

# UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

## THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

VULNERABILITE SISMIQUE DES PONTS EN BETON ARME

Par

**Mohamed Cherif DJEMAI**

Devant le jury composé de :

Dr. K. GRINE	Professeur	Université de Blida 01	Président
Dr. M. TAKI	Professeur	ENSTP	Examineur
Dr. M. ABED	Professeur	Université de Blida 01	Examineur
Dr. M. BOUKRI	Directeur de Recherche	CGS	Examineur
Dr. M. BENZAIBI	Professeur	ENSTP	Encadreur

Blida, Juin 2023

## RESUME

Les séismes des dernières décennies ont révélé la vulnérabilité des ponts face aux événements sismiques, soulignant l'importance d'évaluer et de réduire ces risques. L'estimation de la vulnérabilité sismique des ponts repose principalement sur l'utilisation de courbes de fragilité, qui sont des fonctions probabilistes décrivant les niveaux potentiels de dommages en fonction de l'intensité sismique. Ces courbes, essentielles pour les études probabilistes de sûreté sismique, permettent d'estimer la probabilité de défaillance d'une structure ou de ses composants.

Cette étude vise à générer des courbes de fragilité pour trois catégories de ponts en béton couramment utilisés : les ponts à poutres en béton à travée unique, à multi-travées continues, et isostatiques. Une analyse temporelle non linéaire de modèles tridimensionnels a été réalisée pour chaque type de pont, en utilisant une série d'accélérogrammes sismiques de différentes intensités. Les réponses sismiques maximales, exprimées en termes de déplacements longitudinaux et transversaux, ont servi à élaborer des modèles probabilistes de la demande sismique pour les composants critiques des ponts.

Les courbes de fragilité, établies pour quatre états limites de dommages (faible, modéré, étendu, complet), révèlent que les appareils d'appui fixes, tant dans la direction longitudinale que transversale, sont les éléments les plus vulnérables. Parmi les trois catégories de ponts étudiées, le pont à poutres en béton à multi-travées isostatiques s'avère le plus fragile, suivi par le pont à multi-travées continues, tandis que le pont à travée unique se distingue par sa meilleure résistance aux séismes.

Des courbes spécifiques tenant compte de la géométrie et de la typologie des piles ont également été développées pour les ponts à multi-travées continues, afin d'évaluer l'impact significatif de ces paramètres sur les réponses sismiques. Ces résultats fournissent des outils précieux pour l'estimation de la vulnérabilité sismique des ponts, la planification des interventions post-sismiques et l'élaboration de programmes de rénovation adaptés.

## ABSTRACT

The earthquakes of recent decades have highlighted the vulnerability of bridges to seismic events, emphasizing the importance of assessing and mitigating these risks. The evaluation of seismic vulnerability for bridges primarily relies on fragility curves, which are probabilistic functions describing potential damage levels as a function of seismic intensity. These curves, essential for probabilistic seismic safety studies, estimate the likelihood of failure for a structure or its components.

This study aims to generate fragility curves for three common categories of concrete bridges: single-span concrete girder bridges, multi-span continuous concrete girder bridges, and multi-span simply supported (isostatic) concrete girder bridges. A nonlinear time-history analysis of three-dimensional models was conducted for each bridge type, using a set of seismic accelerograms with varying intensities. The maximum seismic responses, expressed in terms of longitudinal and transverse displacements, were used to develop probabilistic seismic demand models for critical bridge components.

The fragility curves, established for four damage states (slight, moderate, extensive, and complete), reveal that fixed bearings, in both longitudinal and transverse directions, are the most vulnerable components. Among the three bridge categories studied, the multi-span simply supported concrete girder bridge is the most fragile, followed by the multi-span continuous concrete girder bridge, while the single-span bridge exhibits the highest seismic resistance.

Additionally, specific fragility curves were developed for multi-span continuous concrete girder bridges, considering the geometry and typology of the piers to evaluate their significant influence on seismic responses. These results provide valuable tools for assessing the seismic vulnerability of bridges, planning post-earthquake interventions, and designing effective retrofitting programs.

### ملخص

كشفت الزلازل التي حدثت خلال العقود الأخيرة عن ضعف الجسور أمام الأحداث الزلزالية، مما أبرز أهمية تقييم هذه المخاطر وتقليلها. يعتمد تقييم قابلية الجسور للتأثر الزلزالي بشكل أساسي على منحنيات الهشاشة، وهي وظائف احتمالية تصف مستويات الأضرار المحتملة بناءً على شدة الزلازل. تُعد هذه المنحنيات أساسية للدراسات الاحتمالية للسلامة الزلزالية، حيث تقدر احتمال فشل الهيكل أو مكوناته.

تهدف هذه الدراسة إلى إنشاء منحنيات هشاشة لثلاث فئات شائعة من الجسور الخرسانية: الجسور الخرسانية ذات العارضة الواحدة، والجسور الخرسانية ذات العوارض المستمرة متعددة الفتحات، والجسور الخرسانية متعددة الفتحات البسيطة (الإيزوستاتية). تم إجراء تحليل زمني غير خطي لنماذج ثلاثية الأبعاد لكل نوع من الجسور باستخدام مجموعة من التسارعات الزلزالية ذات شدة مختلفة. وتم استخدام الاستجابات الزلزالية القصوى، المعبر عنها بالإزاحات الطولية والعرضية، لتطوير نماذج احتمالية للطلب الزلزالي لمكونات الجسر الحرجة.

كشفت منحنيات الهشاشة، التي تم إعدادها لأربعة حالات حدية من الأضرار (طفيفة، متوسطة، واسعة النطاق، كلية)، أن المساند الثابتة في الاتجاهين الطولي والعرضي هي الأكثر ضعفًا. ومن بين الفئات الثلاث التي تمت دراستها، تبين أن الجسر الخرساني متعدد الفتحات البسيط هو الأكثر هشاشة، يليه الجسر الخرساني متعدد الفتحات المستمر، في حين أن الجسر ذو الفتحة الواحدة يتميز بأعلى مقاومة زلزالية.

علاوة على ذلك، تم تطوير منحنيات هشاشة خاصة للجسور الخرسانية متعددة الفتحات المستمرة، مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير هندسة الأعمدة وتصميمها، حيث ثبت أن لهذين العاملين تأثيرًا كبيرًا على الاستجابات الزلزالية. تقدم هذه النتائج أدوات قيمة لتقييم القابلية الزلزالية للجسور، وتخطيط التدخلات بعد الزلازل، وتصميم برامج الترميم الفعالة.

*A la mémoire de ma mère, à mon père, à ma chère femme et mes chers enfants, à toute ma famille et mes amis...*

## REMERCIEMENTS

L'achèvement de ce travail mené sur plusieurs années procure une grande satisfaction. Il est l'occasion de se remémorer les différentes embûches qu'il a fallu surmonter mais surtout les personnes qui m'ont permis d'en arriver là. Je tiens donc à exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur Mahmoud BENSAIBI, Professeur à l'Université de Blida1, pour avoir dirigé mes recherches. Je le remercie également pour la confiance qu'il m'a témoignée tout au long de ces années et pour tous ses conseils et remarques constructives. Il peut être assuré de mon sincère respect et de ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier également les membres du jury pour avoir accepté d'être rapporteurs de mes travaux et pour leurs observations qui m'ont permis d'améliorer la qualité de cette thèse. Je tiens à leurs exprimer mes remerciements pour l'honneur qu'ils m'ont fait en participant à ce jury.

J'exprime en particulier ma gratitude à Mme Kaoutar ZELLAT, enseignante au Centre Universitaire de Tipaza pour son aide et son soutien. Je la remercie pour toute la patience et la disponibilité dont elle a fait preuve à mon égard.

Je souhaite également remercier tous les enseignants de l'Université de Blida1 pour toute l'aide qu'ils ont su m'apporter pendant tout le cursus de mes études universitaires en particulier Mme Halfaya Fatma Zohra et Mme Bahi Fatma Zohra.

Je ne souhaite pas oublier le personnel de l'Université de Blida 1 pour leur attention et leur efficacité qui ont permis que je passe toutes ces années dans de bonnes conditions grâce à leur professionnalisme.

Je voudrais également remercier toutes les personnes extérieures du domaine universitaire qui m'ont, à leur façon, apporté leur aide.

Merci à toutes et à tous

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	1
ABSTRACT .....	2
ملخص.....	3
REMERCIEMENTS .....	5
TABLE DES MATIERES.....	6
LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES .....	10
LISTE DES TABLEAUX .....	13
LISTE DES SYMBOLES .....	15
INTRODUCTION .....	18
<b>CHAPITRE 1 : REVUE DE LA LITTERATURE .....</b>	<b>21</b>
1.1 INTRODUCTION .....	21
1.2 EFFETS DES SEISMES SUR LES PONTS .....	21
1.2.1 ÉCHAPPEMENT DU TABLIER .....	22
1.2.2 RUPTURE DE LA CULEE .....	23
1.2.3 ENDOMMAGEMENT DES PILES .....	24
1.2.3.1 RUPTURE FRAGILE PAR CISAILLEMENT DES PILES .....	25
1.2.3.2 RUPTURE FRAGILE DES PILES SOUS L'EFFET DES EFFORTS DE FLEXION .....	26
1.2.4 ENDOMMAGEMENT DES JOINTS DE DILATATION .....	27
1.2.5 ENDOMMAGEMENT DES APPUIS.....	28
1.2.6 ENDOMMAGEMENT DES FONDATIONS.....	28
1.3 EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE.....	30
1.3.1 APPROCHE DETERMINISTE .....	31
1.3.2 APPROCHE PROBABILISTE .....	34
1.3.2.1 COURBES DE FRAGILITE BASEES SUR L'OPINION D'EXPERTS.....	35
1.3.2.2 COURBES DE VULNERABILITE EMPIRIQUES.....	37
1.3.2.3 COURBES DE VULNERABILITE ANALYTIQUES.....	39
1.3.2.4 COURBES DE VULNERABILITE EXPERIMENTALES .....	40
1.3.2.5 COURBES DE VULNERABILITE HYBRIDES .....	42
1.4 COMPARAISON ENTRE LES METHODES .....	45
1.5 CONCLUSION .....	50
<b>CHAPITRE 2 : DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITE</b>	
<b>ANALITQUES.....</b>	<b>51</b>
2.1 INTRODUCTION .....	51
2.2 COURBES DE FRAGILITE.....	52

