

Approche simplifiée pour l'analyse de la fragilité sismique des ponts du Québec

par

Antoine DIOT

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

MONTREAL, LE 13 JUILLET 2020

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Antoine Diot, 2020



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) 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 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
Commission Géologique du Canada à Ressources Naturelles Canada

Mme Annie Poulin, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de Technologie Supérieure

M. Lotfi Guizani, 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 19 JUIN 2020

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je souhaite exprimer ma sincère gratitude envers ma directrice, Marie-José Nollet, pour toute son aide, sa disponibilité et son soutien financier.

J'adresse mes remerciements à mon codirecteur, Ahmad Abo El Ezz, pour ses conseils et sa disponibilité.

J'exprime ma reconnaissance à Azarm Farzam, post-doctorante, pour la qualité et la régularité de son suivi.

Finalement je remercie ma famille et ma compagne pour leur patience et leur soutien inconditionnel.

Approche simplifiée pour l'analyse de la fragilité sismique des ponts du Québec

Antoine DIOT

RÉSUMÉ

Dans la province de Québec l'aléa sismique est modéré à l'exception de la zone de Charlevoix où il est élevé. Cependant la densité de population importante des zones urbaines augmente le risque associé à l'aléa sismique. Dans ce contexte, l'évaluation du comportement des ponts de la province durant un séisme est nécessaire pour la planification des réparations du réseau de transports et la gestion des interventions après un tremblement de terre. L'état de dommage des ponts détermine le coût et la durée des réparations, ainsi que leur niveau de fonctionnalité post tremblement de terre. L'analyse de la fragilité se fait par l'étude de ponts représentatifs des classes d'ouvrages de la région. Le but de cette étude est de fournir une méthode simplifiée d'analyse de la fragilité. La méthodologie de Basöz et Mander implémentée dans HAZUS a été adaptée pour prendre en compte les spécificités des ponts et de l'aléa sismique du Québec. Cette méthode simplifiée utilise les propriétés géométriques et mécaniques des ponts, comme le matériau du tablier ou les dimensions des colonnes ainsi que le type d'appareils d'appui, pour calculer la capacité de l'ouvrage. La capacité est utilisée avec la demande sismique de la région pour déterminer le PGA médian et l'écart-type des courbes de fragilité pour chacun des quatre états de dommage suivants : léger, modéré, étendu et complet. Les résultats sont validés avec des courbes de fragilité de la littérature, déterminées avec une analyse dynamique de ponts du Québec. Cette méthode simplifiée d'analyse de fragilité s'avère utile dans un processus de prise de décision pour déterminer les priorités d'intervention après un séisme ou pour mettre en place des mesures de mitigation sur la base du facteur de dommage moyen des ponts. La méthode simplifiée et les analyses dynamiques mènent à la décision de laisser les ponts ouverts avec certaines restrictions après un séisme ayant une probabilité d'occurrence de 2 % en 50 ans.

Mots-clé : pont, séisme, courbe de fragilité, gestion du risque sismique, méthode simplifiée, état de dommage

Simplified process for Québec bridges fragility analysis

Antoine DIOT

ABSTRACT

In the Province of Québec seismic hazard is considered as moderate with the exception of Charlevoix region. However, the high density of population in urban areas has the potential to increase the level of seismic risk. In this context, the evaluation of seismic impacts on urban bridges is crucial to mitigation, emergency and recovery planning for transportation network. The degree of bridge damage determines the cost and time required for repairs and the level of post-earthquake functionality of the bridge determined by its capacity to carry traffic flow. For urban bridges network, potential damage is estimated by fragility analysis of typical prototype models representing bridge classes. The aim of this study is to propose a simplified fragility model to estimate potential seismic damage to bridges in province of Québec area. The Basöz and Mander's methodology, a simplified approach implemented in Hazus software is adapted to seismic hazard and bridges properties in the region of study. Using characteristics of typical bridges in Eastern North America, such as geometrical, material and deck properties as well as the type of bearing systems, the simplified methodology is applied to estimate bridges capacity. Median and standard deviation of respective capacity values are combined with regional demand spectrum to calculate fragility curves for four damage states. Results are validated against literature fragility functions based on dynamic analysis of typical bridges in Quebec. This simplified fragility model is useful in a decision-making process to determine mitigation or post-earthquake priorities based on the mean damage factor of the bridges. The simplified method and the dynamics analysis both lead to leave bridges open after an earthquake with a 2 % probability of occurring in 50 years.

Keywords: bridge, earthquake, fragility curve, seismic risk mitigation, simplified method, damage state

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	7
1.1 Risque et contexte sismique au Québec.....	7
1.1.1 Définition du risque sismique	7
1.1.2 Mesure des séismes et du mouvement du sol	8
1.1.2.1 Intensité et magnitude d'un séisme.....	8
1.1.2.2 Mouvement du sol.....	9
1.1.3 Contexte sismique au Québec	10
1.1.4 Équations de prédiction du mouvement du sol	12
1.2 Conséquences d'un séisme sur les structures de ponts	13
1.2.1 Dommages observés après un séisme	13
1.2.1.1 Travées.....	13
1.2.1.2 Piles.....	14
1.2.1.3 Culées.....	17
1.2.1.4 Appareils d'appuis	17
1.2.2 États de dommage et relation avec les éléments structuraux.....	19
1.3 Classes de ponts	21
1.4 Méthodes d'analyse de la fragilité des ponts	23
1.4.1 Avis d'experts et méthodes empiriques	23
1.4.2 Analyses dynamiques.....	23
1.4.3 Méthodes simplifiées pour l'évaluation de la fragilité des ponts	25
1.5 Les différentes mesures de la fragilité des ponts	25
1.5.1 Matrices de dommage	26
1.5.2 Courbes de fragilité.....	26
1.5.3 Facteur de dommage moyen	28
1.6 Inventaire des structures étudiées	29
CHAPITRE 2 MÉTHODE SIMPLIFIÉE	31
2.1 Notions de fragilité utilisées dans la méthode simplifiée	31
2.1.1 Oscillateur harmonique simple	31
2.1.2 Courbe de capacité et spectre de demande	35
2.2 Description de la méthodologie	38
2.2.1 Principes généraux	38
2.2.2 Calcul de la capacité	45
2.2.3 Écart-type des courbes de fragilité.....	48
2.3 Conclusion	49
CHAPITRE 3 ÉVALUATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE DES CLASSES DE PONTS REPRÉSENTATIFS	51
3.1 Obtention des données pour l'application de la méthode simplifiée	51

3.2	Évaluation de la méthode simplifiée aux classes de ponts selon Nielson (2005) et Tavares (2012)	54
3.2.1	Application aux classes de ponts analysées par Nielson (2005).....	54
3.2.2	Application aux classes de ponts analysés par Tavares (2012)	63
3.3	Analyses des résultats	69
3.4	Discussion	71
CHAPITRE 4 ADAPTATION DE LA MÉTHODE AU CONTEXTE SISMIQUE DU QUÉBEC.....73		
4.1	Aléa sismique et spectre de demande pour adapter la méthode simplifiée.....	73
4.2	Accélérations maximales au sol (PGA) pour l'aléa sismique de l'Est du Canada	76
4.3	Calcul des dommages à partir des courbes de fragilité.....	85
4.4	Discussion	93
CHAPITRE 5 UTILISATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE DANS LE PROCESSUS DE PRISE DE DÉCISION.....95		
5.1	Évaluation des dommages : Application à un échantillon de ponts à Rivière du Loup	95
5.1.1	Classe de ponts MSSS Concrete	96
5.1.2	Autres classes de ponts	98
5.2	Calcul du facteur de dommage moyen et son interprétation.....	99
5.3	Variation du MDF selon les valeurs de PGA et les régions du Québec	101
5.4	Discussion	105
CONCLUSION.....		107
RECOMMANDATIONS		109
ANNEXE I	TABLEUR EXCEL POUR LE CALCUL DU PGA.....	111
ANNEXE II	PGA CALCULÉS POUR CHAQUE COMBINAISON MAGNITUDE-DISTANCE.....	119
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		121

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	États de dommage et mécanismes de rupture associés19
Tableau 1.2	Paramètres les plus significatifs des modèles de Tavares (2012)22
Tableau 1.3	Correspondance entre les classes définies par Basöz et Mander (1999), par Nielson (2005) et par Tavares (2012)30
Tableau 2.1	Coefficients de modification de spectre de demande41
Tableau 2.2	Déplacements limites et angles limites utilisés dans HAZUS pour les deux modes de rupture43
Tableau 2.3	Valeurs du coefficient k_{3D}45
Tableau 2.4	Paramètres géométriques utilisés dans le calcul de la capacité des piles ..46
Tableau 2.5	Valeur du facteur de modification de la capacité.....48
Tableau 3.1	Paramètres géométriques pour l'application de la méthode simplifiée aux classes de ponts de Nielson (2005)52
Tableau 3.2	Paramètres géométriques pour l'application de la méthode simplifiée aux classes de ponts de Tavares (2012)53
Tableau 3.3	PGA médians calculés par Nielson (2005) et par la méthode simplifiée détaillée au Chapitre 255
Tableau 3.4	PGA médians calculés par Tavares (2012) et par la méthode simplifiée détaillée au Chapitre 263
Tableau 4.1	Ratios $PGA/S_a(0.3s)$ et $PGA/S_a(1s)$ pour les combinaisons magnitude/distance utilisés par Tavares (2012) calculés à partir de Atkinson (2013)75
Tableau 4.2	PGA médians calculés en utilisant la demande sismique de la combinaison magnitude 6 et distance 10 km.....77
Tableau 4.3	PGA médians calculés en utilisant la demande sismique de la combinaison magnitude 7 et distance 100 km.....78
Tableau 5.1	Pourcentage de ponts dans chacun des états de dommage après un scénario correspondant à un PGA de 0,75 g d'après la méthode simplifiée99

Tableau 5.2	Rapport d'endommagement moyen pour chaque état de dommage	100
Tableau 5.3	MDF de chaque classe, calculé avec la méthode simplifiée et les données de Tavares (2012) pour un PGA de 0,75 g	100
Tableau 5.4	Priorité d'inspection et trafic attendu après un séisme en fonction du MDF	101
Tableau 5.5	PGA de transition avec la méthode simplifiée.....	102
Tableau 5.6	PGA de transition avec l'analyse dynamique.....	102
Tableau 5.7	PGA de 2 % en 50 ans des principales villes de la vallée du Saint-Laurent	104

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 0.1	Méthodologie du mémoire4
Figure 1.1	Carte de l'aléa sismique simplifié du Québec10
Figure 1.2	Emplacement des ponts au Québec.....11
Figure 1.3	Spectre de calcul pour un aléa de 2 % en 50 ans pour la ville de Montréal12
Figure 1.4	Principaux éléments structuraux d'un pont13
Figure 1.5	Déchaussement d'une travée simplement appuyée.....14
Figure 1.6	Illustration du béton confiné et non confiné d'une pile circulaire.....15
Figure 1.7	Rupture en flexion de piles15
Figure 1.8	Flambement des aciers longitudinaux.....16
Figure 1.9	Rupture en cisaillement du béton.....16
Figure 1.10	Rotation d'une culée.....17
Figure 1.11	Glissement d'un appui en élastomère.....18
Figure 1.12	Récapitulatif des associations entre les éléments structuraux, les mécanismes de rupture et les états de dommage20
Figure 1.13	Développement des courbes de fragilité à l'aide d'une analyse numérique24
Figure 1.14	Exemple de matrice de dommage26
Figure 1.15	Allure des courbes de fragilité représentées par une loi log-normale.....27
Figure 1.16	Répartition des ponts à plusieurs travées de la province de Québec en fonction des classes définies par Tavares (2012).....30
Figure 2.1	Représentation graphique du comportement de la force de rappel en fonction du déplacement pour un comportement élastique parfaitement plastique34

Figure 2.2	Représentation de l'allure d'une courbe de capacité pour un système linéaire et élastique parfaitement plastique.....	36
Figure 2.3	Illustration d'une courbe de demande superposée à des courbes de capacité.....	37
Figure 2.4	Spectre de réponse de l'AASHTO normalisé utilisé dans la méthode simplifiée.....	39
Figure 2.5	Comparaison entre le spectre non modifié et le spectre modifié pour l'état de dommage léger.....	42
Figure 2.6	Représentation des écart-types des courbes de fragilité de Nielson (2005) et Tavares (2012)	49
Figure 2.7	Résumé de la méthode simplifiée adapté de Basöz et Mander (1999)	50
Figure 3.1	Représentation graphique des PGA de la classe MSC Concrete de Nielson (2005).....	56
Figure 3.2	Représentation graphique des PGA de la classe MSC Slab de Nielson (2005).....	57
Figure 3.3	Représentation graphique des PGA de la classe MSC Steel de Nielson (2005).....	58
Figure 3.4	Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Concrete de Nielson (2005)	59
Figure 3.5	Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Concrete-Box de Nielson (2005).....	60
Figure 3.6	Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Slab de Nielson (2005).....	61
Figure 3.7	Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Steel de Nielson (2005).....	62
Figure 3.8	Représentation graphique des PGA de la classe MSC Slab de Tavares (2012).....	64
Figure 3.9	Représentation graphique des PGA de la classe MSC Steel de Tavares (2012).....	65
Figure 3.10	Représentation graphique des PGA de la classe MSC Concrete de Tavares (2012)	66

Figure 3.11	Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Concrete de Tavares (2012)	67
Figure 3.12	Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Steel de Tavares (2012)	68
Figure 3.13	Représentation des PGA calculés moyen en fonction de ceux de Nielson (2005)	69
Figure 3.14	Représentation des PGA calculés moyen en fonction de ceux de Tavares (2012) (classe MSSS Steel exclue)	70
Figure 4.1	Spectres de demande des accélérogrammes utilisés par Tavares (2012)...	74
Figure 4.2	Courbes de demande sismique normalisées pour chaque combinaison magnitude/distance de Tavares (2012)	76
Figure 4.3	Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSC Slab, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés	79
Figure 4.4	Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSC Steel, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés	80
Figure 4.5	Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSC Concrete, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés	81
Figure 4.6	Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSSS Concrete, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés	82
Figure 4.7	Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSSS Steel, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés	83
Figure 4.8	Représentation des PGA de Tavares (2012) en fonction des PGA moyens dans le cas de la méthode non modifiée et de la méthode modifiée avec les scénarios de Tavares (2012) (classe MSSS Steel exclue).....	84
Figure 4.9	Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage léger.....	85
Figure 4.10	Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage modéré.....	86
Figure 4.11	Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage étendu	86

Figure 4.12	Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage complet.....	87
Figure 4.13	Courbes de fragilité de la classe MSC Steel état de dommage léger.....	87
Figure 4.14	Courbes de fragilité de la classe MSC Steel état de dommage modéré.....	88
Figure 4.15	Courbes de fragilité de la classe MSC Steel état de dommage étendu	88
Figure 4.16	Courbes de fragilité de la classe MSC Concrete état de dommage léger ..	89
Figure 4.17	Courbes de fragilité de la classe MSC Concrete état de dommage modéré.....	89
Figure 4.18	Courbes de fragilité de la classe MSC Concrete état de dommage étendu	90
Figure 4.19	Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage léger.....	90
Figure 4.20	Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage modéré.....	91
Figure 4.21	Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage étendu	91
Figure 4.22	Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage complet.....	92
Figure 4.23	Courbes de fragilité de la classe MSSS Steel état de dommage léger	92
Figure 5.1	Carte représentant le PGA correspondant à un aléa de 2 % en 50 ans au Canada.....	96
Figure 5.2	Pourcentage de ponts dans chaque état de dommage après un scénario correspondant à un PGA de 0,75 g	98
Figure 5.3	Comparaison des PGA de transition pour chacune des classes de ponts avec MS pour méthode simplifiée et AD pour analyse dynamique.....	103

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CNB	Code National du Bâtiment
CSUS	Centre South western of United States
DDL	Degré De Liberté
EPP	Élastique Parfaitement Plastique
GMPE	Ground Motion Prediction Equation
HAZUS	Hazards United States loss estimation method
MSC	Multi-Span Continuous
MSSS	Multi-Span Simply Supported
MTQ	Ministère des Transports du Québec
PGA	Peak Ground Acceleration
PSDM	Probabilistic Seismic Demand Model
SS	Single Span

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

A_g	Surface de la section des colonnes
B	Largeur d'une travée
$B_{L,Dsi}$	Coefficient de modification des hautes périodes du spectre de demande
$B_{S,Dsi}$	Coefficient de modification des basses périodes du spectre de demande
c	Coefficient de frottement fluide
C_C	Capacité du pont
C_{cp}	Capacité d'une pile
$C_{C,Dsi}$	Capacité du pont modifiée
C_D	Demande sismique
$C_{D,Dsi}$	Demande sismique modifiée
C_r	Capacité du béton
C_s	Capacité des armatures
d	Variable aléatoire décrivant l'état de dommage de la structure
D	Diamètre des colonnes
Dsi	État de dommage i
DS	État de dommage considéré
f	L'opposé de la force de rappel
f_c'	Limite d'élasticité du béton
f_y	Limite d'élasticité des armatures longitudinales
g	Accélération de la pesanteur
H	Hauteur des piles
IM	Variable aléatoire décrivant l'intensité du mouvement du sol
j	Coefficient de bras de levier
k	Rigidité
k_p	Coefficient calculé à partir de paramètres reliés à la géométrie du pont, aux propriétés des matériaux et au chargement
k_{3D}	Coefficient déterminé par le type de tablier et d'appuis
K_{3D}	Coefficient déterminé par le type de tablier, d'appuis et le nombre de travée

L	Longueur d'une travée
m	Masse du système
M	Valeur de l'intensité au point médian
MDF	Facteur de dommage moyen
M_W	Magnitude de moment
M_0	Moment sismique
n	Nombre de travées
n_c	Nombre de colonnes par pile
S_A	Accélération spectrale
S_D	Déplacement spectral
T	Période
T_{eff}	Période effective
u	Déplacement relatif du degré de liberté
\ddot{u}_g	Accélération du sol
w	Poids surfacique du tablier
W	Charge normale par pile
W_D	Charge normale par colonne
x	Valeur considérée de l'intensité du mouvement du sol
α_{Dsi}	Facteur de dommage moyen de l'état de dommage i
β	Écart-type de la loi log-normale
λ_Q	Facteur de modification
μ_t	Coefficient de frottement entre le tablier et les appuis
ξ_e	Amortissement du système
ξ	Facteur de fixité
ρ_t	Proportion volumique des armatures longitudinales
Φ	Fonction de répartition de la loi normale centrée réduite
ψ	Rapport entre la charge normale par colonne et la résistance en compression des colonnes
ω	Pulsation du système

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Le risque sismique provient de la combinaison entre l'aléa sismique et l'exposition au danger, cette dernière étant liée à la densité de population et de construction ainsi qu'à la qualité de conception des bâtiments et ouvrages d'art. Après un événement sismique le réseau de transport routier a un rôle particulièrement important puisqu'il assure le lien entre les premiers secours et la population touchée. L'évaluation de la vulnérabilité de l'inventaire de ponts est donc une étape nécessaire de la gestion du réseau de transport puisque la condamnation d'un pont engendre de larges détours ce qui peut réduire considérablement l'efficacité des secours et avoir des répercussions économiques à plus long terme. Pour estimer le risque encouru par un ouvrage il faut déterminer sa fragilité et sa vulnérabilité. La fragilité mesure la susceptibilité de l'ouvrage à subir des dommages alors que la vulnérabilité mesure les pertes économiques associées au coût de réparation en fonction des dégâts subis (Nollet, 2004).

L'inventaire d'ouvrages du Ministère des Transports du Québec (MTQ) compte plus de 13 000 ouvrages répartis sur l'ensemble du territoire de la province de Québec (Ministère des Transports du Québec, 2019) où, selon les régions, l'aléa sismique varie de faible à élevé (Gouvernement du Canada, 2015). Le temps de calcul nécessaire pour effectuer une analyse détaillée d'un pont est de l'ordre de quelques heures à plusieurs jours selon le niveau de détail et de complexité de la modélisation et de l'analyse. Pour réaliser un modèle du pont il est nécessaire d'avoir toutes les informations concernant la construction de l'ouvrage et de maîtriser la modélisation et l'interprétation des résultats. Par ailleurs, l'estimation des dommages par analyse détaillée nécessite une définition claire de critères de dommages généralement basés sur l'observation ou l'expérimentation. Une analyse détaillée de chaque pont de l'inventaire est donc irréaliste dans le contexte d'une étude du risque sismique à grande échelle. En contrepartie, le recours à des méthodes simplifiées permet d'estimer la fragilité et la vulnérabilité d'un grand nombre d'ouvrages. Ces données sont ensuite utilisées pour la priorisation des interventions et la planification des mesures d'urgences. Une méthode

simplifiée s'appuie sur les caractéristiques facilement accessibles des ponts comme les paramètres géométriques, les matériaux ou le type d'appuis, pour obtenir les données de fragilité et de vulnérabilité. Une méthode simplifiée est donc mieux adaptée que les méthodes détaillées pour l'évaluation d'un parc de ponts puisqu'elle peut être rapidement mise en place.

Plusieurs analyses détaillées ont été effectuées sur des inventaires restreints au Québec, entre autres par Tavares (Tavares, 2012). Pour la gestion des risques, le Ministère des transports du Québec utilise une méthode simplifiée indicielle qui permet de prioriser les ouvrages sans pour autant estimer la probabilité de dommage (Lemaire, 2013). Aux États-Unis, la méthodologie HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2012) propose une méthode simplifiée permettant de quantifier la fragilité des ponts pour les études de risque sismique. Elle a été développée par Basöz et Mander (1999) et utilise les propriétés géométriques et mécaniques d'un pont pour en déduire la fragilité et déterminer une accélération maximale au sol critique initiant chaque état de dommage. Dans la suite du mémoire cette méthode sera désignée la méthode simplifiée. Au Canada, effet, le logiciel HazCan est une adaptation du logiciel HazUS au contexte sismique canadien mais sans aucune modification des données de fragilité. Ainsi, l'estimation des dommages aux ponts avec le logiciel HazCan se fait à l'aide de la méthode simplifiée de Basöz et Mander qui n'a pas été validée pour les ponts du Québec et n'a pas été adaptée à l'aléa sismique de la province pour le calcul de l'accélération critique pour chaque état de dommage.

Les contextes sismiques québécois et américain sont très différents ce qui limite l'application directe de la méthode américaine. L'enjeu de ce mémoire est d'identifier les modifications à apporter à la méthode simplifiée pour à terme obtenir une méthode quantitative adaptée aux ouvrages et au contexte sismique de la province de Québec et améliorer la gestion du risque sismique.

Objectifs

L'objectif général de cette recherche est d'évaluer l'applicabilité de la méthode simplifiée une fois qu'elle a été modifiée pour prendre en compte le contexte sismique et le parc de ponts du Québec.

La réalisation de cet objectif se fera à travers la réalisation de 3 objectifs spécifiques :

- 1) évaluer l'applicabilité de la méthode de Basöz et Mander actuelle à des ponts représentatifs du parc d'ouvrages de la Province de Québec,
- 2) adapter la méthode simplifiée à l'aléa sismique du Québec,
- 3) évaluer les résultats de la méthode modifiée pour l'évaluation de la fragilité et son impact sur la prise de décision dans un contexte de gestion du risque sismique.

Méthodologie

La méthodologie de recherche comporte trois grandes étapes alignées sur les objectifs spécifiques.

Pour la réalisation du premier objectif spécifique, la revue de littérature présente les études de Tavares (2012) et Nielson (2005) ainsi que les concepts nécessaires à la bonne compréhension de l'évaluation de la fragilité des ponts. L'étude de Nielson (2005) est une évaluation de la fragilité des ponts du Centre et du Sud-Ouest des États-Unis (CSUS). L'étude de Tavares (2012) suit une méthodologie similaire à celle de Nielson (2005) appliquée aux ponts à plusieurs travées du Québec. Cette revue de littérature permet de sélectionner des ponts représentatifs du parc d'ouvrages de la province de Québec pour lesquels on a des données de fragilité obtenues par des analyses détaillées. Par la suite, la méthode de Basöz et Mander est implémentée dans un tableur et est utilisée pour déterminer les courbes de fragilité de ces ponts. S'ensuit alors une comparaison entre les résultats issus des analyses détaillées et ceux issus de la méthode simplifiée.

Pour la réalisation du deuxième objectif spécifique, l'aléa sismique de la province est caractérisé avec les scénarios sismiques utilisés par Tavares (2012) (un scénario est une combinaison de magnitude et de distance à l'épicentre). Les magnitudes utilisées sont de 6 et 7 et la distance à l'épicentre varie de 15 km à 100 km. Les spectres de demande sismiques sont obtenus avec les équations de prédiction du mouvement du sol d'Atkinson (2013). Ils sont implémentés dans la méthode simplifiée à la place du spectre de l'AASHTO.

Afin de réaliser le troisième objectif spécifique, la méthode simplifiée modifiée de Basöz et Mander est implémentée et utilisée sur les ponts de la province de Québec sélectionnés en amont. Il s'agira alors de comparer les résultats de la méthode simplifiée initiale à ceux de la méthode modifiée sur la base de la répartition des probabilités de dommage et de facteurs de dommage moyens. La méthode sera ensuite appliquée pour différents contextes sur le territoire de la province de Québec pour évaluer sa capacité à être utilisée dans un processus décisionnel de la gestion du risque sismique.

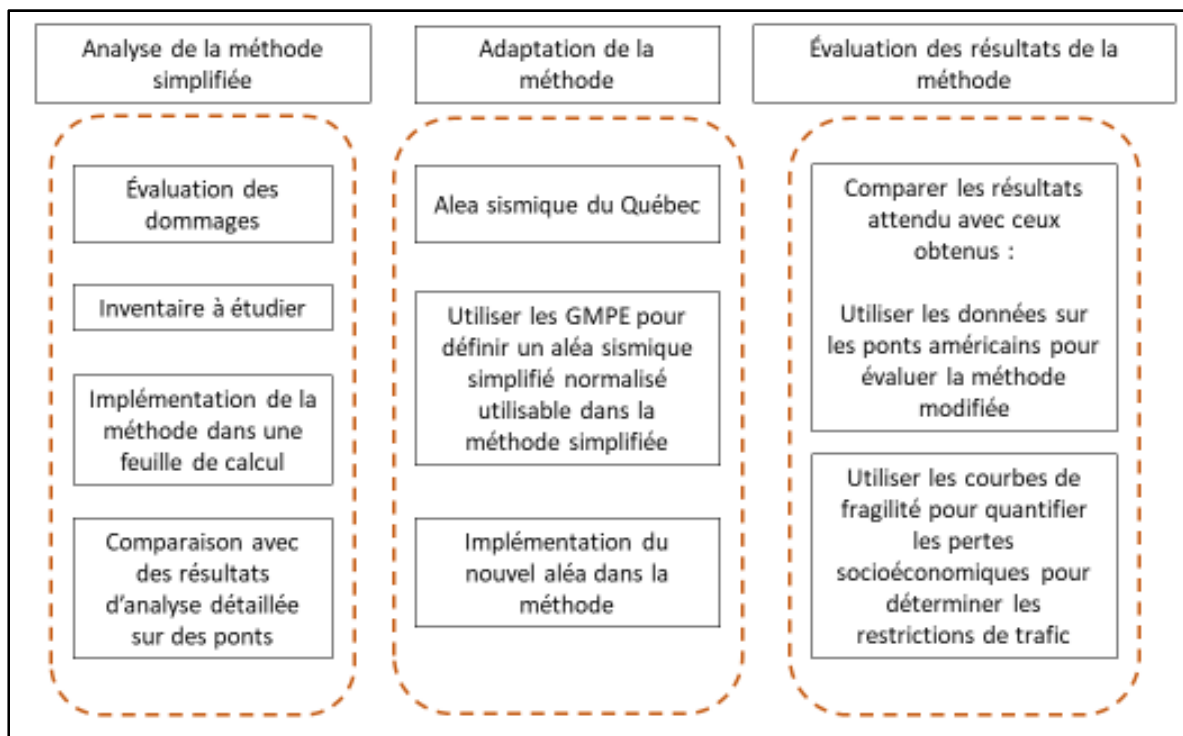


Figure 0.1 Méthodologie du mémoire

Organisation et contenu du mémoire

Le CHAPITRE 1 présente la revue de littérature en commençant par la définition du risque sismique et le contexte particulier du Québec. Ensuite les dégâts observés sur les différents éléments structuraux des ponts sont montrés. La méthodologie utilisée par Nielson (2005) et Tavares (2012) est développée ainsi que les caractéristiques des classes de ponts qu'ils ont utilisées. L'inventaire de ponts du Québec est présenté pour déterminer les classes de ponts qui seront étudiées et quelle proportion de l'inventaire ces classes représentent. Enfin les méthodes de mesures et d'analyses de la fragilité des ponts existantes sont décrites.

Le CHAPITRE 2 présente la méthode simplifiée telle qu'elle est utilisée dans HAZUS. Le fonctionnement de la méthode capacité-spectre pour obtenir les points de performance d'une structure est détaillé, puis les calculs de la méthode simplifiée sont explicités étape par étape.

Le CHAPITRE 3 est une comparaison entre les résultats obtenus par la méthode simplifiée et ceux de Tavares (2012) et Nielson (2005) obtenus par des analyses temporelles non-linéaires.

Dans le CHAPITRE 4, des spectres de demande sismique adaptés à la province de Québec sont définis et utilisés dans la méthode simplifiée. Les résultats adaptés à la province sont ensuite comparés avec ceux de Tavares (2012) pour évaluer l'adaptation de la méthode à partir des probabilités de dommage et des facteurs de dommage moyens.

Le CHAPITRE 5 montre comment utiliser la méthode dans un processus décisionnel. Le coefficient de dommage moyen est calculé et comparé à celui obtenu avec les données de Tavares (2012).

Enfin, la conclusion reprend les discussions des cinq premiers chapitres et apporte des recommandations pour de futurs travaux.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

La revue de littérature présente les différents concepts nécessaires à la compréhension du mémoire. La connaissance et la gestion du risque sismique motivent ce travail de recherche. Il est donc nécessaire de définir les différentes composantes du risque et de décrire le contexte sismique du Québec. Afin de bien comprendre l'impact des séismes sur les ponts, une synthèse des dégâts observés après les événements sismiques majeurs est présentée. Par la suite, l'inventaire des structures étudiées permet de donner un cadre plus précis à ce projet de recherche. La fragilité des ouvrages est présentée plus en détail ainsi que les méthodes existantes d'évaluation sismique sont présentées.

1.1 Risque et contexte sismique au Québec

1.1.1 Définition du risque sismique

Le risque sismique mesure l'exposition d'une région et de sa population aux dangers des séismes. Trois composantes sont prises en considération dans l'évaluation du risque sismique : l'aléa sismique, la fragilité des ouvrages de la région et leur valeur socio-économique (Nollet, 2004) :

- **l'aléa sismique** reflète la fréquence d'occurrence des séismes et leur amplitude. L'aléa sismique d'une région est présenté par 3 paramètres : la durée considérée, la probabilité d'occurrence et la mesure d'intensité,
- **la fragilité** d'un pont face à un séisme est sa susceptibilité à subir des dommages. Plus un pont est fragile plus l'excitation nécessaire pour l'endommager est faible. La fragilité se mesure généralement par la probabilité d'atteindre un degré de dommage pour une excitation sismique donnée. La fragilité peut s'exprimer avec les courbes de fragilité ou les matrices de dommage,
- **la valeur socio-économique** est une mesure du coût d'endommagement ou de destruction des structures ainsi que des impacts sanitaires sur la population. Parmi les facteurs utilisés

pour la calculer on retrouve : la valeur de l'ouvrage à sa construction, le coût de remplacement, les pertes économiques liées à la fermeture de l'ouvrage.

Ainsi, le risque peut s'exprimer en fonction de 3 facteurs :

$$Risque = f(Aléa sismique ; Fragilité ; Valeur socioéconomique)$$

La combinaison de la fragilité et de la valeur socio-économique permet de calculer la vulnérabilité. La priorisation des rénovations des ouvrages d'une région est basée sur la vulnérabilité de ces différents ouvrages.

L'évaluation du risque sismique permet une meilleure anticipation des conséquences socio-économiques d'un séisme ce qui améliore la planification des mesures de mitigations et d'urgence. Le développement des courbes de fragilité pour des classes de ponts ou des ponts spécifiques permet d'affiner la mesure du risque sismique et de développer des outils pour les gestionnaires d'ouvrages.

1.1.2 Mesure des séismes et du mouvement du sol

1.1.2.1 Intensité et magnitude d'un séisme

On distingue deux approches principales pour mesurer un séisme : l'intensité et la magnitude (Philip et al., 2007).

- l'intensité est une mesure basée sur les conséquences perçues du séisme comme le nombre de personnes ayant ressenti le séisme, les dégâts sur le mobilier ou les bâtiments. Pour un même séisme l'intensité peut varier d'un endroit à l'autre. L'échelle de Mercalli modifiée est une échelle d'intensité utilisée au Canada qui décrit l'étendue des dégâts observés grâce à 12 niveaux, chaque niveau correspond à une description des dégâts,
- la magnitude est basée sur l'amplitude des ondes sismiques et est une mesure de l'énergie libérée par le séisme, c'est une grandeur qui caractérise le séisme en entier. L'échelle de

magnitude de moment est une des échelles logarithmiques qui mesure la magnitude d'un séisme, c'est-à-dire la « taille » d'un séisme proportionnelle à l'énergie sismique dégagée (Hanks & Kanamori, 1979). Centrée sur les basses fréquences des ondes sismiques, elle quantifie précisément l'énergie émise par le séisme. La magnitude et l'intensité d'un séisme sont utilisées pour donner une information sur le séisme dans son ensemble.

La magnitude de moment, notée M_W , est un nombre sans dimension défini par :

$$M_W = \frac{2}{3} \log(M_0) - 10,7 \quad (1.1)$$

Où M_0 est le moment sismique en Joule. Le moment sismique, qui mesure l'énergie libérée lors du séisme, est le produit de la rigidité du roc, de la longueur de rupture et de la surface de rupture (Filiatrault, 1996).

1.1.2.2 Mouvement du sol

Le mouvement du sol est mesuré avec des accélérographes, c'est une courbe représentant l'accélération du sol dans une direction en fonction du temps. Cette courbe permet de calculer la réponse d'un oscillateur harmonique à 1 degré de liberté (DDL) qui serait exposé à ce mouvement du sol. Un oscillateur harmonique possède deux paramètres, sa période et son amortissement, ainsi il est possible de représenter la réponse maximale d'un oscillateur harmonique en fonction de sa période pour un amortissement donné. La courbe représentant la réponse maximale de l'oscillateur en fonction de la période est le spectre de réponse du mouvement du sol. Il existe un spectre de réponse pour chaque signal de mouvement de sol auquel le système est soumis. Une réponse souvent utilisée est l'accélération absolue (qui est l'accélération dans le référentiel dans lequel sont donnés les mouvements du sol), on parle alors du spectre d'accélération, il existe aussi le spectre du déplacement relatif ou de la vitesse relative.

