si $5,0 \leq M_w < 6,5$:

$$Sa(0,2) = e^{[(-0,0837 \times M^2 + 1,8207 \times M - 7,8531) + ((0,0022 \times M^2 - 0,0096 \times M - 0,0835) \times R_{epi})]}$$

- si $6,5 \leq M_w < 7,0$:

$$Sa(0,2) = e^{[(0,1225 \times M^2 - 1,1473 \times M + 2,8601) + ((-0,0148 \times M^2 + 0,2349 \times M - 0,9645) \times R_{epi})]}$$

- si $7,0 \leq M_w \leq 7,25$:

$$Sa(0,2) = e^{[(1,6923 \times M + 14,939) + ((0,938 \times M - 7,6677) \times \ln(R_{epi}))]}$$

Pour GMPE-ENA-High :

- si $5,0 \leq M_w < 6,5$:

$$Sa(0,2) = e^{[(-0,0646 \times M^2 + 1,6099 \times M - 6,8617) + ((0,0033 \times M^2 - 0,0221 \times M - 0,0533) \times R_{epi})]}$$

- si $6,5 \leq M_w < 7,0$:

$$Sa(0,2) = e^{[(0,1437 \times M^2 - 1,3863 \times M + 3,9462) + ((-0,0175 \times M^2 + 0,2735 \times M - 1,1067) \times R_{epi})]}$$

- si $7,0 \leq M_w \leq 7,25$:

$$Sa(0,2) = e^{[(-1,5299 \times M + 14,291) + ((0,9447 \times M - 7,7328) \times \ln(R_{epi}))]}$$

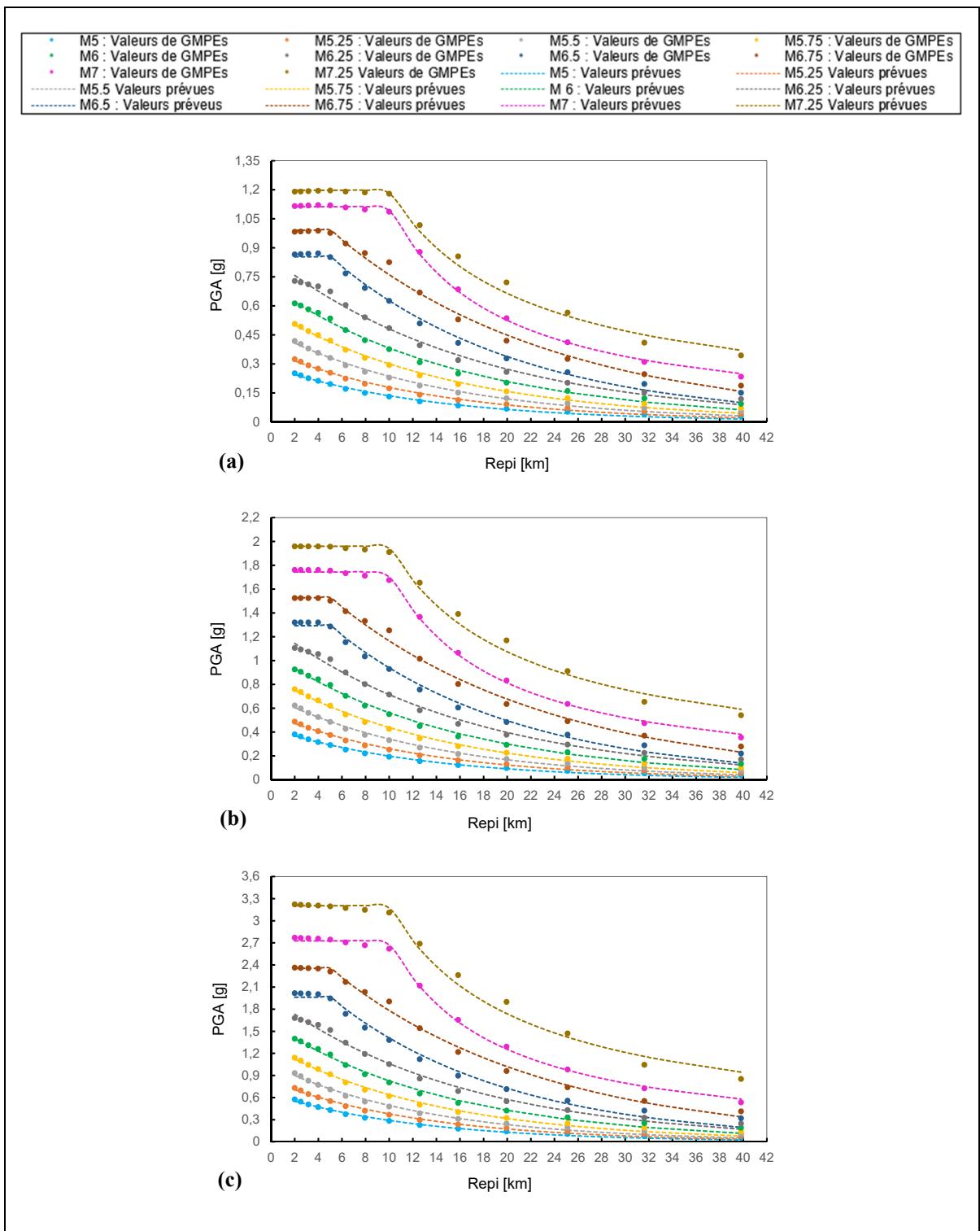


Figure-A II-3 Illustration de l'ajustement de Sa (0,2) : (a) pour le niveau inférieur des GMPEs; (b) pour le niveau central des GMPEs; (c) pour le niveau supérieur des GMPEs

Le tableau-A II-2 et le tableau-A II-3 présentent les coefficients de détermination (R^2) correspondant aux équations de régression développées pour PGA et Sa (0,2s), respectivement.