2.3	EVALUATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE.....	53
2.3.1	METHODES DE SOLUTION ANALYTIQUE.....	53
2.3.1.1	METHODE DU PREMIER-ORDRE SECOND-MOMENT "FOSM" (FIRST-ORDER SECOND-MOMENT).....	53
2.3.1.2	METHODE DE FIABILITE DU PREMIER ORDRE "FORM" (FIRST ORDER RELIABILITY METHOD).....	54
2.3.1.3	METHODE DE FIABILITE DU SECOND ORDRE "SORM" (SECOND ORDER RELIABILITY METHOD).....	55
2.3.2	METHODES DE SOLUTION NUMERIQUE.....	57
2.3.2.1	METHODES DE SIMULATION DE MONTE-CARLO "MCS" (MONTE CARLO SIMULATION).....	57
2.3.2.2	METHODE DE SURFACE DE REPONSE "RSM" (RESPONSE SURFACE METHOD)....	63
2.3.3	AUTRES CLASSIFICATIONS .....	64
2.3.3.1	METHODES BASEES SUR L'ETAT-LIMITE.....	64
2.3.3.2	METHODE BASEE SUR LA FONCTION DE PERFORMANCE .....	64
2.4	AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES DIFFERENTES METHODES DE SOLUTION .....	65
2.5	DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITE ANALYTIQUES .....	67
2.5.1	METHODE D'ECHANTILLONNAGE AVEC NORMALISATION DE L'INTENSITE SISMIQUE	68
2.5.2	METHODE DU MAXIMUM DE VRAISEMBLANCE : (MAXIMUM LIKELIHOOD).....	69
2.5.3	METHODE BASEE SUR LE MODELE DE DEMANDE ET DE CAPACITE SISMIQUE .....	70
2.6	APPLICATION DES COURBES DE FRAGILITE ANALYTIQUE.....	72
2.6.1	BATIMENTS EN MAÇONNERIE.....	72
2.6.2	BATIMENTS EN BETON .....	75
2.6.3	BATIMENTS EN ACIER .....	78
2.6.4	BATIMENTS MIXTES.....	79
2.6.5	OUVRAGES D'ARTS .....	80
2.6.5.1	BARRAGES .....	80
2.6.5.2	RESERVOIRS.....	84
2.7	COURBES DE FRAGILITE DES PONTS.....	87
2.7.1	COURBES DE FRAGILITE REGIONALES .....	88
2.7.2	COURBES DE FRAGILITE SPECIFIQUES .....	90
2.7.2.1	EFFET DE LA GEOMETRIE DU SYSTEME STRUCTUREL .....	91
2.7.2.2	EFFET DE LA FORME DU PONT.....	92
2.7.2.3	EFFET DU SOL ET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	94
2.7.2.4	EFFET DU RENFORCEMENT DES PONTS .....	96
2.7.2.5	EFFET DU VIEILLISSEMENT ET DE LA DETERIORATION.....	98
2.7.2.6	EFFET DES PARAMETRES SISMIQUES .....	99
2.7.2.7	EFFET DE L'ISOLATION SISMIQUE.....	104
2.7.2.8	EFFET DES PARAMETRES DE CONCEPTION SISMIQUE DES PONTS .....	106
2.7.3	COURBES DE FRAGILITE DU SYSTEME DU PONT .....	108
2.8	CONCLUSION .....	111
<b>CHAPITRE 3 : SIMULATION NUMERIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE.....</b>		<b>113</b>

3.1	INTRODUCTION .....	113
3.2	COURBES DE FRAGILITE ANALYTIQUE .....	113
3.2.1	ANALYSE PAR SPECTRE DE REPONSE (RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS) «RSA»	114
3.2.2	ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (NONLINEAR STATIC ANALYSIS) «NSA» .....	115
3.2.3	ANALYSE DYNAMIQUE INCREMENTALE (INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS) «IDA» .....	118
3.2.4	ANALYSE TEMPORELLE NON LINEAIRE (NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS) «NTHA».....	119
3.3	METHODOLOGIE APPLIQUEE .....	121
3.3.1	DETERMINATION DE L'EXCITATION SISMIQUE.....	123
3.3.1.1	MESURE D'INTENSITE SISMIQUE.....	124
3.3.1.1.1	<i>MESURE D'INTENSITE OPTIMALE</i> .....	125
3.3.1.1.2	<i>EFFICACITE</i> .....	126
3.3.1.1.3	<i>PRATICITE</i> .....	126
3.3.1.1.4	<i>COMPETENCE</i> .....	127
3.3.1.1.5	<i>SUFFISANCE</i> .....	127
3.3.1.1.6	<i>PORTABILITE DE CALCUL DES RISQUES</i> .....	127
3.3.1.2	SELECTION DES ACCELEROGRAMMES .....	128
3.3.2	MODELISATION ANALYTIQUE ET NUMERIQUE.....	131
3.3.2.1	TYPES ET CARACTERISTIQUES DES PONTS .....	131
3.3.2.1.1	<i>PONT EN BETON A POUTRES A TRAVEE UNIQUE</i> .....	133
3.3.2.1.2	<i>PONT EN BETON A POUTRES A MULTI TRAVEES CONTINUES</i> .....	134
3.3.2.1.3	<i>PONT EN BETON A POUTRES A MULTI TRAVEES ISOSTATIQUES</i> .....	135
3.3.2.2	MODELES ANALYTIQUES TRIDIMENSIONNELS DES PONTS TYPIQUES .....	136
3.3.2.2.1	<i>MODELISATION DE LA SUPERSTRUCTURE</i> .....	137
3.3.2.2.2	<i>MODELISATION DES APPAREILS D'APPUI</i> .....	138
3.3.2.2.3	<i>MODELISATION DE L'INFRASTRUCTURE</i> .....	140
3.3.3	ANALYSE DYNAMIQUE .....	148
3.3.3.1	PONT A POUTRES EN BETON A TRAVEE UNIQUE.....	149
3.3.3.2	PONT A POUTRES EN BETON A MULTI TRAVEES CONTINUES.....	150
3.3.3.3	PONT A POUTRES EN BETON A MULTI TRAVEES ISOSTATIQUES.....	151
3.4	CONCLUSION .....	153
 <b>CHAPITRE 4 : REPONSES SISMIQUES ET GENERATION DES COURBES DE FRAGILITE.....</b>		<b>154</b>
4.1	INTRODUCTION .....	154
4.2	REPONSE SISMIQUE .....	154
4.2.1	PONT A POUTRES EN BETON A TRAVEE UNIQUE .....	155
4.2.2	PONT A POUTRES EN BETON A MULTI TRAVEES CONTINUES .....	156
4.2.3	PONT A POUTRES EN BETON A MULTI TRAVEES ISOSTATIQUES .....	157
4.3	MODELES PROBABILISTES DE LA DEMANDE SISMIQUE.....	157
4.4	CAPACITE DES ETATS LIMITES.....	163
4.4.1	CULEES.....	164
4.4.2	APPAREILS D'APPUI .....	164

4.5	COURBES DE FRAGILITE DES COMPOSANTS DU PONT .....	166
4.5.1	PONT A POUTRES EN BETON A TRAVEE UNIQUE .....	168
4.5.2	PONT A POUTRES EN BETON A MULTI TRAVEES CONTINUES .....	170
4.5.3	PONT A POUTRES EN BETON A MULTI TRAVEES ISOSTATIQUES .....	172
4.6	COURBES DE FRAGILITE DU SYSTEME DE PONT .....	175
4.7	ETUDE COMPARATIVE DES COURBES DE FRAGILITE.....	180
4.8	CONCLUSION .....	184
<b>CHAPITRE 5 : COURBES DE FRAGILITE SPECIPIQUES .....</b>		<b>186</b>
5.1	INTRODUCTION .....	186
5.2	ETUDE PARAMETRIQUE.....	186
5.3	DESCRIPTION DES PARAMETRES .....	187
5.4	MODELISATION NUMERIQUE.....	188
5.5	ANALYSE DYNAMIQUE .....	189
5.6	DETERMINATION DE L'EXCITATION SISMIQUE.....	190
5.7	ANALYSE TEMPORELLE NON-LINEAIRE.....	191
5.8	MODELES PROBABILISTES DE LA DEMANDE SISMIQUE.....	195
5.9	COURBES DE FRAGILITE SPECIFIQUE.....	198
5.10	DISCUSSION DES RESULTATS.....	202
5.11	CONCLUSION .....	205
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....		207
ANNEXE 01 .....		209
ANNEXE 02.....		212
REFERENCES .....		213

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES

Figure 1.1 : Pont Bay, séisme Loma Prieta, Nord de la Californie, 17 octobre 1989.....	22
Figure 1.2: Pont de Nishinomiya, séisme de Kobe, Japan, 17 Janvier 1995.....	22
Figure 1.3 : Pont de Shih-Wuidans, séisme de Taiwan, le 21 Septembre 1999 .....	23
Figure 1.4: Affaissement et rotation de la culée .....	23
Figure 1.5: Affaissement et rotation de la culée du pont de Rio Banano, Séisme de Costa Rica 1990.....	24
Figure 1.6 : Endommagement de la culée, Séisme de Northridge, California, 18 Janvier1994.....	24
Figure 1.7: Rupture de la pile du pont de Wu-Hsi par cisaillement, Séisme de Chi-Chi, Taiwan, 21 Septembre 1999 .....	25
Figure 1.8 : Rupture de la pile du pont de Hanshin Express way par cisaillement, Séisme de Kobe, Japon, 17 Janvier 1995 .....	25
Figure 1.9: Rupture fragile sous l'effet des efforts de flexion des piles du pont Mission Gothic, Séisme de Northridge, Californie, 18 Janvier 1994.....	26
Figure 1.10 : Apparition de rotules plastiques aux niveaux des colonnes du pont de Bull Creek Canyon Channel, Séisme de Northridge, Californie, 18 Janvier1994 .....	26
Figure 1.11: Défaillance du joint de dilatation du pont d'Interstate 10/405 interchange Los Angeles, Californie, séisme de Northridge, 17 Janvier1994 .....	27
Figure 1.12 : Endommagement du joint de dilatation.....	27
Figure 1.13: Endommagement des appuis du pont de Jyi-Lu, séisme de Chi-Chi, Taiwan, 21 Septembre 1999.....	28
Figure 1.14: Rupture des pieux après le séisme de Loma Prieta, Californie, 17 Octobre1989 .....	29
Figure 1.15: Cisaillement du pieu après le séisme de Kobe en Japon, 17 Janvier 1995 .....	29
Figure 1.16 : Exemples de liquéfaction du sol autour des fondations.....	30
Figure 1.17 : Représentation schématique des méthodes d'évaluation déterministes et probabilistes [10].....	31
Figure 1.18: Organigramme des méthodologies du développement des courbes de vulnérabilité [55].....	45
Figure 2.1 : Illustration des méthodes FORM et SORM [79] .....	55
Figure 2.2: Illustration de la simulation de Monte Carlo .....	59
Figure 3.1: Conversion de la courbe Pushover vers un spectre de capacité [338].....	116
Figure 3.2: Représentation probabiliste de la capacité et le spectre de demande [340]....	117
Figure 3.3 : Représentation schématique de la procédure NTHA utilisée pour développer des courbes de fragilité.....	120
Figure 3.4 : Histogramme des valeurs de PGA pour les accélérogrammes sélectionnés..	131
Figure 3.5 : Spectre de réponse et écart type moyens pour les trois cas de probabilité de séismes.....	131