Le potentiel destructeur du mouvement du sol peut être associé à certaines valeurs du spectre, notamment l'accélération maximale du sol (PGA pour Peak Ground Acceleration).

1.1.3 Contexte sismique au Québec

Le sud du Québec est une zone modérément sismique avec quelques localités où l'aléa est plus élevé alors que l'aléa sismique dans le nord est plus faible. Sur la carte de l'aléa sismique simplifié donnée par Ressources Naturelles Canada (2015) et présentée Figure 1.1, on voit que la région de Charlevoix est la plus active.

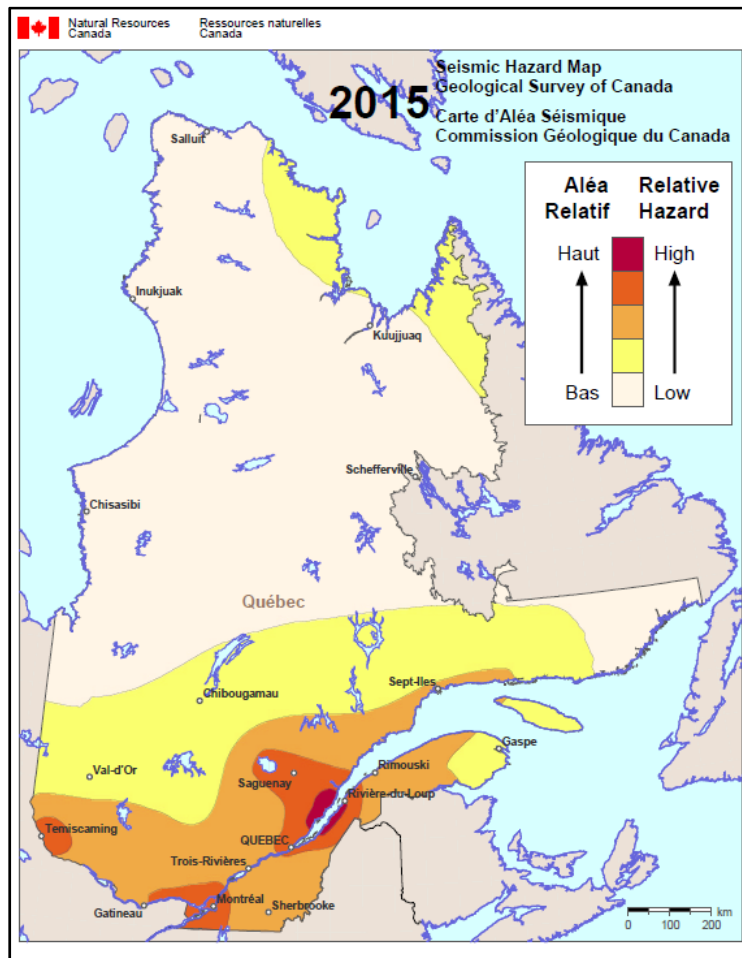


Figure 1.1 Carte de l'aléa sismique simplifié du Québec
Tirée de Ressources Naturelles Canada (2015)

Le sud du Québec est également la région la plus densément peuplée et construite de la province comme le montre la Figure 1.2 où sont indiqués les emplacements des ponts répertoriés au Québec (Ministère des Transports du Québec, 2019).



Figure 1.2 Emplacement des ponts au Québec
Tirée du Ministère des Transports du Québec (2019)

Pour réduire le risque sismique le code national du bâtiment (CNB) et le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6-14) prévoient une conception des structures pour un aléa sismique avec une période de retour de 2 % en 50 ans.

L'aléa sismique de 2 % en 50 ans est caractérisé par un spectre de calcul. Ce spectre de calcul est déterminé à partir des spectres d'accélération d'un ensemble d'accélérogrammes ayant une probabilité d'occurrence de 2 % en 50 ans et étant valable dans une même région. La Figure 1.3 montre le spectre de calcul d'un aléa sismique de 2 % en 50 ans pour la ville de Montréal.

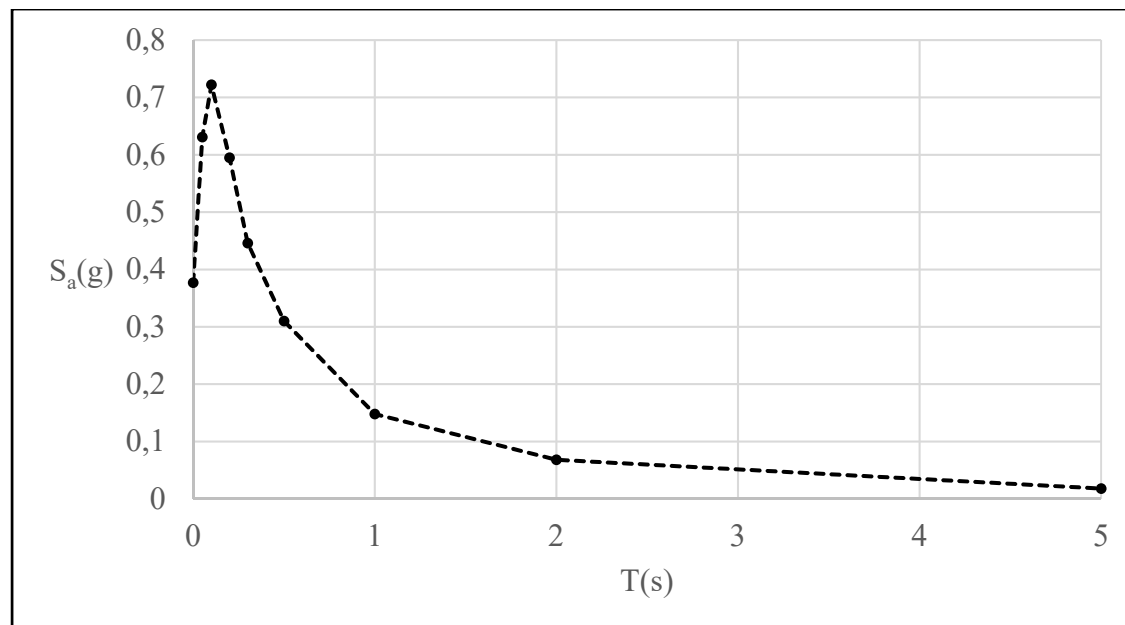


Figure 1.3 Spectre de calcul pour un aléa de 2 % en 50 ans pour la ville de Montréal
Adaptée de Ressources Naturelles Canada, coordonnées utilisées 45,495N -73,561E

1.1.4 Équations de prédiction du mouvement du sol

Dans les zones modérément sismiques comme le Québec, il y a peu d'événements sismiques mesurés, notamment d'événements ayant une probabilité d'occurrence de 2 % en 50 ans. Pour caractériser cet aléa sismique, des équations de prédiction du mouvement du sol (GMPE pour Ground Motion Prediction Equations) sont utilisées. Les équations de prédiction du mouvement du sol permettent d'obtenir des accélérogrammes et des spectres de réponse correspondant à un aléa sismique d'une région.

Les conditions géologiques spécifiques du site sont utilisées pour générer les GMPE. Le Québec se situe sur le bouclier canadien, une plaque continentale relativement stable. La

sismicité de la province est attribuée à des fissures dans le bouclier canadien, à la faille du rift de la rivière d'Ottawa et à la faille du rift du Saint-Laurent (Adams & Basham, 1989) cependant elle demeure mal comprise. Au Québec Tavares (2012) a utilisé les GMPE d'Atkinson (2009) pour générer des accélérogrammes correspondant aux combinaisons magnitudes-distances de son étude.

1.2 Conséquences d'un séisme sur les structures de ponts

Les mouvements du sol provoqués par un séisme se transmettent dans les structures et engendrent des contraintes et des déformations dans les différents éléments structuraux. Ces sollicitations sont à l'origine des dégâts observés après un tremblement de terre. Les principaux éléments structuraux pris en compte dans l'évaluation du degré de dommage et représentés à la Figure 1.4 sont la culée, la pile, les travées et les appareils d'appuis.

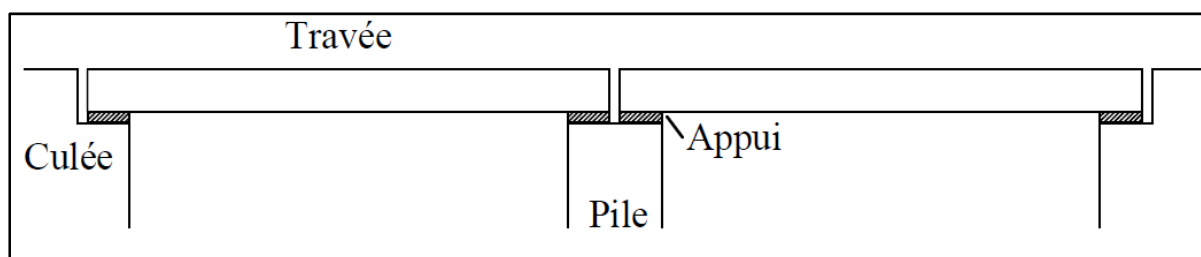


Figure 1.4 Principaux éléments structuraux d'un pont

1.2.1 Dommages observés après un séisme

1.2.1.1 Travées

Les travées d'un pont peuvent être continues ou discontinues. Les travées discontinues sont simplement appuyées sur leurs extrémités et peuvent se déchausser si les sollicitations sont trop élevées (Figure 1.5). Un déchaussement rendrait le pont inutilisable et fait donc partie des dégâts majeurs à prévenir (Mark et al., 2014). Le dimensionnement des longueurs d'appuis est prévu dans le code Canadien sur le calcul des ponts routiers afin de prévenir le déchaussement du tablier, ou perte d'appuis (CSA: CAN/CSA-S6-14), les dégâts sur le tablier se limitent alors

à des entrechoquements, lesquels ne sont que des dégâts esthétiques qui ne remettent pas en cause l'intégrité de la structure (Mark et al., 2014).



Figure 1.5 Déchaussement d'une travée simplement appuyée
Tirée de Mark et al. (2014)

Il a été observé que le déplacement du tablier des ponts avec un biais ou une courbure est supérieur à celui des ponts standards. Le biais est l'angle que fait la pile avec la direction longitudinale du pont et il y a une courbure lorsque le pont décrit un virage (Priestley et al., 1996).

1.2.1.2 Piles

Les piles sont les éléments structuraux principaux des ponts, leur dégradation peut rapidement porter atteinte à l'intégrité de la structure. Les dégâts observés portent principalement sur le béton non confiné, le béton confiné et les armatures (Mark et al., 2014). Ces éléments sont représentés sur la Figure 1.6. Le béton non confiné est la couche superficielle de béton autour des armatures et le béton confiné est le béton au centre de la pile entouré par les armatures transversales et longitudinales. Les phénomènes observés après un tremblement de terre sont : écaillage du béton non confiné, plastification des armatures et du béton confiné, flambement des armatures (Figure 1.8), rupture en cisaillement du béton confiné (Figure 1.9), rupture en flexion de la pile (Priestley et al., 1996).

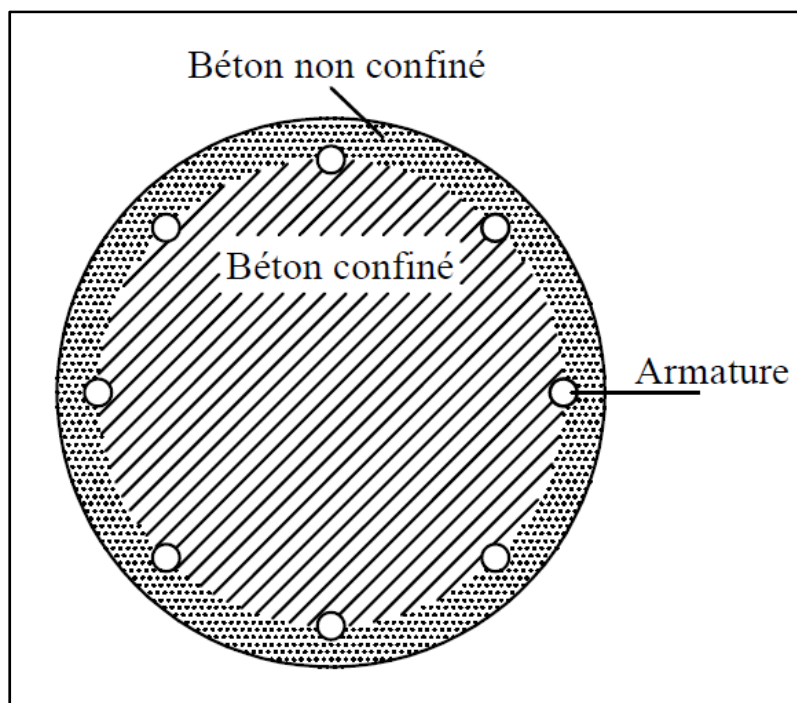


Figure 1.6 Illustration du béton confiné et non confiné d'une pile circulaire



Figure 1.7 Rupture en flexion de piles
Tirée de Priestley et al. (1996)



Figure 1.8 Flambement des aciers longitudinaux
Tirée de Cooper et al. (1994)



Figure 1.9 Rupture en cisaillement du béton
Tirée de Mitchell et al. (2013)

1.2.1.3 Culées

Les culées sont les supports du tablier aux extrémités du pont. Pendant un séisme les charges longitudinales appliquées par le tablier et le sol peuvent amener la culée à pivoter (Figure 1.10). La rotation des culées peut créer un espace entre celles-ci et le tablier bloquant ainsi l'accès au pont (Priestley et al., 1996).



Figure 1.10 Rotation d'une culée
Tirée de Mark et al. (2014)

1.2.1.4 Appareils d'appuis

Les appareils d'appuis font la connexion entre le tablier et les piles ou les culées. Il y a 5 types d'appuis couramment utilisés, différenciés selon leur forme, d'après le département des transports de New York (New York State Department of Transportation, 1995, révisé 2002, révisé 2004) :

- **les appuis à pendule** sont constitués d'une grande pièce métallique pouvant pivoter autour de l'axe transversal du pont. À cause de leur trop grande dimension verticale ce sont les appuis les moins résistants durant les séismes, ils deviennent instables après un faible déplacement longitudinal et rompent facilement dans la direction transversale. Ces appuis se retrouvent surtout sur les ponts les plus vieux et sont remplacés dès que possible,
- **les appuis à rouleaux** sont constitués d'une pièce roulant sur une autre, ils restent stables pendant les tremblements de terre mais peuvent se déplacer transversalement ou perdre

leur alignement. Ces appuis aussi se retrouvent sur les ponts les plus vieux et sont remplacés dès que possible,

- **les appuis en élastomère** sont les plus utilisés au Québec pour des charges limitées (Tavares et al., 2012). Ils sont constitués de couches d'élastomères et de plaques en métal. La résistance de ces appuis provient de la capacité de l'élastomère à se déformer. Cependant, sous des charges trop élevées l'appui en entier peut glisser (Figure 1.11),



Figure 1.11 Glissement d'un appui en élastomère
Tirée de Bruneau et al. (2012)

- **Les appuis en élastomère confiné** constituent la majorité des appuis pour les ponts ayant des travées de plus de 40 mètres. Ils sont constitués d'une couche d'élastomère entre des couches métalliques.
- **les appuis glissants** sont constitués d'une plaque glissant sur une autre, les matériaux utilisés peuvent être l'acier et le téflon.
- **les appuis pour les charges élevées et pivotants** regroupent les appareils conçus pour reprendre les charges sismiques. Le point faible de ces appuis est leurs connexions à la superstructure, des charges trop élevées peuvent rompre les ancrages des appuis.

1.2.2 États de dommage et relation avec les éléments structuraux

Définir le plus rigoureusement possible différents états de dommage permet de quantifier les dégâts subis par une structure. Cette quantification est nécessaire pour pouvoir appliquer des modèles numériques afin de prédire le comportement des structures ou les pertes économiques. Le logiciel HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2012) permet de réaliser des études de risque sismique en estimant les dommages des bâtiments et ouvrages d'art et les pertes économiques associées. La méthodologie HAZUS prévoit 5 états de dommage qui sont souvent repris dans la littérature. Ils sont présentés dans le Tableau 1.1. Afin d'estimer les états de dommage atteints selon les scénarios sismiques, une méthode simplifiée pour le calcul des courbes de fragilité des ponts a été développée pour HAZUS par Basöz et Mander (1999). L'objectif de la méthode de Basöz et Mander est de parvenir à calculer les courbes de fragilité à partir des données facilement accessibles comme la longueur des travées et la hauteur des piles.

Tableau 1.1 États de dommage et mécanismes de rupture associés
Tiré de Basöz et Mander (1999)

États de dommage HAZUS	Mécanismes de rupture en jeu
Pas de dommage	Avant la première plastification
Léger	Légères fissures et écailllements
Modéré	Petit affaissement des culées, dégradation des clés de cisaillement
Étendu	Dégradation des colonnes, rupture en cisaillement sans perte d'intégrité
Complet	Déchaussement du tablier, rupture des piles, affaissement de la structure

L'état de dommage de la structure dépend de l'endommagement de chacun des éléments ainsi que de l'endommagement global. La combinaison de plusieurs dégâts légers sur différents éléments structuraux peut amener à un état de dommage modéré ou supérieur. La

correspondance entre les éléments structuraux, les mécanismes de rupture et les états de dommage sont présentés à la Figure 1.12.

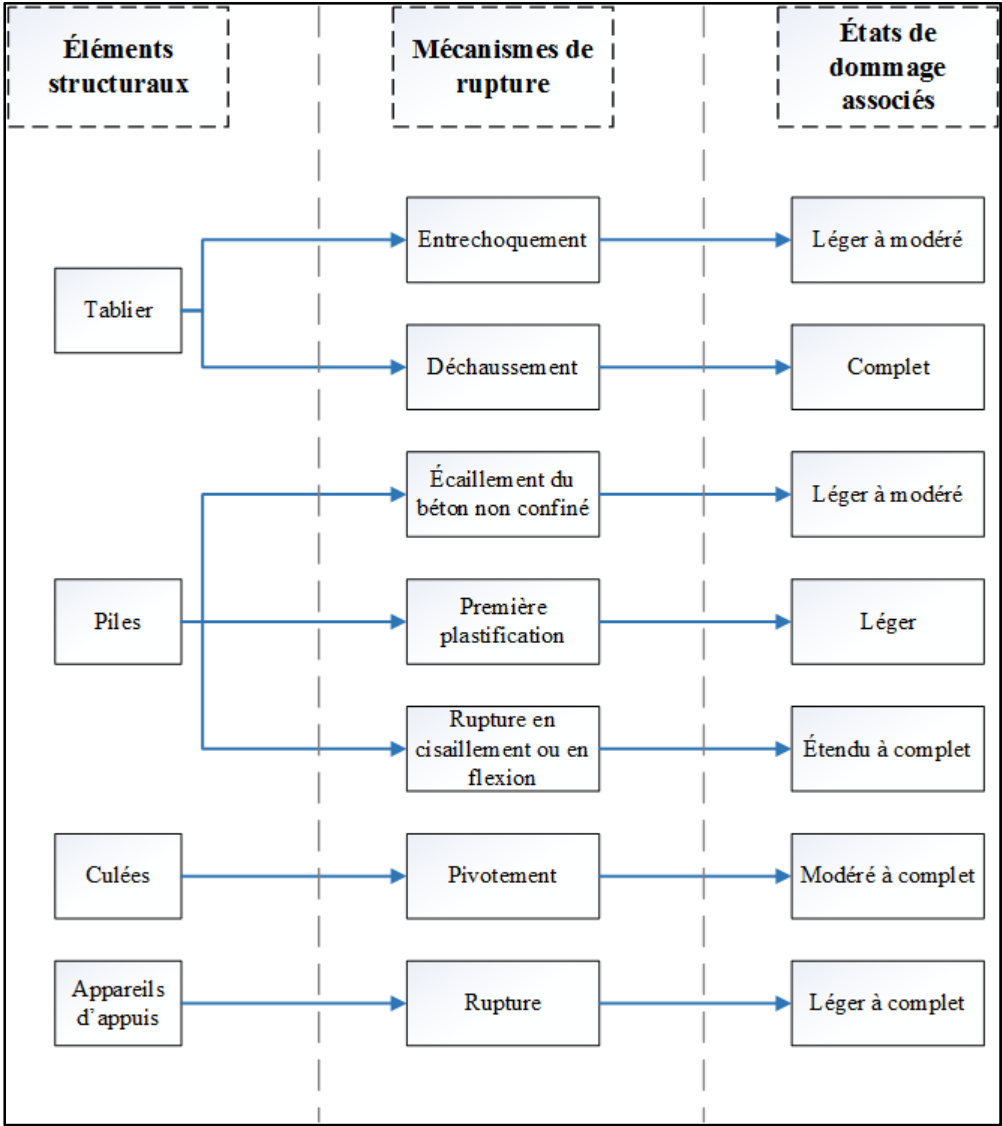


Figure 1.12 Récapitulatif des associations entre les éléments structuraux, les mécanismes de rupture et les états de dommage

1.3 Classes de ponts

L'utilisation des courbes de fragilité pour exprimer la fragilité des ponts est relativement récente. En 2005 il n'y avait pas de courbe de fragilité développée à l'aide de modèles numériques aux États-Unis et la méthode simplifiée d'HAZUS était adaptée en Californie (Nielson, 2005). C'est dans ce contexte que des courbes de fragilité ont été développées par Nielson (2005) pour le centre et le sud-ouest des États-Unis. Au Québec, principalement des méthodes indicielles sont utilisées pour calculer la fragilité du réseau de ponts (Lemaire, 2013). Quelques auteurs ont réalisé des études détaillées sur la réponse sismique des ponts typiques du Québec (Chiomento, 2012; Galy, 2003) alors que Tavares (2012) a développé des courbes de fragilité pour les ponts à plusieurs travées représentatifs de la région.

Les procédures suivies par Nielson (2005) et Tavares (2012) pour déterminer les courbes de fragilité des ponts de leur région d'étude sont similaires. D'abord plusieurs classes de ponts regroupant les ouvrages au comportement similaire sont déterminées, puis un modèle numérique représentant chaque classe de ponts est réalisé pour en déduire les courbes de fragilité de celle-ci.

Les cinq classes de ponts étudiées par Tavares (2012) (MSC Slab, MSC Steel, MSC Concrete, MSSS Concrete et MSSS Steel) ont été modélisées dans OpenSees (Tavares, 2012). Chaque classe est représentée par 120 modèles dont les paramètres diffèrent. La liste des paramètres variables les plus significatifs dans la détermination de la fragilité est présentée dans le Tableau 1.2.

De la même façon, Nielson (2005) a étudié neuf classes de ponts (MSC Concrete, MSC Steel, MSC Slab, MSSS Concrete, MSSS Steel, MSSS Slab, MSSS Concrete-box, SS Concrete, SS Steel) et développé 48 modèles par classe.

Tableau 1.2 Paramètres les plus significatifs des modèles de Tavares (2012)
Adapté de Tavares (2012)

Paramètre
Géométrie (longueur des travées, largeur du tablier, hauteur des piles)
Résistance du béton
Résistance de l'acier
Rigidité initiale des appuis en élastomère
Rigidité passive initiale des culées
Rigidité en rotation des fondations des culées
Rigidité en translation des fondations des culées
Masse
Amortissement
Espace entre l'extrémité du tablier et la culée/mur garde de grève
Espace entre les travées
Type de connexion des fondations des colonnes
Biais

Tavares et Nielson ont adopté une approche probabiliste pour l'analyse des modèles de ponts. Ainsi, pour chaque classe, chacun des 120 modèles de Tavares (2012) est associé avec un accélérogramme bidirectionnel différent et chacun des 48 modèles de Nielson (2005) est associé avec 2 accélérogrammes. Ceci permet d'obtenir l'état de dommage des différents composants du pont après avoir été soumis à un accélérogramme. Ainsi Tavares (2012) et Nielson (2005) ont développé pour chaque classe de ponts et pour chacun des composants respectivement 120 et 96 couples (Intensité du séisme, Endommagement du composant) où l'intensité du séisme est une caractéristique de l'accélérogramme comme le PGA et l'endommagement du composant est une variable quantitative comme le déplacement relatif.

Un modèle probabiliste de demande sismique (PSDM pour Probabilistic Seismic Demand Model) peut être tracé pour les différents composants. Il s'agit d'une courbe représentant la mesure d'endommagement du composant en fonction de l'intensité de l'accélérogramme. Elle est obtenue à l'aide d'une régression des 120 ou 96 points disponibles. Les PSDM permettent de tracer les courbes de fragilité des composants du pont. La valeur de la régression à chaque état de dommage donne la médiane de la courbe de fragilité et l'écart-type de la courbe de

fragilité est calculé à partir de l'écart-type des couples et de l'incertitude sur les valeurs limites de la mesure d'endommagement.

L'état de dommage d'un pont est défini par l'état de dommage du composant le plus endommagé. La probabilité que le pont dépasse un état de dommage est donc égale à la probabilité qu'au moins un de ses composants dépasse cet état de dommage. Pour qu'un élément dépasse un état de dommage il faut que sa réponse soit supérieure à une limite fixée empiriquement définie comme critère d'endommagement. C'est sur ce principe que sont construites les courbes de fragilité de la classe de ponts.

1.4 Méthodes d'analyse de la fragilité des ponts

1.4.1 Avis d'experts et méthodes empiriques

Un groupe d'experts peut déterminer la vulnérabilité d'un ensemble d'ouvrages en se basant sur leur connaissance, cette méthode est soumise à la subjectivité du groupe choisi et nécessite le travail de plusieurs personnes. La fragilité peut être donnée sous forme de matrice de dommage (voir 1.5.1).

Les courbes de fragilité empiriques sont obtenues en observant les conséquences d'un séisme dont on a connaissance de l'intensité du mouvement du sol à l'emplacement de chaque ouvrage. En connaissant l'état de dommage d'un groupe d'ouvrages ayant la même courbe de fragilité il est possible de calculer cette courbe de fragilité en trouvant la courbe correspondant le mieux aux dégâts observés (Shinozuka et al., 2000).

1.4.2 Analyses dynamiques

Il est possible de développer un modèle numérique de pont pour simuler son comportement durant un séisme. Un modèle numérique est une représentation, dans un logiciel de modélisation comme SAP2000 (CSI, 2020) ou Revit (Autodesk®, 2020), du pont étudié. Il est possible d'appliquer des charges, statiques ou variables au cours du temps, à ce système et d'obtenir la réponse engendrée par ces charges. Pour calculer la réponse d'un pont lors d'un

séisme on applique un mouvement du sol au modèle numérique, ce mouvement induit des charges dans la structure. La réponse au cours du temps des différents composants du pont est alors générée par le logiciel. Ce processus est répété pour plusieurs mouvements du sol afin d'obtenir les modèles probabilistes de demande sismique (PSDM) de chaque composant. Le PSDM d'un composant est un nuage de points où chaque point a comme ordonnée la réponse maximale de ce composant et comme abscisse la valeur « d'intensité » du mouvement du sol, ainsi chaque mouvement du sol appliqué donne un point. Ces différentes étapes sont détaillées dans la Figure 1.13. Dans cette figure, les modèles probabilistes de la demande sismique sont représentés en termes de déplacement en fonction de l'accélération spectrale.

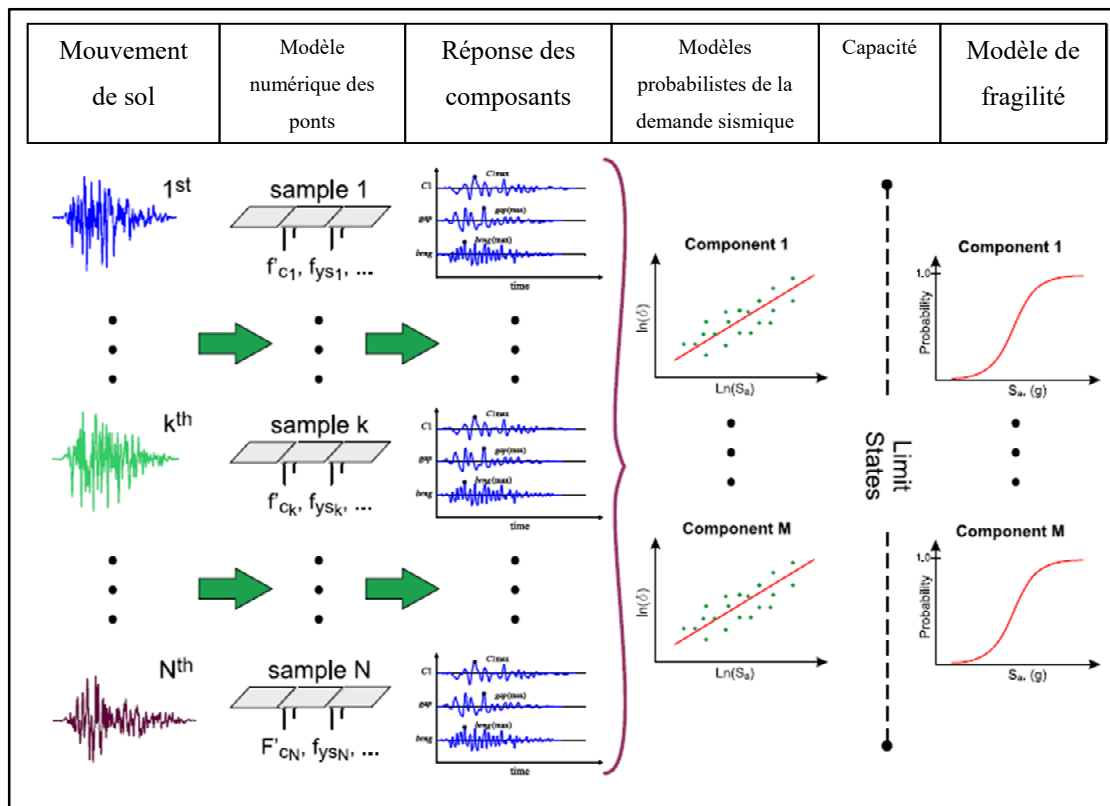


Figure 1.13 Développement des courbes de fragilité à l'aide d'une analyse numérique
Tirée de Nielson (2005)

Cette méthode est fiable pour quantifier la fragilité d'un pont mais est très coûteuse en temps de calcul.

1.4.3 Méthodes simplifiées pour l'évaluation de la fragilité des ponts

Une méthode simplifiée permet de qualifier ou quantifier la fragilité d'un ensemble d'ouvrages à partir de calculs exécutables par un chiffrier Excel. Elle n'utilise que quelques paramètres facilement accessibles comme la longueur des travées, la hauteur des piles ou le matériau du tablier.

Les méthodes indicielles, comme la méthode MTQ2013 utilisée par le Ministère des Transports du Québec et qui a été proposée par Lemaire (2013), sont des méthodes simplifiées qui permettent de classer les ponts entre eux en fonction de leur vulnérabilité afin de prioriser les interventions ou planifier les mesures de mitigation. Le classement des ponts selon leur vulnérabilité n'apporte pas d'information sur l'intensité minimale des séismes nécessaire pour endommager une structure.

Une autre méthode simplifiée, celle de Basöz et Mander permet de quantifier la fragilité des ponts en calculant les courbes de fragilité. Les paramètres géométriques du pont, le type d'appuis et les matériaux de construction sont entre autres utilisés pour calculer sa capacité à chaque état de dommage. Cette capacité est nécessaire pour calculer les courbes de fragilité. Cette méthode a été développée en 1999 pour améliorer la méthodologie HAZUS. Les détails des calculs de la méthode simplifiée développée par Basöz et Mander seront présentés dans le CHAPITRE 2. Au Canada, HAZUS Canada ne dispose pas de méthode simplifiée pour quantifier la fragilité des ponts.

1.5 Les différentes mesures de la fragilité des ponts

Rappelons que la fragilité d'un ouvrage est sa susceptibilité à subir des dommages. Plus un pont est fragile plus l'excitation nécessaire pour l'endommager est faible. Une mesure de la fragilité donne la probabilité qu'a la structure de dépasser un état de dommage sachant l'amplitude du mouvement du sol sous la structure (Nielson, 2005).

1.5.1 Matrices de dommage

Une matrice de dommage est un tableau donnant le pourcentage de bâtiments ayant atteint chacun des états de dommage pour différents échelons de l'échelle de Mercalli modifiée ou d'une autre échelle d'intensité. Elle est valable pour une zone et une classe de bâtiments donnée. Dans l'exemple Figure 1.14, on constate qu'après un séisme d'intensité VI 18,8 % des ponts ne subissent aucun dommage et 0,2 % s'effondrent.

Une courbe de fragilité discrète peut être établie à partir des données des matrices de dommage (Figure 1.14).

Degrés de dommages	Probabilité de dommage					
	Mesure d'Intensité (Échelle Macrosismique Européenne)					
	V	VI	VII	VIII	IX	X
D0 : Aucun	90,4	18,8	6,4	0,1	0,0	0,0
D1 : Léger	9,2	37,3	23,4	1,8	0,2	0,0
D2 : Modéré	0,4	29,6	34,4	10,0	2,0	0,4
D3 : Substanciel	0,0	11,8	25,2	27,8	12,5	4,7
D4 : Étendu	0,0	2,3	9,2	38,7	38,3	27,9
D5 : Effondrement	0,0	0,2	1,4	21,6	47,0	67,0
	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

Figure 1.14 Exemple de matrice de dommage
Tirée de Nollet (2018)

1.5.2 Courbes de fragilité

Une courbe de fragilité est un outil pour évaluer la fragilité d'un ouvrage en donnant la probabilité qu'il a de dépasser un état de dommage donné en fonction de l'intensité du mouvement du sol. Cette description probabiliste permet de prendre en compte l'incertitude sur le comportement de l'ouvrage étudié et sur la demande sismique.

La fonction de répartition d'une loi log-normale est utilisée pour décrire cette probabilité (Tavares et al., 2012).

$$P(d \geq DS | IM = x) = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x}{M} \right)}{\beta} \right) \quad (1.2)$$

Avec :

x La valeur considérée de l'intensité du mouvement du sol

d La variable aléatoire décrivant l'état de dommage de la structure

DS L'état de dommage considéré

IM La variable aléatoire décrivant l'intensité du mouvement du sol

M La valeur de l'intensité au point médian

β L'écart-type de la loi log-normale

Φ La fonction de répartition de la loi normale centrée réduite

Deux exemples de courbes de fragilité sont présentés Figure 1.15.