Tableau-A II-2 Coefficient de détermination (R^2) correspondant aux équations de régression développées pour PGA

GMPEs Magnitudes	GMPE-ENA-Low	GMPE-ENA-Median	GMPE-ENA-High
5,0	0,995	0,996	0,965
5,25	0,995	0,996	0,966
5,5	0,994	0,996	0,967
5,75	0,991	0,996	0,975
6,0	0,985	0,995	0,982
6,25	0,978	0,992	0,989
6,5	0,993	0,996	0,987
6,75	0,976	0,992	0,995
7,0	0,988	0,997	0,993
7,25	0,960	0,985	0,989

Tableau-A II-3 Coefficient de détermination (R^2) correspondant aux équations de régression développées pour Sa (0,2s)

GMPEs Magnitudes	GMPE-ENA-Low	GMPE-ENA-Median	GMPE-ENA-High
5,0	0,993	0,993	0,993
5,25	0,993	0,993	0,993
5,5	0,993	0,993	0,992
5,75	0,995	0,994	0,994
6,0	0,995	0,995	0,994
6,25	0,992	0,993	0,993
6,5	0,994	0,993	0,992
6,75	0,993	0,995	0,995
7,0	0,999	0,998	0,997
7,25	0,993	0,993	0,992

ANNEXE III

VALIDATION DES RÉSULTATS D'IMPACTS ÉCONOMIQUES

Nilsson (2008) a évalué les impacts économiques sur un réseau contenant 375 ponts situés à Charleston, en Caroline du Sud. Son étude présente un exemple de calcul de coûts de réparation, réalisé pour deux ponts à travées multiples. Le rapport d'endommagement moyen (D_i) utilisé est celui de Basoz (Basöz et Mander, 1999). La figure-A III-1 présente pour chaque pont, le facteur de dommage moyen exprimé en (μ_D) et l'écart type qui lui est associé (σ_D).

Table 6.6: Damage State Statistics per Bridge		
	MSSS_Concrete	MSSS_Steel
Mean, μ_D	0.17	0.22
Variance, σ_D^2	0.032	0.053
Standard Deviation, σ_D	0.18	0.23
Damage State	EXTENSIVE	EXTENSIVE

Figure-A III-1 Validation des résultats de dommages attendus
Tirée de Nilsson (2008)

On constate que dans les deux cas (pont MSSS-Concrete et pont MSSS-Steel), l'écart type dépasse la moyenne, ce qui est conforme aux résultats obtenus au chapitre 4. Cette différence est aussi observée dans l'estimation de coûts de réparation où les valeurs de σ_L sont plus élevées que celles de μ_L (figure-A III-2).

Table 6.8: Repair Cost Calculation Summary		
	μ_L	σ_L
MSSS_Concrete	\$196,000	\$208,000
MSSS_Steel	\$162,000	\$169,000
Total Inventory	\$358,000	\$268,000

Figure-A III-2 Validation des résultats de coûts
de réparation prévus
Tirée de Nilsson (2008)

ANNEXE IV

ÉTATS DE DOMMAGES

Cette annexe présente les états de dommages obtenus pour les scénarios de M_w 5,0 et M_w 6,0.