Figure 3.6: Poutres en « I » de type AASHTO .....	132
Figure 3.7: Pont à poutres en béton à travée unique .....	134
Figure 3.8: Pont à poutres en béton à multi travées continues .....	134
Figure 3.9: Pont en béton à poutres à multi travées isostatiques .....	135
Figure 3.10 : Dimensions et ferrailage de la colonne et le chevêtre .....	136
Figure 3.11: Modèle tridimensionnel du pont en béton à poutres à travée unique .....	136
Figure 3.12 : Modèle tridimensionnel du pont en béton à poutres à multi travées continues .....	137
Figure 3.13 : Modèle tridimensionnel du pont en béton à poutres à multi travées isostatiques .....	137
Figure 3.14: Composants d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	138
Figure 3.15: Configuration typique d'une pile à multi-colonnes en béton armé .....	140
Figure 3.16: Discrétisation représentative d'une pile a multi-colonnes en béton armé ....	141
Figure 3.17: Discrétisation de la section transversale des colonnes en fibres .....	142
Figure 3.18: Discrétisation de la section transversale de chevêtre en fibres .....	142
Figure 3.19: Disposition et modèle de fondation sur pieux.....	144
Figure 3.20: Courbes de contrainte-déformation du béton confiné et non confiné .....	146
Figure 3.21 : Modèle élasto-plastique simplifié .....	147
Figure 3.22 : Courbe de comportement cyclique type des barres en aciers .....	147
Figure 3.23 : Courbe contrainte-déformation typique de l'acier .....	148
Figure 4.1: Réponses sismique des modèles du pont à poutres en béton à travée unique.	156
Figure 4.2: Réponses sismique des modèles du pont à poutres en béton à multi travées continues .....	156
Figure 4.3: Réponses sismique des modèles du pont à poutres en béton à multi travées isostatique .....	157
Figure 4.4: Illustration d'un PSDM typique.....	159
Figure 4.5: Modèles probabilistes de la demande sismique des composants de pont à poutres en béton à travée unique .....	160
Figure 4.6: Modèles probabilistes de la demande sismique des composants de pont à poutres en béton à multi travées continues .....	160
Figure 4.7: Modèles probabilistes de la demande sismique des composants de pont à poutres en béton à multi travées isostatiques .....	161
Figure 4.8: Courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à travée unique pour les quatre états limites d'endommagement.....	169
Figure 4.9: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des composants du pont à poutres en béton à travée unique pour les quatre états limites d'endommagement	170
Figure 4.10: Courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à multi travées continues pour les quatre états limites d'endommagement .....	171
Figure 4.11: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des composants du pont à poutres en béton à multi travées continues pour les quatre états limites d'endommagement .....	172
Figure 4.12: Courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à multi travées isostatiques pour les quatre états limites d'endommagement .....	173

Figure 4.13: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des composants du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques pour les quatre états limites d'endommagement .....	174
Figure 4.14: Courbes de fragilité de système de pont à poutres en béton à travée unique pour les quatre états limites d'endommagement.....	176
Figure 4.15: Courbes de fragilité de système de pont à poutres en béton à multi travées continues pour les quatre états limites d'endommagement .....	177
Figure 4.16: Courbes de fragilité de système de pont à poutres en béton à multi travées isostatiques pour les quatre états limites d'endommagement.....	177
Figure 4.17: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des trois classes des ponts pour les quatre états limites d'endommagement .....	179
Figure 4.18: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité obtenues du pont à travée unique avec les autres méthodes.....	182
Figure 4.19: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité obtenues du pont à multi travées continues avec les autres méthodes.....	182
Figure 4.20: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité obtenues du pont à multi travées isostatique avec les autres méthodes .....	183
Figure 5.1: Vue tridimensionnelle des modèles des ponts .....	189
Figure 5.2: Comparaison des périodes fondamentales des deux modèles de piles.....	189
Figure 5.3: Spectre de réponse des 40 accélérogrammes sélectionnés avec un taux d'amortissement de 5% .....	191
Figure 5.4 : Histogramme de ratio des déplacements de la pile des modèles à pile à colonnes multiples dans les directions longitudinale et transversale attribuables aux 40 accélérogrammes.....	193
Figure 5.5 : Histogramme de ratio des déplacements de la pile des modèles à pile voile dans les directions longitudinale et transversale attribuables aux 40 accélérogrammes ...	194
Figure 5.6 : Modèles probabilistes de la demande sismique des modèles de pont à pile à colonnes multiples dans les directions longitudinale et transversale .....	196
Figure 5.7 : Modèles probabilistes de la demande sismique des modèles de pont à pile voile dans les directions longitudinale et transversale .....	197
Figure 5.8 : Courbes de fragilité sismique pour les modèles de pont à pile à colonnes multiples dans les directions longitudinale et transversale.....	200
Figure 5.9: Courbes de fragilité sismique pour les modèles de pont à pile voile dans les directions longitudinale et transversale .....	201
Figure 5.10: Courbes de fragilité sismique pour l'ensemble des modèles de ponts dans la direction longitudinale pour les quatre états limites d'endommagement .....	203
Figure 5.11: Courbes de fragilité sismique pour l'ensemble des modèles de pont dans la direction transversale pour les quatre états limites d'endommagement .....	203
Figure 5.12: Comparaison des valeurs médianes de PGA pour les modèles de ponts à pile à colonnes multiples dans les deux directions .....	204
Figure 5.13: Comparaison des valeurs médianes de PGA pour les modèles de pont à pile voile dans les deux directions .....	204

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Forme générale de la matrice de probabilité de dommage dans l'ATC-13 ....	36
Tableau 1.2 Comparaison des différentes approches d'élaboration des courbes de fragilité .....	47
Tableau 2.1: Avantages et Inconvénients de l'approche analytique .....	65
Tableau 3.1: Caractéristiques statistiques des accélérogrammes sélectionnés .....	130
Tableau 3.2: Dimensions des sections des poutres AASHTO.....	132
Tableau 3.3: Propriétés géométriques des modèles .....	133
Tableau 3.4: Calcul des raideurs des appareils d'appuis .....	139
Tableau 3.5: valeurs des raideurs des fondations.....	145
Tableau 3.6: Propriétés des matériaux (Béton – Acier) .....	148
Tableau 3.7: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à travée unique – Modèle 01 .....	149
Tableau 3.8 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à travée unique – Modèle 02 .....	149
Tableau 3.9: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à travée unique –Modèle 03 .....	150
Tableau 3.10: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées continues – Modèle 04 .....	150
Tableau 3.11 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées continues – Modèle 05 .....	151
Tableau 3.12: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées continues – Modèle 06 .....	151
Tableau 3.13 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques – Modèle 07 .....	152
Tableau 3.14 :Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques – Modèle 08.....	152
Tableau 3.15: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques – Modèle 09.....	152
Tableau 4.1: Abréviations des réponses des composants du pont .....	155
Tableau 4.2: PSDM des composants de pont à poutres en béton à travée unique .....	162
Tableau 4.3: PSDM des composants de Pont à poutres en béton à multi travées continues .....	162
Tableau 4.4: PSDM des composants de Pont à poutres en béton à multi travées.....	162
Tableau 4.5: États limites pour les composants de pont [384] .....	164
Tableau 4.6: Valeurs des Médianes et dispersions pour les états limites des composants de pont.....	166
Tableau 4.7: Paramètres de fragilité pour les états limites des composants du pont à poutres en béton à travée unique .....	168
Tableau 4.8: Paramètres de fragilité pour les états limites des composants du pont à poutres en béton à multi travées continues .....	170

Tableau 4.9: Paramètres de fragilité pour les états limites des composants du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques .....	172
Tableau 4.10: Valeurs médianes des bornes supérieure et inférieure des courbes de fragilité de système pour les trois types de ponts.....	175
Tableau 4.11: Comparaison des valeurs médianes obtenues par la méthode utilisée par rapport aux autres méthodes .....	181
Tableau 5.1: Propriétés géométriques des modèles de ponts. ....	187
Tableau 5.2: Propriétés géométriques et typologiques des piles .....	188
Tableau 5.3 : Caractéristiques statistiques des 40 accélérogrammes sélectionnés .....	190
Tableau 5.4 : Valeurs des déplacements maximaux obtenues.....	191
Tableau 5.5: PSDM des modèles de pont à pile à colonnes multiples .....	197
Tableau 5.6: PSDM des modèles de pont à pile voile.....	197
Tableau 5.7: Paramètres de fragilité pour les états limites des modèles du pont à pile à colonnes multiples.....	201
Tableau 5.8: Paramètres de fragilité pour les états limites des modèles du pont à pile voile. ....	201

LISTE DES SYMBOLES

- a : coefficient de régression
- A : la surface du bloc en élastomère
- b : coefficient de régression
- $\beta$  : indice de fiabilité
- $\beta_c$ : la dispersion ou l'écart-type log-normal de la capacité structurelle
- $\beta_D$ : l'écart-type logarithmique associé à la demande structurelle
- $\beta_{(DM/IM)}$  : l'écart type logarithmique
- C : capacité structurelle
- $d_{bl}$  : le diamètre des barres longitudinales
- $d_i$ : la réponse maximale de chaque composant en termes de déplacement
- D : demande sismique
- $D_f$  : le domaine de défaillance
- $E[I_{Df}]$  : l'espérance mathématique de l'indicateur de défaillance
- $E_x$  : composante du séisme dans la direction X
- $E_y$  : composante du séisme dans la direction Y
- $E_z$  : composante du séisme dans la direction Z
- $f_y$  : la limite élastique des barres longitudinales
- $\phi$  : la fonction de distribution normale standard
- $\Phi(-\beta)$  : la distribution cumulative de la variable normale standard
- G : le module de cisaillement de l'élastomère
- $G(Z)$  : la fonction de performance
- H : profondeur
- $I_{Df}$  : l'indicateur de défaillance
- IM : la mesure d'intensité sismique
- $IM_m$  : la valeur médiane de la mesure d'intensité sismique
- $K_x$  : La raideur de l'appareil d'appuis selon l'axe X
- $K_y$  : La raideur de l'appareil d'appuis selon l'axe Y
- $K_z$  : La raideur de l'appareil d'appuis selon l'axe Z
- $K_{\theta \text{ Rectangulaire}}$  : La raideur en rotation de forme rectangulaire de l'appareil d'appuis
- $K_{\theta \text{ Circulaire}}$  : La raideur en rotation de forme circulaire de l'appareil d'appuis
- $K_{\theta Z}$  : La raideur en rotation de l'appareil d'appuis autour de l'axe Z

$K_{hh,i}$  : la rigidité horizontale

$K_{vv,i}$  : la rigidité verticale du  $i^{\text{ème}}$  pieu

$K_{G,h}$  : la rigidité globale du groupe de pieux dans la direction horizontale

$K_{G,r}$  : la rigidité globale du groupe de pieux de rotation

L : Longueur des travées

$L_p$  : la longueur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion

LS : les états limites

m: Epaisseur du tablier

M : la magnitude

N : le nombre des enregistrements sismique considérés

N : le nombre de tirages aléatoires

Nf : le nombre de réalisations provoquant la défaillance

P : probabilité

$P_f$  : probabilité de défaillance

$P_z(z)$  : densité de probabilité conjointe

P1 : variabilité probabiliste faible

P2 : variabilité probabiliste élevée

R : la distance épacentrale

$R^2$  : coefficient de détermination

Sa : courbes d'accélération spectrale

Sc : la valeur de la médiane de la capacité structurelle

Sd : déplacement spectral

$S_D$  : la demande sismique en terme du paramètre de l'intensité sismique choisie

Te : l'épaisseur nominale totale d'élastomère

U : l'espace

$u^*$  : point de défaillance

V : vitesse des ondes

Vs: la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement

W : Largeur du tablier

$x_i$  : la distance par rapport au centre de gravité du groupe de pieux

X : variables aléatoires ou déterministes

$\zeta$  : l'intensité optimale

$Y_i$  : valeur d'accélération du début de dommage

$Y_c$  : valeur d'accélération de ruine

$Z$  : le vecteur des variables aléatoires de dimension  $n$

$Z_i$  : variable aléatoire

$z^{(k)}$  : sont les réalisations indépendantes simulées selon la distribution de la population correspondant à la fonction de densité de probabilité  $Pz(z)$

## INTRODUCTION

Les infrastructures routières jouent un rôle central dans le développement socio-économique des nations. Elles assurent la connectivité et la fluidité des échanges, ce qui en fait des éléments stratégiques pour le progrès et la résilience des sociétés modernes. Parmi ces infrastructures, les ponts constituent des composantes clés, non seulement en raison de leur rôle indispensable dans la continuité des réseaux de transport, mais aussi en raison de leur valeur économique et technique élevée.