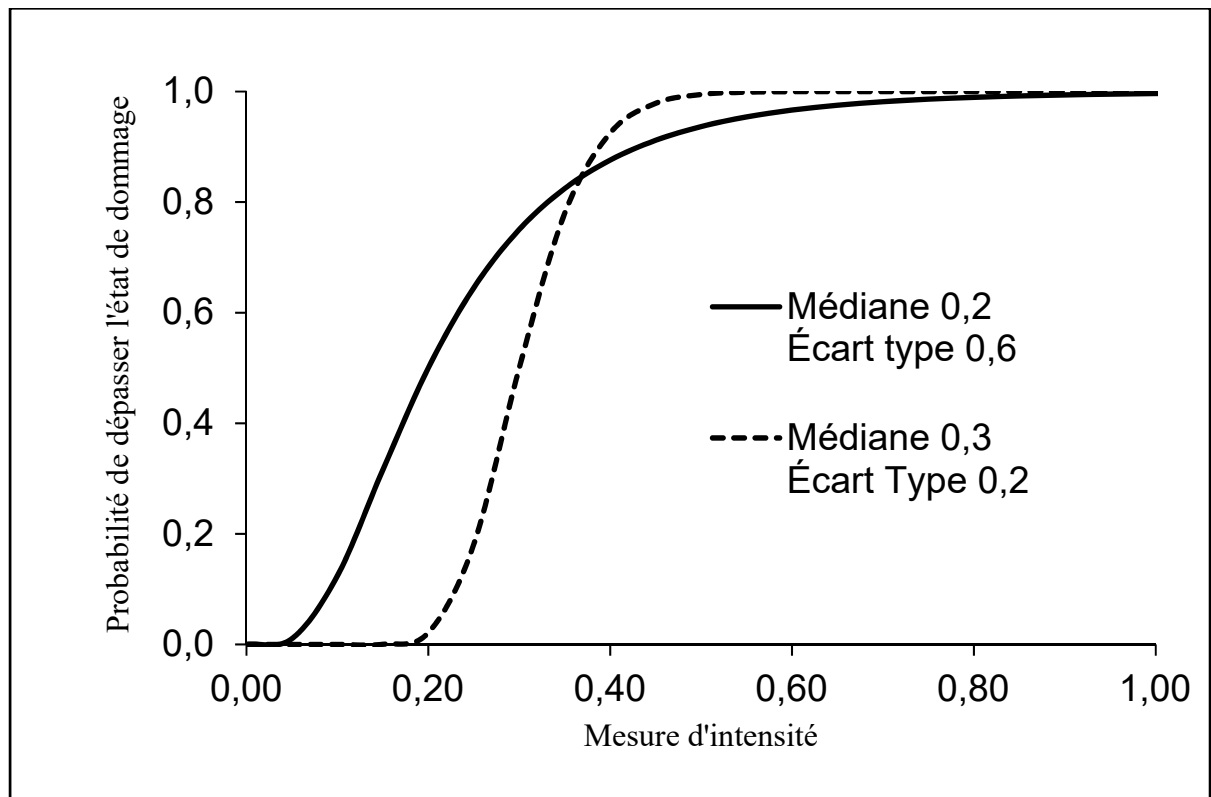


Figure 1.15 Allure des courbes de fragilité représentées par une loi log-normale

Plus la valeur médiane M est faible plus le pont est fragile. L'incertitude sur la demande et la capacité sismique se reflète sur l'écart-type β , plus l'incertitude est élevée plus le coefficient β le sera également ce qui mène à une courbe plus aplatie. Si la courbe de fragilité d'une structure est correcte, la moitié des accélérogrammes ayant une intensité égale à la valeur médiane causeront des dommages au moins égaux aux dommages considérés. Une autre façon de l'interpréter est de dire que la moitié des ponts (ayant la même courbe de fragilité) touchés par un mouvement du sol dont l'intensité est égale à la valeur médiane, subiront des dommages au moins égaux à ceux considérés.

1.5.3 Facteur de dommage moyen

Le facteur de dommage moyen utilise la probabilité d'atteindre chaque état de dommage pour déterminer un facteur représentatif de l'état du pont. Il est égal à la somme des probabilités d'atteindre chaque état de dommage pondérées avec le rapport d'endommagement moyen (Abo El Ezz et al., 2018) :

$$MDF = \sum_i \alpha_{Dsi} P(Dsi) \quad (1.3)$$

Avec :

α_{Dsi} Le rapport d'endommagement moyen de l'état de dommage i , présenté dans le Tableau 5.2. Ce rapport représente la perte économique en termes de proportion du coût de l'ouvrage. Ainsi, un rapport d'endommagement de 0,25 pour l'état de dommage modéré signifie que les pertes économiques reliées à la remise en état de l'ouvrage sont estimées à environ 25% du coût de celui-ci.

$P(Dsi)$ La probabilité d'atteindre l'état de dommage i .

1.6 Inventaire des structures étudiées

La base de données du Ministère des Transports du Québec recense plus de 13 000 ouvrages dont 9 371 ponts (Ministère des Transports du Québec, 2019). Les détails de la classification des ouvrages sont présentés dans le manuel d'inventaire des structures, il y a 9 classes principales.

L'inventaire du Québec a été étudié pour développer des indices de fragilité et des courbes de fragilité. Les classifications de l'inventaire de ponts du Québec faites pour obtenir des données de fragilité ne sont pas les mêmes que celles proposées dans le manuel d'inventaire. Les courbes de fragilité proposées par Basöz & Mander (1999), par Nielson (2005) et par Tavares (2012) s'appliquent à des classes de ponts regroupant les ouvrages selon leur nombre de travées (une seule travée ou plusieurs travées) et selon le matériau des poutres. Ces classes sont présentées dans le Tableau 1.3. Les classes MSC, pour Multi-Span Continuous, regroupent les ponts à travée continue. Les ponts à travée discontinue sont regroupés dans les classes MSSS, pour Multi-Span Simply Supported. Ensuite le matériau utilisé dans les poutres définit la classe complète, par exemple un pont à travée continue avec des poutres en acier entre dans la classe MSC Steel.

Tableau 1.3 Correspondance entre les classes définies par Basöz et Mander (1999), par Nielson (2005) et par Tavares (2012)

Classes de Nielson	Classes de Basöz & Mander	Classes de Tavares
MSC Concrete MSC Slab	Continuous Concrete	MSC Concrete MSC Slab
MSC Steel	Continuous Steel	MSC Steel
MSSS Concrete MSSS Concrete-Box MSSS Slab MSSS Steel	Multi-Column Bent simply supported	MSSS Concrete MSSS Steel
SS Concrete SS Steel	Single Span	

Les classes de Tavares (2012) regroupent 1 894 ponts soit plus de 70 % des ponts à plusieurs travées de la province de Québec, le nombre d'ouvrages que regroupent les classes de Tavares (2012) sont présentés à la Figure 1.16.

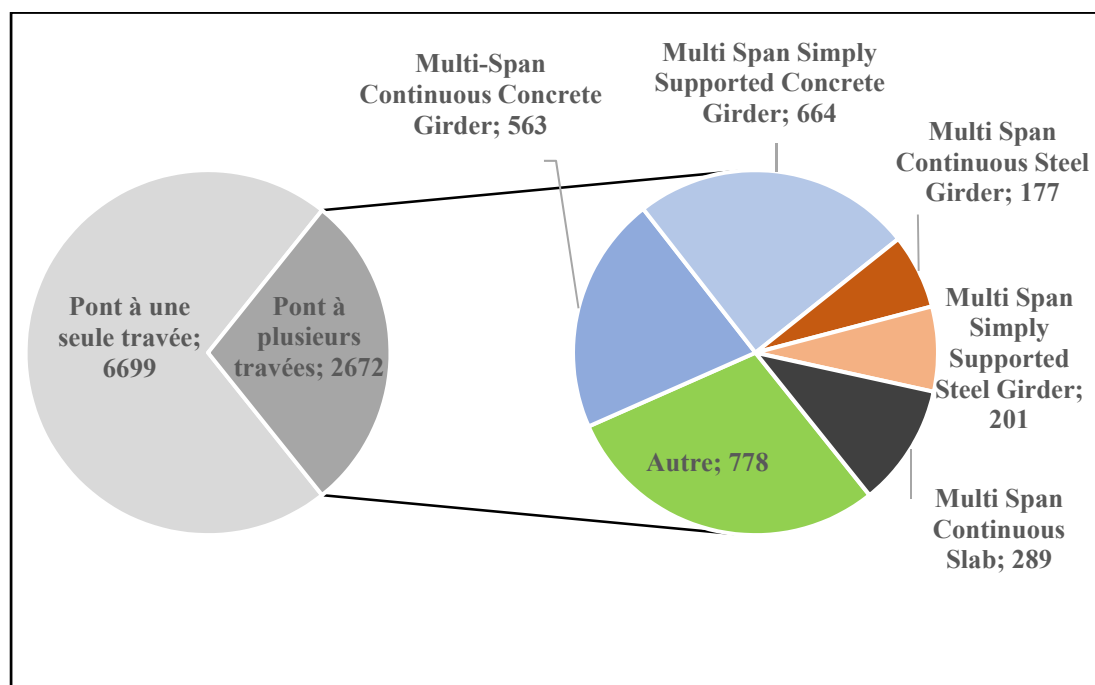


Figure 1.16 Répartition des ponts à plusieurs travées de la province de Québec en fonction des classes définies par Tavares (2012)
Adaptée de Tavares (2012) et du Ministère des Transports du Québec (2019)

CHAPITRE 2

MÉTHODE SIMPLIFIÉE

L'objectif de ce mémoire est de générer des données de fragilité pour les ponts du Québec en adaptant la méthode simplifiée au contexte sismique tout en considérant les conditions d'appuis. À cet effet la méthode simplifiée a été sélectionnée. Dans cette méthode les classes de ponts ont été définies pour être facilement identifiables et deux modes de rupture sont considérés, l'un prévoit des dégâts sur les piles et l'autre sur les appuis. Le détail de cette méthode est présenté dans ce chapitre ainsi que les notions de fragilité nécessaires à sa compréhension.

2.1 Notions de fragilité utilisées dans la méthode simplifiée

La méthode simplifiée est basée sur un modèle à 1 degré de liberté. La méthode du spectre de capacité, qui consiste à calculer le point de performance du système à partir de l'intersection entre la courbe de demande et la courbe de capacité, est appliquée au modèle à 1 degré de liberté. Les principes de cette méthode sont présentés dans cette section.

2.1.1 Oscillateur harmonique simple

Un oscillateur harmonique simple est un amortisseur à 1 degré de liberté lorsque l'amortissement visqueux est supérieur à 0. Le comportement d'un tel système est linéaire et est décrit par une équation différentielle du second degré :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.1)$$

Avec m la masse du système, c le coefficient d'amortissement visqueux, k la rigidité et u le déplacement relatif du degré de liberté, \dot{u} la dérivée par rapport au temps de u , soit la vitesse. Le système est mis en mouvement pour l'accélération du sol représentée par la fonction \ddot{u}_g .

Cette équation se réécrit :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g \quad (2.2)$$

Avec :

$$\begin{cases} \omega^2 = \frac{k}{m} \\ \xi = \frac{c}{2\sqrt{km}} \end{cases} \quad (2.3)$$

Le comportement de ce système est alors entièrement défini par sa pulsation ω et l'amortissement ξ .

Le déplacement spectral est le déplacement relatif maximal en valeur absolue du système, il est fonction de ω et ξ . L'accélération spectrale est l'accélération maximale dans le repère absolu (il s'agit du repère galiléen dans lequel est exprimé le mouvement du sol).

$$\max(|u|) = S_D \quad (2.4)$$

$$S_A = \max(|\ddot{u}_a|) = \max(|\ddot{u} + \ddot{u}_g|) \quad (2.5)$$

Un système n'est pas linéaire si la force de rappel n'est pas toujours proportionnelle au déplacement. L'équation du mouvement d'un système non linéaire se réécrit sous la forme suivante :

$$m\ddot{u}_a = -f(u) - c\dot{u} \quad (2.6)$$

Cette équation se réécrit :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \frac{f(u)}{m} = -\ddot{u}_g \quad (2.7)$$

Où f est la force de rappel qui s'exerce sur le système.

Dans le cas d'un système élastique parfaitement plastique (EPP) la relation entre la force de rappel et le déplacement est montrée à la Figure 2.1 et est définie ainsi :

$$\begin{aligned} \text{Si } f &\in] -f_y ; f_y [\text{ alors } df = k du \\ \text{Si } f &= f_y \text{ alors } df = k \frac{du - |du|}{2} \\ \text{Si } f &= -f_y \text{ alors } df = k \frac{du + |du|}{2} \end{aligned} \quad (2.8)$$

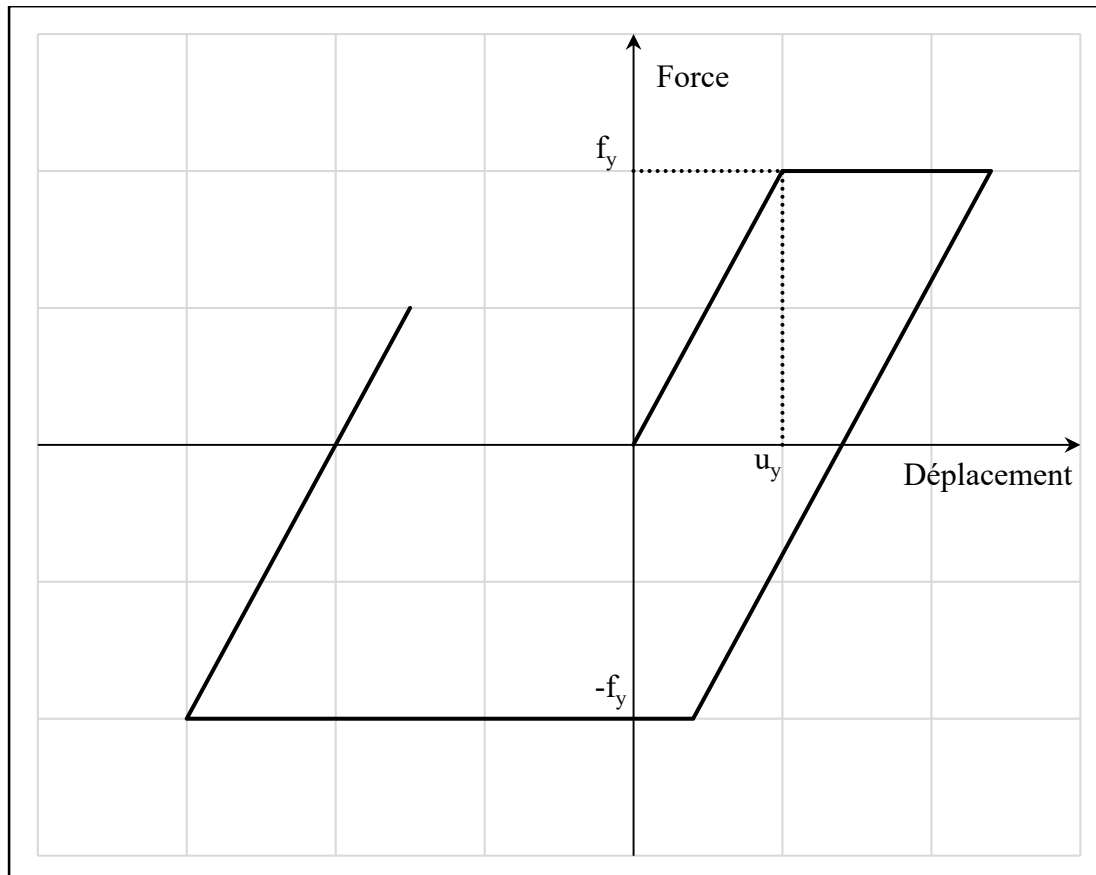


Figure 2.1 Représentation graphique du comportement de la force de rappel en fonction du déplacement pour un comportement élastique parfaitement plastique

Dans le cas où l'amortissement est nul ($\xi = 0$) plusieurs relations peuvent se déduire des équations.

Lorsque le système est linéaire nous pouvons déduire de l'équation (2.2) :

$$S_A = \omega^2 S_D \quad (2.9)$$

Lorsque le système n'est pas linéaire la relation entre l'accélération spectrale et le déplacement spectral se déduit du principe fondamental de la dynamique :

$$m\ddot{u}_a = -f \quad (2.10)$$

D'où :

$$S_A = \max\left(\left|\frac{f}{m}\right|\right) = \min\left(\omega^2 S_D; \frac{f_y}{m}\right) \quad (2.11)$$

Pour passer de l'accélérogramme \ddot{u}_g au spectre de réponse il faut résoudre numériquement l'équation différentielle pour différentes périodes.

2.1.2 Courbe de capacité et spectre de demande

La courbe de capacité d'une structure représente l'ensemble des couples de réponse (S_A, S_D) possible. Pour un système linéaire et en gardant l'hypothèse d'un amortissement nul l'équation (2.9) nous indique que la courbe de capacité est une droite de coefficient directeur ω^2 . Pour un système élastique parfaitement plastique la courbe de capacité est une droite de coefficient directeur ω^2 jusqu'au déplacement plastique puis elle est constante égale à $\frac{f_y}{m}$. Ces deux courbes sont représentées à la Figure 2.2.

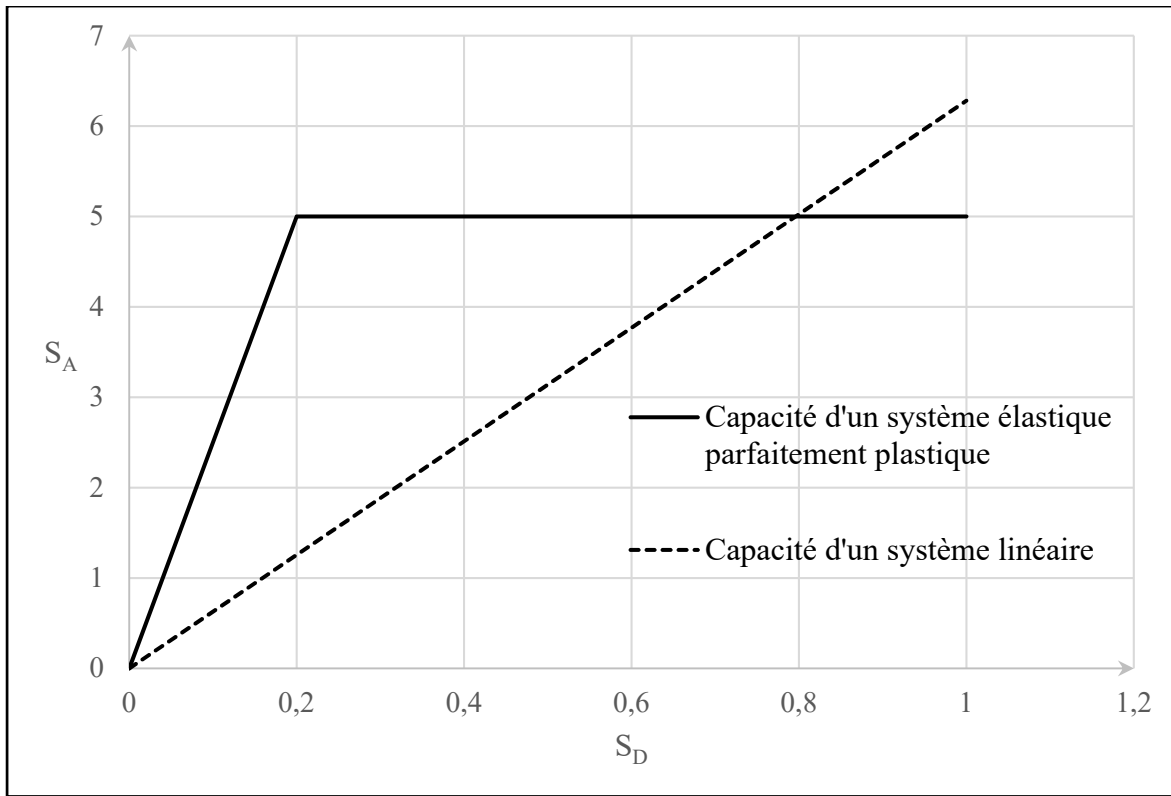


Figure 2.2 Représentation de l'allure d'une courbe de capacité pour un système linéaire et élastique parfaitement plastique

La courbe de demande sismique représente les réponses S_A et S_D des systèmes linéaires soumis à l'accélérogramme considéré. Chaque point de la courbe correspond à une pulsation comme représenté à la Figure 2.3. La courbe de capacité est tracée pour un amortissement donné.

Le point de performance d'un système est le point qui a pour coordonnées les réponses S_A et S_D du système soumis à l'accélérogramme considéré. Le point de performance d'un système linéaire est le point d'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de demande, comme on peut le voir sur la Figure 2.3.

Dans le cas général le point de performance doit prendre en compte la variation de l'amortissement au cours du temps ainsi que le comportement plastique de la structure. La méthode capacité-spectre consiste à déterminer le point de performance de la structure à partir du point d'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de demande à 5 %.

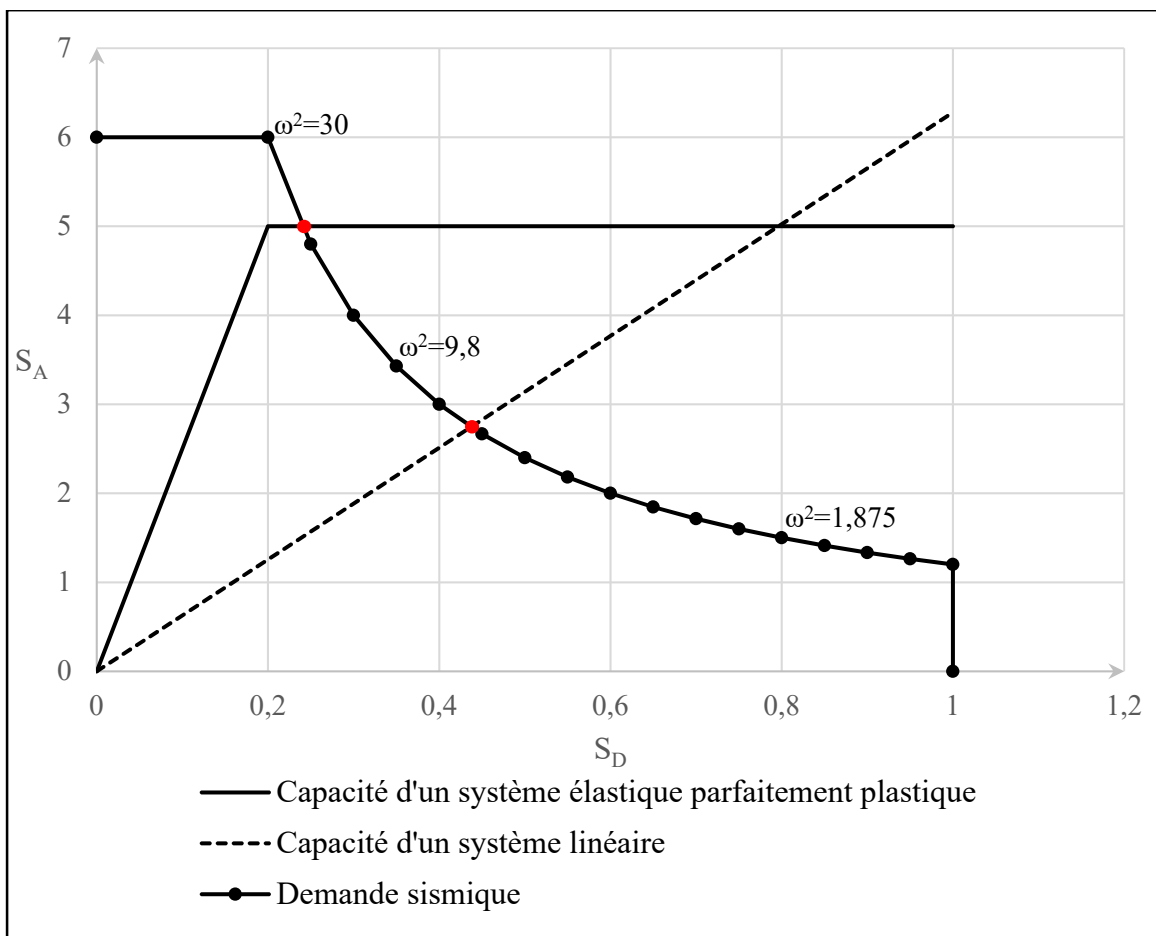


Figure 2.3 Illustration d'une courbe de demande superposée à des courbes de capacité

2.2 Description de la méthodologie

2.2.1 Principes généraux

La méthode simplifiée est une méthode de calcul du PGA médian des courbes de fragilité de chaque état de dommage. Le PGA nécessaire pour atteindre chaque état de dommage est calculé à partir de l'égalité entre la demande sismique (C_D) et la capacité du pont (C_C) qui sont fonction de la période effective de l'ouvrage et des paramètres géométriques respectivement.

$$C_D = \frac{PGA}{g} * f_1(T_{eff}) = C_C = f_2(\text{paramètres géométriques}) \quad (2.12)$$

$$PGA = \frac{f_2(\text{paramètres géométriques})}{f_1(T_{eff})} \quad (2.13)$$

Spectre de réponse pour le calcul des courbes de fragilité

La première étape est de définir le spectre de réponse idéalisé qui permettra de calculer la demande sismique. Le spectre de réponse est déterminé à partir des ratios $\frac{S_a(0.3s)}{PGA}$ et $\frac{S_a(1s)}{PGA}$: la demande est constante et égale à $\frac{S_a(0.3s)}{PGA}$ pour les petites périodes puis décroît en $\frac{1}{T}$ (où T est la période) de telle sorte que $C_D(1s) = \frac{S_a(1s)}{g}$, comme le montre l'équation ci-dessous.

$$C_D(T_{eff}) = \frac{PGA}{g} * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{S_a(0.3s)}{PGA} \\ \frac{S_a(1s)}{PGA} * \frac{\mathbf{1}}{T_{eff}} \end{array} \right. \quad (2.14)$$

Le nombre **1** en gras est dimensionné et est homogène à une période, g est l'accélération de pesanteur.

Ce spectre est le spectre de demande initiale qui sera adapté pour chaque état de dommage.

Les ratios du spectre de calcul de l'AASHTO sont utilisés :

$$\frac{S_a(0.3)}{PGA} = 2.5 \quad (2.15)$$

$$\frac{S_a(1)}{PGA} = 1 \quad (2.16)$$

Les ratios $\frac{S_a(0.3s)}{PGA}$ et $\frac{S_a(1s)}{PGA}$ reflètent la réponse de systèmes de période 0,3 seconde et 1 seconde respectivement, par rapport au PGA.

La Figure 2.4 représente le spectre de calcul utilisé dans la méthode simplifiée.

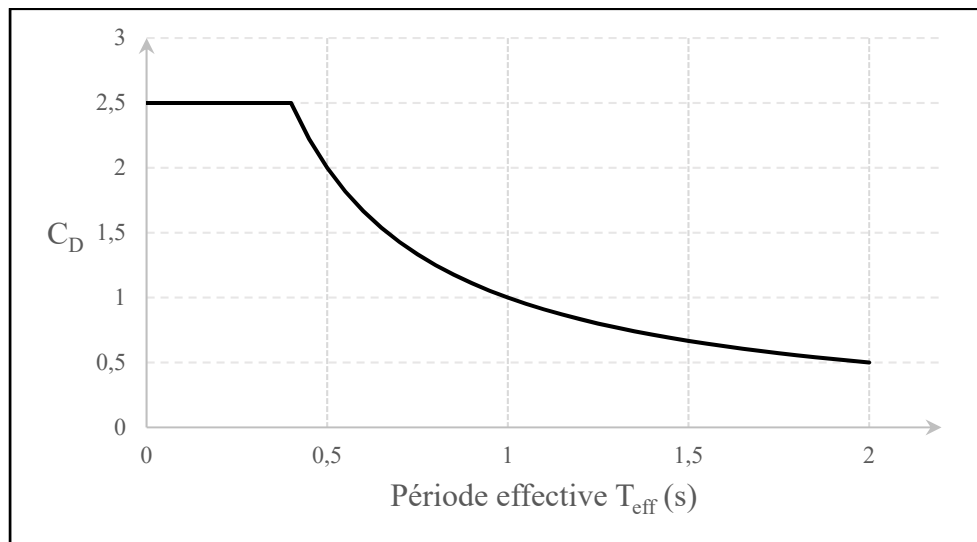


Figure 2.4 Spectre de réponse de l'AASHTO normalisé utilisé dans la méthode simplifiée

Capacité du pont

Ensuite la capacité initiale (avant tout endommagement) du pont est calculée.

La capacité initiale dépend uniquement des paramètres géométriques et mécaniques du pont, D est le diamètre des colonnes, H la hauteur des piles, k_p un coefficient calculé à partir de paramètres reliés à la géométrie du pont, aux propriétés des matériaux et au chargement, μ_t est le coefficient de frottement entre le tablier et les appuis. Les détails du calcul de la capacité sont présentés dans la section suivante.

Dans le cas où les piles sont plus faibles que les appuis, la capacité est de la forme :

$$C_c = k_p \frac{D}{H} \quad (2.17)$$

Sinon, lorsque les appuis sont plus faibles que les piles, elle est de la forme :

$$C_c = \mu_t \quad (2.18)$$

Modification de la capacité et de la demande à chaque état de dommage

La demande sismique et la capacité sont ensuite modifiées pour prendre en compte la dissipation d'énergie et la dégradation des éléments structuraux. La modification dépend de l'état de dommage considéré, les calculs suivants sont donc à refaire pour chaque état de dommage, l'indice Dsi réfère à l'état de dommage « i ».

La capacité est modifiée différemment pour chaque état de dommage. Ainsi, la capacité modifiée est fonction de l'état de dommage et de la capacité initiale comme représenté dans l'équation suivante. Les détails de la modification de C_c sont présentés dans la section suivante.

$$C_{C,Dsi} = f(Dsi ; C_C) \quad (2.19)$$

La demande est modifiée à l'aide des coefficients B_S pour les courtes périodes et B_L pour les longues périodes comme le montre l'équation suivante. Cette modification permet de prendre en compte l'amortissement dans la demande sismique

$$C_{D,Dsi}(T_{eff}) = \frac{PGA}{g} * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{S_a(0.3)}{PGA} * \frac{1}{B_{S,Dsi}} \\ \frac{S_a(1)}{PGA} * \frac{1}{T_{eff}} * \frac{1}{B_{L,Dsi}} \end{array} \right. \quad (2.20)$$

Ces coefficients sont différents pour chaque état de dommage et dépendent du modèle de capacité utilisé (appuis faibles ou piles faibles), ils sont présentés dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Coefficients de modification de spectre de demande
Tiré de Basöz et Mander (1999)

	Piles		Appuis	
Etat de dommage	B_S	B_L	B_S	B_L
Léger	1,61	1,33	2	1,5
Modéré	1,84	1,44	2	1,5
Etendu	1,93	1,49	2	1,5
Complet	2	1,54	2	1,5

La Figure 2.5 montre une comparaison entre le spectre non modifié et le spectre modifié pour l'état de dommage léger.

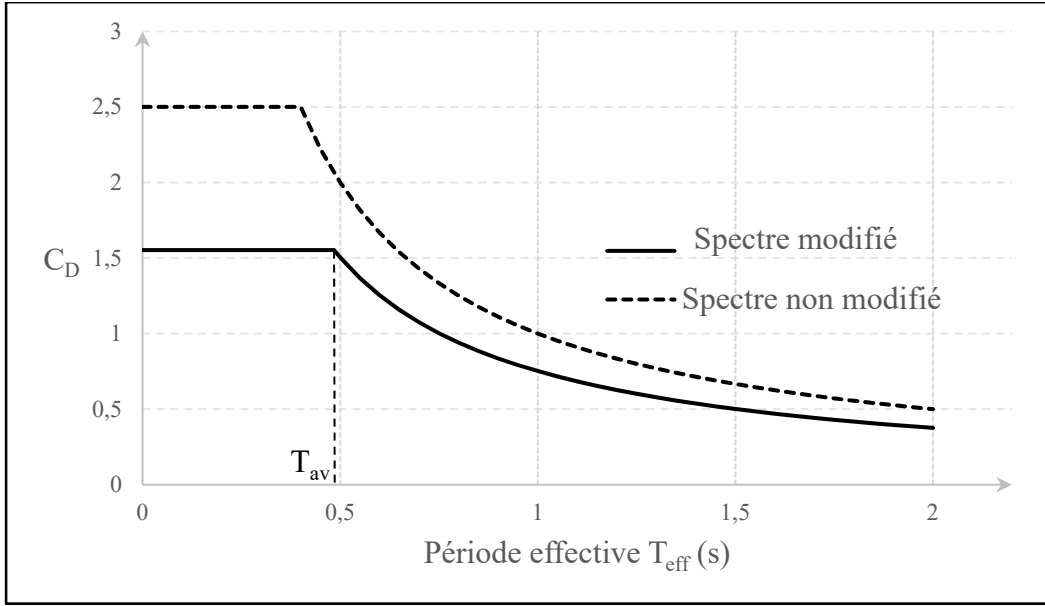


Figure 2.5 Comparaison entre le spectre non modifié et le spectre modifié pour l'état de dommage léger

La période de transition entre la phase constante et décroissante du spectre modifié est appelée T_{av} .

$$T_{av} = \frac{S_a(1)}{S_a(0.3)} * \frac{B_{S,Dsi}}{B_{L,Dsi}} * 1 \quad (2.21)$$

Période effective de l'ouvrage

La période effective de l'ouvrage est calculée à partir du déplacement limite (δ) nécessaire pour dépasser l'état de dommage considéré.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{Dsi}}{C_{C,Dsi} * g}} \quad (2.22)$$

Dans le cas où les piles sont plus faibles que les appuis le déplacement est calculé à partir de l'angle limite θ et de la hauteur des piles H :

$$\delta_{Dsi} = \theta_{Dsi} H \quad (2.23)$$

Comparer la période effective (T_{eff}) et la période de transition (T_{av}) permet de savoir sur quelle partie du spectre l'intersection entre la capacité et la demande aura lieu. Les valeurs des déplacements et angles limites sont présentées Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Déplacements limites et angles limites utilisés dans HAZUS
pour les deux modes de rupture
Tiré de Basöz et Mander (1999)

Etat de dommage	Angle limite des piles (rad)	Déplacement limite des appuis (m)
Léger	0,005	0,05
Modéré	0,01	0,1
Etendu	0,02	0,175
Complet	0,05	0,3

Calcul du PGA pour chaque état de dommage

Le PGA peut maintenant être choisi pour chaque état de dommage de façon à égaliser la demande sismique et la capacité du pont.

$$C_{C,Dsi} = C_{D,Dsi} \quad (2.24)$$

$$\frac{PGA_{Dsi}}{g} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{C,Dsi} * \frac{PGA}{S_a(0.3)} B_{S,Dsi} \\ C_{C,Dsi} * \frac{T_{eff}}{1} * \frac{PGA}{S_a(1)} B_{L,Dsi} \end{array} \right. \quad (2.25)$$

Rappelons que les ratios $\frac{S_a(0.3)}{PGA}$ et $\frac{S_a(1)}{PGA}$ sont des constantes du spectre initial, donc le PGA présent dans ceux-ci ne doit pas être confondu avec le PGA_{Dsi} recherché.