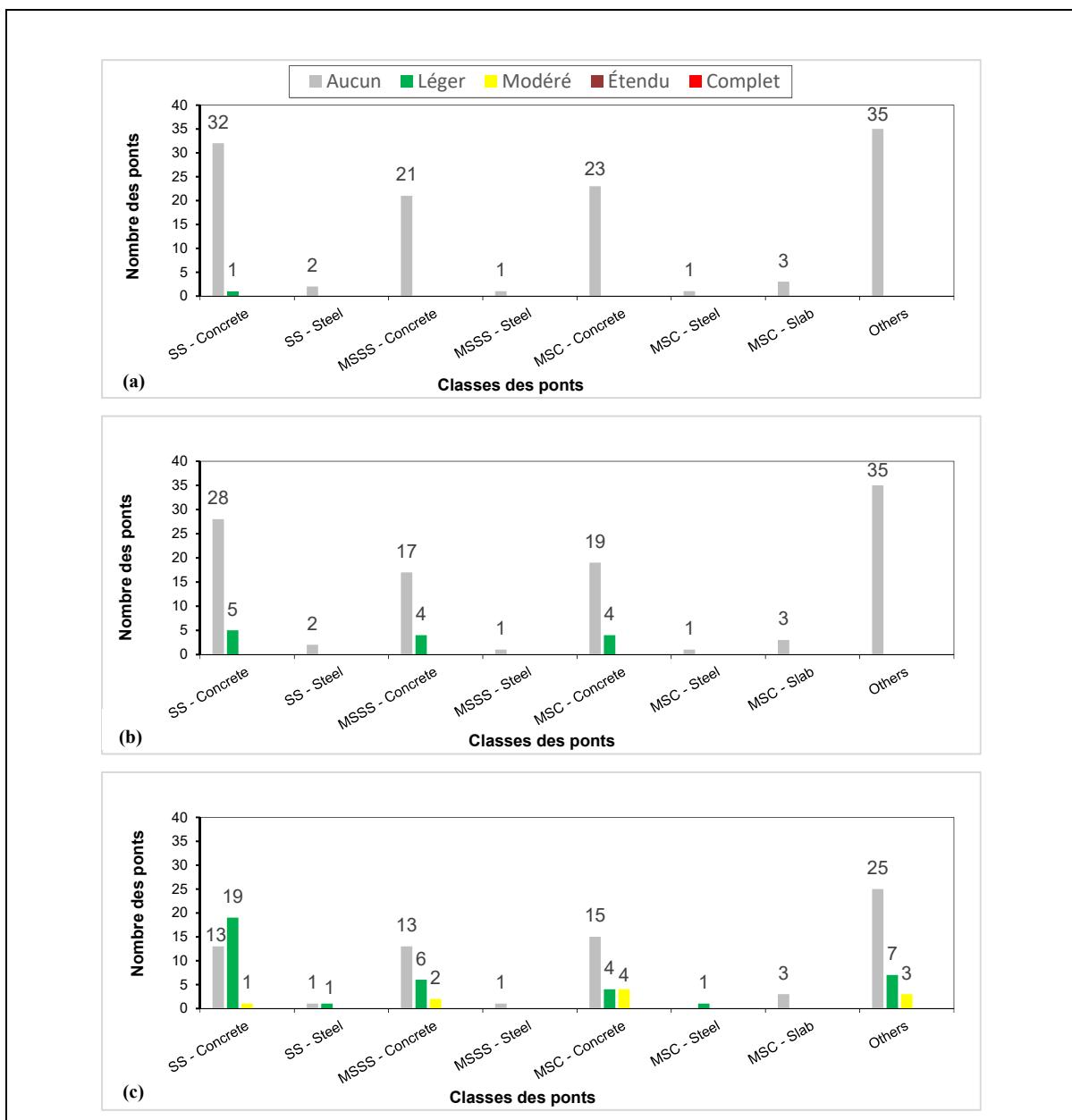


Figure-A IV-1 Les états de dommages en fonction de M_w 5,0 et des classes de ponts :
 (a) scénario 1; (b) scénario 2; (c) scénario 3

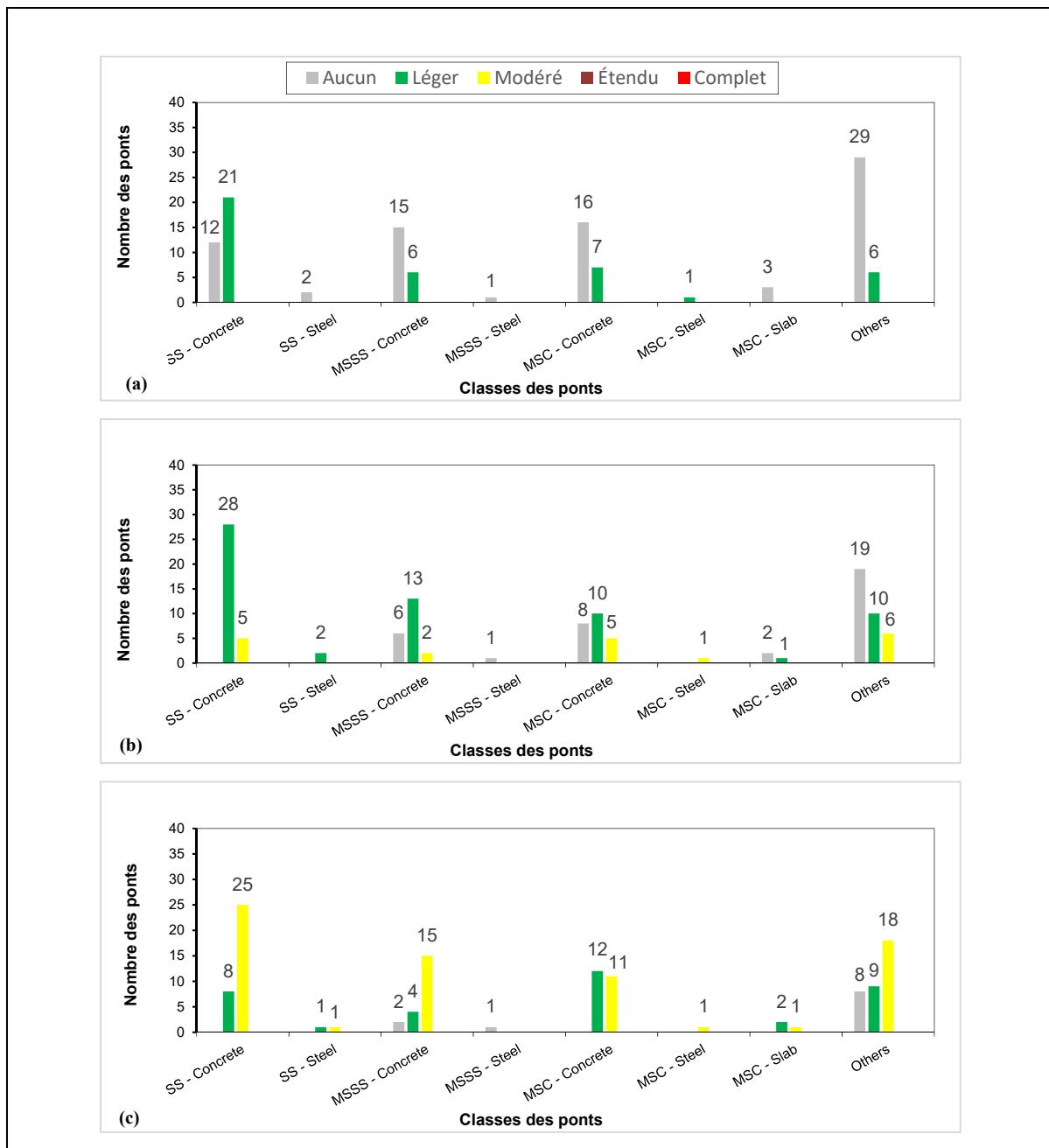


Figure-A IV-2 Les états de dommages en fonction de Mw 6,0 et des classes de ponts :
 (a) scénario 4; (b) scénario 5; (c) scénario 6

ANNEXE V

PERTES ÉCONOMIQUES DIRECTES

Cette section présente les pertes économiques directes relatives aux scénarios de M_w 5,0 et M_w 6,0.