À l'échelle mondiale, les ponts en béton dominent par leur diversité et leur adaptabilité, se classant en différentes catégories selon des critères tels que leur forme, leur géométrie et leur configuration structurelle. Cependant, ces ouvrages sont exposés à des risques naturels importants, notamment les séismes, qui représentent une menace majeure pour leur intégrité. Les tremblements de terre des dernières décennies ont révélé la vulnérabilité significative des ponts aux aléas sismiques, entraînant des perturbations graves des réseaux de transport, des retards dans les interventions d'urgence et des pertes économiques considérables pour les régions touchées.

Les dommages majeurs que les ponts en béton peuvent subir lors de séismes incluent les fissures structurelles, la perte d'appuis, le déplacement ou l'effondrement du tablier, la rupture fragile des piles et des colonnes, ainsi que des dégradations au niveau des culées et des fondations, souvent dues à des phénomènes tels que la liquéfaction du sol. Pour minimiser ces impacts, il est crucial de développer des outils d'évaluation précis pour anticiper et gérer les risques sismiques. L'évaluation de la vulnérabilité sismique, définie comme la probabilité qu'une structure subisse un niveau donné de dommages sous une intensité sismique spécifique, est essentielle dans ce contexte.

Deux approches principales sont utilisées pour analyser cette vulnérabilité : l'approche probabiliste, basée sur des données statistiques issues de séismes passés, et l'approche déterministe, axée sur la modélisation des performances structurelles attendues. Ces approches aboutissent à la représentation de la vulnérabilité sous forme de matrices de probabilité de dommage (DPM) ou de courbes de fragilité. Ces dernières, particulièrement

adaptées aux études continues et détaillées, jouent un rôle clé dans l'évaluation des risques sismiques.

Les courbes de fragilité, bien que majoritairement développées pour les bâtiments résidentiels, ont également été étendues à d'autres types de structures, notamment les ponts en béton. Elles permettent de relier les intensités sismiques aux niveaux de dommage probables, fournissant ainsi des outils pour planifier des mesures préventives et des interventions post-sismiques efficaces.

L'objectif principal de cette recherche est de développer des courbes de fragilité pour trois catégories courantes de ponts en béton : les ponts à poutres en béton à travée unique, à multi-travées continues et isostatiques. À travers une modélisation tridimensionnelle et une analyse temporelle non linéaire sous des accélérogrammes sismiques, cette étude vise à établir des relations probabilistes entre l'intensité sismique et les dommages induits pour chaque composant critique des ponts.

Cette thèse est structurée en cinq chapitres :

1. **Chapitre 1** : Introduction générale aux impacts des séismes sur les ponts, aux modes de défaillance structurelle, et aux approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Une comparaison des différentes approches est également présentée.
2. **Chapitre 2** : Synthèse bibliographique sur le développement des courbes de fragilité, avec un accent sur les méthodes analytiques et numériques utilisées pour évaluer la probabilité de défaillance. Ce chapitre examine également les effets spécifiques de divers paramètres structurels et géotechniques.
3. **Chapitre 3** : Description détaillée des stratégies de modélisation des ponts étudiés. Les configurations typiques des ponts sont intégrées dans une plateforme d'éléments finis, accompagnées d'analyses modales pour caractériser les comportements dynamiques.
4. **Chapitre 4** : Analyse temporelle non linéaire pour déterminer les réponses sismiques des composants critiques. Ces résultats sont utilisés pour développer des courbes de fragilité pour les trois types de ponts, suivies d'une comparaison avec des études antérieures.
5. **Chapitre 5** : Développement de courbes de fragilité spécifiques, tenant compte des paramètres géométriques et typologiques des ponts, tels que la hauteur et la

typologie des piles. Une analyse paramétrique est réalisée pour évaluer l'impact de ces facteurs sur la vulnérabilité sismique.

Les conclusions de cette recherche fournissent des recommandations pratiques pour renforcer la sécurité des ponts et orienter les futures études sur la vulnérabilité sismique.

## CHAPITRE 1 : REVUE DE LA LITTERATURE

### 1.1 Introduction

Les ponts sont des ouvrages essentiels dans la constitution des réseaux de transports terrestre d'une nation, ils servent à rassembler les communautés et à dynamiser la vie quotidienne en permettant la franchisse des obstacles et en facilitant la circulation des biens et des personnes entre les régions. Les premiers ponts apparaissent dans l'aire néolithique, ils se limitaient à des troncs d'arbres. Au fil des années, la construction des ponts a évolué au fur et à mesure avec l'évolution des matériaux utilisés. Aujourd'hui encore, on peut apercevoir une infinité de formes et de tailles des ponts. On peut par exemple distinguer les ponts à poutres, les ponts à haubans et les ponts suspendus.

Les ponts en service sont vulnérables face à certains risques naturels majeurs, tels que les tremblements de terre, qui induisent différents désordres de gravité très variable. Les retours d'expérience des séismes passés ont démontré que, le long des itinéraires routiers, les ponts jouent un rôle très important pour l'accès des secours à la zone endommagée. Par conséquent, il est indispensable de s'interroger sur le niveau de résistance de telles constructions vis-à-vis de cet aléa.

Au moment où les ponts ont été conçus et construits, les techniques de conception dans le domaine sismique étaient loin de leur état actuel. A cet effet, beaucoup de progrès ont été réalisés dans le domaine d'évaluation des risques et l'estimation de la vulnérabilité sismique d'un pont routier existant ou en cours de construction.

Ce chapitre introductif présente les effets des tremblements de terre sur les ponts ainsi que les endommagements et les modes de défaillance de chaque composant de ces ouvrages. Une description générale des approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique sera exposée dans ce chapitre suivi par une étude comparative, en présentant les avantages et les inconvénients de ces approches.

### 1.2 Effets des séismes sur les ponts

Les principaux composants d'un pont sont : le tablier, les appareils d'appuis, les culées, les piles et les fondations. Ces derniers peuvent subir différents degrés d'endommagement après un séisme. Les principaux désordres rapportés du retour d'expérience sismique sont donnés ci-après.

### 1.2.1 Échappement du tablier

L'échappement du tablier est un problème relativement lié à la faible largeur des appuis [1]. Il peut être causé soit par le déplacement relatif du tablier qui dépasse les largeurs d'appuis, soit par l'amplification des déplacements due aux effets du site tel que la liquéfaction du sol [2]. Ce phénomène peut se produire selon la direction longitudinale ou transversale et il concerne plus particulièrement les ponts à travées indépendantes. Les figures 1.1, 1.2 et 1.3 montrent des cas d'échappement du tablier à travers le monde.



Figure 1.1 : Pont Bay, séisme Loma Prieta, Nord de la Californie, 17 octobre 1989



Figure 1.2: Pont de Nishinomiya, séisme de Kobe, Japan, 17 Janvier 1995



Figure 1.3 : Pont de Shih-Wuidans, séisme de Taiwan, le 21 Septembre 1999

### 1.2.2 Rupture de la culée

Les types des défaillances qui peuvent se produire au niveau des culées varient d'un pont à un autre, et cela en fonction du type de la culée ou des propriétés du sol, en particulier si le sol est liquéfiable ou pas [1].

La rupture de la culée est causée soit par un soulèvement de la culée qui peut être induit par la pression longitudinale sous l'effet de l'accélération sismique, ou par la génération de pressions passives élevées qui induisent une augmentation supplémentaire des pressions latérales aux niveaux des points de contact entre le tablier et la culée [2].

De même les sols naturels ou les remblais insuffisamment compactés ont tendance à s'affaisser vers le pont et poussent la partie inférieure de la culée vers l'intérieur à cause du mouvement du sol. Ce déplacement est bloqué par le tablier en entraînant une rotation de la culée comme montré dans la figure 1.4 [2].

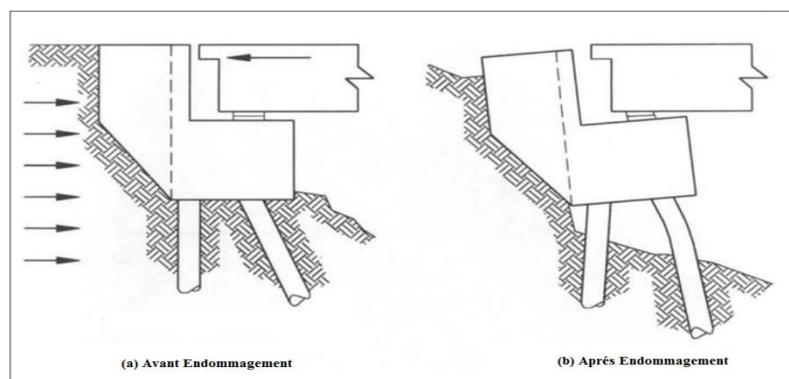


Figure 1.4: Affaissement et rotation de la culée

Les figures 1.5 et 1.6 représentent ci-après des exemples de rupture des culées de quelques ponts après les séismes de Costa Rica en 1990 et de Northridge (Californie) le 18 Janvier 1994 respectivement.



Figure 1.5: Affaissement et rotation de la culée du pont de Rio Banano, Séisme de Costa Rica 1990



Figure 1.6 : Endommagement de la culée, Séisme de Northridge, California, 18 Janvier 1994

### 1.2.3 Endommagement des piles

D'après les retours d'expérience sismique, les piles sont considérés comme les éléments les plus fragiles dans les ponts, vue leur comportement inélastique dans la plupart

des séismes de grande intensité. Deux modes de rupture fragile peuvent être distingués dans les piles sous l'effet d'un séisme :

#### 1.2.3.1 Rupture fragile par cisaillement des piles

Les piles relativement courtes sont particulièrement sensibles aux sollicitations de cisaillement en raison de leur grande rigidité qui leur fait reprendre des forces horizontales importantes [2].

De plus, leur faible élancement engendre un rapport défavorable des sollicitations efforts tranchants et moments qui conduit souvent à une rupture fragile par cisaillement [3] comme illustré dans les figures 1.7 et 1.8.