Lorsque la période effective est supérieure à la période de transition ($T_{eff} > T_{av}$), ce qui représente la plupart des cas, on a :

$$\frac{PGA_{Dsi}}{g} = \frac{2\pi}{1} \sqrt{\frac{C_{C,Dsi}\delta_{Dsi}}{g}} * \frac{PGA}{S_a(1)} B_{L,Dsi} \quad (2.26)$$

Lorsque la période effective est inférieure à la période de transition ($T_{eff} < T_{av}$), on a :

$$\frac{PGA_{Dsi}}{g} = C_{C,Dsi} * \frac{PGA}{S_a(0.3)} B_{S,Dsi} \quad (2.27)$$

Modification du PGA pour obtenir le PGA médian des courbes de fragilité

Finalement, lorsque $T_{eff} > T_{av}$ le PGA obtenu est modifié pour prendre en compte le type de sol et la déformation du tablier selon le type d'appuis.

$$\frac{PGA_{Dsi}}{g} = \frac{K_{3D}}{S} * \frac{2\pi}{1} \sqrt{\frac{C_{C,Dsi}\delta_{Dsi}}{g}} * \frac{PGA}{S_a(1)} B_{L,Dsi} \quad (2.28)$$

Le coefficient S est défini à partir du type de sol et le coefficient K_{3D} est défini à partir du type de tablier, d'appuis et du nombre de travées. Le coefficient K_{3D} est un facteur qui modifie la capacité bidimensionnelle des piles pour considérer une action d'arc tridimensionnelle du tablier, d'après les travaux de Dutta et Mander (1998).

$$K_{3D} = 1 + \frac{k_{3D}}{n} \quad (2.29)$$

Avec n le nombre de travées et k_{3D} un coefficient déterminé par le type de tablier et par le type d'appuis (lorsque le tablier est à travées simplement appuyées), ses valeurs sont données dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.3 Valeurs du coefficient k_{3D}
Tiré de Basöz et Mander (1999)

Type de tablier	Type d'appuis	k_{3D}
Simplement appuyé	Néoprène	0,25
	Appuis à pendule	0,09
	Appuis à rouleaux	0,2
Continu		0,33

Si $T_{eff} < T_{av}$ le PGA n'est pas modifié.

2.2.2 Calcul de la capacité

Le calcul de la capacité du pont dépend du mode de rupture considéré. Le premier mode de rupture suppose que les piles sont plus faibles que les appuis. Dans ce cas la capacité du pont est calculée à partir de la capacité des piles. Le second mode de rupture suppose que les appuis sont plus faibles que les piles, la capacité du pont dépend alors du coefficient de frottement entre le tablier et les appuis. L'ensemble des paramètres nécessaires pour calculer la capacité des piles sont listés dans le Tableau 2.4.

Tableau 2.4 Paramètres géométriques utilisés dans le calcul de la capacité des piles
Tiré de Basöz et Mander (1999)

ξ	Facteur de fixité (1 pour les piles à plusieurs colonnes, 0,5 pour les piles à une seule colonne)
j	Coefficient de bras de levier interne (égal à 0,8)
D	Diamètre des colonnes
H	Hauteur des colonnes
n_c	Nombre de colonnes par pile
ρ_t	Proportion volumique des armatures longitudinales
f_y	Limite d'élasticité des armatures longitudinales
w	Poids surfacique du tablier
B	Largeur du tablier
L	Longueur d'une travée
f_c'	Limite d'élasticité du béton
W_D	Charge normale par colonne
W	Charge normale par pile
A_g	Surface de la section des colonnes
ψ	Rapport entre la charge normale par colonne et la résistance en compression des colonnes
C_r	Capacité fournie par le béton
C_s	Capacité fournie par les armatures
λ_Q	Facteur de modification

Cas des piles faibles

Lorsque les piles sont faibles, la capacité du pont est égale à la capacité des piles (notée C_{cp}).

$$C_C = C_{cp} = C_r + C_s \quad (2.30)$$

Avec C_{cp} étant la capacité d'une pile, C_r la capacité du béton et C_s la capacité des armatures.

$$\begin{cases} C_r = \xi \frac{jD}{H} \\ C_s = \xi \frac{n_c \rho_t D^2 j D f_y}{2BLH w} \end{cases} \quad (2.31)$$

La capacité se réécrit alors :

$$C_c = \xi j \left(1 + \frac{n_c D^2 f'_c}{2BLw} \rho_t \frac{f_y}{f'_c} \right) \frac{D}{H} \quad (2.32)$$

$$C_c = k_p \frac{D}{H} \quad (2.33)$$

Les piles sont constituées de plusieurs colonnes, le rapport entre la charge normale sur chaque colonne et la résistance en compression de chaque colonne est noté ψ :

$$\psi = \frac{BLw}{n_c A_g f'_c} \quad (2.34)$$

Lorsque les colonnes sont circulaires, le coefficient k_p se réécrit :

$$k_p = \xi j \left(1 + \frac{0,64}{\psi} \rho_t \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (2.35)$$

La capacité initiale du pont est donc :

$$C_c = k_p \frac{D}{H} \quad (2.36)$$

Comme les piles se dégradent lorsqu'un état de dommage est atteint, leur capacité diminue. Ainsi la capacité est modifiée pour être utilisée dans le calcul du PGA, elle est multipliée par un coefficient λ_Q dont les valeurs sont présentées dans le Tableau 2.5.

$$C_{C,Dsi} = \lambda_{Q,Dsi} k_p \frac{D}{H} \quad (2.37)$$

Tableau 2.5 Valeur du facteur de modification de la capacité
Tiré de Basöz et Mander (1999)

Etat de dommage	λ_Q
Léger	1
Modéré	0,6
Etendu	$\frac{\xi}{k_p}$
Complet	$\frac{j\xi}{k_p}$

Cas des appuis faibles

Lorsque les appuis sont faibles, le glissement du tablier sur les appuis est limitant. Ainsi, la capacité est égale au coefficient de frottement entre le tablier et les appuis.

$$C_c = \mu_t \quad (2.38)$$

Le coefficient μ_t peut varier selon l'état de dommage considéré.

2.2.3 Écart-type des courbes de fragilité

La méthode simplifiée propose un écart-type log-normal, d'une valeur égale à 0,6 d'après les données de Dutta (1999) et Peckan (1998). Ceci est basé sur l'analyse statistique de plusieurs classes de ponts qui ont considéré l'incertitude dans les éléments suivants : demande sismique, propriétés matérielles et géométriques. Cette valeur retenue de 0,6 est proche de celles calculées par Tavares (2012) et Nielson (2005), de plus l'écart-type ne semble pas varier d'un état de dommage à l'autre comme le montre la Figure 2.6.

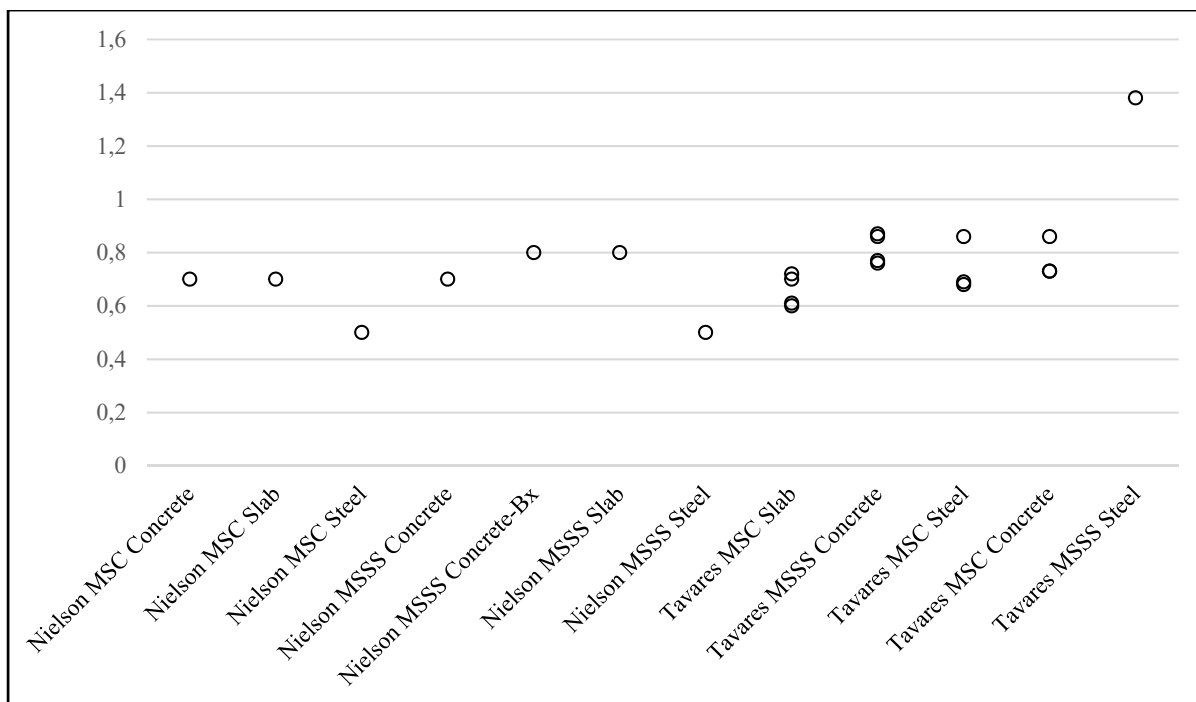


Figure 2.6 Représentation des écart-types des courbes de fragilité de Nielson (2005) et Tavares (2012)

Adaptée de Nielson (2005) et Tavares (2012)

2.3 Conclusion

Le résumé de la méthode simplifiée est présenté dans la Figure 2.7. Les hypothèses clefs de cette méthode (représentées dans les carrés en pointillés) pour évaluer le PGA sont l'expression de la demande sismique en fonction de la période effective, l'expression de la capacité en fonction des paramètres géométriques et les valeurs des déplacements limites pour chaque état de dommage. La méthode telle que détaillée à la figure suivante a été implémentée dans un tableur pour permettre de l'appliquer et la modifier pour le contexte sismique du Québec. Le tableur est présenté en ANNEXE I.

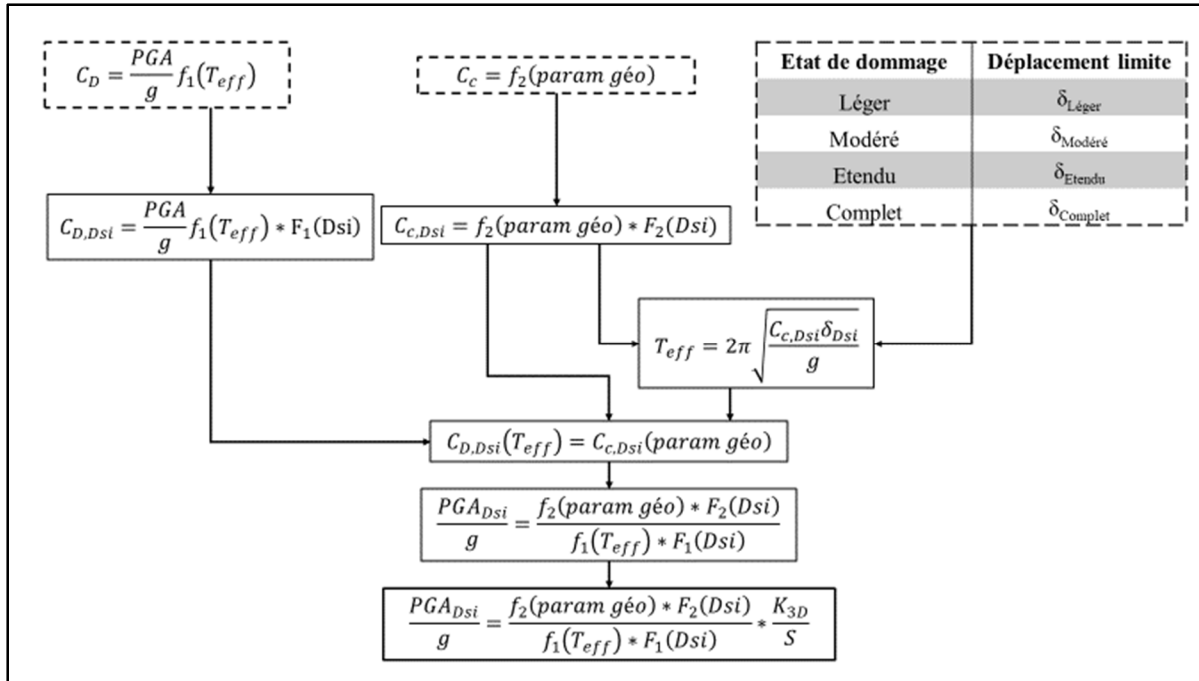


Figure 2.7 Résumé de la méthode simplifiée adapté de Basöz et Mander (1999)

CHAPITRE 3

ÉVALUATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE DES CLASSES DE PONTS REPRÉSENTATIFS

Le développement des courbes de fragilité empiriques est limité par le nombre de séismes majeurs observés. De plus, l'aléa sismique et les types de ponts varient d'une région à une autre ce qui limite l'utilisation des courbes de fragilité déjà établies. L'étude de modèles numériques détaillés permet de développer des courbes de fragilité pour des ponts d'une région donnée en utilisant les caractéristiques des ponts représentatifs de cette région (Nielson, 2005). Les travaux de Nielson (2005) et Tavares (2012) ont permis d'obtenir des courbes de fragilité pour des classes de ponts des régions du Centre et du Sud-Ouest des États-Unis (CSUS) et du Québec respectivement. Les modèles numériques permettent de développer des courbes de fragilité pour chaque élément du pont comme les piles, les appareils d'appuis ou les culées. Ainsi les éléments les plus caractéristiques de la fragilité des ponts sont identifiés. Les résultats obtenus à partir des modèles numériques sont comparés avec ceux obtenus par la méthode simplifiée détaillée au chapitre précédent et implémentée dans un tableur. Dans ce chapitre la méthode simplifiée utilise le spectre de l'AASHTO.

3.1 Obtention des données pour l'application de la méthode simplifiée

La description des modèles de ponts développés par Nielson (2005) permet d'obtenir les données nécessaires à l'application de la méthode simplifiée, ces données sont présentées dans le Tableau 3.1. À l'exception des ponts à dalle épaisse (MSC Slab et MSSS Slab) toutes les classes ont les mêmes piles : le nombre de colonnes, leur diamètre et leur hauteur sont identiques. Les classes se différencient principalement par le poids surfacique du tablier (w) et la dimension des travées (B et L). Ces deux paramètres ont une grande influence sur la force due au poids exercé sur chaque colonne (W_D) qui varie de 281,66 N pour MSSS Steel à 690,31 N pour MSC/MSSS Concrete. Dans le Tableau 3.1 et le Tableau 3.2 les valeurs en gras ne sont pas données dans les études de Nielson (2005) et Tavares (2012) mais sont celles préconisées par la méthode simplifiée.

Tableau 3.1 Paramètres géométriques pour l'application de la méthode simplifiée
aux classes de ponts de Nielson (2005)
Adapté de Nielson (2005)

NIELSON	MSC Concrete	MSC Slab	MSC Steel	MSSS Concrete	MSSS Concrete- Box	MSSS Slab	MSSS Steel
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
j	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
D (m)	0,90	0,76	0,90	0,90	0,90	0,76	0,90
H (m)	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80
n_c	3,00	2,00	3,00	3,00	3,00	2,00	3,00
ρ_t	0,01	0,007	0,01	0,0122	0,01	0,007	0,01
f_y (MPa)	330,00	330,00	330,00	330,00	330,00	330,00	330,00
w (MPa)	8,48	8,21	4,55	8,48	9,21	8,21	3,46
B(m)	15,01	10,10	15,01	15,01	14,62	10,10	15,01
L (m)	16,27	9,15	30,30	16,27	14,20	9,15	16,27
f'_c (MPa)	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00
W_D (N)	690,31	379,36	689,78	690,31	637,34	379,36	281,66
W (N)	2070,92	758,73	2069,35	2070,92	1912,03	758,73	844,98
A_g (m ²)	0,64	0,45	0,64	0,64	0,64	0,45	0,64
ψ	0,04	0,03	0,04	0,04	0,04	0,03	0,02
C_r	0,12	0,10	0,12	0,12	0,12	0,10	0,12
C_s	0,24	0,18	0,24	0,29	0,26	0,18	0,59
k_p	2,36	2,21	2,36	2,70	2,49	2,21	4,62
μ_t	0,36	0,36	0,04	0,36	0,36	0,36	0,04

À noter que dans l'étude de Nielson, le coefficient de frottement, μ_t , est égal à 0,04 pour la classe de pont MSSS Steel pour laquelle l'auteur considère des appuis à rouleau (High type rocker bearing). Il s'agit d'une valeur du même ordre de grandeur que celle rapportée dans d'autres études (Moulton, 1983). De plus, le coefficient k_p de cette classe, qui reflète la résistance des piles, est particulièrement élevé à cause du poids plus faible exercé sur chaque colonne (W_D).

De la même façon les données nécessaires à l'application de la méthode simplifiée aux ponts de Tavares (2012) sont présentées dans le Tableau 3.2. Les différentes classes se distinguent principalement par la hauteur (H) des colonnes et la dimension des travées (B et L). Les valeurs retenues sont les moyennes des valeurs des 120 modèles. Le coefficient de frottement μ_t utilisé pour les classes de Tavares (2012) a été repris de l'étude de Nielson (2005).

Tableau 3.2 Paramètres géométriques pour l'application de la méthode simplifiée aux classes de ponts de Tavares (2012)
Adapté de Tavares (2012)

TAVARES	MSC Slab	MSC Steel	MSC Concrete	MSSS Concrete	MSSS Steel
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
j	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
D (m)	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14
H (m)	5,47	6,75	6,17	5,87	6,05
n_c	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
ρ_t	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
f_y (MPa)	460,00	460,00	460,00	460,00	460,00
w (MPa)	10,00	7,00	10,00	10,00	7,00
B (m)	14,59	13,74	14,01	12,43	11,36
L (m)	18,01	26,35	24,57	21,36	21,57
f'_c (MPa)	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00
W_D (N)	875,89	844,78	1147,42	885,02	571,75
W (N)	2627,66	2534,34	3442,26	2655,05	1715,25
A_g (m ²)	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
ψ	0,03	0,03	0,04	0,03	0,02
C_r	0,17	0,14	0,15	0,16	0,15
C_s	0,57	0,48	0,39	0,52	0,79
k_p	3,54	3,65	2,90	3,52	5,00
μ_t	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36

3.2 Évaluation de la méthode simplifiée aux classes de ponts selon Nielson (2005) et Tavares (2012)

L'objectif de cette section est de vérifier si la méthode simplifiée peut reproduire les résultats de méthodes d'analyse détaillée de la fragilité pour les ponts des États-Unis et de l'Est du Canada. La méthode étant adaptée aux ponts et au contexte des États-Unis, les accélérations maximales au sol (PGA) prédites pour chaque état de dommage des différentes classes de ponts sont d'abord comparées aux résultats obtenus par les analyses détaillées de Nielson (2005). Cette comparaison permet de juger de la représentativité des valeurs de PGA prédites. Dans un deuxième temps, la comparaison entre les résultats de la méthode simplifiée et ceux de Tavares (2012) permet de juger de l'applicabilité de la méthode simplifiée en utilisant les propriétés caractéristiques des ponts représentatifs de l'Est du Canada. À noter que la méthode simplifiée prévoit un calcul de la capacité différent entre l'hypothèse de piles faibles et celle d'appuis faibles. Ainsi, pour chaque résultat donné par Nielson (2005) ou Tavares (2012), la méthode simplifiée permet de calculer deux valeurs de PGA pour chaque état de dommage.

3.2.1 Application aux classes de ponts analysées par Nielson (2005)

Les résultats de la méthode simplifiée appliquée aux sept classes de ponts de Nielson (2005) sont présentés dans le Tableau 3.3 avec les valeurs obtenues par l'auteur dans son étude. Pour l'état de dommage léger, les deux PGA obtenus par la méthode simplifiée sont systématiquement plus élevés que celui donné par Nielson (2005). Pour l'état de dommage modéré, le PGA obtenu par l'analyse dynamique est compris entre les deux PGA obtenus par la méthode simplifiée, sauf pour les classes MSSS/MS Steel où les PGA prédits par la méthode simplifiée sont plus élevés que celui donné par Nielson (2005). Pour l'état de dommage étendu, le PGA obtenu par l'analyse dynamique est compris entre les deux PGA obtenus par la méthode simplifiée, sauf pour les classes MS Steel où le PGA de Nielson (2005) est plus faible et pour les classes MSSS où le PGA de Nielson (2005) est plus élevé. Enfin pour l'état de dommage complet il y a 5 classes où le PGA de Nielson (2005) est plus élevé (MS/MSSS Slab et MSSS Concrete/Concrete-box), 1 classes où il est compris entre les

deux PGA de la méthode simplifiée (MSC Concrete) et une classe où le PGA de Nielson (2005) est le plus faible (MSC Steel).

Tableau 3.3 PGA médians calculés par Nielson (2005) et par la méthode simplifiée détaillée au Chapitre 2

NIELSON	État de dommage	Léger PGA (g)	Modéré PGA (g)	Étendu PGA (g)	Complet PGA (g)
MSC Concrete	Nielson	0,16	0,53	0,75	1,01
	B&M appuis faibles	0,47	0,67	0,88	1,15
	B&M piles faibles	0,32	0,38	0,47	0,68
MSC Slab	Nielson	0,17	0,49	0,86	2,39
	B&M appuis faibles	0,47	0,67	0,88	1,15
	B&M piles faibles	0,29	0,34	0,43	0,63
MSC Steel	Nielson	0,19	0,32	0,41	0,51
	B&M appuis faibles	0,25	0,35	0,46	0,61
	B&M piles faibles	0,32	0,38	0,47	0,68
MSSS Concrete	Nielson	0,20	0,63	0,91	1,28
	B&M appuis faibles	0,45	0,64	0,85	1,11
	B&M piles faibles	0,33	0,39	0,45	0,66
MSSS Concrete-Box	Nielson	0,22	0,69	1,31	3,39
	B&M appuis faibles	0,45	0,64	0,85	1,11
	B&M piles faibles	0,32	0,38	0,45	0,66
MSSS Slab	Nielson	0,17	0,51	0,91	1,87
	B&M appuis faibles	0,45	0,64	0,85	1,11
	B&M piles faibles	0,28	0,33	0,41	0,61
MSSS Steel	Nielson	0,24	0,45	0,58	0,85
	B&M appuis faibles	0,22	0,31	0,42	0,54
	B&M piles faibles	0,46	0,48	0,42	0,61

Afin de mieux cerner les différences entre les PGA prédits par la méthode simplifiée et ceux donnés par Nielson (2005), les résultats du Tableau 3.3 sont présentés sous forme de graphique de la Figure 3.1 à la Figure 3.7. Les PGA de Nielson (2005) sont représentés avec un trait plein, les PGA calculés avec l'hypothèse de piles faibles sont représentés en pointillés et les PGA calculés avec l'hypothèse d'appuis faibles sont représentés avec des tirets.

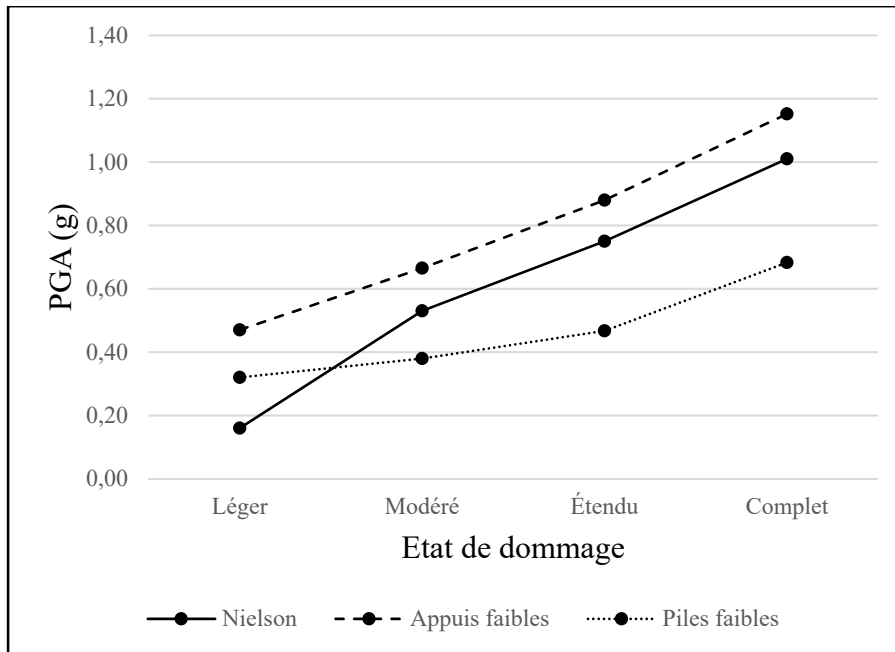


Figure 3.1 Représentation graphique des PGA de la classe MSC Concrete de Nielson (2005)

Pour la classe MSC Concrete le PGA appuis faibles est supérieur de 194 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, supérieur de 26 % pour l'état de dommage modéré, supérieur de 17 % pour l'état de dommage étendu et supérieur de 14 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est supérieur de 100 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, inférieur de 28 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 38 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 32 % pour l'état de dommage complet.

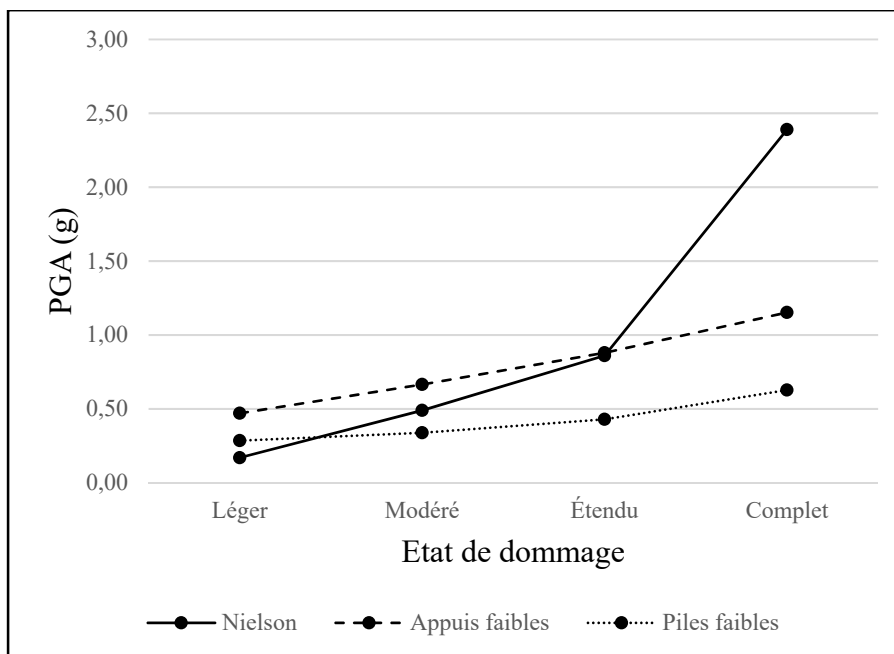


Figure 3.2 Représentation graphique des PGA de la classe MSC Slab de Nielson (2005)

Pour la classe MSC Slab le PGA appuis faibles est supérieur de 177 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, supérieur de 36 % pour l'état de dommage modéré, supérieur de 2 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 52 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est supérieur de 68 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, inférieur de 31 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 50 % pour l'état de dommage étendu et supérieur de 74 % pour l'état de dommage complet.

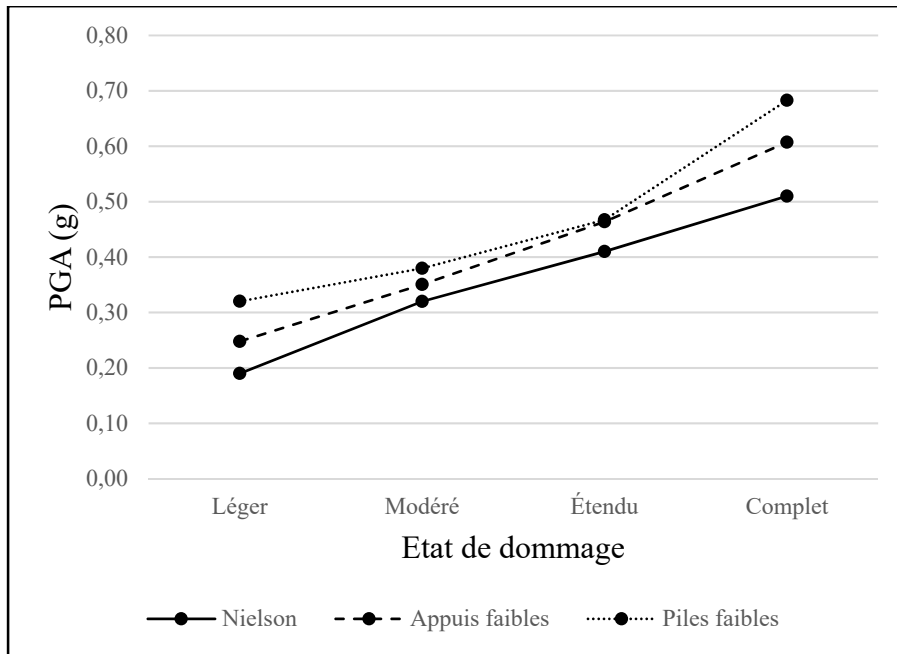


Figure 3.3 Représentation graphique des PGA de la classe MSC Steel de Nielson (2005)

Pour la classe MSC Steel le PGA appuis faibles est supérieur de 30 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, supérieur de 10 % pour l'état de dommage modéré, supérieur de 13 % pour l'état de dommage étendu et supérieur de 19 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est supérieur de 69 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, supérieur de 19 % pour l'état de dommage modéré, supérieur de 14 % pour l'état de dommage étendu et supérieur de 34 % pour l'état de dommage complet.

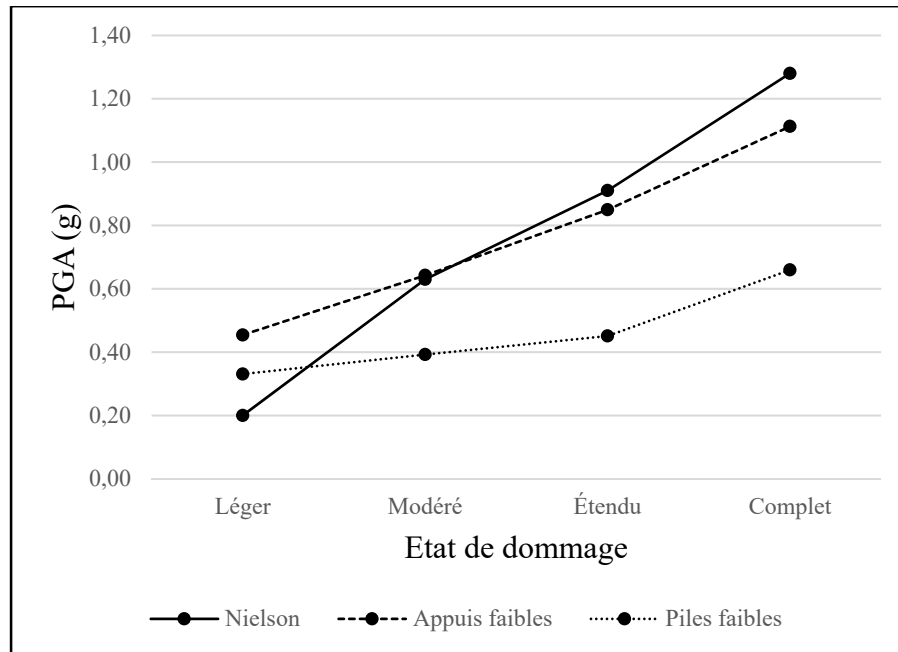


Figure 3.4 Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Concrete de Nielson (2005)

Pour la classe MSSS Concrete le PGA appuis faibles est supérieur de 127 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, supérieur de 2 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 7 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 13 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est supérieur de 65 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, inférieur de 38 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 50 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 48 % pour l'état de dommage complet.

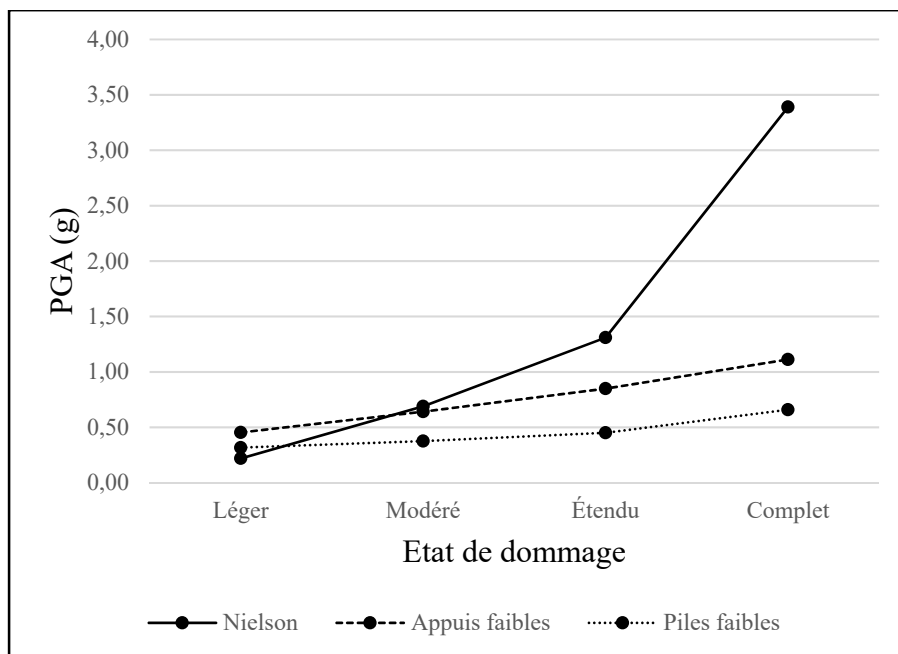


Figure 3.5 Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Concrete-Box de Nielson (2005)

Pour la classe MSSS Concrete-Box le PGA appuis faibles est supérieur de 106 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, inférieur de 7 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 35 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 67 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est supérieur de 44 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, inférieur de 45 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 66 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 81 % pour l'état de dommage complet.