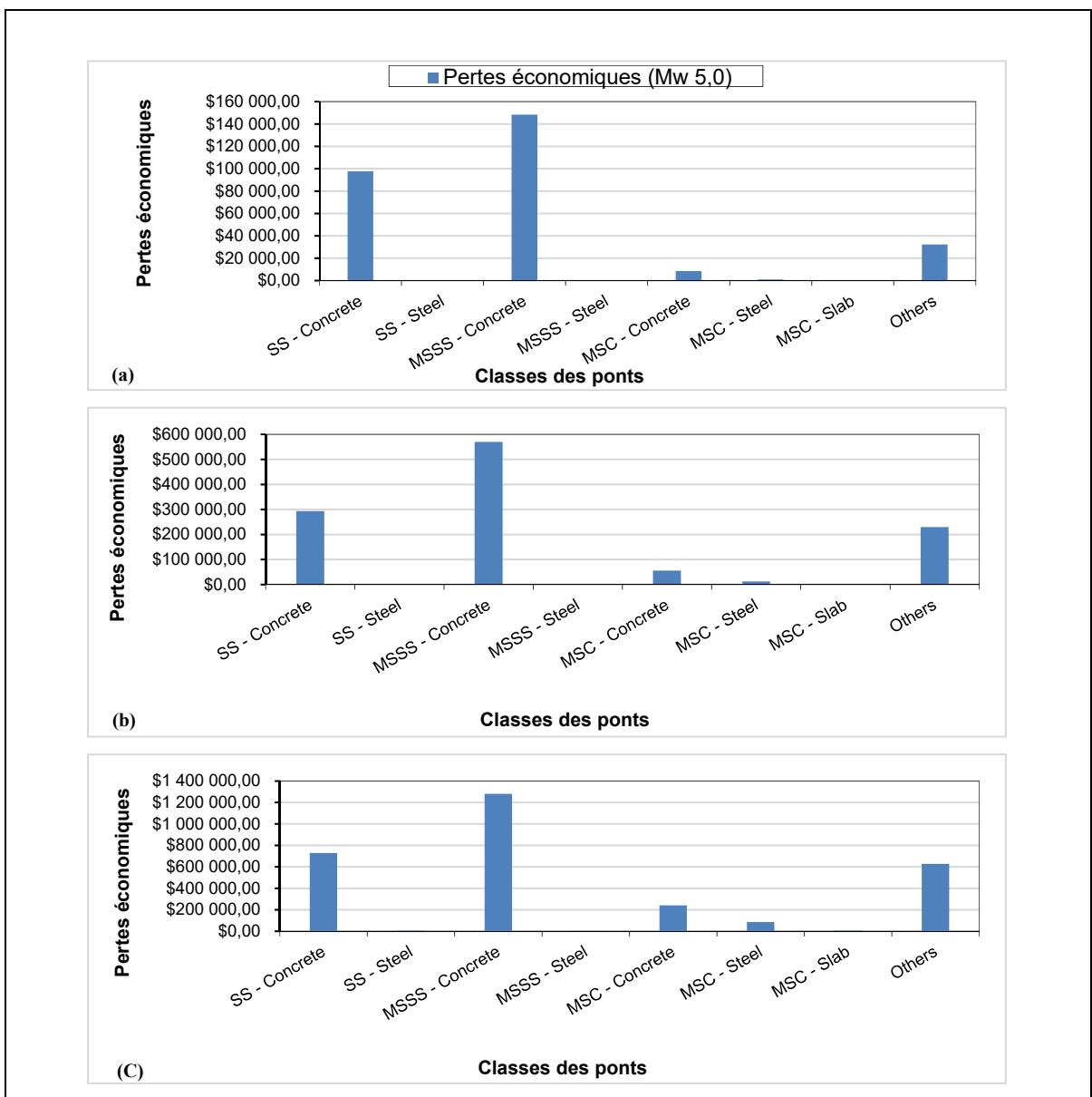


Figure-A V-1 Les pertes économiques directes en fonction de la magnitude M_w 5,0 et des classes de ponts : (a) scénario 1; (b) scénario 2; (c) scénario 3