Figure 1.7: Rupture de la pile du pont de Wu-Hsi par cisaillement, Séisme de Chi-Chi, Taiwan, 21 Septembre 1999

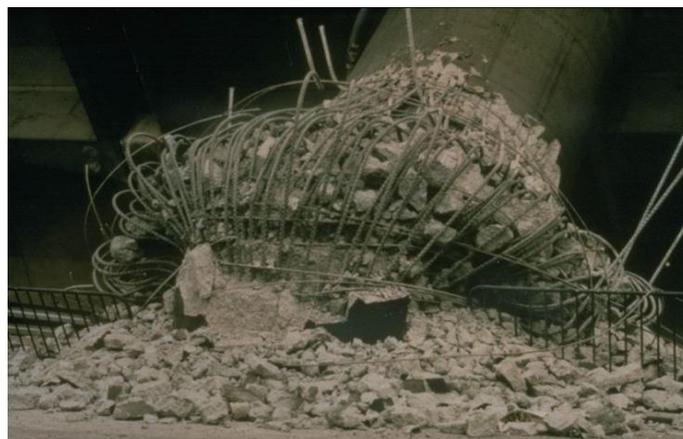


Figure 1.8 : Rupture de la pile du pont de Hanshin Express way par cisaillement, Séisme de Kobe, Japon, 17 Janvier 1995

### 1.2.3.2 Rupture fragile des piles sous l'effet des efforts de flexion

L'absence de ductilité dans le mécanisme de rupture en flexion est due à la zone de formation de rotule plastique inadéquate, qui peut se former dans un élément structural en entraînant des déformations capables de dissiper l'énergie sismique sous sollicitations alternées comme illustré dans les figures 1.9 et 1.10. Dans des conditions extrêmes, les piles deviennent incapables de supporter les charges sismiques [4].



Figure 1.9: Rupture fragile sous l'effet des efforts de flexion des piles du pont Mission Gothic, Séisme de Northridge, Californie, 18 Janvier 1994



Figure 1.10 : Apparition de rotules plastiques aux niveaux des colonnes du pont de Bull Creek Canyon Channel, Séisme de Northridge, Californie, 18 Janvier 1994

#### 1.2.4 Endommagement des joints de dilatation

Ce type de joints se trouve soit entre deux travées indépendantes ou bien entre l'extrémité du tablier et la culée, ils sont généralement placés au niveau des coupures du tablier. Ainsi ils introduisent des irrégularités dans la superstructure et la fragilisent [5].

Sous l'effet sismique, des fissures diagonales peuvent se développer comme montré dans les figures 1.11 et 1.12. Elles correspondent à l'ouverture et à la fermeture des joints [2].



Figure 1.11: Défaillance du joint de dilatation du pont d'Interstate 10/405 interchange Los Angeles, Californie, séisme de Northridge, 17 Janvier 1994



(a) Séisme de Northridge,  
Californie, 18 Janvier 1994

(b) Séisme de Hyogo Ken Nanbu,  
Japon, 17 Janvier 1995

Figure 1.12 : Endommagement du joint de dilatation.

### 1.2.5 Endommagement des appuis

Les appuis jouent un rôle prépondérant dans le fonctionnement des ponts, ils assurent la liaison entre le tablier et les piles et transmettent toutes les charges verticales vers l'infrastructure. A ce titre, l'endommagement de ces éléments lors d'un tremblement de terre peut entraîner une redistribution des efforts internes qui peut surcharger soit la superstructure, soit l'infrastructure, soit les deux. L'effondrement est également possible lorsque les appuis sont détériorés comme illustré dans la figure 1.13 [1].



Figure 1.13: Endommagement des appuis du pont de Jyi-Lu, séisme de Chi-Chi, Taiwan, 21 Septembre 1999.

### 1.2.6 Endommagement des fondations

Lors d'un séisme, les fondations des ponts interviennent dans la stabilité de ces structures en absorbant presque toute l'énergie causée par les ondes sismiques. Cela peut produire une augmentation des sollicitations dues à la réduction de la capacité portante du sol [6].

Étant donné qu'il est plus probable que les piles subissent des dégâts à cause de leurs conceptions inadéquates, les actions transmises aux fondations sont limitées par la capacité des piles [7]. D'après [7], les paramètres les plus prépondérants qui peuvent endommager les fondations sont :

- La résistance à la flexion de la fondation, principalement causée par la faiblesse du ferrailage de la partie supérieure.
- La résistance de la fondation au cisaillement.
- La résistance des joints au cisaillement.
- L'ancrage inadéquat du ferrailage longitudinal des piles.
- La connexion inadéquate entre les piles de tension et les fondations.

Les figures 1.14 et 1.15 montrent des exemples de défaillance des pieux soutenant des ponts. Ils ont été observés après les tremblements de terre de Loma Prieta en 1989 et de Kobe en 1995.



Figure 1.14: Rupture des pieux après le séisme de Loma Prieta, Californie, 17 Octobre 1989



Figure 1.15: Cisaillement du pieu après le séisme de Kobe en Japon, 17 Janvier 1995

De même les défaillances des fondations sont associées à l'étalement latéral induit par la liquéfaction du sol, considérée comme la plus grande cause d'effondrement des ponts. Ce problème est critique pour les ponts à travées simples [1]. Dans la figure 1.16 on peut apercevoir des exemples de liquéfaction du sol autour des piles.



(a) Pont de Sabdou après le séisme de Boumerdes, Zammouri, 21 Mai 2003

Figure 1.16 : Exemples de liquéfaction du sol autour des fondations

### 1.3 Evaluation de la vulnérabilité sismique

L'identification de la vulnérabilité sismique consiste à évaluer le degré de dommage moyen sur une structure, sous l'effet d'un certain mouvement sismique. Savoir évaluer la vulnérabilité d'une structure existante en cas de séismes majeurs est une étape indispensable afin d'appréhender correctement la gestion du risque sismique et la politique de prévention.

Plusieurs techniques d'évaluation ont été proposées au cours des dernières décennies, allant des inspections physiques jusqu'à la dérivation régionale des fonctions probabilistes de vulnérabilité. Ces relations de vulnérabilité sont fondées sur des probabilités qui dépendent essentiellement de la structure étudiée, la région d'implantation et les caractéristiques des mouvements utilisés [8].

Ces techniques d'évaluation peuvent être classées en deux catégories : les méthodes empiriques qui sont basées sur l'observation et l'expertise des dommages et les méthodes analytiques qui s'effectuent par une évaluation structurelle selon des procédures analytiques.

Le processus de détermination de la vulnérabilité sismique se base principalement sur l'une des deux approches à savoir l'approche probabiliste ou l'approche déterministe. L'approche probabiliste est basée sur les statistiques des dégâts causés par les anciens séismes. Alors que l'approche déterministe est utilisée pour traiter des unités structurelles simples [9], et se réfère à l'évaluation de la performance attendue des structures sur la base des spécifications de calcul et de conception.

La figure 1.17 regroupe les approches dans un graphe [10], où les méthodes basées sur des évaluations déterministes sont représentées par les lignes [D], tandis que [P1] et [P2] représentent les différents niveaux de variabilité.

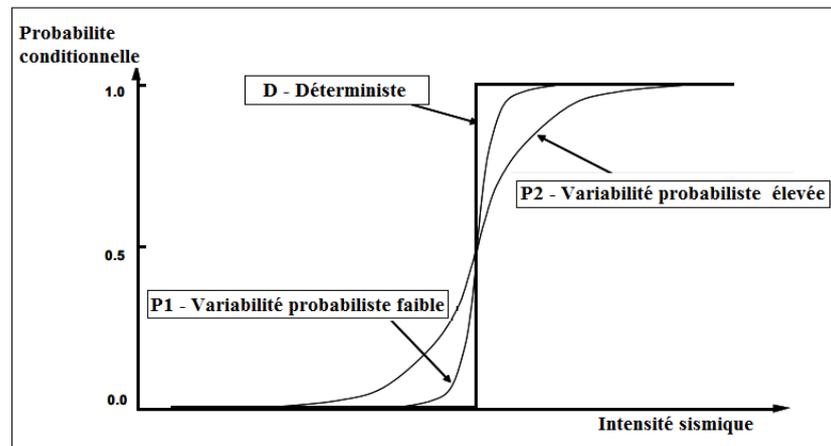


Figure 1.17 : Représentation schématique des méthodes d'évaluation déterministes et probabilistes [10]

La vulnérabilité sismique est généralement représentée sous forme de matrice de probabilité de dommages (MPD) ou sous forme de courbes de vulnérabilité ou de fragilité. Alors que la MPD décrit une relation discrète entre la probabilité d'occurrence des dommages et l'intensité du mouvement sismique, les courbes de fragilité décrivent cette relation de manière continue. Les deux approches sont détaillées ci-après.

### 1.3.1 Approche déterministe

L'avantage des méthodes numériques dans l'évaluation de la vulnérabilité réside dans le fait de pouvoir modéliser le comportement des structures d'une manière multi variée et la rapprocher le plus possible aux conditions réelles. Les modèles de vulnérabilité sont basés sur une analyse numérique détaillée (linéaire, non linéaire, statique, dynamique) d'une structure donnée. La réponse appropriée de la structure permet d'évaluer le degré de dommage et les coûts de réparation.

Les procédures d'analyse suivantes sont utilisées comme base pour l'évaluation de la vulnérabilité: analyse linéaire utilisant une courbe de réponse spectrale; analyse temporelle linéaire; analyse statique non linéaire « Push-over » contrôle de la force et du déplacement contrôlé; analyse temporelle non linéaire.

Le degré de dommage attendu et les pertes possibles sont estimés sur la base des résultats de calcul selon des différentes procédures telles que : le type et la quantité des dommages dans les éléments structurels et le changement des paramètres dynamiques d'une structure. Toutes ces procédures ont des possibilités différentes et une approche différente du comportement réel d'une structure.

Le but des méthodes déterministes est de définir un niveau de dommage moyen en fonction du niveau de l'agression sismique (en intensité ou en accélération). La fonction d'endommagement (ou courbe de vulnérabilité déterministe) est généralement définie par deux bornes limites d'agression sismique : la première donne le niveau d'agression correspondant à l'apparition des premiers dommages (la fissuration); la deuxième correspond à la destruction totale de la structure (la ruine). Pour des niveaux intermédiaires d'agression, le dommage moyen s'exprime en supposant un comportement linéaire de la fonction d'endommagement entre les deux bornes limites. Evidemment, cette fonction d'endommagement doit être représentative des caractéristiques structurales de chaque famille de construction, d'où la nécessité d'introduire là encore la notion de typologie, [11].

Différentes approches déterministes ont été développées à travers le monde, parmi lesquelles nous citons la méthode du GNDT italien [12], [13] ; qui a été établie pour les bâtiments en maçonnerie et en béton armé. Cette dernière a donc défini des courbes qui donnent le dommage moyen en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA).

Le dommage moyen est nul jusqu'à la valeur d'accélération du début de dommage  $y_i$  et vaut 1 pour l'accélération de ruine  $y_c$ . Entre ces 2 valeurs, l'évolution est linéaire en fonction de l'accélération. Ces valeurs des accélérations  $y_i$  et  $y_c$  dépendent de l'indice de vulnérabilité calculé [11].

De même, Une méthode d'estimation de la vulnérabilité a été développée en Europe dans le cadre du projet RISK-UE ; [14], [15] ; qui consiste à traiter la vulnérabilité sismique de 7 grandes villes européennes de façon à permettre l'émergence d'une typologie commune plus détaillée que celle de l'EMS98 et des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

Une méthode utilisée pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments courants a donc été développée par l'équipe de l'université de Gènes, partenaire du projet. Elle repose sur l'évaluation d'un indice de vulnérabilité pour un bâtiment donné. Cet indice est en

fonction de la typologie constructive ainsi que de différents facteurs susceptibles de modifier son comportement. A partir de cet indice, il est possible de définir en fonction de l'intensité macrosismique EMS98 des courbes de vulnérabilité et de fragilité qui permettent d'évaluer la répartition des probabilités de dommages sur un bâtiment.