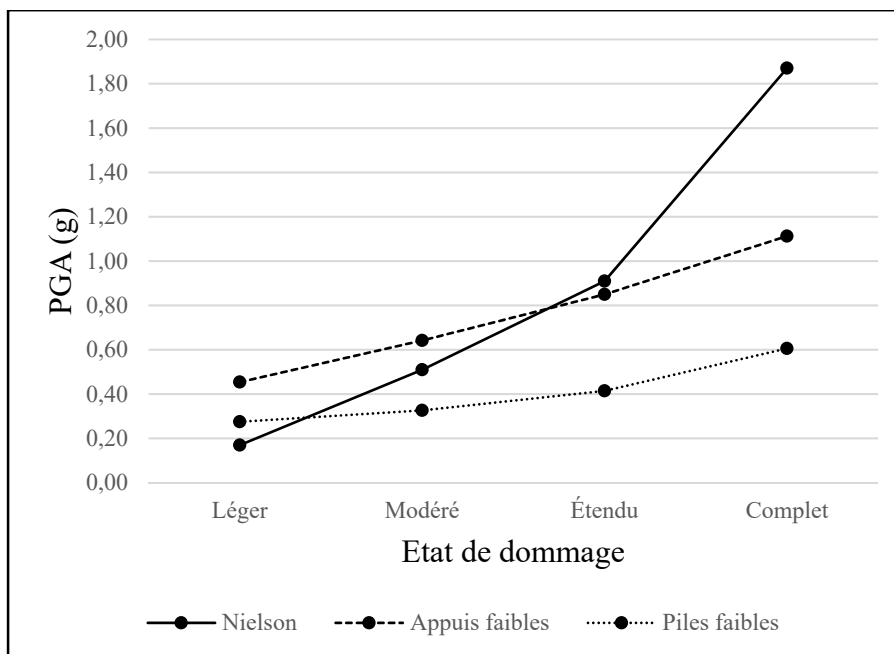


Figure 3.6 Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Slab de Nielson (2005)

Pour la classe MSSS Slab le PGA appuis faibles est supérieur de 168 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, supérieur de 26 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 7 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 41 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est supérieur de 62 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, inférieur de 36 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 54 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 68 % pour l'état de dommage complet.

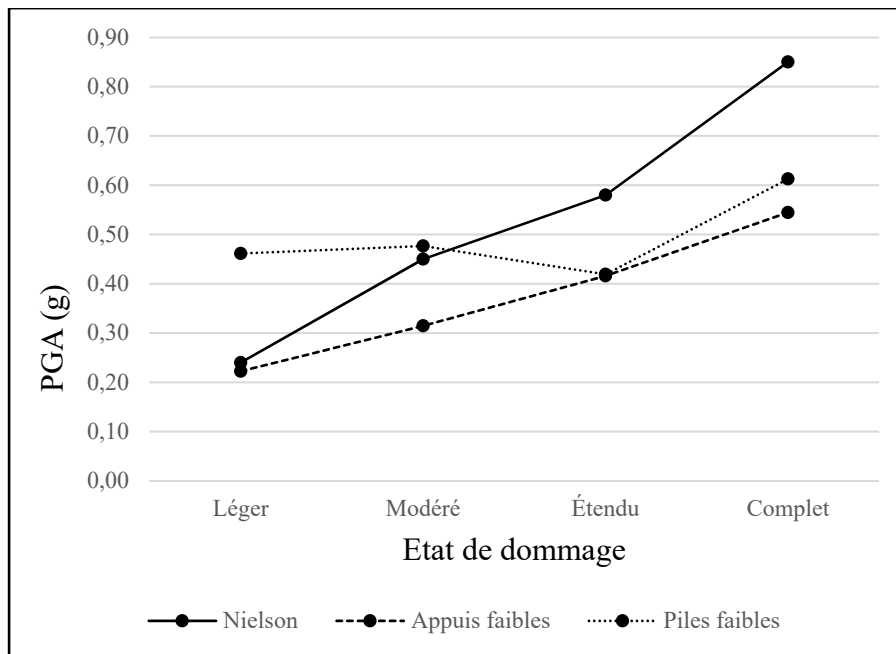


Figure 3.7 Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Steel de Nielson (2005)

Pour la classe MSSS Steel le PGA appuis faibles est inférieur de 7 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, inférieur de 30 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 28 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 36 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est supérieur de 92 % au PGA de Nielson (2005) pour l'état de dommage léger, supérieur de 6 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 28 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 28 % pour l'état de dommage complet.

Le PGA calculé avec l'hypothèse de piles faibles pour l'état de dommage étendu est inférieur à celui calculé pour l'état de dommage modéré, ce n'est pas compatible avec la définition des courbes de fragilité. Le facteur de modification utilisé dans la méthode simplifiée mène à ces incohérences lorsque le coefficient k_p est trop élevé, ce qui est le cas pour les ponts MSSS Steel à cause du poids plus faible exercé sur chaque colonne. Ceci montre que la méthode simplifiée n'est pas nécessairement applicable pour cette classe de ponts avec cette hypothèse.

Les plus grandes différences entre les PGA calculés et ceux de Nielson (2005) ont lieu pour l'état de dommage complet des classes MSC Slab, MSSS Concrete-Box et MSSS Slab, le PGA calculé peut être jusqu'à 3 fois inférieur à celui de Nielson (2005).

3.2.2 Application aux classes de ponts analysés par Tavares (2012)

Les résultats de la méthode simplifiée appliquée aux cinq classes de ponts de Tavares (2012) sont présentés dans le Tableau 3.4 avec les valeurs obtenues par l'auteur dans son étude. Pour toutes les classes de ponts et tous les degrés de dommage, les valeurs de PGA prédites par la méthode simplifiée sont inférieures aux résultats de Tavares (2012). Lorsque les PGA calculés par Tavares (2012) étaient trop importants ceux-ci ont été retirés de l'étude par les auteurs, ce qui est à l'origine des données manquantes.

Tableau 3.4 PGA médians calculés par Tavares (2012) et par la méthode simplifiée détaillée au Chapitre 2

TAVARES	État de dommage	Léger PGA (g)	Modéré PGA (g)	Étendu PGA (g)	Complet PGA (g)
MSC Slab	Tavares	0,60	0,90	1,21	2,48
	B&M appuis faibles	0,47	0,67	0,88	1,15
	B&M piles faibles	0,48	0,52	0,53	0,77
MSC Steel	Tavares	0,77	1,16	1,62	-
	B&M appuis faibles	0,47	0,67	0,88	1,15
	B&M piles faibles	0,40	0,53	0,53	0,77
MSC Concrete	Tavares	0,64	1,00	1,42	-
	B&M appuis faibles	0,47	0,67	0,88	1,15
	B&M piles faibles	0,34	0,47	0,53	0,77
MSSS Concrete	Tavares	0,81	1,12	1,48	2,76
	B&M appuis faibles	0,45	0,64	0,85	1,11
	B&M piles faibles	0,44	0,50	0,51	0,74
MSSS Steel	Tavares	2,54	-	-	-
	B&M appuis faibles	0,45	0,64	0,85	1,11
	B&M piles faibles	0,61	0,60	0,51	0,74

Les résultats du Tableau 3.4 sont présentés sous forme de graphique de la Figure 3.8 à la Figure 3.12. Les PGA de Tavares (2012) sont représentés avec un trait plein, les PGA calculés avec l'hypothèse de piles faibles sont représentés en pointillés et les PGA calculés avec l'hypothèse d'appuis faibles sont représentés avec des tirets.

Les équation de mouvement du sol de Tavares (2012) sont basées sur la version de 2005 du code national canadien du bâtiment.

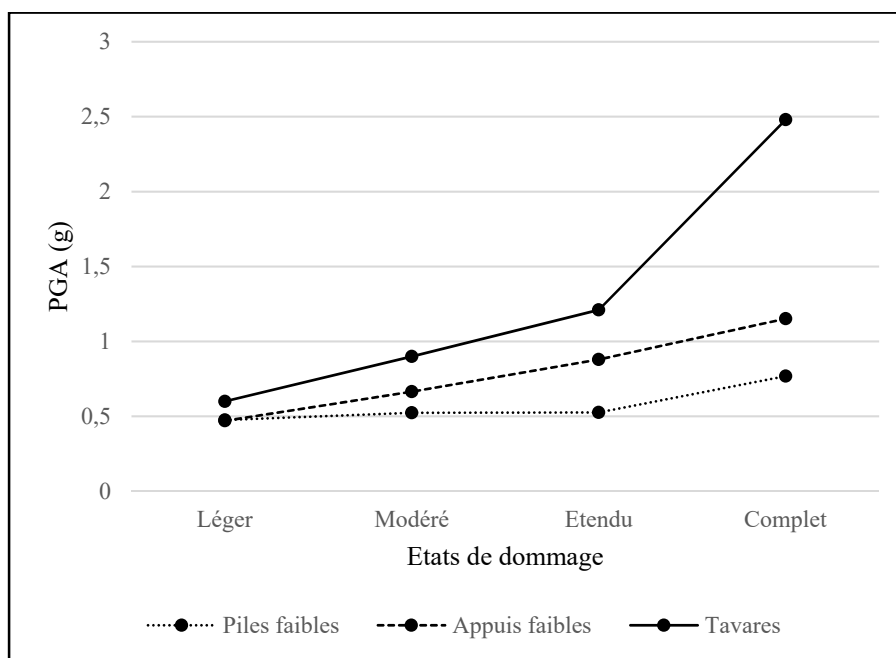


Figure 3.8 Représentation graphique des PGA de la classe MSC Slab de Tavares (2012)

Pour la classe MSC Slab le PGA appuis faibles est inférieur de 22 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 26 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 27 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 54 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est inférieur de 21 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 42 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 57 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 69 % pour l'état de dommage complet.

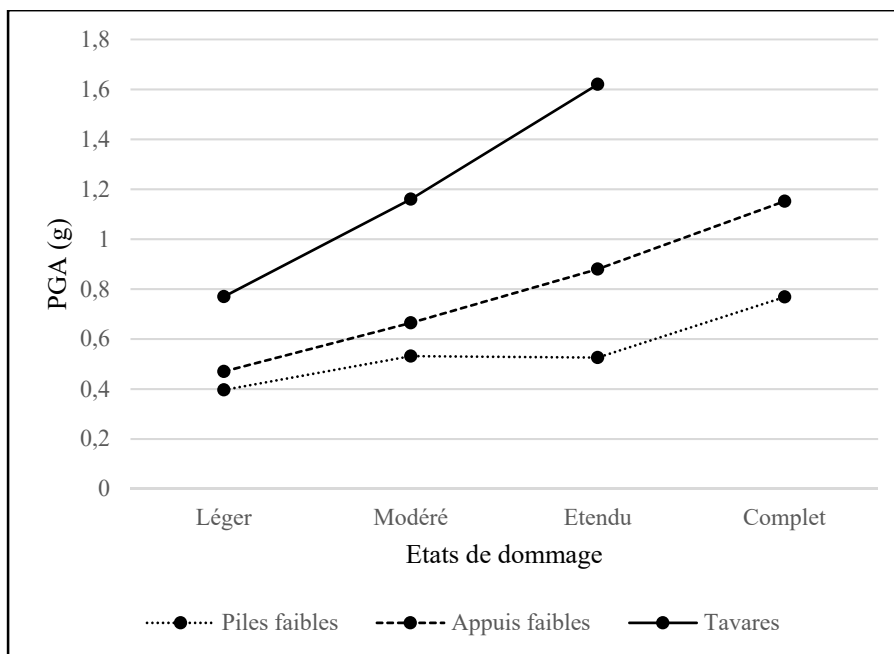


Figure 3.9 Représentation graphique des PGA de la classe MSC Steel de Tavares (2012)

Pour la classe MSC Steel le PGA appuis faibles est inférieur de 39 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 43 % pour l'état de dommage modéré et inférieur de 46 % pour l'état de dommage étendu. Le PGA piles faibles est inférieur de 49 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 54 % pour l'état de dommage modéré et inférieur de 68 % pour l'état de dommage étendu.

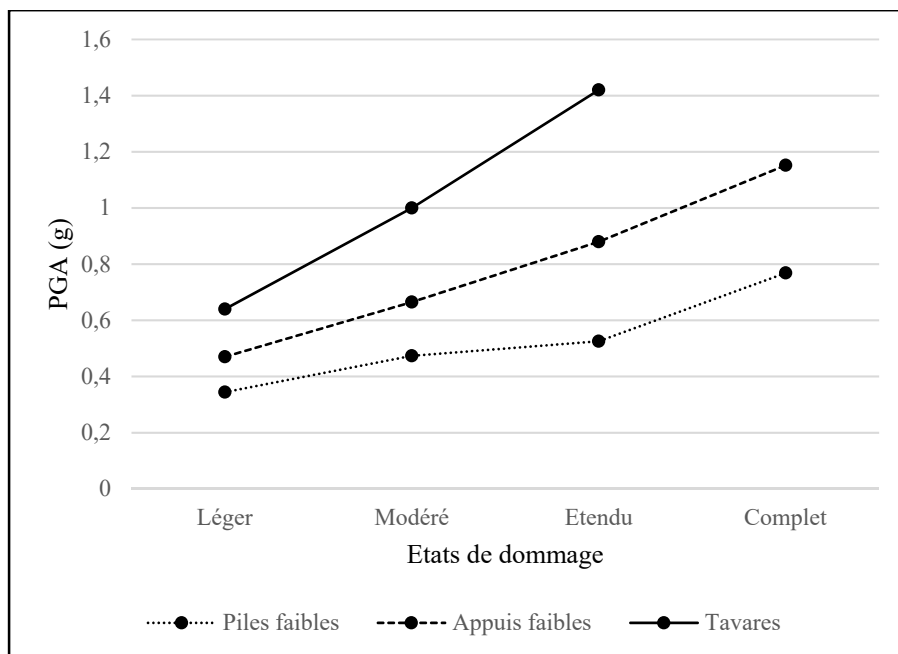


Figure 3.10 Représentation graphique des PGA de la classe MSC Concrete de Tavares (2012)

Pour la classe MSC Concrete le PGA appuis faibles est inférieur de 27 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 33 % pour l'état de dommage modéré et inférieur de 38 % pour l'état de dommage étendu. Le PGA piles faibles est inférieur de 46 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 53 % pour l'état de dommage modéré et inférieur de 63 % pour l'état de dommage étendu.

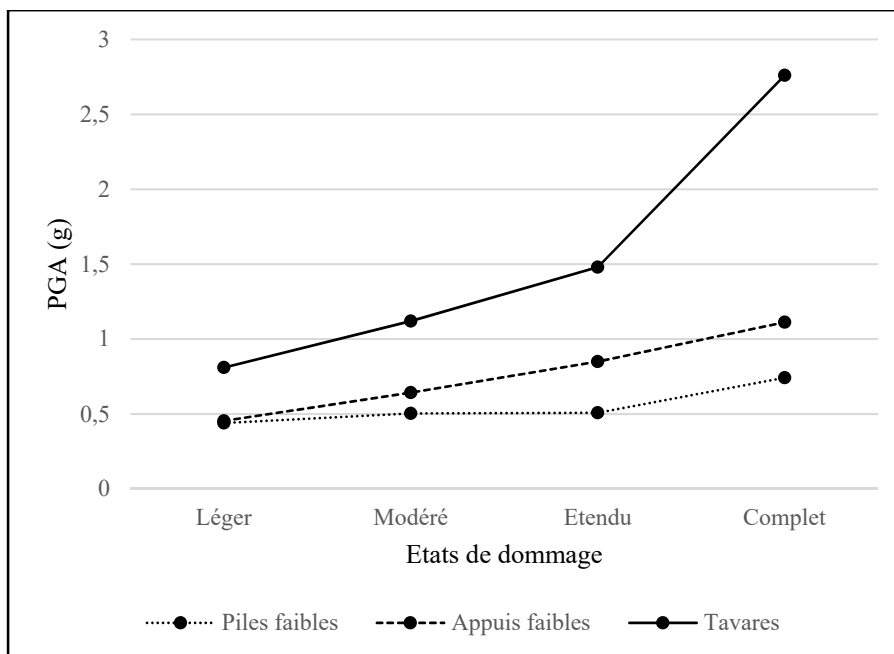


Figure 3.11 Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Concrete de Tavares (2012)

Pour la classe MSSS Concrete le PGA appuis faibles est inférieur de 44 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 43 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 43 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 60 % pour l'état de dommage complet. Le PGA piles faibles est inférieur de 46 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, inférieur de 55 % pour l'état de dommage modéré, inférieur de 66 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 73 % pour l'état de dommage complet.

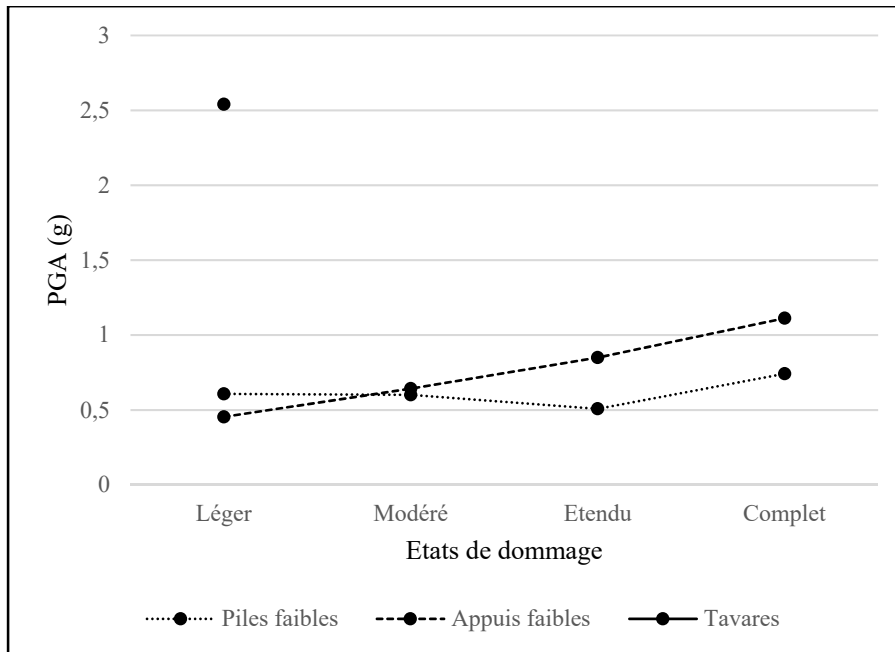


Figure 3.12 Représentation graphique des PGA de la classe MSSS Steel de Tavares (2012)

Pour la classe MSSS Steel le PGA appuis faibles est inférieur de 82 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger. Le PGA piles faibles est inférieur de 76 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger.

Dans les Figure 3.8 à Figure 3.12 les PGA calculés pour toutes les classes et tous les états de dommage par la méthode simplifiée sont systématiquement inférieurs à ceux de Tavares (2012). Pour la classe MSSS Steel (Figure 3.12) le PGA de Tavares (2012) est presque 5 fois supérieur aux PGA calculés et la méthode simplifiée donne des PGA décroissants avec l'hypothèse de piles faibles. La méthode simplifiée n'est donc pas applicable pour cette classe de ponts avec l'hypothèse de piles faibles.

3.3 Analyses des résultats

La moyenne des deux PGA calculés avec la méthode simplifiée peut être représentée sur un plan en fonction du PGA de l'étude de référence. Si la méthode simplifiée estime parfaitement la fragilité des ponts alors les points sont sur la droite $y = x$, ainsi comparer le nuage de points obtenu à cette droite permet de visualiser l'efficacité de la méthode à estimer la fragilité des ponts.

La Figure 3.13 présente le nuage de points dont les coordonnées sont le PGA de Nielson (2005) en ordonnée et la moyenne des deux PGA calculés avec la méthode simplifiée en abscisse.

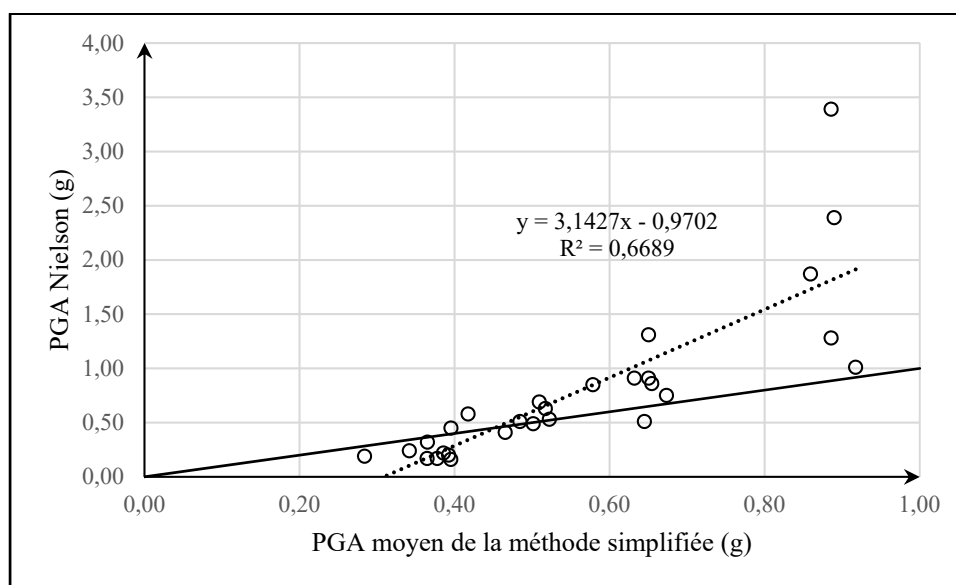


Figure 3.13 Représentation des PGA calculés moyen en fonction de ceux de Nielson (2005)

Le nuage de points est assez dispersé avec un coefficient R^2 de 0,669. Il n'y a pas de regroupement correspondant aux états de dommage qui se distingue. Cependant les points sont plus souvent près de la droite $y = x$, ce qui montre que la méthode fonctionne mieux pour les ponts américains. Ceci est cohérent car la méthode simplifiée a été développée pour les États-Unis.

La Figure 3.14 présente le nuage de points dont les coordonnées sont le PGA de Tavares (2012) en ordonnée et la moyenne des deux PGA calculés avec la méthode simplifiée en abscisse, toutes les classes sont représentées à part la classe MSSS Steel.

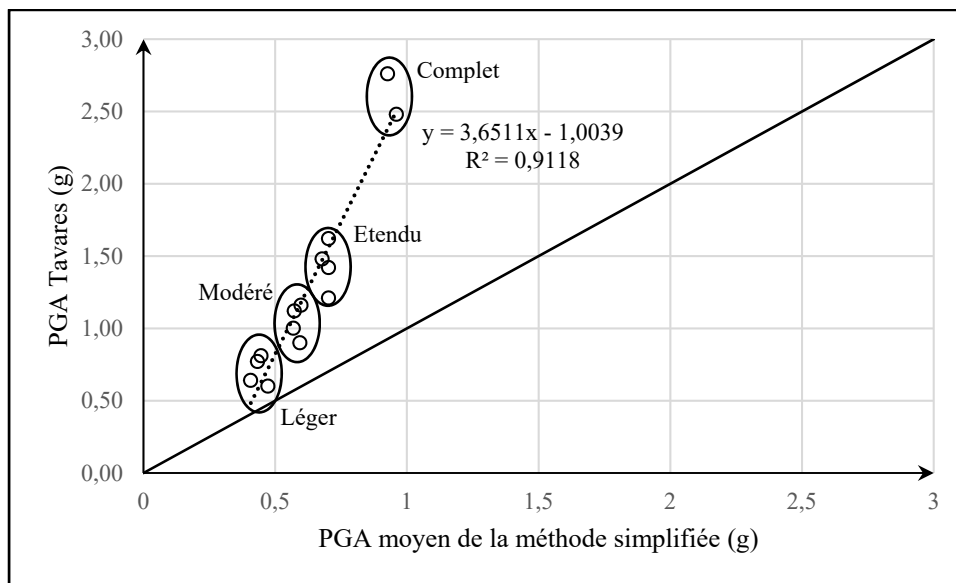


Figure 3.14 Représentation des PGA calculés moyen en fonction de ceux de Tavares (2012) (classe MSSS Steel exclue)

Les points sont globalement regroupés sur une droite, ce qui est confirmé par le coefficient R^2 égal à 0,912 et proche de 1. Les PGA calculés étant toujours inférieurs aux PGA de Tavares (2012) la fragilité est surestimée. On remarque quatre groupes de points (entourés sur le graphique) dont chacun correspond à un état de dommage. Le fait que les points soient regroupés sur une droite montre que la variation du PGA calculé par Tavares (2012) d'un état de dommage à l'autre est proportionnelle à la variation du PGA calculé avec la méthode simplifiée.

3.4 Discussion

La représentation sur un plan des PGA calculés en fonction de ceux de référence (Figure 3.13 et Figure 3.14) permet de constater que la méthode simplifiée donne des résultats plus proches de ceux attendus dans le cas des ponts des États-Unis que dans les cas des ponts du Québec. En général, la méthode simplifiée tend à surestimer les valeurs de PGA médian des courbes de fragilité lorsque les sollicitations sont plus faibles (PGA inférieur à 0,5 g) et à sous-estimer ces valeurs pour des sollicitations plus élevées. Cependant, l'application sans modification de la méthode aux classes de ponts du Québec sous-estime dans tous les cas le PGA médian des courbes de fragilité, jusqu'à être plus de 5 fois plus faible. Les hypothèses initiales de la méthode doivent donc être adaptées pour convenir au contexte sismique et au parc de ponts québécois.

CHAPITRE 4

ADAPTATION DE LA MÉTHODE AU CONTEXTE SISMIQUE DU QUÉBEC

La méthode simplifiée a été développée pour analyser les ponts des États-Unis, l'aléa sismique préconisé par l'AASHTO y est utilisé implicitement. L'impact de l'aléa sismique sur la validité des courbes de fragilité n'est pas négligeable. La probabilité de dommage est donnée en fonction d'une mesure d'intensité or le comportement réel d'un pont dépend de l'intégralité du spectre de demande sismique. Dans ce chapitre, la méthode simplifiée est modifiée pour prendre en compte l'aléa sismique de l'Est du Canada par le biais des équations de prédiction de mouvement du sol (GMPE) données par Atkinson (2013).

4.1 Aléa sismique et spectre de demande pour adapter la méthode simplifiée

D'une région à l'autre les caractéristiques des tremblements de terre ne sont pas les mêmes. Les différents spectres de calcul utilisés pour le dimensionnement des structures reflètent ces différences. La méthode simplifiée utilise un spectre basé sur celui de l'AASHTO pour calculer la demande sismique et l'allure de ce spectre influence directement les PGA médians calculés. Ainsi il a été choisi de modifier le spectre de calcul de la méthode simplifiée pour que le spectre utilisé reflète l'aléa sismique de la région d'étude.

Plusieurs spectres de demande sismique sont définis pour caractériser l'aléa sismique du Québec pour comparer au mieux les résultats de la méthode simplifiée avec ceux de Tavares (2012), qui a analysé des ponts du Québec, afin de mieux vérifier l'applicabilité de la méthode au contexte québécois.

Les données de fragilité de Tavares (2012) ont été obtenues à partir d'un ensemble de mouvements du sol correspondant à quatre combinaisons de magnitude et de distance à la faille : magnitude 6 et distance 10-15 km, magnitude 6 et distance 20-30 km, magnitude 7 et distance 15-25 km, magnitude 7 et distance 50-100 km. Les spectres utilisés par Tavares (2012) pour chaque combinaison sont illustrés à la Figure 4.1.

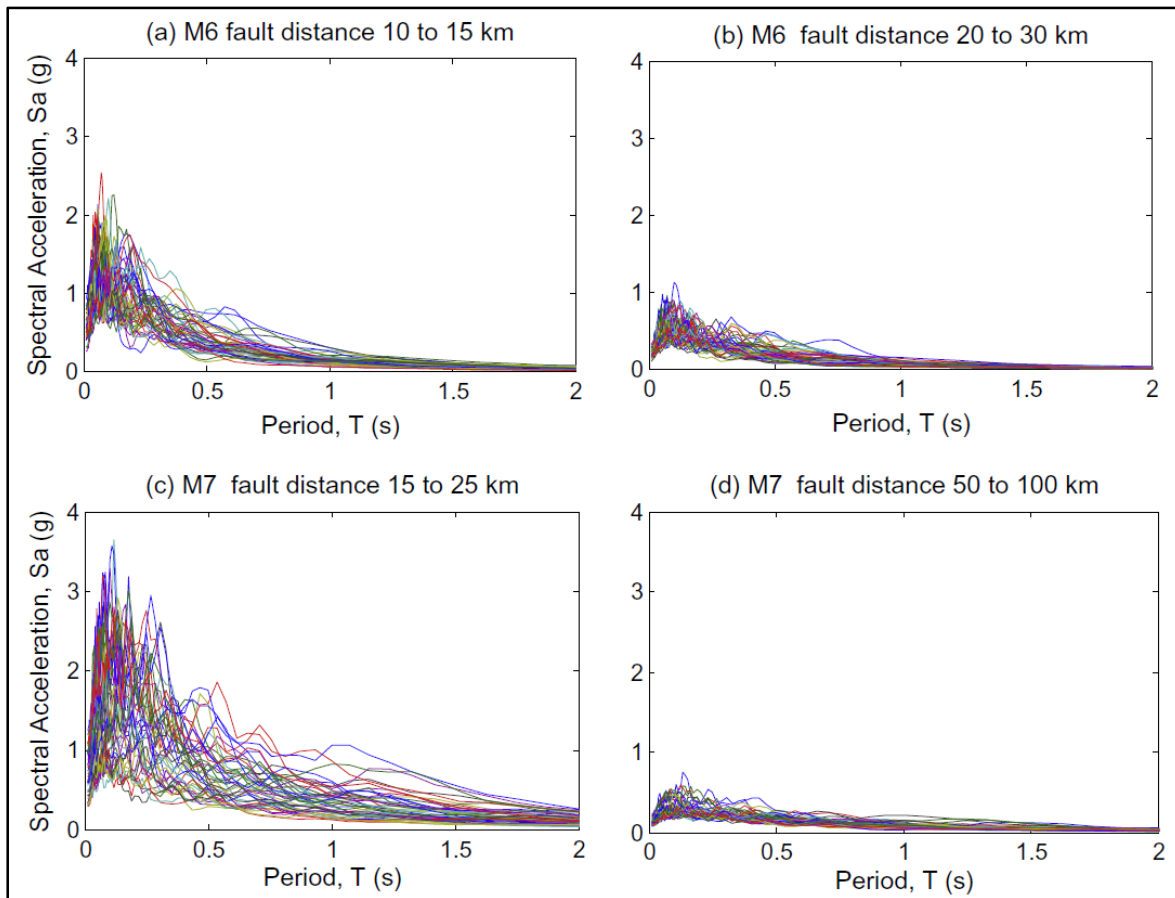


Figure 4.1 Spectres de demande des accélérogrammes utilisés par Tavares (2012)
Tirée de Tavares (2012)

Les rapports $\frac{PGA}{S_a(0.3s)}$ et $\frac{PGA}{S_a(1s)}$ de chacune des combinaisons magnitude distance (M-R) peuvent être calculés d'après Atkinson (2013) et sont présentés dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Ratios PGA/S_a(0.3s) et PGA/S_a(1s) pour les combinaisons magnitude/distance utilisés par Tavares (2012) calculés à partir de Atkinson (2013)

	PGA/S_a(0,3s)	PGA/S_a(1s)
M6R10	0,81	4,42
M6R15	0,78	4,21
M6R20	0,77	4,07
M6R30	0,75	3,87
M7R15	0,54	1,96
M7R25	0,52	1,84
M7R50	0,50	1,69
M7R100	0,48	1,56

Ces ratios permettent de tracer les courbes de demande sismique normalisées définies d'après l'équation (2.14) dans la méthode simplifiée. Ces courbes, présentées à la Figure 4.2, sont utilisées pour obtenir des données de fragilité adaptées au contexte sismique québécois.

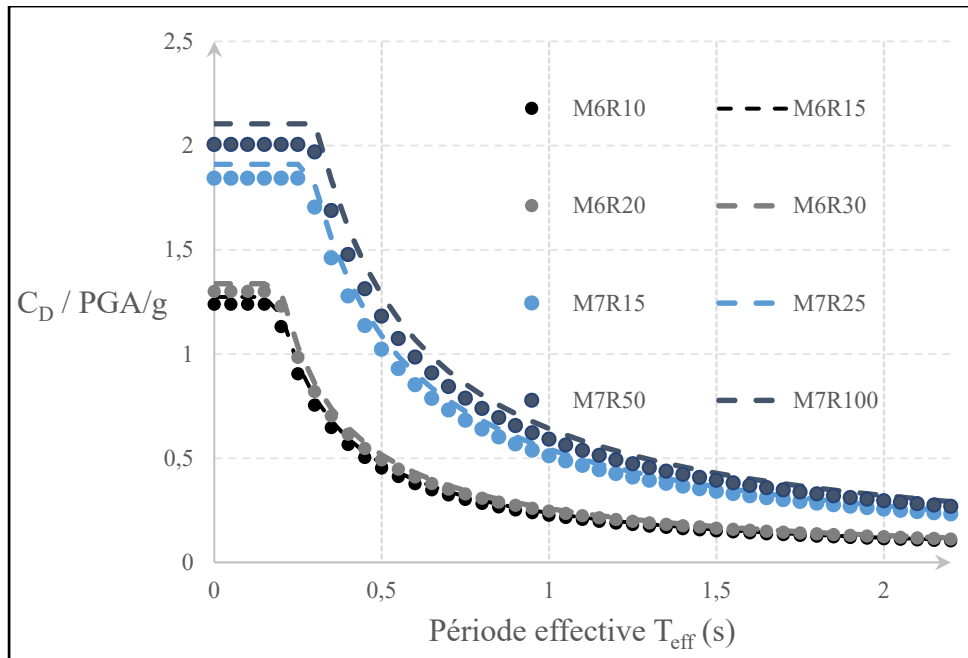


Figure 4.2 Courbes de demande sismique normalisées pour chaque combinaison magnitude/distance de Tavares (2012)

4.2 Accélérations maximales au sol (PGA) pour l'aléa sismique de l'Est du Canada

Cette section détaille les résultats d'accélérations maximales au sol (PGA) obtenus pour les quatre degrés de dommages en appliquant la méthode simplifiée avec différents spectres de demande sismique normalisé. L'ensemble des calculs sont effectués dans un tableur dont certains extraits sont présentés à l'ANNEXE I.