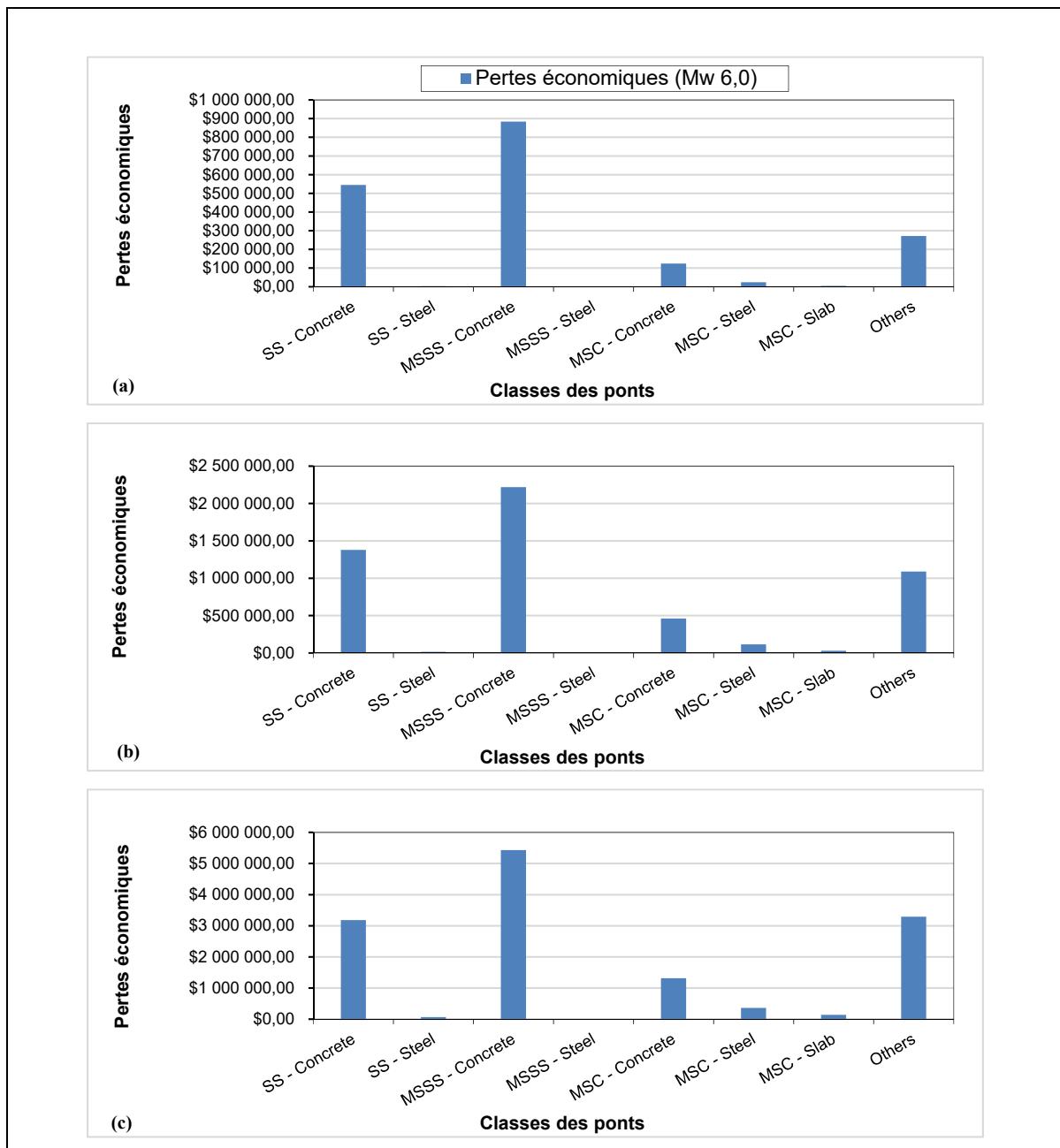


Figure-A V-2 Les pertes économiques directes en fonction de la magnitude Mw 6,0 et des classes de ponts : (a) scénario 4; (b) scénario 5; (c) scénario 6

ANNEXE VI

DONNÉES DES PONTS DE L'INVENTAIRE DE LA VILLE DE QUÉBEC

Tableau-A VI-1 Liste des ponts du réseau

Identifiant	Arrondissement	Année de construction	Classe de ponts de l'étude	Type de Structure	#MTQ	Classe sismique	Nbre de poutres
1	Les Rivières	1985	SS-Concrete	Pont	41	C	4
2	Les Rivières	1965	SS-Concrete	Pont	41	D	4
3	Les Rivières	1966	SS-Concrete	Pont	41	C	4
4	Beauport	1966	SS-Concrete	Pont	41	D	4
5	Charlesbourg	1957	SS-Concrete	Pont	41	A	4
6	Haute-St-Charles	1979	SS-Concrete	Pont	41	C	4
7	Haute-St-Charles	1971	SS-Concrete	Pont	41	C	4
8	Les Rivières	1968	SS-Concrete	Pont	42	C	4
9	Limoilou	1976	SS-Concrete	Passage Sup	42	C	4
10	Les Rivières	1974	SS-Concrete	Pont	42	D	4
11	Les Rivières	1993	SS-Concrete	Pont	42	D	4
12	Laurentien	1982	SS-Concrete	Pont	42	D	4
13	Laurentien	1987	SS-Concrete	Pont	42	C	4
14	Charlesbourg	1975	SS-Concrete	Pont	42	A	4
15	Laurentien	1976	SS-Concrete	Pont	42	C	4
16	Haute-St-Charles	2003	SS-Concrete	Pont	42	B	4
17	Haute-St-Charles	1983	SS-Concrete	Pont	42	B	4
18	Laurentien	1972	SS-Concrete	Pont	42	B	4
19	Laurentien	1972	SS-Concrete	Pont	42	B	4
20	Ste-Foy/Sillery	1994	SS-Concrete	Passage Sup	42	B	4
21	Laurentien	1938	SS-Concrete	Pont	47	B	3
22	Laurentien	1967	SS-Concrete	Pont	47	D	4
23	Laurentien	1973	SS-Concrete	Pont	47	B	4
24	Laurentien	1939	SS-Concrete	Pont	31	B	Dalle
25	Charlesbourg	1964	SS-Concrete	Pont	31	C	Dalle
26	Les Rivières	1982	SS-Concrete	Pont	31	D	Dalle
27	Charlesbourg	1959	SS-Concrete	Pont	31	B	Dalle
28	Haute-St-Charles	2004	SS-Concrete	Pont	31	C	Dalle
29	Haute-St-Charles	1999	SS-Concrete	Pont	31	C	Dalle
30	Haute-St-Charles	1999	SS-Concrete	Pont	31	D	Dalle

Tableau-A VI-1 Liste des ponts du réseau (suite)