Des gros efforts ont été effectués afin d'inclure les études les plus récentes d'estimation des pertes dans un outil de risque sismique pour les États-Unis. Cet outil s'appelle HAZUS [16]; et peut être considéré comme une méthode déterministe (prédictive) d'estimation des pertes basée sur des performances et des procédures récentes pour la conception des nouvelles structures et pour la modernisation des structures existantes.

Pour toute structure individuelle, ces procédures permettent de définir des niveaux de sismicité du sol qui correspondent à un état de dommage post-sismique, qui varie de l'état initial à l'effondrement complet. L'utilisation de telles procédures est aussi applicable à l'évaluation qu'à la conception : c'est-à-dire qu'elles peuvent être utilisées pour évaluer l'état probable d'un bâtiment existant après un mouvement sismique donné ainsi que pour concevoir de nouveaux bâtiments (ou renforcer des bâtiments existants).

Le principe de HAZUS est un processus de développement de courbes de vulnérabilité ou de fragilité des structures pour estimer les pertes dues aux secousses sismiques. Il a été utilisé pour définir les pertes probables pour différents types de bâtiments situés aux États-Unis. Au total, il définit 36 classes différentes de bâtiments ainsi que de nombreuses autres structures, distinguées selon l'âge, la hauteur et le niveau de résistance sismique prévu. Pour chaque classe de bâtiment, un ensemble de paramètres définit la courbe de capacité sismique moyenne attendue. Cette courbe, ainsi que d'autres paramètres, définissent la réponse sismique en termes de déplacement pour chaque mouvement du sol donné, et représentent la distribution des pertes attendues pour une population typique de chaque classe de bâtiments [17].

Dans cette méthode (HAZUS), l'état d'endommagement d'un bâtiment est défini comme étant le rapport de déformation inter-étage au niveau le plus déformé du bâtiment. Cinq états d'endommagement ont été définis (aucun, léger, modéré, extensif et complet) avec des descriptions détaillées de l'état d'endommagement qui correspond à chaque état pour chaque classe [16]. Pour un bâtiment unique, et pour chaque mouvement sismique donné, la déformation inter-étage est dérivée du déplacement spectral du bâtiment. Ce

déplacement spectral, appelé point de performance du bâtiment, est défini par l'interaction de la demande sur le bâtiment créée par le mouvement sismique du sol, et la capacité du bâtiment en termes de courbe de réponse ou de capacité, qui est dérivée de la réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté en tenant compte de la dégradation du bâtiment au fur et à mesure de la progression des secousses.

La demande et la capacité sont définies par des courbes d'accélération spectrale «  $S_a$  » et de déplacement spectral «  $S_d$  », et le point de performance ( $S_a$ ,  $S_d$ ) est considéré comme étant l'intersection de ces deux courbes. Ce point de performance est utilisé en conjonction avec des courbes de fragilité afin d'évaluer le pourcentage de dommages.

La courbe de capacité (appelée également courbe push-over) est un tracé de la résistance à la charge latérale d'une structure en fonction d'un déplacement latéral caractéristique (c'est-à-dire un tracé de déviation de la force). Les courbes de capacité du bâtiment sont développées à partir d'une analyse statique non linéaire (push-over) du bâtiment qui se conforme essentiellement aux méthodes des directives NEHRP (ou ATC-40).

Enfin, la distribution des dommages est obtenue au moyen de la réponse spectrale du bâtiment au point de performance de la classe du bâtiment utilisée conjointement avec un ensemble de quatre courbes de fragilité pour cette classe, qui estiment la probabilité de défaillance du bâtiment pour chacun des quatre états d'endommagement après une secousse sismique à un niveau de réponse spectrale donné. Chacune de ces courbes est supposée être de forme log-normale et est définie par deux paramètres : une valeur médiane et un coefficient de variation. La plupart des bâtiments utilisent le déplacement spectral comme réponse spectrale, mais certaines catégories d'installations et certains éléments et équipements du bâtiment sont considérés comme étant endommagés par l'accélération spectrale plutôt que par le déplacement spectral [17].

### 1.3.2 Approche probabiliste

Afin d'évaluer le risque sismique associé aux différents types de structures, de nombreuses courbes de fragilité ont été établies par des agences gouvernementales et des instituts de recherche du monde entier.

Cette méthode probabiliste a été utilisée dans l'évaluation de la vulnérabilité des installations nucléaires à la fin des années 70 et au début des années 80, par la suite elle s'est étendue à d'autres domaines de l'ingénierie structurelle.

Ces méthodes de génération des courbes de fragilité sismique diffèrent par leur complexité, leur précision et leur objectif. Le choix de la méthode pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique dépendra de la qualité et de la quantité de données disponibles ainsi que de l'objectif visé, qui peut être d'estimer la vulnérabilité sismique d'une structure. Dans ce qui suit, les différents types de courbes générées suivant des méthodologies différentes sont décrits dans l'ordre selon leur degré de difficulté en termes de temps de calcul, ainsi nous distinguons :

- Les courbes de fragilité basées sur l'opinion d'experts.
- Les courbes empiriques, basées sur les données observées sur les dégâts sismiques.
- Les courbes analytiques, basées sur des données de dommages simulées analytiquement.
- Les courbes expérimentales, basées sur des résultats des essais expérimentaux.
- Les courbes hybrides basées sur des combinaisons des courbes ci-dessus.

#### 1.3.2.1 Courbes de fragilité basées sur l'opinion d'experts

L'opinion des experts est l'une des plus anciennes méthodes utilisées pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique et l'estimation des pertes de dommages. Ces types de méthodes reposent sur l'expertise faite par des experts du domaine et sur leur aptitude à rapporter l'intensité sismique avec les dommages observés. Elles sont utiles en absence ou insuffisance des données fiables sur les dégâts et les pertes après les tremblements de terre.

Dans ce cas, les courbes de fragilité sont obtenues au moyen des avis des experts. Un comité d'experts contient des ingénieurs civils et ingénieurs en structures possédant une expérience confirmée dans le domaine du génie parasismique est réuni. Chaque expert est invité à fournir des estimations de la moyenne et l'écart type de la distribution des dommages des structures qui peuvent résulter en cas de survenue d'un séisme d'une intensité donnée.

Ces prédictions sont ajustées à l'aide des fonctions de distribution de probabilité afin de pouvoir déduire la probabilité d'un état de dommage spécifié et les tracer en fonction des niveaux d'intensité sismique correspondants. De cette manière, un ensemble des courbes de fragilité et des limites d'incertitude associées sont dérivées. Ces courbes sont subjectives et peuvent être très variables suivant l'expérience des experts et le niveau de rigueur utilisé lors des enquêtes.

L'une des premières tentatives à estimer la vulnérabilité sismique des structures suivant cette procédure est issue d'un projet mené par l'Applied Technology Council (ATC), résumée dans un rapport (ATC - 13) financé par la Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Ce rapport a été développé pour l'estimation des dommages sismiques des installations en Californie, pour cela un comité de plus de 70 experts en génie parasismique a été réuni dont seulement 5 d'entre eux ont été expérimentés dans les ponts. Ces experts ont été chargés de répondre à des questionnaires conçus pour envisager la probabilité d'endommagement des ponts par des intensités sismique suivant l'échelle MMI (Modified-Mercalli Intensity), et les affecté à l'un des sept états de dommages. Ces questionnaires ont été préparés seulement pour deux classes des ponts en fonction de leur longueur totale. Par la suite, Les résultats de ces investigations ont été compilés et rapportés dans une matrice de probabilité de dommage des ponts, qui a été utilisé pour générer des courbes de fragilité. Le tableau 1.1 ci-dessous montre la forme générale de cette matrice définie dans le rapport ATC-13 [18].

Tableau 1.1: Forme générale de la matrice de probabilité de dommage dans l'ATC-13

Damage State	Damage Factor Range (%)	Central Factor Range (%)	Probability of Damage in Percent by MMI and Damage State						
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1. NON	0	0	95	49	30	14	3	1	0,4
2. SLIGHT	0-1	0,5	3	38	40	30	10	3	0,6
3. LIGHT	1-10	5	1,5	8	16	24	30	10	1
4. MODERATE	10-30	20	0,4	2	8	16	26	30	3
5. HEAVY	30-60	45	0,1	1,5	3	10	18	30	18
6. MAJOR	60-100	80	-	1	2	4	10	18	39
7. DESTROYED	100	100	-	0,5	1	2	3	10	38

Avec :

1. NONE: Pas de dommages.
2. SLIGHT: Dommages mineurs localisés limités ne nécessitant pas de réparation.
3. LIGHT: Dommages localisés importants de certains composants généralement ne nécessitant pas de réparation
4. MODERATE: Dommages localisés importants de nombreux composants nécessitant une réparation.
5. HEAVY: Dommages importants nécessitant des réparations majeures.

6. MAJOR : Dommages importants et étendus pouvant entraîner le rasage, la démolition ou la réparation de l'installation.
7. DESTROYED: Destruction totale de la majorité de l'installation.

En raison de différentes causes telles que la dépendance de cette méthode à l'expérience individuelle des experts interrogés, la subjectivité des avis des experts, le caractère aléatoire de l'intensité sismique, l'incertitude de la réponse structurelle et l'étendue des classes de ponts rendent la fiabilité de cette méthode incertaine.

D'autres tentatives pour développer des approches d'estimation de la vulnérabilité se basant sur le jugement des experts ont abouties telles que celles développées par NIBS (National Institute of Building Science) et financé aussi par la FEMA. Le résultat est un programme interactif nommé HAZUS pour l'évaluation des risques, sa première version a été réalisée en 1997, puis mis à jour plusieurs fois. Il se base sur les technologies des systèmes d'information géographique (SIG) pour estimer les dégâts et les pertes que peuvent survenir suite à des tremblements de terre. Ce logiciel permet d'évaluer non seulement le risque sismique, mais aussi d'autres risques naturels.

#### 1.3.2.2 Courbes de vulnérabilité empiriques

Cette approche est basée principalement sur l'observation réelle des dommages structurels après un séisme (post-tremblement de terre) ou à partir de retours d'expériences sismiques sur avis d'experts dans le domaine. Après une analyse statistique de ces dommages, des courbes de vulnérabilité empiriques sont développées pour obtenir des informations sur la vulnérabilité des structures.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique pour calculer ces courbes empiriques est basée sur deux approches ; a) méthode de matrice de probabilité des dommages et b) méthode de l'indice de vulnérabilité,[8].

La méthode de matrice de probabilité des dommages a été formulée dans [19] après le tremblement de terre de San Fernando, où ils ont compilé les données observées sur site d'environ 1600 constructions de différents types. Ces données observées sont par la suite utilisées pour générer les matrices de dommage qui contiennent des informations sur le nombre des structures dans chaque site qui avait subi un niveau de dégâts pour une intensité sismique mesurée. Ces matrices de dommages sont ensuite utilisées pour générer des courbes de vulnérabilité.