Lorsque les courbes de demande normalisées présentées dans la Figure 4.1 sont utilisées dans la méthode simplifiée, l'équation qui détermine le PGA de chaque état de dommage est l'équation (2.28). Le ratio $\frac{PGA}{S_a(1s)}$ maximal et minimal déterminent l'amplitude de valeur que l'on va obtenir étant donné que le PGA est proportionnel à ce ratio. Les périodes effectives calculées précédemment pour chaque classe de ponts de Tavares (2012) sont telles que seul le ratio $\frac{PGA}{S_a(1s)}$ affecte les résultats.

Le Tableau 4.2 présente les résultats obtenus pour les cinq classes de ponts de Tavares en utilisant le ratio $\frac{PGA}{s_a(1s)}$ maximal parmi ceux présentés dans le Tableau 4.1. Ce ratio est celui obtenu pour une magnitude de 6 et une distance de 10 km.

Tableau 4.2 PGA médians calculés en utilisant la demande sismique de la combinaison magnitude 6 et distance 10 km

TAVARES M6D10	État de dommage	Léger PGA (g)	Modéré PGA (g)	Étendu PGA (g)	Complet PGA (g)
MSC Slab	Tavares	0,60	0,90	1,21	2,48
	B&M appuis faibles	2,08	2,94	3,89	5,09
	B&M piles faibles	1,95	2,32	2,32	3,40
MSC Steel	Tavares	0,77	1,16	1,62	-
	B&M appuis faibles	2,08	2,94	3,89	5,09
	B&M piles faibles	1,98	2,35	2,32	3,40
MSC Concrete	Tavares	0,64	1,00	1,42	-
	B&M appuis faibles	2,08	2,94	3,89	5,09
	B&M piles faibles	1,76	2,09	2,32	3,40
MSSS Concrete	Tavares	0,81	1,12	1,48	2,76
	B&M appuis faibles	2,01	2,84	3,76	4,92
	B&M piles faibles	1,88	2,23	2,24	3,28
MSSS Steel	Tavares	2,54	-	-	-
	B&M appuis faibles	2,01	2,84	3,76	4,92
	B&M piles faibles	2,24	2,66	2,24	3,28

De la même façon, le Tableau 4.3 présente les résultats obtenus en utilisant le plus petit ratio $\frac{PGA}{S_a(1s)}$ parmi ceux présentés dans le Tableau 4.1. Ce ratio est obtenu pour une magnitude de 7 et une distance de 100 km.

Tableau 4.3 PGA médians calculés en utilisant la demande sismique de la combinaison magnitude 7 et distance 100 km

TAVARES M7D100	État de dommage	Léger PGA (g)	Modéré PGA (g)	Étendu PGA (g)	Complet PGA (g)
MSC Slab	Tavares	0,60	0,90	1,21	2,48
	B&M appuis faibles	0,73	1,04	1,37	1,80
	B&M piles faibles	0,69	0,82	0,82	1,20
MSC Steel	Tavares	0,77	1,16	1,62	-
	B&M appuis faibles	0,73	1,04	1,37	1,80
	B&M piles faibles	0,70	0,83	0,82	1,20
MSC Concrete	Tavares	0,64	1,00	1,42	-
	B&M appuis faibles	0,73	1,04	1,37	1,80
	B&M piles faibles	0,62	0,74	0,82	1,20
MSSS Concrete	Tavares	0,81	1,12	1,48	2,76
	B&M appuis faibles	0,71	1,00	1,33	1,74
	B&M piles faibles	0,66	0,79	0,79	1,16
MSSS Steel	Tavares	2,54	-	-	-
	B&M appuis faibles	0,71	1,00	1,33	1,74
	B&M piles faibles	0,73	0,94	0,79	1,16

Les résultats obtenus à partir des différents scénarios sismiques sont présentés sous forme de graphique de la Figure 4.3 à la Figure 4.7. Les PGA de Tavares (2012) sont représentés avec un trait plein, la moyenne des 8 scénarios est présentée en pointillés et les différents scénarios sont représentés par des croix. Tous les PGA calculés sont donnés dans l'ANNEXE II.

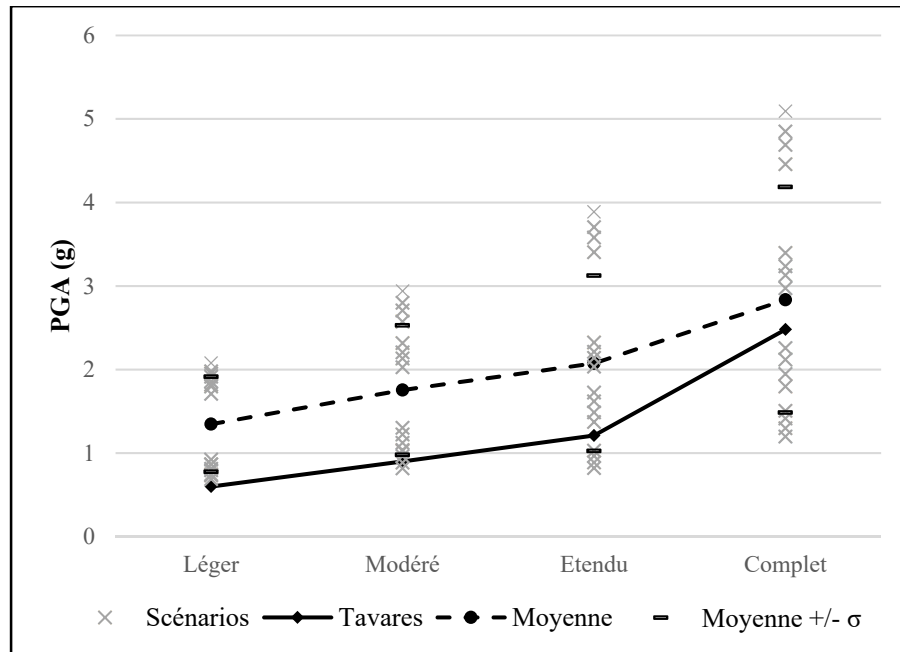


Figure 4.3 Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSC Slab, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés

Pour la classe MSC Slab le PGA moyen est supérieur de 124 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, supérieur de 95 % pour l'état de dommage modéré, supérieur de 72 % pour l'état de dommage étendu et supérieur de 14 % pour l'état de dommage complet.

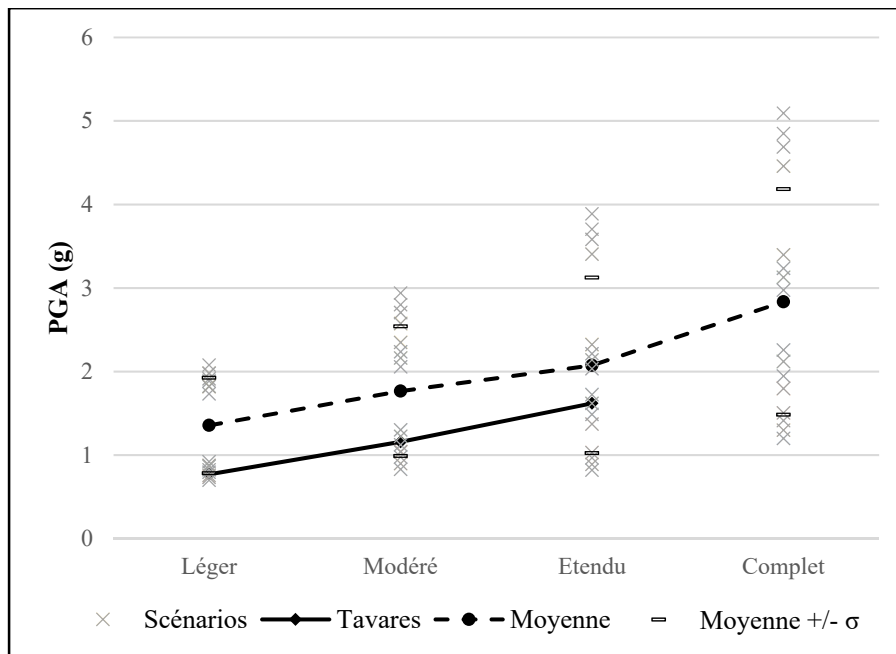


Figure 4.4 Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSC Steel, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés

Pour la classe MSC Steel le PGA moyen est supérieur de 76 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, supérieur de 52 % pour l'état de dommage modéré et supérieur de 28 % pour l'état de dommage étendu.

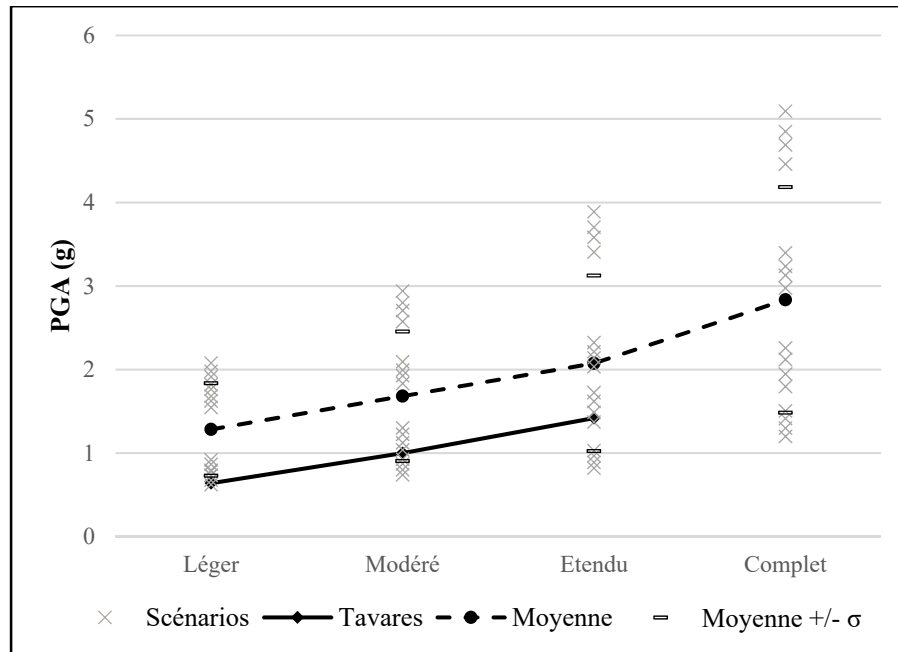


Figure 4.5 Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSC Concrete, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés

Pour la classe MSC Concrete le PGA moyen est supérieur de 101 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, supérieur de 68 % pour l'état de dommage modéré et supérieur de 46 % pour l'état de dommage étendu.

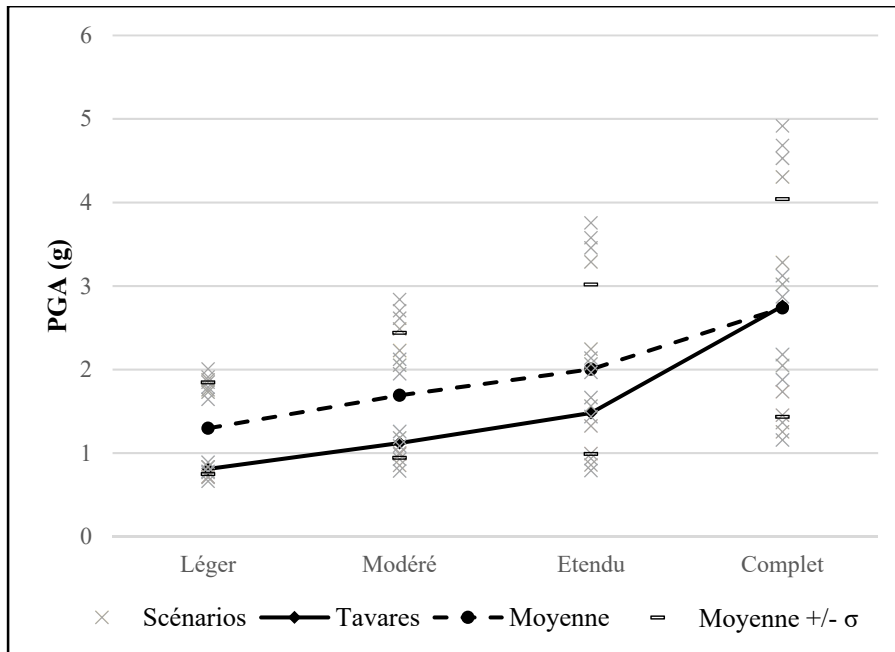


Figure 4.6 Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSSS Concrete, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés

Pour la classe MSSS Concrete le PGA moyen est supérieur de 60 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger, supérieur de 51 % pour l'état de dommage modéré, supérieur de 35 % pour l'état de dommage étendu et inférieur de 0,8 % pour l'état de dommage complet.

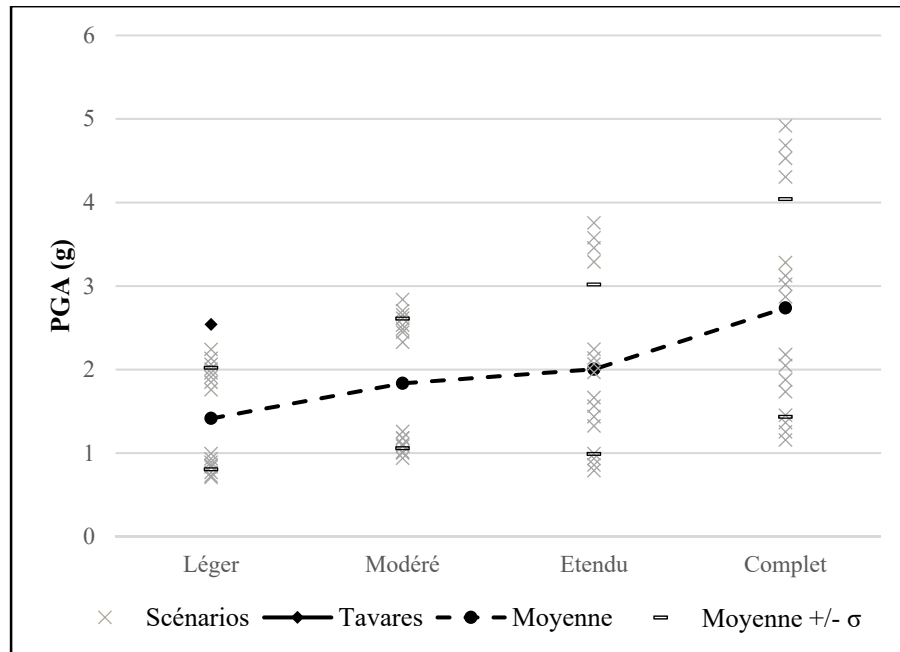


Figure 4.7 Présentation des PGA calculés avec chaque scénario pour tous les états de dommage pour la classe MSSS Steel, la moyenne des PGA calculés est représentée avec la courbe en pointillés

Pour la classe MSSS Steel le PGA moyen est inférieur de 44 % au PGA de Tavares (2012) pour l'état de dommage léger.

À l'exception de la classe MSSS Steel, la moyenne des PGA calculés est supérieure au PGA médian calculé par Tavares (2012). Dans 10 cas sur 15 la différence entre le PGA de Tavares (2012) et le PGA moyen est inférieure à un écart-type, cette différence est relativement constante. La Figure 4.8 montre la corrélation entre les PGA de Tavares (2012) et les PGA moyens, avant et après modification de la méthode simplifiée.

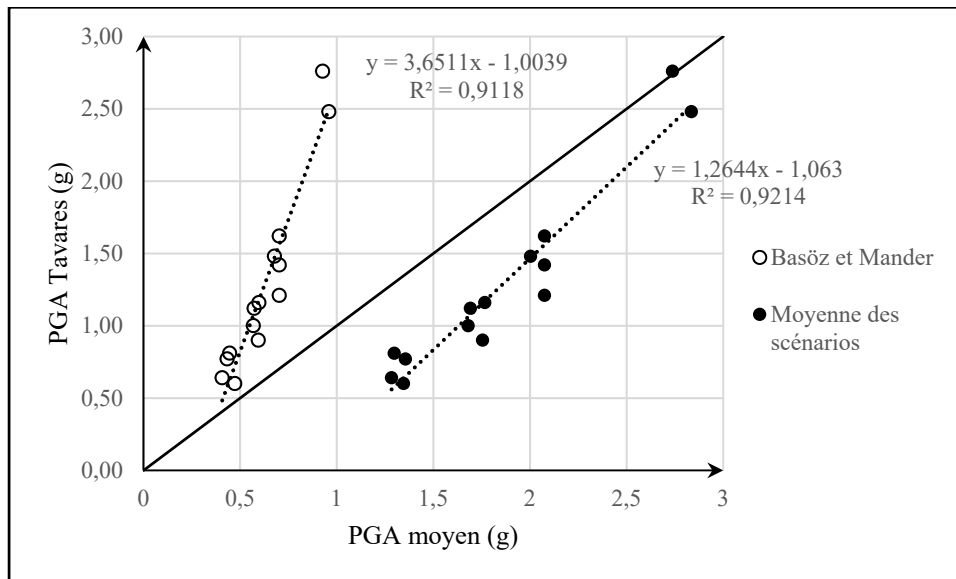


Figure 4.8 Représentation des PGA de Tavares (2012) en fonction des PGA moyens dans le cas de la méthode non modifiée et de la méthode modifiée avec les scénarios de Tavares (2012) (classe MSSS Steel exclue)

Les points sont plus proches de la droite $y = x$ ce qui montre une amélioration des estimations du PGA et les points restent globalement alignés, ce qui implique que la corrélation est conservée avec une légère augmentation de R^2 , de 91 % à 92 %. Malgré cette amélioration la méthode simplifiée n'arrive pas à prédire exactement les mêmes valeurs de PGA moyens obtenus par les analyses détaillées de Tavares. Cela s'explique principalement par la différence substantielle d'approche entre les deux méthodes d'analyse : la méthode simplifiée s'appuyant essentiellement sur des paramètres géométriques et des relations empiriques et la méthode détaillée s'appuyant sur une modélisation sophistiquée des ponts.

Le PGA moyen calculé à partir des 8 scénarios sismiques et des 2 modes de capacité donne les résultats les plus proches de ceux de Tavares (2012). Il s'agit du PGA retenu pour l'évaluation des ponts du Québec à l'aide de la méthode simplifiée.

4.3 Calcul des dommages à partir des courbes de fragilité

Le calcul des dommages se fait à partir des courbes de fragilité. Les courbes de fragilité de chaque classe de ponts sont calculées en utilisant l'équation (1.2) avec le PGA moyen des 16 PGA calculés et un écart-type de 0,6 comme préconisé dans la méthode simplifiée. Elles sont présentées en noir de la Figure 4.9 à la Figure 4.23 avec les courbes de fragilité de Tavares (2012) en rouge, pour chaque classe de ponts.

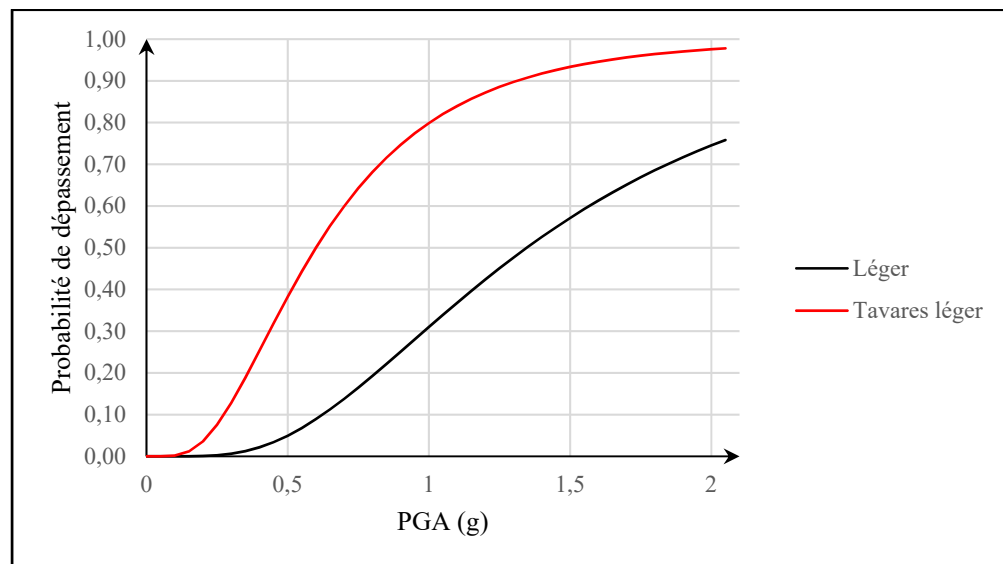


Figure 4.9 Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage léger

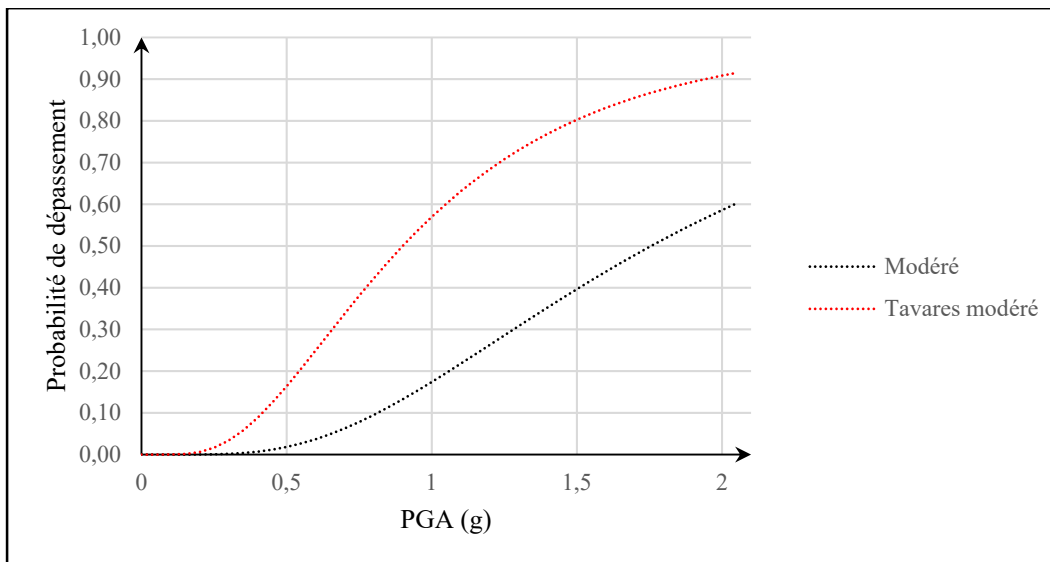


Figure 4.10 Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage modéré

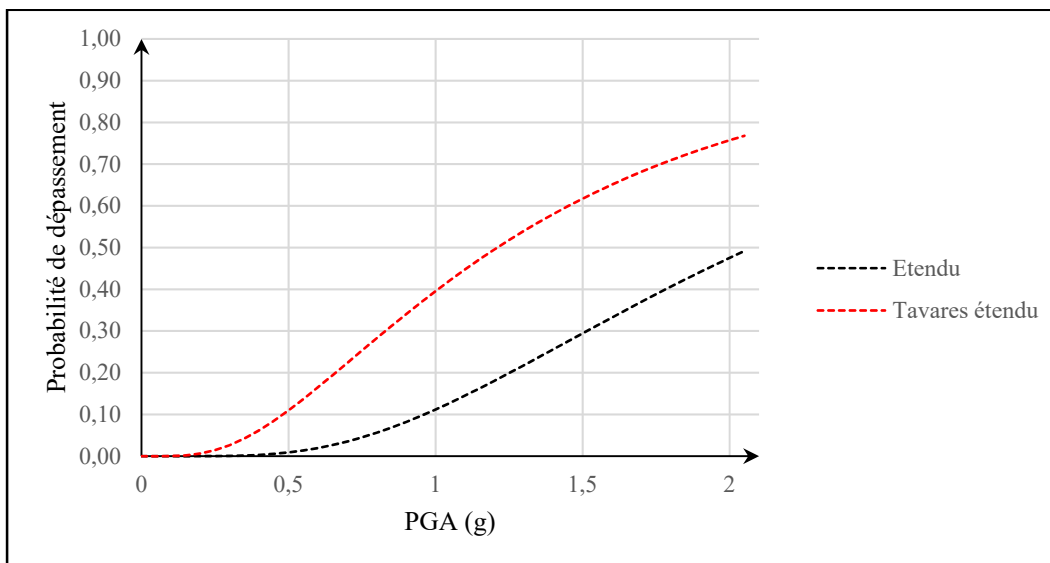


Figure 4.11 Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage étendu

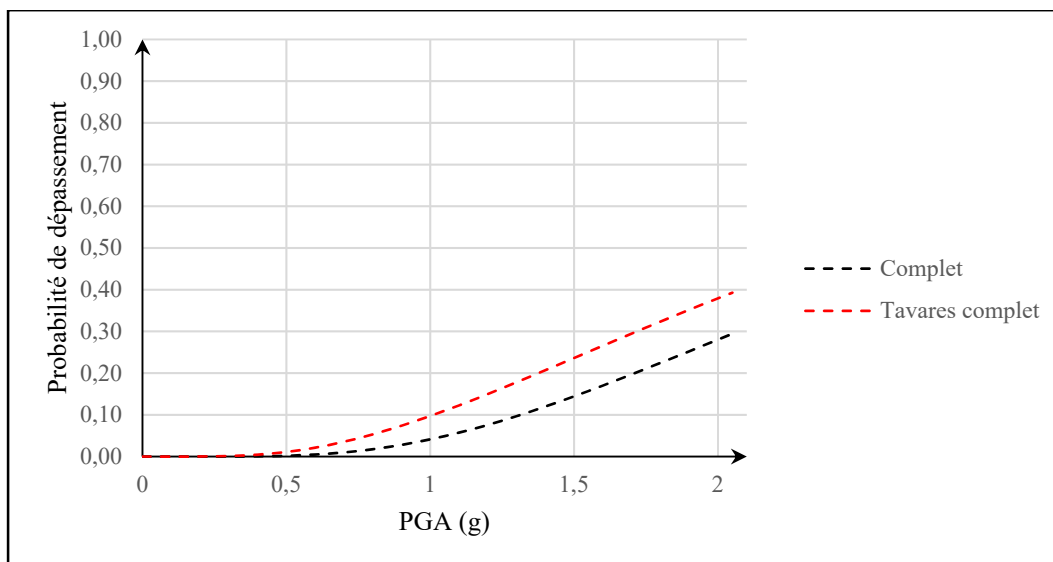


Figure 4.12 Courbes de fragilité de la classe MSC Slab état de dommage complet

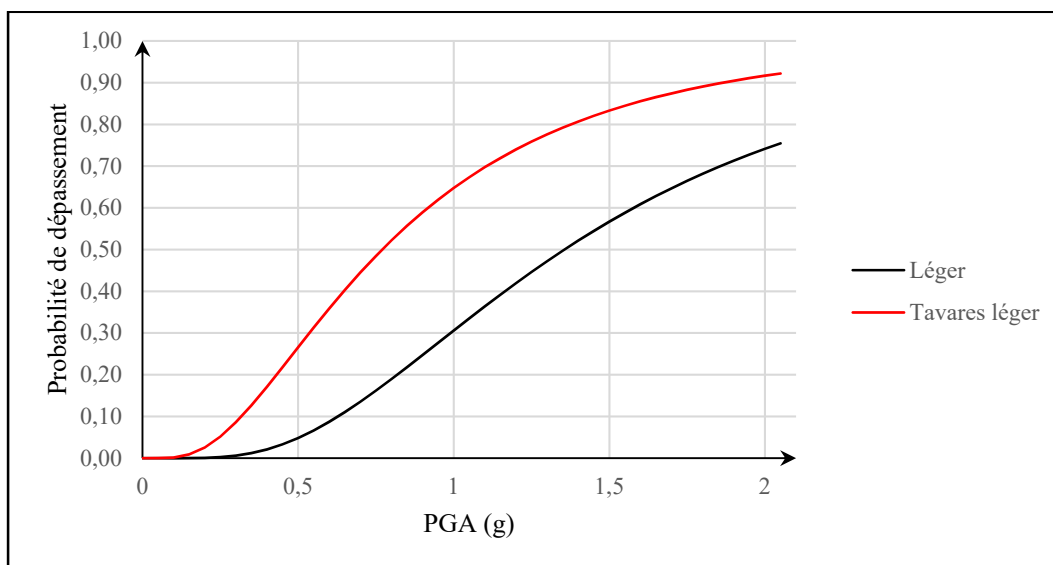


Figure 4.13 Courbes de fragilité de la classe MSC Steel état de dommage léger

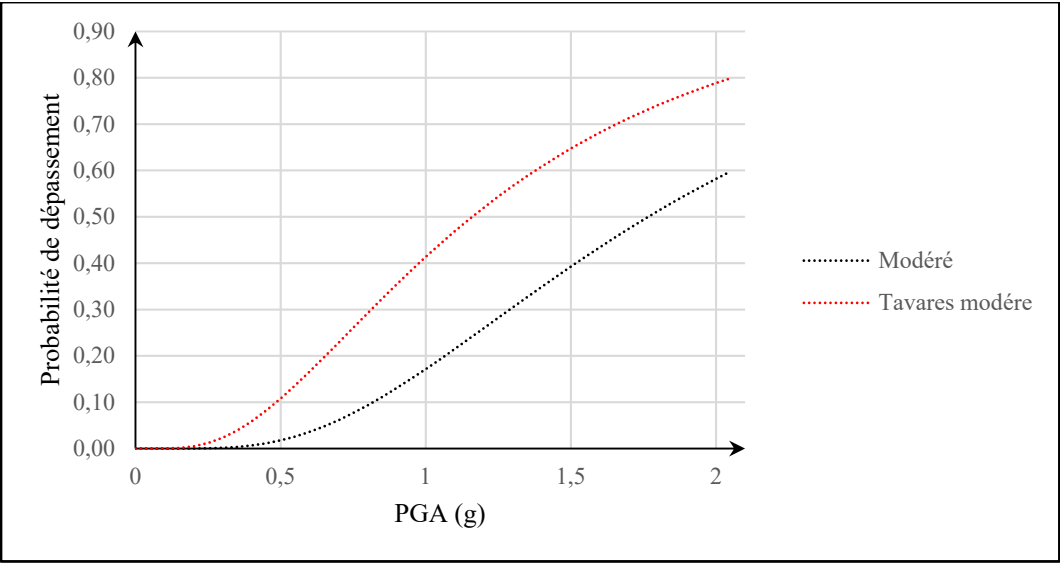


Figure 4.14 Courbes de fragilité de la classe MSC Steel état de dommage modéré

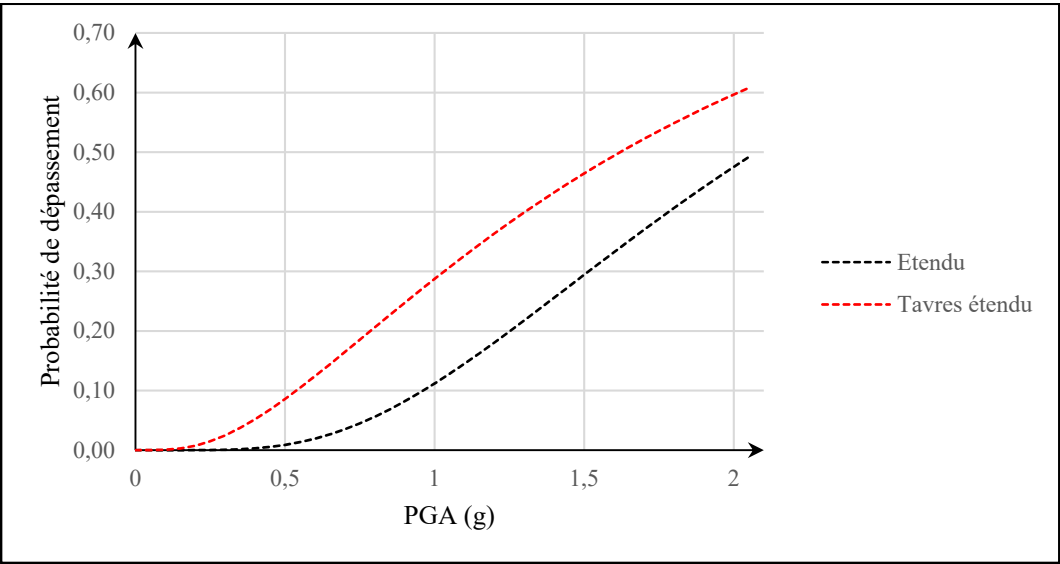


Figure 4.15 Courbes de fragilité de la classe MSC Steel état de dommage étendu

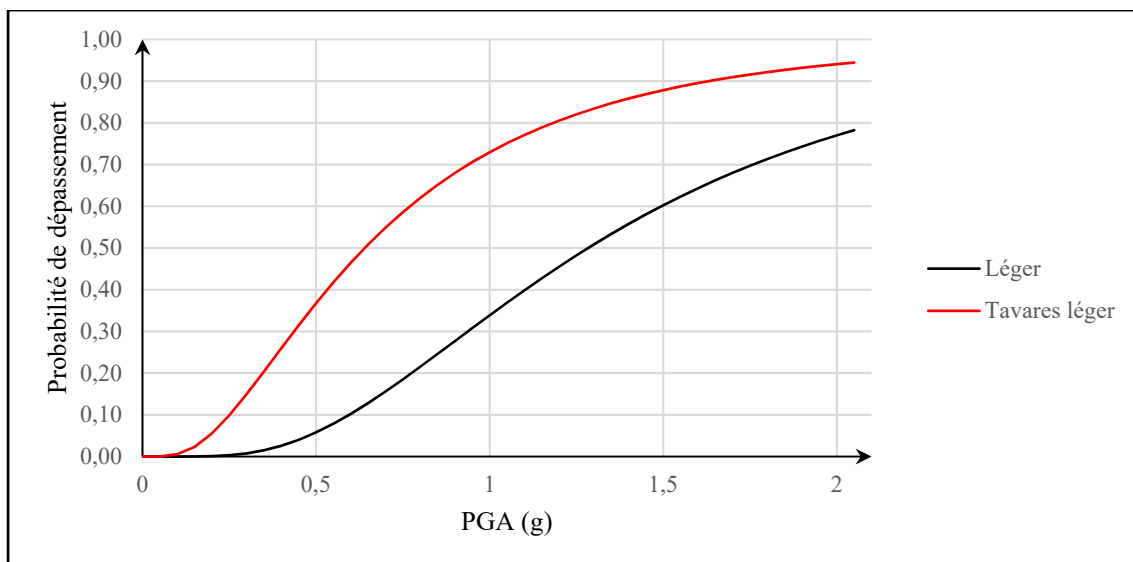


Figure 4.16 Courbes de fragilité de la classe MSC Concrete état de dommage léger

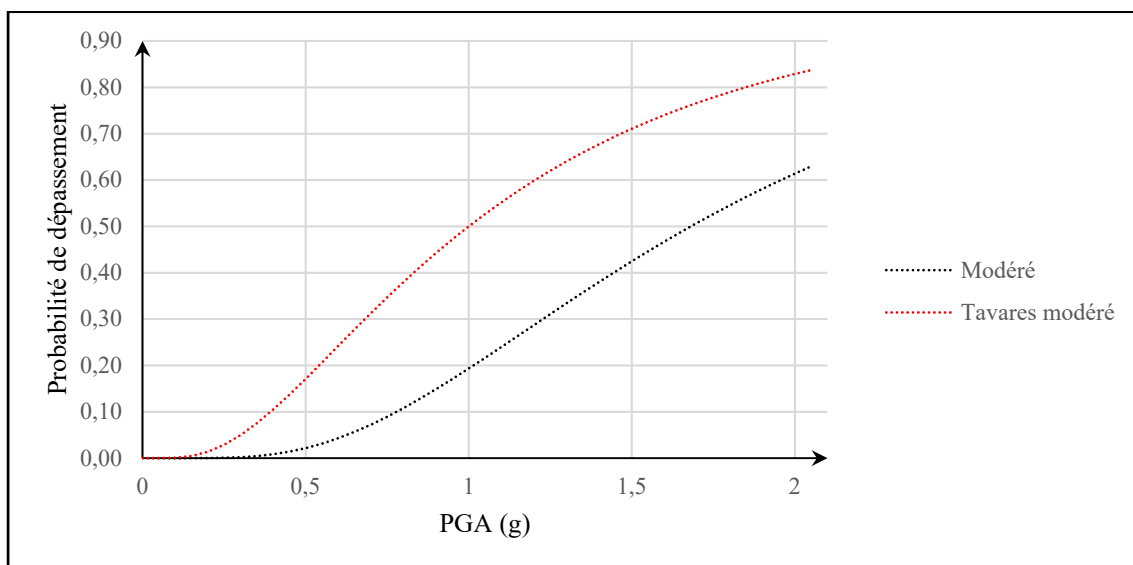


Figure 4.17 Courbes de fragilité de la classe MSC Concrete état de dommage modéré