Identifiant	Arrondissement	Année de construction	Classe de ponts de l'étude	Type de Structure	#MTQ	Classe sismique	Nbre de poutres
31	Charlesbourg	2004	SS-Concrete	Pont	31	A	Dalle
32	Haute-St-Charles	2004	SS-Concrete	Pont	31	D	Dalle
33	Les Rivières	1961	SS-Concrete	Pont	43	D	4
34	Les Rivières	1963	SS-Steel	Passage Sup	44	E	4
35	Les Rivières	1988	SS-Steel	Pont	44	C	4
36	Beauport	1996	MSC-Steel	Pont	44	C	4
37	Charlesbourg	1993	MSC-Concrete	Passage Sup	43	A	3
38	Les Rivières	1971	MSC-Concrete	Passage Sup	35	D	Dalle
39	Charlesbourg	1970	MSC-Concrete	Passage Sup	35	D	Dalle
40	Haute-St-Charles	1975	MSC-Concrete	Passage Sup	47	B	4
41	Charlesbourg	1962	MSC-Concrete	Passage Sup	47	A	4
42	Laurentien	1977	MSC-Concrete	Passage Sup	47	C	4
43	Ste-Foy/Sillery	1979	MSC-Concrete	Passage Sup	47	B	Dalle
44	Laurentien	1967	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	Dalle
45	Laurentien	1974	MSC-Concrete	Pont	38	C	Dalle
46	Ste-Foy/Sillery	1964	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	Dalle
47	Ste-Foy/Sillery	1964	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	Dalle
48	Ste-Foy/Sillery	1962	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	Dalle
49	Ste-Foy/Sillery	1962	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	Dalle
50	Ste-Foy/Sillery	1960	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	Dalle
51	Laurentien	1968	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	Dalle
52	Beauport	1972	MSC-Concrete	Passage Sup	38	C	4
53	Beauport	1973	MSC-Concrete	Passage Sup	38	B	4
54	Beauport	1971	MSC-Concrete	Passage Sup	39	B	3
55	Beauport	1969	MSC-Concrete	Passage Sup	39	B	3
56	Ste-Foy/Sillery	2006	MSC-Concrete	Passage Sup	31	B	Dalle
57	Ste-Foy/Sillery	1979	MSC-Concrete	Passage Sup	31	B	Dalle
58	Les Rivières	2007	MSC-Concrete	Pont	41	D	4
59	Laurentien	1949	MSC-Concrete	Pont	41	B	4
60	Les Rivières	1994	MSSS-Steel	Pont	44	D	4
61	Charlesbourg	1965	MSC-Slab	Pont	31	C	Dalle

Tableau-A VI-1 Liste des ponts du réseau (suite)

Identifiant	Arrondissement	Année de construction	Classe de ponts de l'étude	Type de Structure	#MTQ	Classe sismique	Nbre de poutres
62	Laurentien	1938	MSC-Slab	Pont	31	B	Dalle
63	Ste-Foy/Sillery	1968	MSC-Slab	Passage Sup	31	B	Dalle
64	La Cité	1972	MSSS-Concrete	Pont	42	E	4
65	Les Rivières	1962	MSSS-Concrete	Pont	41	B	4
66	La Cité	1970	MSSS-Concrete	Pont	42	D	4
67	Les Rivières	1975	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	C	4
68	Laurentien	1970	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	B	4
69	Laurentien	1972	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	C	4
70	Les Rivières	1974	MSSS-Concrete	Passage Sup	43	D	4
71	Charlesbourg	1974	MSSS-Concrete	Passage Sup	43	B	4
72	Les Rivières	1967	MSSS-Concrete	Pont	43	C	4
73	Les Rivières	1967	MSSS-Concrete	Pont	43	C	4
74	La Cité	1961	MSSS-Concrete	Pont	41	C	4
75	Haute-St-Charles	1972	MSSS-Concrete	Pont	42	C	4
76	La Cité	1971	MSSS-Concrete	Pont	42	E	4
77	Les Rivières	1971	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	B	4
78	Beauport	1966	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	D	4
79	Beauport	1966	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	D	4
80	Ste-Foy/Sillery	1970	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	B	4
81	Laurentien	1972	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	B	4
82	Laurentien	1970	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	B	4
83	Laurentien	1970	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	B	4
84	Laurentien	1970	MSSS-Concrete	Passage Sup	42	C	4
85	Laurentien	1955	Other	Passage Sup	52	B	4
86	Charlesbourg	1960	Other	Pont	45	A	4
87	Laurentien	1977	Other	Pont	45	D	4
88	Laurentien	1981	Other	Pont	45	D	4
89	Laurentien	1980	Other	Pont	45	D	4
90	Laurentien	1979	Other	Pont	45	C	4
91	Limoilou	1998	Other	Pont	11	D	Dalle

Tableau-A VI-1 Liste des ponts du réseau (suite)

Identifiant	Arrondissement	Année de construction	Classe de ponts de l'étude	Type de Structure	#MTQ	Classe sismique	Nbre de poutres
92	Beauport	1950	Other	Pont	45	C	3
93	Laurentien	1963	Other	Pont	45	B	4
94	Laurentien	1950	Other	Pont	45	D	4
95	Laurentien	1979	Other	Pont	45	B	4
96	Laurentien	1975	Other	Pont	45	B	4
97	Laurentien	1979	Other	Pont	45	B	4
98	Laurentien	1980	Other	Pont	45	A	4
99	Beauport	1971	Other	Pont	12	C	Dalle
100	La Cité	1929	Other	Pont	63	D	2
101	La Cité	1915	Other	Pont	61	E	2
102	La Cité	1982	Other	Pont	58	E	4
103	Laurentien	1939	Other	Passage Sup	35	B	Dalle
104	Les Rivières	1991	Other	Pont	35	D	Dalle
105	Beauport	1991	Other	Pont	35	D	Dalle
106	Les Rivières	1991	Other	Pont	35	D	Dalle
107	Laurentien	1987	Other	Pont	35	D	Dalle
108	Beauport	1992	Other	Pont	35	D	Dalle
109	Laurentien	1997	Other	Pont	35	B	Dalle
110	Les Rivières	1980	Other	Pont	35	D	Dalle
111	Charlesbourg	1959	Other	Pont	35	C	Dalle
112	Charlesbourg	1957	Other	Pont	35	B	Dalle
113	Haute-St-Charles	1980	Other	Pont	35	A	Dalle
114	La Cité	1948	Other	Passage Sup	35	B	Dalle
115	Charlesbourg	1959	Other	Pont	35	D	Dalle
116	Laurentien	1990	Other	Pont	35	B	Dalle
117	La Cité	1950	Other	Passage Sup	35	B	Dalle
118	Ste-Foy/Sillery	1951	Other	Passage Sup	35	B	Dalle
119	Beauport	1971	Other	Pont	35	C	Dalle