De même, la méthode de l'indice de vulnérabilité repose sur des données d'enquête qui évaluent les dégâts causés par de multiples séismes. Au début, des composants structurels qui ont le plus d'impact sur la vulnérabilité sismique des structures sont définis. Une pondération est attribuée pour chaque composant selon son importance. Enfin, un indice de vulnérabilité se calcule suivant des équations prédéfinies dans plusieurs recherches.

Un certain nombre de chercheurs a présenté des méthodologies et développé des courbes de fragilité empiriques en utilisant les données disponibles provenant des séismes récents tels que donnés dans [20], [21], [22], [23], [24], [25] et [26].

Dans [27] des courbes de fragilité empiriques ont été développés à partir des dommages liés aux ponts, résultants du séisme de Northridge (1994, Californie), en utilisant une analyse de régression pour tenir compte des incertitudes des données relatives aux dommages, et ajuster les courbes à ces données.

D'une autre part, dans [28] une méthode de probabilité nommée « Likelihood Method » a été utilisée afin de dériver les paramètres d'une distribution log-normale des courbes de vulnérabilité générées à partir des observations des dommages causés aux ponts lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

De même, dans [29] des courbes de vulnérabilité empiriques ont été développés à la base des dégâts constatés sur les ponts d'autoroute au Japon, causés par le séisme de Kobe en 1995.

Ces méthodes, dont leur approche est assez similaire, consistent à regrouper les dommages observés dans des intervalles d'intensité sismique ou des accélérations maximales du sol, et à attribuer des probabilités aux différents niveaux de dommage. Celles-ci sont souvent appelées matrices de probabilité de dommages [30].

Bien que cette approche soit relativement simple, elle présente des inconvénients et des limitations. D'une part, les données d'enquête sur les dommages après le séisme sont subjectives en raison d'absence des données suffisantes sur les dommages pour les différents types de ponts. D'une autre part, l'insuffisance des informations sur la répartition des dommages sur le pont pendant le séisme pose un autre problème, outre le manque de données sur les dommages liés aux ponts en état d'effondrement.

Par conséquent, il est difficile d'obtenir un nombre adéquat de ponts appartenant à une classe de ponts et se trouvant dans un état de dommage particulier [30]. Ainsi, il est

souvent nécessaire de regrouper les classes pour obtenir suffisamment de ponts dans un état de dommage donné, bien qu'il soit difficile d'obtenir des résultats statistiquement significatifs [31].

En revanche, l'élaboration des courbes de vulnérabilité empiriques pour l'estimation des dommages aux ponts est délicate à cause de l'incohérence et la divergence des définitions des états des dommages liés aux ponts entre les différentes équipes d'inspection [30]. Lors des inspections sur terrain après des tremblements de terre, l'évaluation des dommages aux ponts varie d'un inspecteur à un autre en fonction de son expérience et de ses conditions matérielles au cours de la période d'inspection [32]. Ce qui produit des écarts larges entre les niveaux de dommages attribués par les inspecteurs, d'où l'impossibilité d'obtention des résultats précis et la diminution de l'utilité des courbes de vulnérabilité empiriques.

Cependant, l'efficacité de cette méthode est également limitée par le nombre de structures qui peuvent être examinées, et elle ne prend pas en compte certains paramètres structuraux ou encore la variation de mouvement du sol en raison de la limitation des données.

Malgré toutes ces contraintes, la méthode des courbes de vulnérabilité est considérée comme l'outil le plus approprié pour caractériser la performance sismique d'un ensemble de structures similaires dans les zones sensibles au risque sismique où les données d'intensité du séisme pour chaque structure et les données de dommages structurels correspondants peuvent être collectées et statistiquement converties en courbes de vulnérabilité, malgré que ce processus nécessite généralement un grand nombre de données pour des estimations fiables.

### 1.3.2.3 Courbes de vulnérabilité analytiques

Lorsqu'il n'est pas possible d'obtenir suffisamment d'observations réelles de dommages structuraux ou de données historiques de séismes, ou aucun avis d'expert n'est disponible, il est nécessaire de développer les courbes de fragilité à l'aide d'une approche analytique [33]. Dans cette approche, des modèles analytiques des structures sont établis et des accélérogrammes avec différents niveaux d'intensité sont pris en compte pour la simulation sismique des dommages en effectuant de nombreuses analyses. Les résultats des analyses servent à développer des courbes de vulnérabilité analytique en déterminant la

probabilité de dépasser un état limite de dommage spécifié sous une intensité sismique donnée.

Ce type d'analyse nécessite généralement quatre principales étapes:

- (a) Détermination de l'excitation sismique à considérer et identification d'un paramètre d'intensité sismique approprié, pour une sélection adéquate des accélérogrammes.
- (b) Choix et Modélisation de la structure pour calculer sa réponse, en tenant compte des incertitudes dans ses propriétés mécaniques (type des matériaux, conditions de chargement, conditions aux limites,... etc.)
- (c) Identification des points d'états limites de la structure.
- (d) Génération des courbes de vulnérabilité à partir de la réponse sismique et de la capacité de la structure.

Ces courbes de vulnérabilité analytiques sont élaborées par la mise en commun des méthodes d'évaluation de probabilité de défaillance des points discrets et/ou associées à des approches de régression pour obtenir une courbe continue en se basant sur l'hypothèse d'une loi de probabilité. Généralement, une loi de distribution log-normale cumulative à deux paramètres est utilisée pour définir cette probabilité de défaillance.

De nombreux chercheurs ont développé des courbes de vulnérabilité analytique pour différents type de structures en utilisant diverses méthodologies. Les méthodologies qu'ils ont utilisées vont du simple au compliqué. Le chapitre suivant présente certaines de ces méthodologies.

#### 1.3.2.4 Courbes de vulnérabilité expérimentales

Avec l'apparition des tables vibrantes, nombreuses études expérimentales de fragilité des constructions ont été accomplies. Bien que le développement de courbes de vulnérabilité des ponts à l'aide de résultats expérimentaux reste peu fréquent. Étant donné que les expériences à grande échelle impliquant des modèles de ponts entiers ou des composants à grande échelle sont coûteuses, l'analyse de la vulnérabilité des ponts utilisant la réponse observée des tests sur table vibrante est très limitée.

En 2012, et sur la base des résultats expérimentaux de la table vibrante et des tests de charge cyclique sur les piles des ponts, Vosooghi et Saïidi ont établi des courbes de vulnérabilité expérimentales en développant une relation probabiliste entre les données expérimentales sur les dommages et les paramètres de réponse sismique sous la forme de

courbes de vulnérabilité. Les données expérimentales ont été obtenues à partir des résultats des tests de 32 colonnes de pont standards coulés sur place pour six paramètres de réponse (RS) à cinq états de dommages réparables (DS) [34].

Ces courbes de vulnérabilité expérimentales développées dans [34] ont été utilisées par Shoushtari, Saiidi et Itani pour prédire les états d'endommagement d'un modèle de pont pendant le test de la table vibrante [35].

En 2013, Banerjee et Chi ont développé des courbes de fragilité pour les ponts en utilisant les données de dommages obtenues à partir du test de table vibrante d'un pont à grandeur quasi réelle. Cependant, le manque de données adéquates à tous les dommages et la faible corrélation entre la géométrie et les propriétés structurelles limitent l'application des courbes de vulnérabilité expérimentales [36].

Kun et *al.* ont utilisées des données expérimentales obtenues grâce à une série de tests sur table vibrante, pour développer des courbes de vulnérabilité qui sert à l'évaluation du potentiel d'échappement des poutres d'un pont à trois travées et d'un système de pont-culée, y compris l'influence des mouvements du sol. Les excitations du sol ont été simulées à la base des spectres de conception pour différentes conditions du sol. Le Viaduc Newmarket à Auckland a été utilisé comme prototype [37].

Des courbes de fragilité de la tour (T3) du pont Carquinez en Californie (États-Unis) ont été développées à l'aide d'une base de données expérimentale obtenue à l'Université Reno du Nevada, et des données analytiques des réponses des simulations obtenues par le logiciel ADINA. Plus de 100 résultats des tests de table vibrante provenant d'études de plus de 20 modèles de pile de pont en béton armé (RC) menées à l'Université de Reno ont été utilisés. Ces données de test ont été calibrées pour la section transversale du pied de la tour et les courbes de vulnérabilité de la tour T3 ont été développées.

Ces courbes de vulnérabilité ont été préparées à travers cinq états d'endommagement jusqu'à la rupture finale. Et relie le rapport de dérivé maximal à la probabilité d'occurrence pour chaque état de dommage, pour inclusion dans l'évaluation rapide de la sécurité du pont de Carquinez [38].

A ce jour, très peu d'essais expérimentaux ont été réalisés sur l'analyse de vulnérabilité sismique des ponts à haubans. Une méthode pour dériver les courbes de vulnérabilité sismique d'un pont à haubans à multi-pylônes à l'aide des essais sur table vibrante a été proposée en chine par Yutao Pang [39].

Ces courbes de vulnérabilité expérimentales souffrent de nombreux inconvénients, tels que le manque de points d'échantillonnage pour tous les états de dommage, les définitions subjectives ou non vérifiables des états de dommage et le manque de corrélation avec la géométrie du pont et les propriétés structurelles. Cependant, elles ont été utiles pour fournir une forme de base pour la vulnérabilité des ponts routiers et motiver les travaux analytiques sur la vulnérabilité [40].

#### 1.3.2.5 Courbes de vulnérabilité Hybrides

Toutes les méthodes de génération de courbes de vulnérabilité citées préalablement ont leurs propres avantages et leurs inconvénients, tels que les données inadéquates de dommages réels des tremblements de terre, la subjectivité des données de jugement et des incertitudes et les lacunes de modélisation associées aux procédures analytiques. A cet effet, les chercheurs ont pensé à compenser ces inconvénients d'où l'apparition de l'idée de la méthode des courbes hybrides [41].

L'approche hybride de développement des courbes de fragilité utilise une combinaison d'au moins deux des quatre approches décrites auparavant pour dépasser leurs diverses limites [42]. Elle utilise par exemple des données analytiques et observationnelles, ou complétées par un jugement d'expert [43]. L'avantage principal de l'approche hybride est qu'elle tente à réduire l'effort calculé à partir de la modélisation analytique [44] et compense le manque des données d'observation pour les déficiences des modèles structurels et la subjectivité des données d'expertise [43].

Penelis et al. étaient les premiers à employer la méthode hybride de développement des courbes de vulnérabilité en combinant l'analyse dynamique inélastique et la base de données du séisme de Thessalonique (Grèce, 1978) en 1989 [45].

Par la suite, Kappos et al. [46], [44] ont développé et utilisé les courbes de vulnérabilité hybrides pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments en béton armé et en maçonnerie non renforcée en Grèce.

D'après Kappos et al. (2006), l'approche hybride est une méthode empirique et analytique calibrée, qui est menée en intégrant une méthode numérique pour résoudre une équation de modèle structurel numérique. Cette équation considère les composants analytiques et physiques d'un système structurel. En considérant à la fois les composants analytiques et physiques, l'effet séismique sur les structures (ex : les bâtiments et les ponts) peut être déterminé.

Cette méthode incorpore les données disponibles sur les dommages qui correspondent à la typologie de structure considérée et se combinent avec des statistiques des dommages analytiques obtenues à l'aide d'une analyse non linéaire de structures typiques [47].