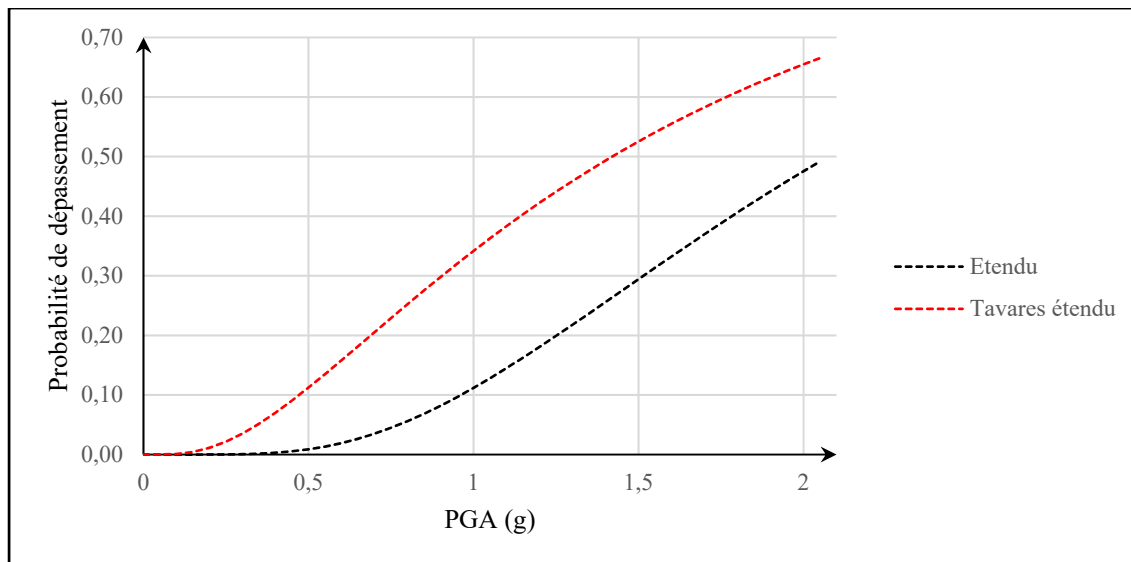


Figure 4.18 Courbes de fragilité de la classe MSC Concrete état de dommage étendu

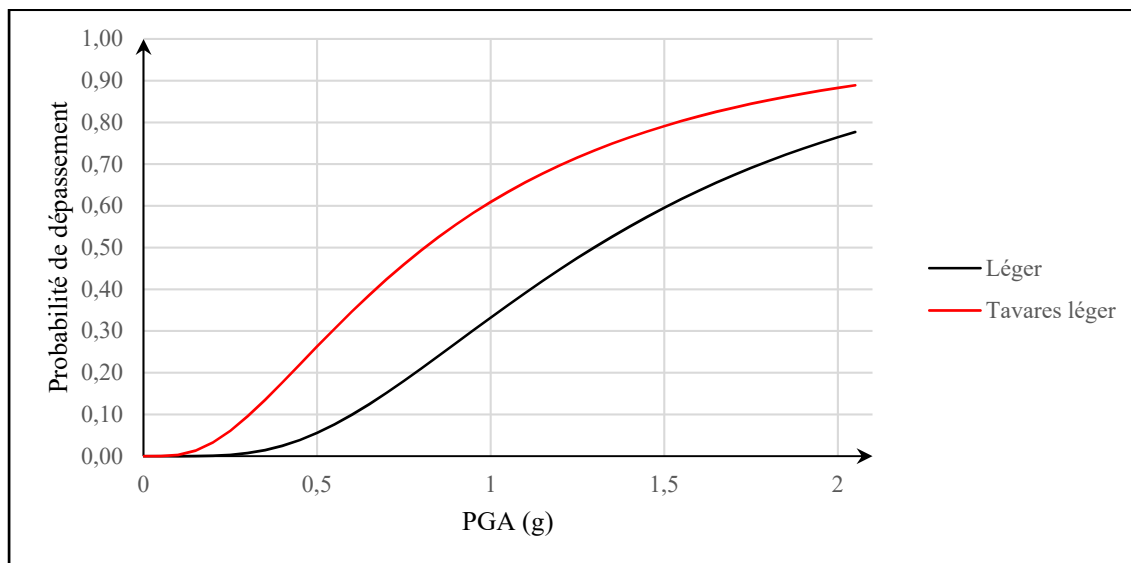


Figure 4.19 Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage léger

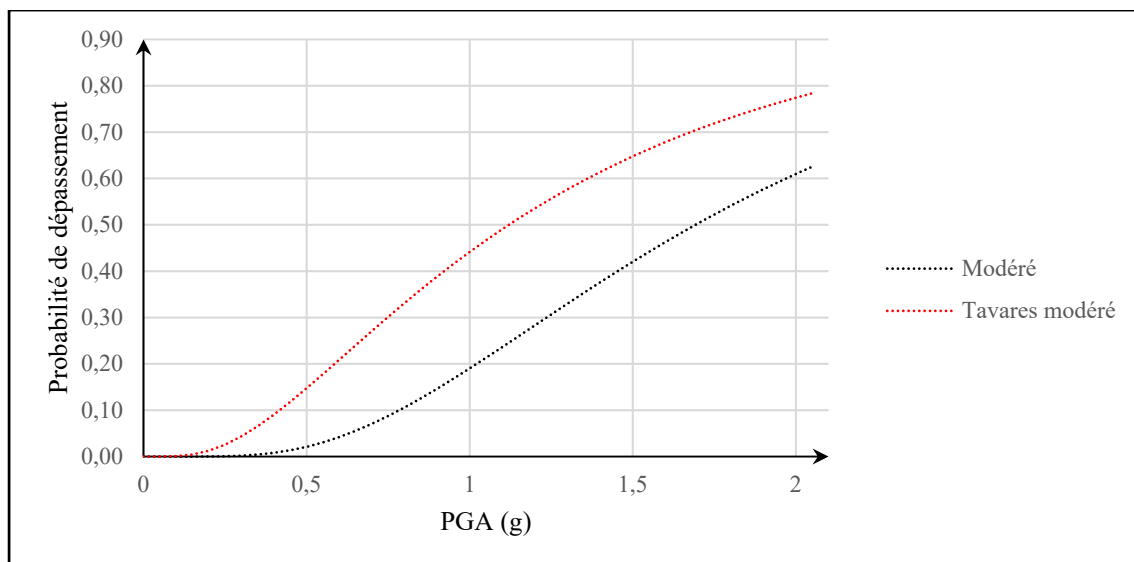


Figure 4.20 Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage modéré

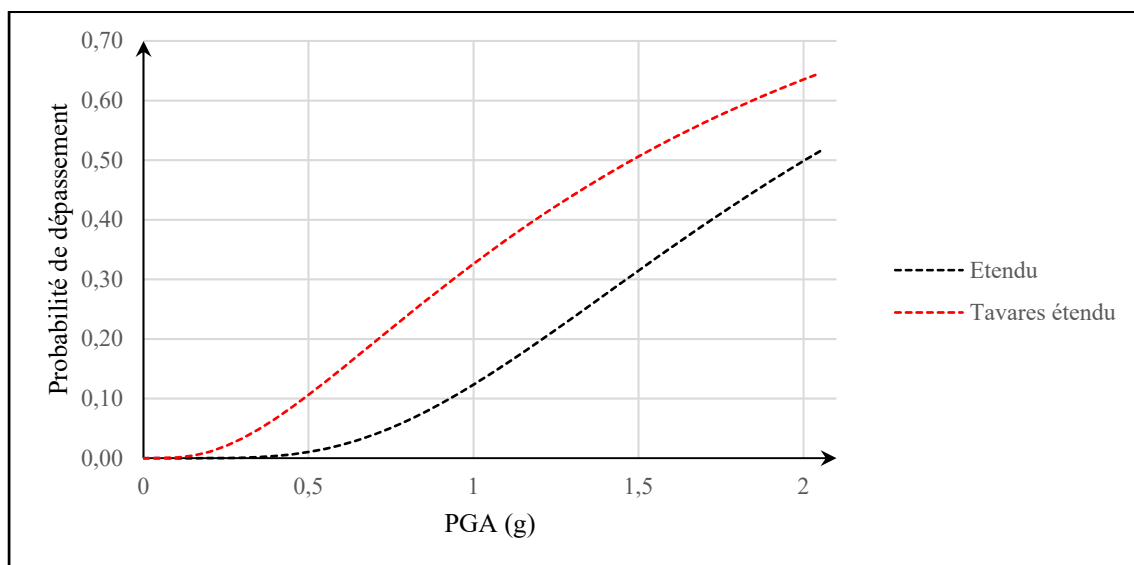


Figure 4.21 Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage étendu

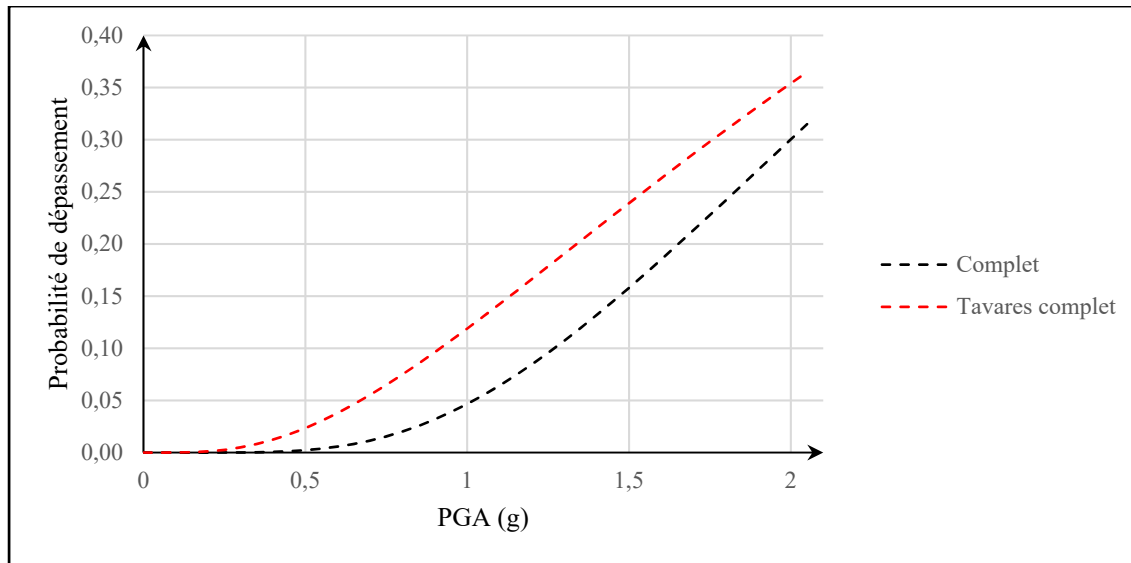


Figure 4.22 Courbes de fragilité de la classe MSSS Concrete état de dommage complet

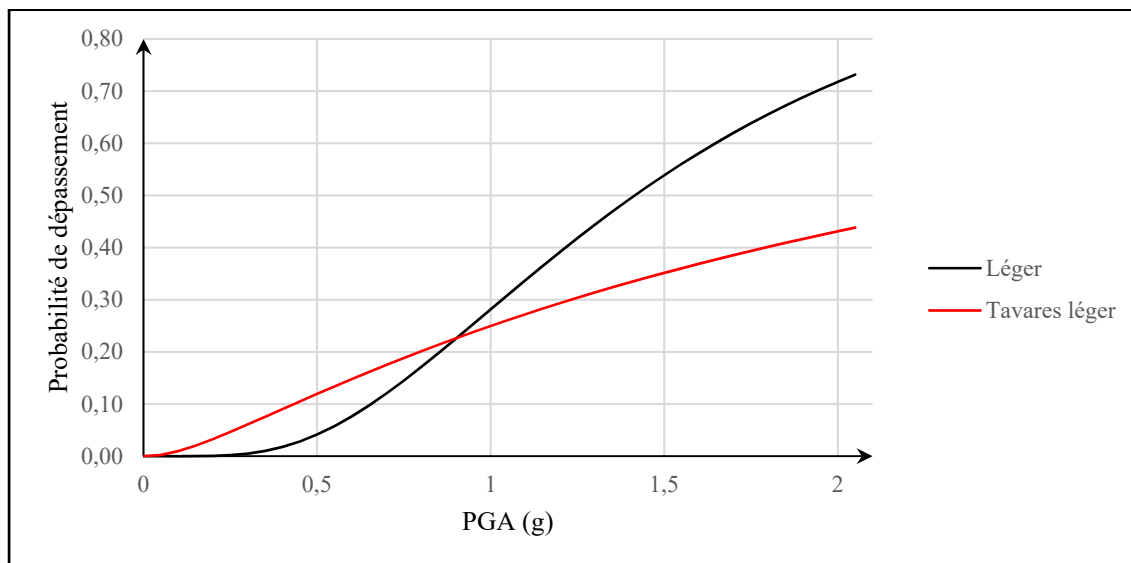


Figure 4.23 Courbes de fragilité de la classe MSSS Steel état de dommage léger

Les PGA moyens étant, la plupart du temps, plus élevés que ceux de Tavares (2012) les courbes de fragilité proposées par la méthode simplifiée sous-estiment la probabilité de dépassement pour n'importe quel PGA inférieur à 2, à l'exception de la classe MSSS Steel pour laquelle la

probabilité de dépassement calculée par la méthode simplifiée est inférieure à celle de Tavares (2012) pour des PGA inférieurs à 0,9 g.

4.4 Discussion

Le spectre de demande sismique a été modifié à partir des scénarios utilisés par Tavares (2012) et des équations de prédiction du mouvement du sol d'Atkinson (2013). La méthode décrite au CHAPITRE 2 a été utilisée avec 8 spectres. Les PGA obtenus ont été comparés avec ceux de Tavares (2012), selon le scénario le PGA calculé est supérieur ou inférieur au PGA de Tavares (2012). En général le PGA moyen des 16 PGA calculés est supérieur à celui de Tavares (2012) mais une bonne corrélation existe entre les PGA moyens et les PGA de Tavares (2012), le coefficient de détermination est supérieur à 0,9. L'utilisation de la moyenne des 16 PGA permet d'obtenir des PGA plus proches de ceux attendus qu'avec l'utilisation du spectre de l'AASHTO.

L'utilisation des 8 spectres est donc à préconiser pour estimer la fragilité des ponts du Québec malgré une différence encore significative entre les résultats de la méthode simplifiée et ceux de Tavares (2012). Il faut cependant souligner que pour un aléa de 2% en 50 ans, la plage de valeurs des PGA maximum se situe sous 0,4 g pour la plupart des régions au Québec, à l'exception de Charlevoix où PGA peut atteindre 1 g. Le chapitre suivant permettra de démontrer que malgré ce qui semble être des écarts importants entre les résultats des analyses détaillées et ceux de la méthode simplifiée, cette dernière a tout de même le potentiel d'être utilisée dans un contexte de gestion du risque sismique au Québec. En effet, lorsque toutes les courbes de fragilité sont utilisées les restrictions de trafic peuvent être identiques entre celles prévues par la méthode simplifiée modifiée ou celles prévues par l'analyse dynamique.

CHAPITRE 5

UTILISATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE DANS LE PROCESSUS DE PRISE DE DÉCISION

L'évaluation de la fragilité du parc de ponts se fait dans l'optique de planifier les travaux de réhabilitation. Cela permet également de faciliter le repérage des ponts à fermer après un évènement sismique. Le calcul du facteur de dommage moyen (MDF pour Mean Damage Factor), permettant de quantifier les pertes économiques potentielles liées aux dommages des ponts, est utilisé pour ces objectifs (Abo El Ezz et al., 2018). Dans ce chapitre, on démontre à travers un exemple comment la méthode simplifiée peut être utilisée dans le processus de prise de décision dans un contexte de gestion du risque sismique au Québec. On détaille d'abord les calculs permettant d'obtenir le MDF des ponts de la région de Rivière du Loup dans le Bas Saint-Laurent avant de présenter un portrait plus global des MDF d'autres localités du Québec.

5.1 Évaluation des dommages : Application à un échantillon de ponts à Rivière du Loup

Afin d'illustrer l'évaluation des dommages à partir des résultats générés par la méthode simplifiée, on considère ici des ponts situés dans la région autour de Rivière du Loup dans le Bas Saint-Laurent. D'après les cartes d'aléa sismique (Figure 5.1) fournies par Ressources Naturelles Canada (Gouvernement du Canada, 2015) cette région présente l'aléa sismique de 2 % en 50 ans le plus élevé au Québec avec un PGA de près de 0,75 g.

Les courbes de fragilité de la classe de ponts MSSS Concrete sont utilisées ici pour illustrer comment interpréter la distribution de dommages et le MDF pour la prise de décision dans un contexte de gestion du risque sismique après un tremblement de terre. Parmi les classes étudiées, la classe MSSS Concrete est celle contenant le plus d'ouvrages dans l'inventaire des ponts de la province de Québec présentée à la section 1.6.

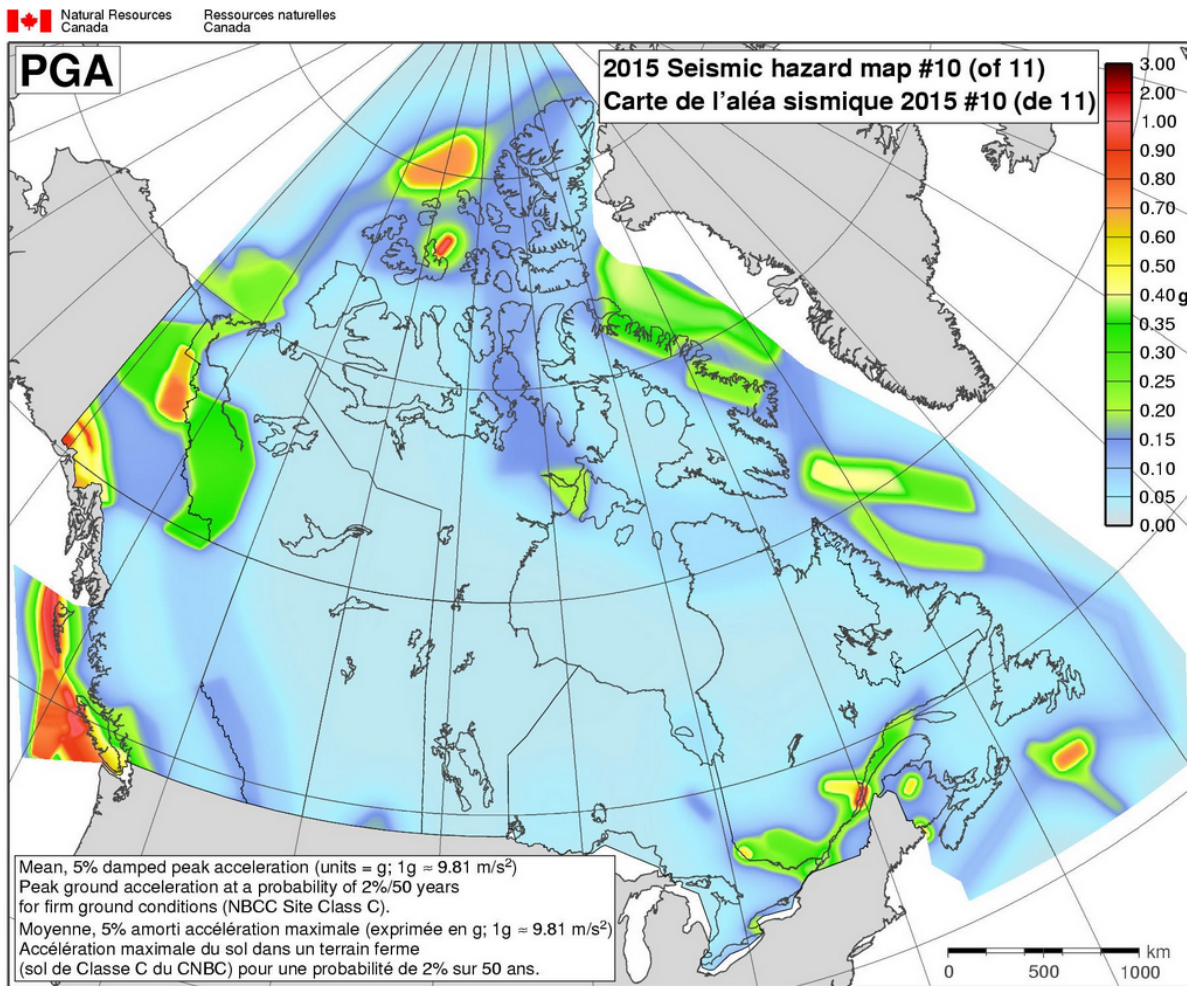


Figure 5.1 Carte représentant le PGA correspondant à un aléa de 2 % en 50 ans au Canada
 Tirée du Gouvernement du Canada (2015)

5.1.1 Classe de ponts MSSS Concrete

Avec D l'état de dommage d'un pont à travée simplement appuyée à poutres en béton (MSSS Concrete), les probabilités d'atteindre chaque état de dommage à une intensité de $PGA = 0,75$ g, d'après la méthode simplifiée modifiée, sont de :

$$\begin{aligned}
P(D \geq \text{Léger} | PGA = 0,75g) &= 0,18 \\
P(D \geq \text{Modéré} | PGA = 0,75g) &= 0,09 \\
P(D \geq \text{Étendu} | PGA = 0,75g) &= 0,05 \\
P(D \geq \text{Complet} | PGA = 0,75g) &= 0,02
\end{aligned}$$

La probabilité qu'un pont se retrouve dans un des états de dommages est donnée par la différence entre les probabilités de dépasser ces états :

$$\begin{aligned}
P(D = \text{Léger} | PGA = 0,75g) &= 0,09 \\
P(D = \text{Modéré} | PGA = 0,75g) &= 0,04 \\
P(D = \text{Étendu} | PGA = 0,75g) &= 0,03 \\
P(D = \text{Complet} | PGA = 0,75g) &= 0,02
\end{aligned}$$

Sur un échantillon de ponts correspondant à cette description on peut s'attendre à trouver 9 % de ponts légèrement endommagés, 4 % de ponts modérément endommagés, 3 % de ponts dont l'état de dommage est étendu et 2 % de pont dont l'état de dommage est complet. Cette estimation peut servir à planifier les réponses face à un séisme éventuel de cette ampleur.

D'après Tavares (2012) les probabilités de dépassement dans les mêmes conditions sont de :

$$\begin{aligned}
P(D \geq \text{Léger} | PGA = 0,75g) &= 0,46 \\
P(D \geq \text{Modéré} | PGA = 0,75g) &= 0,3 \\
P(D \geq \text{Étendu} | PGA = 0,75g) &= 0,22 \\
P(D \geq \text{Complet} | PGA = 0,75g) &= 0,06
\end{aligned}$$

La Figure 5.2 montre les proportions de ponts atteignant chacun des états de dommage d'après la méthode simplifiée modifiée et l'étude de Tavares (2012).

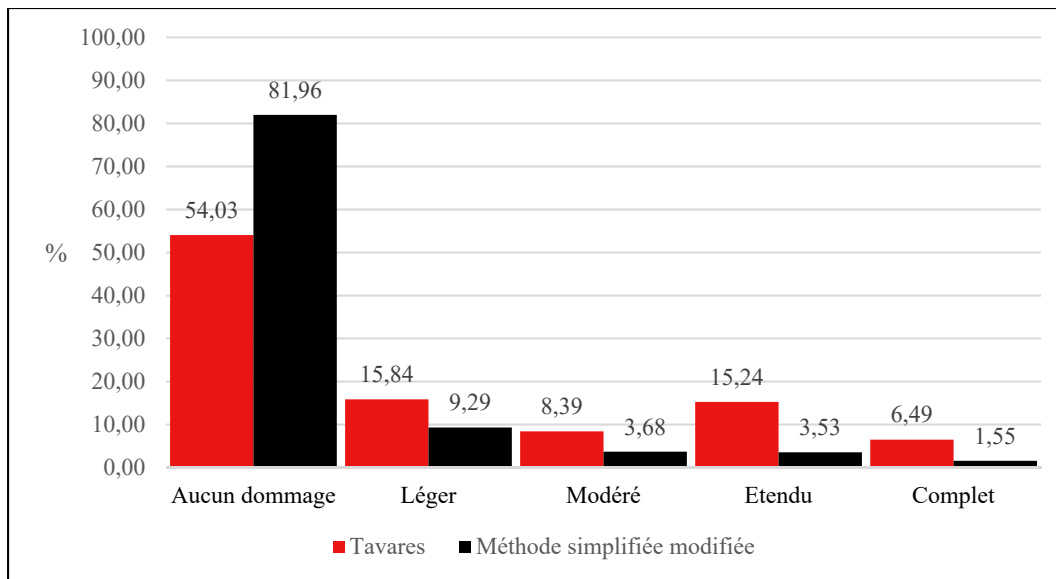


Figure 5.2 Pourcentage de ponts dans chaque état de dommage après un scénario correspondant à un PGA de 0,75 g

La méthode simplifiée prévoit plus de ponts non endommagés que l'analyse dynamique de Tavares (2012), plus conservatrice. Pour les états de dommage léger et modéré la méthode simplifiée prévoit 2 fois moins de ponts endommagés que l'analyse dynamique et pour les états de dommage étendu et complet la méthode simplifiée prévoit 5 fois moins de ponts endommagés que l'analyse dynamique.

Les différences de proportion dans chacun des états de dommage ne sont pas problématiques pour la prise de décision du moment que le MDF calculé avec la méthode simplifiée est du même ordre de grandeur que celui calculé avec l'analyse dynamique.

5.1.2 Autres classes de ponts

Les étapes détaillées dans la section précédente sont répétées pour l'ensemble de cinq classes de ponts en utilisant toujours un $\text{PGA} = 0,75 \text{ g}$. Le Tableau 5.1 récapitule les résultats pour chacune des classes où l'on constate que plus de 80 % des ponts ne subissent aucun dommage.

Tableau 5.1 Pourcentage de ponts dans chacun des états de dommage après un scénario correspondant à un PGA de 0,75 g d'après la méthode simplifiée

	MSC Slab	MSC Steel	MSC Concrete	MSSS Concrete	MSSS Steel
Aucun	83,5	83,8	81,5	82,0	85,5
Léger	8,7	8,5	9,6	9,3	7,7
Modéré	3,3	3,2	4,4	3,7	1,7
Etendu	3,2	3,2	3,2	3,5	3,5
Complet	1,3	1,3	1,3	1,5	1,5

5.2 Calcul du facteur de dommage moyen et son interprétation

Le facteur de dommage moyen, défini dans la section 1.5.3, est calculé dans cette section pour l'exemple étudié.

$$MDF = \sum_i \alpha_{Dsi} P(Dsi) \quad (5.1)$$

Avec :

α_{Dsi} Le rapport d'endommagement moyen de l'état de dommage i , présenté dans le Tableau 5.2. Ce rapport représente la perte économique en termes de proportion du coût de l'ouvrage. Ainsi, un rapport d'endommagement de 0,25 pour l'état de dommage modéré signifie que les pertes économiques liées à la remise en état de l'ouvrage sont estimées à environ 25% du coût de celui-ci.

$P(Dsi)$ La probabilité d'atteindre l'état de dommage i .

Tableau 5.2 Rapport d'endommagement moyen pour chaque état de dommage
Tiré de Abo El Ezz et al. (2018)

	α_{Dsi}
Aucun dommage	0
Léger	0,03
Modéré	0,25
Étendu	0,75
Complet	1

Les MDF de chaque classe de ponts, calculés avec l'équation (5.1) pour un scénario correspondant à un PGA de 0,75 g, sont représentés dans le Tableau 5.3, toujours pour les ponts situés dans la région de Rivière du Loup.

Tableau 5.3 MDF de chaque classe, calculé avec la méthode simplifiée et les données de Tavares (2012) pour un PGA de 0,75 g

	MSC Slab	MSC Steel	MSC Concrete	MSSS Concrete	MSSS Steel
MDF méthode simplifiée (%)	4,79	4,75	5,10	5,39	4,85
MDF Tavares (%)	24,06	16,45	20,84	20,49	0,57

Le MDF calculé par la méthode simplifiée est près de 5 fois inférieur à celui calculé par l'analyse dynamique de Tavares (2012) sauf pour la classe MSSS Steel où il est supérieur. Comme le montre le Tableau 5.4, la décision d'appliquer ou non des mesures de restriction sur le trafic et l'établissement de la priorité d'inspection se fait par palier.

Pour les classes MSC Concrete, MSSS Concrete et MSSS Steel les deux méthodes prévoient les mêmes conditions de restriction sur le trafic : Trafic limité -Restriction de vitesse, poids et nombre de voie. Priorité d'inspection moyenne ou faible. Pour les classes MSC Slab et MSC Steel le MDF est juste inférieur à 5 % avec la méthode simplifiée et supérieur à 5 % avec l'analyse dynamique ce qui mène à une décision différente pour les conditions de restriction sur le trafic. Ainsi, selon la méthode simplifiée il n'y a pas de condition de restriction de trafic

et la priorité d'inspection est faible, alors que l'analyse dynamique mène à une priorité d'inspection moyenne et aux conditions de restriction suivantes sur le trafic : Trafic limité - Restriction de vitesse, poids et nombre de voie.

Tableau 5.4 Priorité d'inspection et trafic attendu après un séisme en fonction du MDF
Adapté de Abo El Ezz et al. (2018)

Valeur du MDF	Conditions de restriction sur le trafic	Priorité d'inspection
0 % - 1 %	Ouvert à tous les véhicules Pas de restriction de trafic	Aucune
1 % - 5 %	Ouvert à tous les véhicules Pas de restriction de trafic	Faible
5 % - 50 %	Trafic limité Restriction de vitesse, poids et nombre de voie	Moyenne
50 % - 80 %	Trafic réservé aux véhicules d'urgence Restriction de vitesse, poids et nombre de voie	Haute
80 % - 100 %	Trafic complètement interrompu	Très haute

5.3 Variation du MDF selon les valeurs de PGA et les régions du Québec

Les valeurs prises par le MDF et par conséquent, la prise de décision, varient en fonction du PGA. Celui-ci dépend à la fois de l'aléa sismique, et donc de la région où se situe les ponts, mais peut aussi être influencé par l'effet d'amplification du site. Les valeurs de PGA étant données pour une catégorie de site de référence C, le PGA changera en fonction des facteurs d'amplification du type de sol comme le montre le Tableau 5.7. Afin d'illustrer la variation du MDF selon les valeurs de PGA, on identifie ici les différents PGA de transition, pour lesquels le MDF change de palier. Ils sont présentés dans le Tableau 5.5 pour la méthode simplifiée et dans le Tableau 5.6 pour l'analyse dynamique.

Tableau 5.5 PGA de transition avec la méthode simplifiée

	PGA de transition (g)				
MDF	MSC Slab	MSC Steel	MSC Concrete	MSSS Concrete	MSSS Steel
1 %	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
5 %	0,8	0,8	0,75	0,75	0,8
50 %	>2	>2	>2	>2	>2

Tableau 5.6 PGA de transition avec l'analyse dynamique

	PGA de transition (g)				
MDF	MSC Slab	MSC Steel	MSC Concrete	MSSS Concrete	MSSS Steel
1 %	0,25	0,25	0,2	0,25	1,4
5 %	0,4	0,45	0,4	0,4	>2
50 %	1,3	2,05	1,8	1,6	>2

Ces deux tableaux sont représentés sur un graphique à la Figure 5.3. Afin d'illustrer la plage de valeurs où se retrouvent les villes du Québec les PGA de 3 villes sont affichés : Sherbrooke avec le PGA le plus petit, La Malbaie avec le PGA le plus grand, et Montréal avec un PGA représentatif).