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abo El Ezz, A., Nollet, M.-J., McGrath, H., & Nastev, M. (2018). Framework for seismic vulnerability of highway bridge networks. *Canadian Society for Civil Engineering Annual Conference 2018/Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil 2018*; Fredericton, NB; CA; June 13-16, 2018.
- Abo El Ezz, A., Smirnoff, A., Nastev, M., Nollet, M.-J., & McGrath, H. (2019). ER2-Earthquake: Interactive web-application for urban seismic risk assessment. *International journal of disaster risk reduction*, 34, 326-336.
- Adams, J., Allen, T., Halchuk, S., & Kolaj, M. (2019, 17-20 June). *Canada's 6th Generation Seismic Hazard Model, as Prepared for the 2020 National Building Code of Canada*. 12th Can. Conf présentée à Earthquake Engineering, Québec city.
- ATC, S. (1996). Evaluation and retrofit of concrete buildings, Rep ATC-40, *Applied Technology Council, Redwood City, California*.
- Atkinson, G. (2012). *White paper on proposed ground-motion prediction equations (GMPEs) for 2015 National Seismic Hazard Maps*. Repéré à https://www.seismotoolbox.ca/GMPEtables2012/r12_GMPEs9.pdf
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Atkinson, G. M., & Adams, J. (2013). Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(10), 988-998.
- Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (1995). Ground-motion relations for eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(1), 17-30.
- Basöz, N., & Mander, J. B. (1999). Enhancement of the highway transportation lifeline module in HAZUS. *National Institute of Building Sciences*, 16(1), 31-40.
- Briot, C. (1872). *Cours de cosmographie ou éléments d'astronomie* (5 ème éd.). Paris: Dunod, p.327-335.
- Boudreault, M. (2013). « Une approche actuarielle de la gestion et de la modélisation des risques de séismes et d'ouragans ». In La gestion des risques majeurs. p. 477-522. Coll. « FidRisk Collection ». Cowansville, Québec : Yvon Blais.

- Caltrans. (1992). *Seismic Hazard Components in the Caltrans Prioritization Algorithm*. California Department of Transportation -Division of structures.
- CAN/CSA. (2014). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. 9781771396202 1771396202. Mississauga, Ontario: Groupe CSA et Association canadienne de normalisation.
- Choi, E., DesRoches, R., & Nielson, B. (2004). *Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones* (Vol. 26), p.187-199.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake Spectra*, 15(4), 637-656.
- Conseil national de recherches, C. (2015). *Code national du bâtiment - Canada 2015* (Quatorzième édition éd.) [Version WorldCat.org]. [Ottawa]: Conseil national de recherches Canada. Repéré à
http://epe.lac-bac.gc.ca/100/201/301/weekly_acquisitions_list-ef/2019/19-43/publications.gc.ca/collections/collection_2019/cnrc-nrc/NR24-28-2018-fra.pdf
http://publications.gc.ca/collections/collection_2019/cnrc-nrc/NR24-28-2018-fra.pdf
- Davidovici, V. (1985). *Génie parasismique*. Institut Francais des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), Paris, France, 1105 p.
- Dujardin, A. (2015). *Prédiction des mouvements du sol dus à un séisme: différences de décroissance entre petits et gros séismes et simulations large bande* (Thèse de doctorat, Université Nice-Sophia-Antipolis, France), 198 p.
- Elnashai, A. S., Hampton, S., Karaman, H., Lee, J. S., McLaren, T., Myers, J., Tolbert, N. (2008). Overview and applications of Maeviz-Hazturk 2007. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S2), 100-108.
- Erdik, M., Şeşetyan, K., Demircioğlu, M., Hancılar, U., & Zülfikar, C. (2011). Rapid earthquake loss assessment after damaging earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(2), 247-266.
- Farzam, A. (2018). *Intégration des effets de sites à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art à l'aide d'une plateforme de système d'information géographique (SIG)* (Thèse de doctorat, École de technologie supérieure, Montréal, QC), 303 p.
- Faulkner, P. (2004). Notes for Applied Mathematics in Trigonometry and Earth Geometry/Navigation. *Australian Senior Mathematics Journal*, 18(1), 55-58.
- FEMA, H.-M. (2003). Mr3 technical manual *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model*. Norme FEMA. Washington, DC.

- Filiatrault, A. (1996). *Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, QC: Presses inter Polytechnique, 506 p.
- Ghosh, J., & Padgett, J. E. (2010). Aging considerations in the development of time-dependent seismic fragility curves. *Journal of Structural Engineering*, 136(12), 1497-1511.
- Gidaris, I., Padgett, J. E., Barbosa, A. R., Chen, S., Cox, D., Webb, B., & Cerato, A. (2017). Multiple-hazard fragility and restoration models of highway bridges for regional risk and resilience assessment in the United States: state-of-the-art review. *Journal of Structural Engineering*, 143(3), 04016188.
- Guizani, L. (2007). Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec: Mise au point (13 avril 2007). Dans *14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*. Québec.
- Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J., & Rogers, G. C. (2014). Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 National Building Code of Canada. *Geological Survey of Canada, Open File*, 7576, 18.
- Hanks, T. C., & Kanamori, H. (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 84(B5), 2348-2350.
- HAZUS-MH. (2011). Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model Hazus-MH MR5 technical manual: Federal Emergency Management Agency, National Institute of Building Science Washington DC, USA.
- Hida, H. (2009). *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs* (Mémoire de Maîtrise École de technologie supérieure, Montréal, QC), 196 p.
- Khaled, A., Nollet, M.-J., & Lemaire, A. (2013). *Étude de sensibilité des paramètres pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts en vue de la calibration de la méthode*. École de technologie supérieure, Montréal, QC, 97 p.
- Kircher, C. A., Whitman, R. V., & Holmes, W. T. (2006). HAZUS earthquake loss estimation methods. *Natural Hazards Review*, 7(2), 45-59.
- Leboeuf, D., Perret, D., Nollet, M., Lamarche, L., Nastev, M., & Parent, M. (2013). *Microzonage sismique des villes de Québec-Ancienne-Lorette et réserve indienne Wendake (catégories d'emplacement)*. Commission géologique du Canada, Dossier Public 6875, Échelle 1:50,000, 1 feuille, doi : 10.4095/292640.
- Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2013). *Evaluation parasismique des constructions existantes:m Bâtiments en maçonnerie et en béton armé*. Suisse PPUR Presses polytechniques, 225p.

- Lin, K.-w., Turner, L. L., & Wald, D. (2014). *ShakeCast V3-An Enhanced Tool for Post-Earthquake Response*. Sacramento, CA United States: US Geological Survey, 353 p.
- Lin, K.-W., & Wald, D. J. (2008). *ShakeCast manual*. Sacramento, CA United States: US Geological Survey, 90 p.
- MAEviz Center, M.-A. E. (2006). MAEviz software. *Æ*http://mae.cee.illinois.edu/software_and_tools/maeviz.htmlæ (Feb. 12, 2012).
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264.
- Misra, S., Padgett, J., Barbosa, A., & Webb, B. (2018). Post-Earthquake Restoration Modeling of Roadways And Bridges: A Survey Based Approach. Dans *Proceedings of the 11th National Conference in Earthquake Engineering*. Los Angeles, California.
- Moehle, J. P., & Eberhard, M. O. (2003). Earthquake damage to bridges. Dans *Bridge Engineering* (pp. 52-84). Boca Raton, FL United States: CRC Press.
- MTQ, M. d. T. d. Q. (2018). *Bilan de l'état des structures 2017-2018* Québec: Bibliothèque et Archives nationales du Québec : Ministère des transports du Québec,. Repéré à https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets_infrastructures/structures/Documents/bilan-structures.pdf
- Nastev, M., Parent, M., Benoit, N., Ross, M., & Howlett, D. (2016). Regional VS30 model for the St. Lawrence Lowlands, Eastern Canada. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 10(3), 200-212. doi: 10.1080/17499518.2016.1149869. Repéré à <https://doi.org/10.1080/17499518.2016.1149869>
- Nielson, B. G. (2005). *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones* (Thèse de doctorat, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA), 400 p.
- Nilsson, E. M. (2008). *Seismic risk assessment of the transportation network of Charleston, SC* (Mémoire de Maîtrise, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA), 149 p.
- Nollet, M.-J., LeBoeuf, D., & Khaled, A. (2008). *Vulnérabilité sismique des infrastructures essentielles de la ville de Québec*. Rapport final soumis à la ville de Québec, 166 p.
- NRC. (2016). « Recherche de séismes dans la base de données ». Repéré à <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/index-fr.php>

- NRC. (2019). Carte simplifiée de l'aléa sismique du Canada, les provinces et les territoires. Repéré à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/simphaz-fr.php>
- Padgett, J. E. (2007). *Seismic vulnerability assessment of retrofitted bridges using probabilistic methods* (Thèse de doctorat, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA), 270 p.
- Padgett, J. E., DesRoches, R., & Nilsson, E. (2010). Regional seismic risk assessment of bridge network in Charleston, South Carolina. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(6), 918-933.
- Padgett, J. E., Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2008). Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(5), 711-725.
- Paultre, P. (2018). *Dynamique des structures: application aux ouvrages de génie civil*. Montréal, QC: Hermes science publ, 988 p.
- Sallak, M., Aguirre, F., & Schon, W. (2013). *Incertitudes aléatoires et épistémiques, comment les distinguer et les manipuler dans les études de fiabilité*, Université de technologie de Compiègne, Hauts-de-France, France, 9 p.
- Sinnott, R. W. (1984). *Virtues of the Haversine, Sky and telescope*, (Vol. 68), 159 p. Identifiant du document: 20050176462.
- Tavares, D. H. (2012). *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec à l'aide des courbes de fragilité* (Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada), 203 p.
- Tsionis, G., & Fardis, M. N. (2014). Fragility functions of road and railway bridges. Dans *SYNER-G: Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk* (pp. 259-297). Springer.
- Tyagunov, S., Pittore, M., Wieland, M., Parolai, S., Bindi, D., Fleming, K., & Zschau, J. (2014). Uncertainty and sensitivity analyses in seismic risk assessments on the example of Cologne, Germany. *Natural Hazards and Earth System Sciences (NHESS)*, 14(6), 1625-1640.
- Voorhies, C. (2005). *More on Magnetic Spectra from Correlated Crustal Sources on Mars*. USA: NASA, Goddard Space Flight Center.
- Wald, D., Lin, K.-W., Porter, K., & Turner, L. (2008). ShakeCast: Automating and improving the use of ShakeMap for post-earthquake decision-making and response. *Earthquake Spectra*, 24(2), 533-553.

Werner, S. D., Taylor, C. E., Cho, S., Lavoie, J.-P., Huyck, C. K., Eitzel, C., Chung, H., Eguchi, R. T. (2006). *Redars 2 methodology and software for seismic risk analysis of highway systems*. Red Jacket QuadrangleBuffalo, USA, 148 p.

Yashinsky, M., Oviedo, R., Ashford, S., Fargier-Gabaldon, L., & Hube, M. (2010). Performance of highway and railway structures during the February 27, 2010 Maule Chile earthquake. *EERI/PEER. FHWA Bridge Team Report*, 46 p.