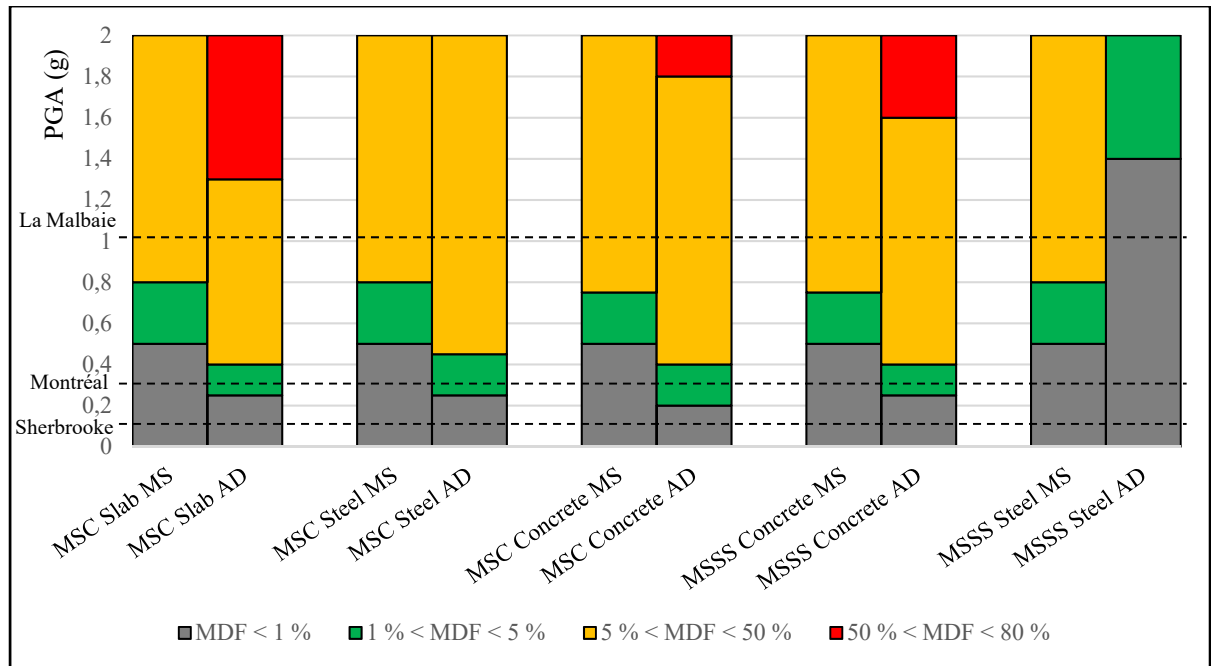


Figure 5.3 Comparaison des PGA de transition pour chacune des classes de ponts avec MS pour méthode simplifiée et AD pour analyse dynamique

Pour toutes les classes à l'exception de MSSS Steel les résultats sont similaires. La méthode simplifiée et l'analyse dynamique s'accordent à laisser les ponts ouverts sans restriction ni priorité d'inspection jusqu'à un PGA de 0,2 g. Cette situation est celle de villes à l'aléa faible comme Sherbrooke. Lorsque le PGA est compris entre 0,2 g et 0,4 g l'analyse dynamique augmente le niveau de priorité mais pas la méthode simplifiée. Pour une ville comme Montréal, et plusieurs autres le long de la vallée du St-Laurent, la méthode simplifiée ne serait pas assez conservatrice selon l'échantillon de données utilisé mais la priorité d'inspection reste faible. Pour un PGA entre 0,4 g et 0,8 g la méthode simplifiée augmente uniquement le niveau de priorité alors que l'analyse dynamique prévoit des restrictions de circulation. À noter que peu de villes se situent dans cet intervalle de valeurs. Enfin lorsque le PGA est compris entre 0,8 g et 1,3 g les deux méthodes prévoient les mêmes restrictions de circulation et niveau de priorité. C'est le cas de La Malbaie.

La méthode simplifiée ne prévoit de limiter la circulation aux véhicules d'urgence pour aucun PGA inférieur à 2 g alors que l'analyse dynamique prévoit cette décision pour un PGA de 1,3 g pour la classe MSC Slab, pour un PGA de 1,8 g pour la classe MSC Concrete et pour un PGA de 1,6 g pour la classe MSSS Concrete.

Comme le montre le Tableau 5.7, au Québec le PGA de 2 % en 50 ans atteint 1 g dans la région de Charlevoix et ne dépasse pas 0,8 g dans le reste de la province si on considère un site de référence de catégorie sismique C. Ainsi dans la grande majorité de la province le méthode simplifiée et l'analyse dynamique s'accorderont à laisser les ponts ouverts avec uniquement des restrictions de vitesse, poids et nombre de voies. Cette interprétation doit être ajustée si on considère l'effet d'amplification de site. De façon générale, l'effet d'amplification tend à diminuer les valeurs de PGA. Lorsque le PGA est inférieur à 0,3 g les sites de classe D et E amplifient le PGA mais pas de suffisamment pour changer les conditions de restriction.

Tableau 5.7 PGA de 2 % en 50 ans des principales villes de la vallée du Saint-Laurent
Adapté du Gouvernement du Canada (2019)

Ville	PGA 2 % en 50 ans (g) site de référence C	PGA 2 % en 50 ans (g) site A	PGA 2 % en 50 ans (g) site B	PGA 2 % en 50 ans (g) site D	PGA 2 % en 50 ans (g) site E
Montréal	0,377	0,339	0,366	0,356	0,313
Québec	0,321	0,289	0,311	0,314	0,288
Laval	0,376	0,338	0,365	0,355	0,312
Gatineau	0,28	0,252	0,272	0,283	0,277
Longueuil	0,375	0,338	0,364	0,354	0,312
Sherbrooke	0,114	0,103	0,111	0,144	0,184
Saguenay	0,493	0,444	0,478	0,436	0,351
Lévis	0,303	0,273	0,294	0,299	0,278
Trois-Rivières	0,233	0,210	0,226	0,248	0,253
La Malbaie	1,035	0,932	1,004	0,911	0,689

5.4 Discussion

Les courbes de fragilité sont utilisées pour calculer le facteur de dommage moyen. Le MDF dépend du PGA du scénario sismique étudié et permet de savoir si le pont peut rester ouvert avec quelles restrictions et permet de prioriser les inspections. Pour des PGA inférieurs à 0,4g, soit la plupart des villes le long de la vallée du St-Laurent, les résultats de l'analyse dynamique de Tavares (2012) et ceux de la méthode simplifiée s'accordent, pour toutes les classe de ponts, pour une priorité d'inspection faible et les ponts restent ouverts sans limitation de trafic. Pour les PGA entre 0,4g et 1,2 g l'analyse dynamique de Tavares (2012) et la méthode simplifiée s'accordent, pour toutes les classes de ponts, pour une priorité d'inspection en général de faible à moyenne et à laisser les ponts ouverts avec potentiellement des restrictions de vitesse, poids et nombre de voies.

CONCLUSION

Ce projet propose une estimation de la fragilité des ponts du Québec avec une méthode simplifiée adaptée de celle proposée par Basöz et Mander (1999). La méthode s'appuie sur un calcul de la capacité des ponts et de la demande sismique pour déterminer le PGA médian de quatre courbes de fragilité, chaque courbe de fragilité étant valable pour un état de dommage : léger, modéré, étendu ou complet.

Les ponts étudiés sont ceux entrant dans les classes proposées par Tavares (2012) (MSC Slab, MSC Steel, MSC Concrete, MSSS Concrete et MSSS Steel), un peu plus de 80 % des ponts à plusieurs travées du Québec sont donc considérés.

La méthode propose deux façons de calculer la capacité, l'une est basée sur la rupture des piles (cas a) et l'autre sur la rupture des appuis (cas b). La capacité associée à la rupture des piles est déterminée à partir des dimensions de l'ouvrage ayant un impact sur les contraintes dans les colonnes alors que la capacité associée à la rupture des appuis dépend du coefficient de frottement entre le tablier et les appuis. La courbe de demande sismique est constituée d'un palier puis est décroissante en $\frac{1}{T}$, elle est entièrement déterminée par les ratios $\frac{PGA}{S_a(0.3s)}$ et $\frac{PGA}{S_a(1s)}$.

La méthode simplifiée originale utilise les ratios de la courbe de demande de l'AASHTO. En appliquant directement la méthode simplifiée aux classes de ponts du Québec, dont les caractéristiques ont été obtenues à partir de l'étude de Tavares (2012), les PGA des courbes de fragilité sont inférieurs à ceux attendus, ce qui a montré que la méthode n'est pas adaptée au contexte sismique du Québec. La demande a donc été ajustée en modifiant les ratios $\frac{PGA}{S_a(0.3s)}$ et $\frac{PGA}{S_a(1s)}$ pour qu'ils correspondent à l'aléa sismique du Québec. Les scénarios sismiques, composés d'une magnitude et d'une distance, utilisés par Tavares (2012) dans son étude ont été utilisés avec les équations de Atkinson (2013) pour obtenir 8 couples de ratios $(\frac{PGA}{S_a(0.3s)}, \frac{PGA}{S_a(1s)})$ valables dans la province. Les 2 modes de rupture et 8 scénarios sismiques ont

permis d'obtenir 16 PGA par classe de ponts et par état de dommage à comparer avec ceux de Tavares (2012).

La moyenne des 16 PGA peut être utilisée comme estimation de la fragilité lorsque aucune analyse numérique n'est disponible. Les courbes de fragilité calculées ainsi permettent d'obtenir une rapide estimation des dommages. Par ailleurs, les PGA médians calculés avec la méthode simplifiée de Basöz et Mander étant les plus élevés que ceux obtenus par les analyses détaillées, cela laisse penser qu'actuellement l'utilisation du logiciel HazCan pour réaliser une étude de risque sismique sous-estime les dégâts envisagés aux ponts.

Les courbes de fragilité peuvent ensuite être utilisées pour calculer le ratio d'endommagement moyen (MDF) correspondant au scénario sismique voulu. Le MDF est calculé à partir des quatre courbes de fragilité et du PGA utilisé. Il permet de choisir quelles conditions de restriction de trafic appliquer et déterminer le niveau de priorité d'inspection. La méthode simplifiée et l'analyse dynamique de Tavares (2012) s'accordent à laisser les ponts ouverts jusqu'à un PGA de 1,2 g avec éventuellement des restrictions de vitesse, poids et nombre de voies en fonction du PGA. Ainsi, malgré les différences de PGA médians entre la méthode simplifiée modifiée et l'analyse dynamique de Tavares (2012), la méthode simplifiée permet d'avoir une estimation du MDF du même ordre de grandeur que celui de l'analyse dynamique. Lorsque le PGA est inférieur à 0,4 g les deux méthodes prévoient les mêmes restrictions de trafics, ce n'est qu'à partir d'un PGA de 1,2 g qu'une différence de restriction de trafic entre les deux approches a lieu; 1,2 g correspond à un aléa sismique élevé qui ne touche qu'une petite partie du territoire de la Province.

RECOMMANDATIONS

Évaluation des ponts à travée unique

Les ponts à une seule travée n'ont pas été étudiés car il n'existe pas encore de courbes de fragilité déterminées avec une analyse dynamique pour cette classe d'ouvrages. Lorsque ce sera le cas, la validation de la méthode simplifiée pour cette classe d'ouvrages sera possible. Le sujet est actuellement à l'étude, une comparaison sera possible avec les résultats de Jean-François Belleau.

Utilisation des résultats pour la classification des ouvrages et pour d'autres comparaisons

Les PGA calculés avec la méthode simplifiée sont une mesure de la fragilité des ponts. Ils peuvent être utilisés pour évaluer la vulnérabilité des ouvrages et ainsi permettre une planification des interventions pour rehausser la performance sismique des ponts. Il est également envisageable d'utiliser la méthode simplifiée pour déterminer si une analyse dynamique est nécessaire. Enfin, procéder à une étude comparative de l'analyse de risque à l'aide du logiciel HazCan et la méthode simplifiée modifiée permettrait de confirmer la tendance observée de sous-estimation des dommages par HazCan. .

Ponts à travée simplement appuyée, à poutres en acier

Les résultats obtenus pour la classe de ponts MSSS Steel de Tavares (2012) ne permettent pas d'étendre l'utilisation de la méthode simplifiée modifiée à cette classe d'ouvrages. L'estimation de la capacité sur la base du modèle de la méthode simplifiée, doit être modifiée pour les ponts appartenant à cette classe.

Modifier d'autres éléments de la méthode simplifiée

Le calcul de la capacité dans la méthode simplifiée mériterait également d'être revu dans le but d'adapter les coefficients utilisés aux spécificités des ouvrages du Québec s'il y a lieu, comme les coefficients de frottement. La courbe de demande sismique utilisée est basée sur les ratios $\frac{PGA}{S_a(0.3s)}$ et $\frac{PGA}{S_a(1s)}$. Utiliser plus d'informations pour générer une courbe de demande plus représentative de l'aléa sismique permettrait d'obtenir des résultats plus représentatifs.

ANNEXE I

TABLEUR EXCEL POUR LE CALCUL DU PGA

Cette annexe présente des extraits du tableur Excel développé pour le calcul du PGA en utilisant la méthode simplifiée.

Les données géométriques nécessaires à l'application de la méthode simplifiée, dans le cas de piles faibles, sont présentées dans le Tableau-A I-1.

Tableau-A I-1 Paramètres géométriques et mécaniques du pont
pour le calcul du cas des piles faibles

Pile faible	
Paramètres géométriques et mécaniques	
ξ	Facteur de fixité
j	Coefficient de bras de levier
D	Diamètre des colonnes (m)
H	Hauteur des colonnes (m)
n_c	Nombre de colonnes
n	Nombre de travées
ρ_l	Proportion volumique des armatures longitudinales
f_y	Limite d'élasticité des armatures longitudinales
w	Poids surfacique du tablier
B	Largeur du tablier
L	Longueur moyenne des travées
f_c'	Limite d'élasticité du béton

Les ratios permettant de calculer le spectre de demande doivent être entrés pour appliquer la méthode simplifiée. La méthode de Basöz et Mander utilise les ratios de l'AASHTO et la méthode simplifiée modifiée utilise les ratios présentés dans le CHAPITRE 4.

Tableau-A I-2 Ratio du spectre de demande

PGA/Sa(0,3s)
PGA/Sa(1s)

Tableau-A I-3 Paramètres géométriques déduits des données entrées

W_D	$\frac{BLw}{n_c}$	Poids normal par colonne (kN)
A_g	$\frac{\pi D^2}{4}$	Surface de la section des colonnes
ψ	$\frac{W_D}{f'_c * A_g}$	Rapport entre la charge normale par colonne et la résistance en compression des colonnes
k_p	$\xi j \left(1 + \frac{0,64}{\psi} \rho_t \frac{f_y}{f'_c} \right)$	

Tableau-A I-4 Facteur de modification de la capacité

État de dommage	λ_Q
Léger	1
Modéré	0,6
Étendu	$\frac{\xi}{k_p}$
Complet	$\frac{j\xi}{k_p}$

Tableau-A I-5 Capacité du pont dans le cas des piles faibles

État de dommage	Capacité des piles C_{cp}
Léger	$\lambda_{Q,Léger} k_p \frac{D}{H}$
Modéré	$\lambda_{Q,modéré} k_p \frac{D}{H}$
Étendu	$\lambda_{Q,étendu} k_p \frac{D}{H}$
Complet	$\lambda_{Q,complet} k_p \frac{D}{H}$

Tableau-A I-6 Facteur prenant en compte le type de tablier et d'appuis

Type de tablier et d'appuis	k_{3D}
Simplement appuyé Néoprène	0,25
Simplement appuyé High Steel Rocker Bearings	0,09
Simplement appuyé Low Steel Rocker Bearings	0,2
Tablier continu	0,33

Tableau-A I-7 Coefficient prenant en compte le nombre de travées

K_{3D}	$1 + \frac{k_{3D}}{n - 1}$
----------	----------------------------

Tableau-A I-8 Angle limite des colonnes

État de dommage	Angle limite θ
Léger	0,005
Modéré	0,01
Étendu	0,02
Complet	0,05

Tableau-A I-9 Facteurs de modification du spectre de demande dans le cas de piles faibles

État de dommage	Modification du spectre de demande	
	B_s	B_L
Léger	1,61	1,33
Modéré	1,84	1,44
Étendu	1,93	1,49
Complet	2	1,54

Tableau-A I-10 Période effective et de transition entre les basses et hautes fréquences dans le cas de piles faibles

État de dommage	$T_{eff} \text{ (sec)}$	$T_{av} \text{ (sec)}$
Léger	$2\pi \sqrt{\frac{\theta_{léger} H}{C_{cp\text{léger}} g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S\text{léger}}}{B_{L\text{léger}}}$
Modéré	$2\pi \sqrt{\frac{\theta_{modéré} H}{C_{cp\text{modéré}} g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S\text{modéré}}}{B_{L\text{modéré}}}$
Étendu	$2\pi \sqrt{\frac{\theta_{étendu} H}{C_{cp\text{étendu}} g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S\text{étendu}}}{B_{L\text{étendu}}}$
Complet	$2\pi \sqrt{\frac{\theta_{complet} H}{C_{cp\text{complet}} g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S\text{complet}}}{B_{L\text{complet}}}$

Tableau-A I-11 PGA lorsque la période effective est inférieure ou supérieure à la période de transition dans le cas de piles faibles

État de dommage	PGA (basses fréquences) PGA_{bf}	PGA (hautes fréquence) PGA_{hf}
Léger	$C_{cp\text{léger}} B_{S\text{léger}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{C_{cp\text{léger}} \theta_{léger} H}{g}} B_{L\text{léger}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$
Modéré	$C_{cp\text{modéré}} B_{S\text{modéré}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{C_{cp\text{modéré}} \theta_{modéré} H}{g}} B_{L\text{modéré}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$
Étendu	$C_{cp\text{étendu}} B_{S\text{étendu}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{C_{cp\text{étendu}} \theta_{étendu} H}{g}} B_{L\text{étendu}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$
Complet	$C_{cp\text{complet}} B_{S\text{complet}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{C_{cp\text{complet}} \theta_{complet} H}{g}} B_{L\text{complet}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$

Tableau-A I-12 PGA retenus dans le cas de piles faibles

État de dommage	PGA retenu (g)
Léger	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf\text{léger}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf\text{léger}} K_{3D}$
Modéré	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf\text{modéré}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf\text{modéré}} K_{3D}$
Étendu	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf\text{étendu}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf\text{étendu}} K_{3D}$
Complet	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf\text{complet}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf\text{complet}} K_{3D}$

Les données géométriques nécessaires à l'application de la méthode simplifiée, dans le cas de piles faibles, sont présentées dans le Tableau-A I-13.

Tableau-A I-13 Coefficient de frottement entre le tablier et les appuis à chaque état de dommage

Appuis faibles	
État de dommage	Coefficient de frottement μ_t
Léger	$\mu_{t,\text{léger}}$
Modéré	$\mu_{t,\text{modéré}}$
Étendu	$\mu_{t,\text{étendu}}$
Complet	$\mu_{t,\text{complet}}$

Tableau-A I-14 Déplacements limites des appuis

État de dommage	Déplacement limite δ (m)
Léger	0,05
Modéré	0,1
Étendu	0,175
Complet	0,3

Tableau-A I-15 Facteurs de modification du spectre de demande dans le cas d'appuis faibles

	Modification du spectre de demande	
État de dommage	B_s	B_L
Léger	2	1,5
Modéré	2	1,5
Étendu	2	1,5
Complet	2	1,5

Tableau-A I-16 Période effective et de transition entre les basses et hautes fréquences dans le cas d'appuis faibles

État de dommage	T_{eff} (sec)	T_{av} (sec)
Léger	$2\pi \sqrt{\frac{\delta_{\text{léger}}}{\mu_{t,\text{léger}}g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S_{\text{léger}}}}{B_{L_{\text{léger}}}}$
Modéré	$2\pi \sqrt{\frac{\delta_{\text{modéré}}}{\mu_{t,\text{modéré}}g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S_{\text{modéré}}}}{B_{L_{\text{modéré}}}}$
Étendu	$2\pi \sqrt{\frac{\delta_{\text{étendu}}}{\mu_{t,\text{étendu}}g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S_{\text{étendu}}}}{B_{L_{\text{étendu}}}}$
Complet	$2\pi \sqrt{\frac{\delta_{\text{complet}}}{\mu_{t,\text{complet}}g}}$	$\frac{S_a(1s)}{S_a(0,3s)} \frac{B_{S_{\text{complet}}}}{B_{L_{\text{complet}}}}$

Tableau-A I-17 PGA lorsque la période effective est inférieure ou supérieure à la période de transition dans le cas d'appuis faibles

État de dommage	PGA (basses fréquences) PGA_{bf}	PGA (hautes fréquence) PGA_{hf}
Léger	$\mu_{t,léger} B_{S_{léger}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{\mu_{t,léger} \delta_{léger}}{g}} B_{L_{léger}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$
Modéré	$\mu_{t,modéré} B_{S_{modéré}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{\mu_{t,modéré} \delta_{modéré}}{g}} B_{L_{modéré}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$
Étendu	$\mu_{t,étendu} B_{S_{étendu}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{\mu_{t,étendu} \delta_{étendu}}{g}} B_{L_{étendu}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$
Complet	$\mu_{t,complet} B_{S_{complet}} \frac{PGA}{S_a(0,3s)}$	$2\pi \sqrt{\frac{\mu_{t,complet} \delta_{complet}}{g}} B_{L_{complet}} \frac{PGA}{S_a(1s)}$

Tableau-A I-18 PGA retenus dans le cas d'appuis faibles

État de dommage	PGA retenu (g)
Léger	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf_{léger}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf_{léger}}$
Modéré	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf_{modéré}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf_{modéré}}$
Étendu	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf_{étendu}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf_{étendu}}$
Complet	Si $T_{eff} < T_{av}$: $PGA_{bf_{complet}}$ Si $T_{eff} > T_{av}$: $PGA_{hf_{complet}}$

Piles faibles			Appuis faibles	
Paramètres géométriques et mécaniques			Coefficient de frottement	
ξ	1	Facteur de fixité	$\mu_{t,léger}$	0,36
j	0,8	Coefficient ed bras de levier	$\mu_{t,modéré}$	0,36
D	1,14	Diamètres des colonnes (m)	$\mu_{t,étendu}$	0,36
H	6,05	Hauteur des colonnes (m)	$\mu_{t,complet}$	0,36
n_c	3	Nombre de colonnes		
ρ_t	0,01	Proportion volumique des armatures longitudinales		
f_y	460	Limite d'élasticité des armatures longitudinales		
w	7	Poids surfacique du tablier		
B	11,36	Largeur du tablier (m)		
L	21,57	Longueur moyenne des travées (m)		
f_c'	28	Limite d'élasticité du béton		
PGA/Sa(0,3s)	0,4		PGA/Sa(0,3s)	0,4
PGA/Sa(1s)	1		PGA/Sa(1s)	1
Résultat			Résultat	
Etat de dommage	PGA (g)		Etat de dommage	PGA retenu (g)
Léger	0,607298985		Léger	0,454177273
Modéré	0,601273462		Modéré	0,64230366
Etendu	0,507751926		Etendu	0,849687875
Complet	0,742165957		Complet	1,112502573

Figure-A I-1 Tableau Excel sans les cases des calculs intermédiaires

ANNEXE II

PGA CALCULÉS POUR CHAQUE COMBINAISON MAGNITUDE-DISTANCE

Tableau-A II-1 PGA calculés à l'aide de la méthode simplifiée modifiée

Magnitude			6				7			
Distance (km)			10	15	20	30	15	25	50	100
Classe	Etat de dommage	cas	PGA (g)							
MSC Slab	Léger	Piles faibles	1,95	1,86	1,80	1,71	0,87	0,81	0,75	0,69
		Appuis faible	2,08	1,98	1,91	1,82	0,92	0,87	0,79	0,73
	Modéré	Piles faibles	2,32	2,21	2,13	2,03	1,03	0,96	0,89	0,82
		Appuis faible	2,94	2,80	2,71	2,57	1,30	1,22	1,12	1,04
	Etendu	Piles faibles	2,32	2,21	2,14	2,03	1,03	0,97	0,89	0,82
		Appuis faible	3,89	3,70	3,58	3,41	1,72	1,62	1,49	1,37
	Complet	Piles faibles	3,40	3,24	3,13	2,97	1,51	1,41	1,30	1,20
		Appuis faible	5,09	4,85	4,69	4,46	2,26	2,12	1,95	1,80
MSC Steel	Léger	Piles faibles	1,98	1,89	1,82	1,73	0,88	0,82	0,76	0,70
		Appuis faible	2,08	1,98	1,91	1,82	0,92	0,87	0,79	0,73
	Modéré	Piles faibles	2,35	2,24	2,16	2,06	1,04	0,98	0,90	0,83
		Appuis faible	2,94	2,80	2,71	2,57	1,30	1,22	1,12	1,04
	Etendu	Piles faibles	2,32	2,21	2,14	2,03	1,03	0,97	0,89	0,82
		Appuis faible	3,89	3,70	3,58	3,41	1,72	1,62	1,49	1,37
	Complet	Piles faibles	3,40	3,24	3,13	2,97	1,51	1,41	1,30	1,20
		Appuis faible	5,09	4,85	4,69	4,46	2,26	2,12	1,95	1,80
MSC Concrete	Léger	Piles faibles	1,76	1,68	1,63	1,55	0,78	0,73	0,67	0,62
		Appuis faible	2,08	1,98	1,91	1,82	0,92	0,87	0,79	0,73
	Modéré	Piles faibles	2,09	1,99	1,93	1,83	0,93	0,87	0,80	0,74
		Appuis faible	2,94	2,80	2,71	2,57	1,30	1,22	1,12	1,04
	Etendu	Piles faibles	2,32	2,21	2,14	2,03	1,03	0,97	0,89	0,82
		Appuis faible	3,89	3,70	3,58	3,41	1,72	1,62	1,49	1,37
	Complet	Piles faibles	3,40	3,24	3,13	2,97	1,51	1,41	1,30	1,20
		Appuis faible	5,09	4,85	4,69	4,46	2,26	2,12	1,95	1,80
MSSS Concrete	Léger	Piles faibles	1,88	1,79	1,73	1,64	0,83	0,78	0,72	0,66
		Appuis faible	2,01	1,91	1,85	1,76	0,89	0,84	0,77	0,71
	Modéré	Piles faibles	2,23	2,12	2,05	1,95	0,99	0,93	0,85	0,79
		Appuis faible	2,84	2,70	2,61	2,49	1,26	1,18	1,09	1,00
	Etendu	Piles faibles	2,24	2,14	2,07	1,96	1,00	0,93	0,86	0,79
		Appuis faible	3,76	3,58	3,46	3,29	1,67	1,56	1,44	1,33
	Complet	Piles faibles	3,28	3,12	3,02	2,87	1,45	1,37	1,25	1,16
		Appuis faible	4,92	4,68	4,53	4,31	2,18	2,05	1,88	1,74

Magnitude			6				7			
Distance (km)			10	15	20	30	15	25	50	100
Classe	Etat de dommage	cas	PGA (g)							
MSSS Steel	Léger	Piles faibles	2,24	2,13	2,06	1,96	0,99	0,93	0,86	0,73
		Appuis faible	2,01	1,91	1,85	1,76	0,89	0,84	0,77	0,71
	Modéré	Piles faibles	2,66	2,53	2,45	2,33	1,18	1,11	1,02	0,94
		Appuis faible	2,84	2,70	2,61	2,49	1,26	1,18	1,09	1,00
	Etendu	Piles faibles	2,24	2,14	2,07	1,96	1,00	0,93	0,86	0,79
		Appuis faible	3,76	3,58	3,46	3,29	1,67	1,56	1,44	1,33
	Complet	Piles faibles	3,28	3,12	3,02	2,87	1,45	1,37	1,25	1,16
		Appuis faible	4,92	4,68	4,53	4,31	2,18	2,05	1,88	1,74

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abo El Ezz, A., Nollet, M.-J., McGrath, H., & Nastev, M. (2018). *Framework for seismic vulnerability of highway bridge network* présentée à Fredericton 2018, Fredericton.
- Adams, J., & Basham, P. (1989). The Seismicity and Seismotectonics of Canada East of the Cordillera. *Geoscience Canada*, 16(1). Repéré à <https://journals.lib.unb.ca/index.php/GC/article/view/3585>
- 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. doi: 10.1139/109-044. Repéré à <https://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/L09-044>
- Atkinson, G. M. (2013). Empirical Evaluation of Aleatory and Epistemic Uncertainty in Eastern Ground Motions. *Seismological Research Letters*, 84, 130-138. doi: 10.1785/0220120096
- Autodesk®. (2020). Repéré à <https://www.autodesk.fr/products/revit/overview>
- Basöz, N., & Mander, J. (1999). Enhancement of the highway transportation lifeline module in HAZUS (Draft 7, March 1, 1999 éd.).
- Bruneau, M., Myrto, A., & Palermo, A. (2012). *Preliminary Report on Bridge Damage from the Darfield (New Zealand) M7.1 earthquake of September 4, 2010*. Earthquake Clearinghouse.
- Chiomento, A. (2012). *Vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées dans l'Est Canadien* (M. Sc. A., École de technologie supérieure, Montréal). Repéré à <https://espace.etsmtl.ca/id/eprint/989>
- Cooper, J. D., Fieldland, I. M., & Buckle, I. G. (1994). The Northridge earthquake : progress made, lessons learned in seismic-resistant bridge design. *Public roads.*, 58(1).
- CSA: CAN/CSA-S6-14. *Code Canadien Sur Le Calcul Des Ponts Routiers*. Association canadienne de normalisation. Repéré à <https://books.google.ca/books?id=-Y7PjwEACAAJ>
- CSI. (2020). Repéré à <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- Federal Emergency Management Agency. (2012). *HAZUSMHMR: Mult-hazard Loss estimation methodology, earthquake model*. Washington, DC.

- Filiatrault, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec: Éditions de l'École polytechnique de Montréal.
- Galy, B. (2003). *Méthodes de conception et étude du comportement sismique des fondations superficielles sur sol naturel et traité, considérant l'interaction sol-structure* (Ph.D., École de technologie supérieure, Montréal). Repéré à <https://espace.etsmtl.ca/id/eprint/1224>
- Gouvernement du Canada, R. N. C. (2015). 2015 Carte d'aléa sismique. Repéré à <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/simphaz-fr.php#QC>
- Hanks, T. C., & Kanamori, H. (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 84(B5), 2348-2350. doi: 10.1029/JB084iB05p02348. Repéré à <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/JB084iB05p02348>
- Lemaire, A. (2013). *Etude de sensibilité des paramètres pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et calibration de la méthode d'évaluation du Québec* (Maîtrise, Ecole de Technologie supérieur, Montréal).
- Mark, Y., Jack, M., & Marc, E. (2014). Earthquake Damage to Bridges. Dans *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press. doi: 10.1201/b15663-3. Repéré à <https://www.routledgehandbooks.com/doi/10.1201/b15663-3>
- Ministère des Transports du Québec. (2019). *Structure*. Repéré à <https://www.donneesquebec.ca/recherche/fr/dataset/structure>
- Mitchell, D., Huffman, S., Tremblay, R., Saatcioglu, M., Palermo, D., Tinawi, R., & Lau, D. (2013). Damage to bridges due to the 27 February 2010 Chile earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8), 675-692. doi: 10.1139/12012-045. Repéré à <https://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/12012-045>
- Moulton, L. K. (1983). *Observations of highway bridge movements and their effects on joints bearings* présentée à 62nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington District of Columbia, United Staes. Repéré à <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1983/903/903-012.pdf>
- New York State Department of Transportation. (1995, révisé 2002, révisé 2004). *Seismic Vulnerability Manual*.
- Nielson, B. G. (2005). *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones* (Ph.D., Georgia Institute of Technology, Ann Arbor). Repéré à ProQuest Dissertations & Theses Global. Repéré à http://openurl.uquebec.ca:9003/ets?url_ver=Z39.88-2004&rft_val_fmt=info:ofi/fmt:kev:mtx:dissertation&genre=dissertations+%26+theses&sid=ProQ:ProQuest+Dissertations+%26+Theses+Global&atitle=&title=Analytica

[l+fragility+curves+for+highway+bridges+in+moderate+seismic+zones&issn=&date=2005-01-01&volume=&issue=&spage=&au=Nielson%2C+Bryant+G.&isbn=9780542434037&jtitle=&bttitle=&rft_id=info:eric/&rft_id=info:doi/](#)

- Nollet, M.-J. (2004). *Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants : état des connaissances*. Montréal: École de technologie supérieure. Repéré à <http://espace2.etsmtl.ca/6014/>
- Nollet, M.-J. (2018). *Vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie et études de risque* présentée à Séminaire de Génie civil, Laval.
- Philip, H., Bousquet, J.-C., & Masson, F. (2007). *Séismes et risques sismiques*. DUNOD.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). Statistical Analysis of Fragility Curves. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1224-1231. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1224)
- Tavares, D. H. (2012). *Seismic Risk Assessment of Bridges in Quebec using Fragility Curves* (Ph.D., Université de Sherbrooke (Canada), Ann Arbor). Repéré à ProQuest Dissertations & Theses Global. Repéré à http://openurl.quebec.ca:9003/ets?url_ver=Z39.88-2004&rft_val_fmt=info:ofi/fmt:kev:mtx:dissertation&genre=dissertations+%26+theses&sid=ProQ:ProQuest+Dissertations+%26+Theses+Global&atitle=&title=Seismic+Risk+Assessment+of+Bridges+in+Quebec+using+Fragility+Curves&issn=&date=2012-01-01&volume=&issue=&spage=&au=Tavares%2C+Danusa+Haick&isbn=9780494932605&jtitle=&bttitle=&rft_id=info:eric/&rft_id=info:doi/
- Tavares, D. H., Padgett, J. E., & Paultre, P. (2012). Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada. *Engineering Structures*, 40, 107-118. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.02.019. Repéré à https://ac.els-cdn.com/S0141029612000892/1-s2.0-S0141029612000892-main.pdf?_tid=0a7e7a70-bca4-4b5b-be22-9d6086e954ad&acdnat=1529505512_d493eca2a9712728cf475a34207a4636