En 2002, Tantala et Deodatis ont étudié l'évaluation de la fiabilité des immeubles de grande hauteur soumis à des charges sismiques. Leur étude était l'une des premières approches qui relie la vulnérabilité de grands bâtiments aux différentes mesures de l'intensité du séisme. La méthodologie qui sert à développer les courbes de vulnérabilité suit une approche de simulation de Monte-Carlo en intégrant les incertitudes dans le mouvement du sol et dans les caractéristiques structurelles [48].

Plus récemment, il a été développé au Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES) une méthode hybride pour la génération de courbes de vulnérabilité. La méthode est basée sur les résultats de simulation hybride ainsi que sur la réponse analytique calibrée [49].

En 2016, A.J. Kappos a publié un article qui présente de manière chronologique et systématique le développement de la méthode hybride pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures, qui combine l'utilisation de bases de données empiriques des dommages sismiques avec les résultats d'une analyse non linéaire de modèles structurels représentatifs [50]. Bien que cette méthode de génération des courbes de vulnérabilité ait retenu l'attention de nombreux chercheurs, ses applications sont encore limitées pour les bâtiments.

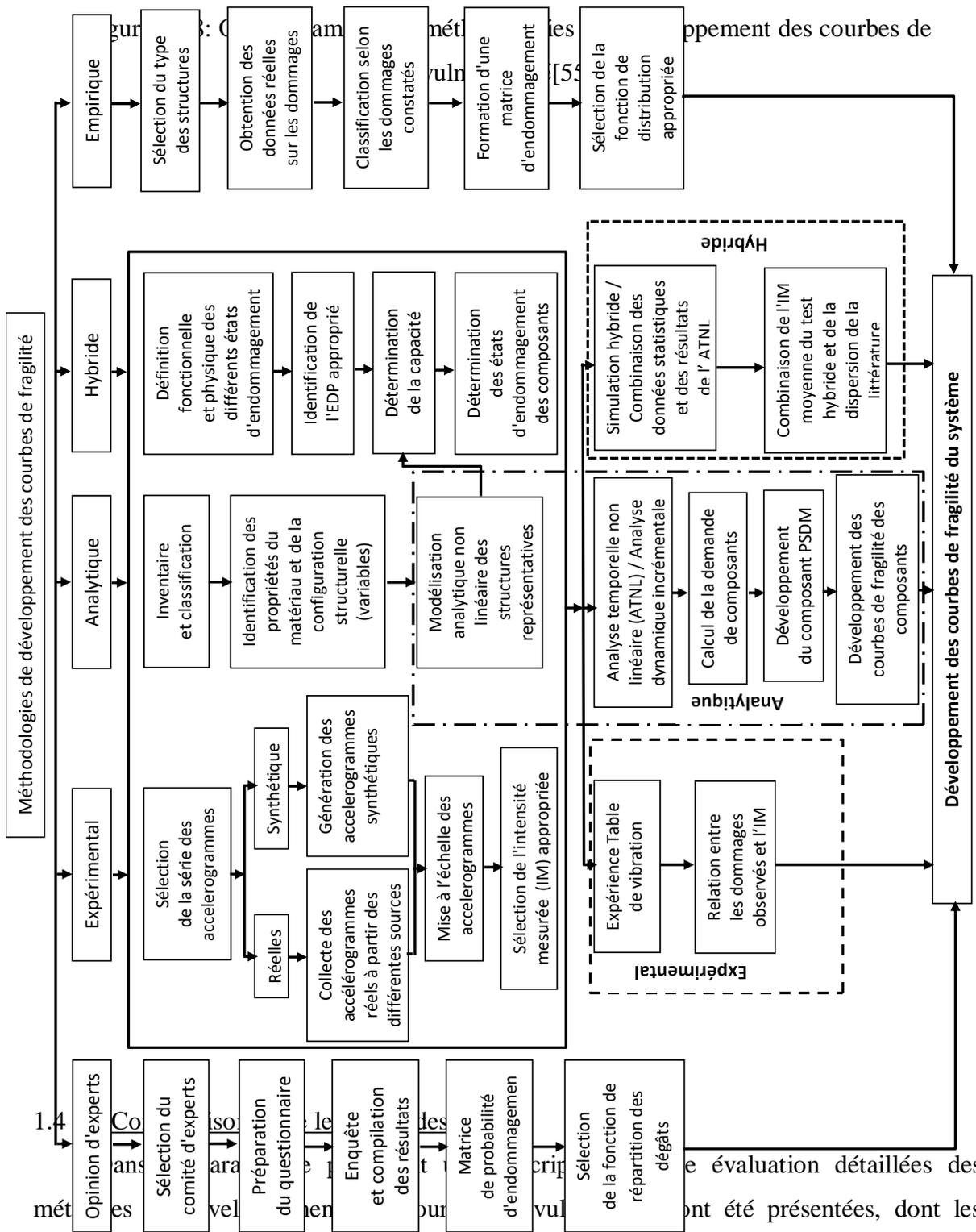
Récemment, Frankie (2013) a développé des courbes de fragilité hybrides pour un pont courbe à quatre travées en utilisant la simulation hybride et la NLTHA (Non Linear Time History Analysis). Les états limites des colonnes du pont ont été développés en utilisant les résultats expérimentaux obtenus à partir de la réponse d'une colonne sous une charge axiale combinée en flexion, en cisaillement et en torsion. En combinant les résultats expérimentaux avec la réponse structurelle analytique, des courbes de vulnérabilité pour différents niveaux d'endommagement ont été développées [51], [52].

Pour obtenir ces courbes de vulnérabilité hybrides, L'addition des données empiriques aux courbes analytiques peut se faire par une mise à jour bayésienne, qui combine les résultats de simulations numériques aux données des dommages [53], [54]. Les méthodes hybrides intègrent également les résultats des tests expérimentaux à grande

échelle qui peuvent raisonnablement imiter la réponse structurelle réelle [55]. Ces résultats peuvent être combinés à des résultats numériques ou à des données empiriques pour dériver des courbes de vulnérabilité.

D'autre part, récemment, un certain nombre d'études ont été réalisées sur l'application du réseau artificiel de neurones (Artificial Neural Network : ANN) dans l'analyse de la vulnérabilité des structure qui sert à la dérivation des courbe de vulnérabilité hybrides [56]. Citons la nouvelle méthodologie hybride qui a été proposée par K. Moridani. Cette méthodologie est utilisée pour trouver les relations informatiques et statistiques entre les caractéristiques structurales et sismiques et les réponses structurelles. Les analyses ont été attribuées au réseau de neurones pour obtenir des approximations satisfaisantes des réponses [57].

Après un bref aperçu sur les différents types des courbes de vulnérabilité et les différentes études accomplies par les chercheurs pour développer et employer ces courbes, un organigramme des méthodologies couramment utilisées pour générer chaque type de courbes est détaillé dans la figure 1.18.



Les méthodes analytiques constituent la plus grande famille. Le tableau 1.2 résume les avantages et les inconvénients de chaque méthode.

L'approche basée sur l'opinion des experts représente le premier pas dans le domaine de l'évaluation des dommages des différents systèmes. Cette approche est devenue rapidement une référence standard pour l'estimation de la vulnérabilité [58].

Les évaluations de la vulnérabilité basées sur cette dernière peuvent être faites avec des données limitées tant qu'il existe une expertise suffisante ou une méthode appropriée fondée sur des règles qui peut être reproduite dans différents types de structures. Un inconvénient de cette méthode est qu'elle est intrinsèquement subjective, ce qui rend difficile la vérification ou la validation des résultats. De plus, il peut être difficile de maintenir la cohérence entre les applications de la méthode. À moins que les procédures et la logique d'élaboration des courbes de vulnérabilité ne puissent être renseignées. Les résultats ne sont pas vérifiables et il est difficile de concilier les avis des experts. Cependant, la méthode peut être utile lorsque les données sont limitées ou que les conséquences d'une courbe de vulnérabilité quelque peu imprécise sont relativement peu importantes. Il peut également être très utile pour aider les ingénieurs en exercice à comprendre et à vérifier la pertinence des courbes de vulnérabilité générées par d'autres méthodes [59].

L'approche empirique représente l'approche la plus réaliste du fait qu'elle donne des informations plus précises sur les endommagements occasionnés par un séisme en fonction des paramètres du sol, de la structure et du séisme produit. De plus cette approche peut être utilisée comme référence pour vérifier les résultats obtenus par d'autres approches [58].

L'approche expérimentale constitue un outil essentiel qui permet l'élaboration des informations précises sur le comportement réel des composants d'une structure sous différents chargements. En cela, les essais (essai de la table vibrante, ...) sont très coûteux et on ne peut pas répéter ces essais pour différentes structures à cause du coût et du temps nécessaires pour les réaliser. De plus, il est difficile d'effectuer ce genre d'essais sur la totalité de la structure réelle en prenant compte de tous ses éléments [58].

Les approches analytiques du développement des courbes de vulnérabilité présentent de nombreux avantages par rapport aux courbes de vulnérabilité empiriques et de jugement car elles sont basées sur des modèles physiques, ou du moins des relations physiques explicites entre les termes de capacité et de demande. Que ces modèles soient simples ou complexes, ils créent de la transparence en ce qui concerne les hypothèses et les relations entre les composants du système et les résultats sont vérifiables. Par conséquent, même si tous les experts ne s'entendent pas sur la pertinence ou la validité d'un modèle particulier, les sources de désaccord et leur importance peuvent être discutées. Les approches analytiques fournissent également des mécanismes pour aborder un large éventail

d'incertitudes et analyser leurs effets de manière à distinguer les incertitudes aléatoires et épistémiques.

Les méthodes de la catégorie analytique ont tendance à prendre plus de temps à mettre en œuvre, sont plus dépendantes des données (nécessitent des modèles de modes de défaillance, des données pour remplir les modèles) et nécessitent aussi un niveau de formation plus élevé pour être mises en œuvre [60].

L'approche hybride combine deux ou plusieurs des approches citées ci-dessus (jugements d'experts, empiriques et analytiques), son but est de compenser les inconvénients associés à chaque méthode. Les avantages et les inconvénients de cette méthode reviennent à ceux des différentes approches qui ont été combinées [59].

Enfin, on peut dire que l'application des combinaisons d'approches dans une même analyse, peut nous mener à des résultats meilleurs que ceux obtenus lors de l'application d'une seule approche, et la qualité de ces résultats peut s'améliorer dans le futur en fonction du développement des outils utilisés au niveau de ces analyses.

Tableau 1.2 Comparaison des différentes approches d'élaboration des courbes de fragilité

Approches	Avantages	Inconvénients
<b>Opinion d'experts</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les courbes peuvent être facilement faites.</li> <li>- Tous les facteurs peuvent être inclus.</li> <li>- Non limité par les données ou les modèles.</li> <li>- Vérification utile sur d'autres estimations de la vulnérabilité.</li> <li>- Méthode rapide et moins coûteuse pour un potentiel de précision acceptable.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Difficile à valider ou à vérifier.</li> <li>- Sous réserve des jugements des experts.</li> <li>- Non auditable.</li> <li>- Subjective</li> <li>- Dépend entièrement de l'expérience de l'équipe.</li> </ul>
<b>Empirique</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les données peuvent provenir d'expériences contrôlées ou naturelles.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les données peuvent être rares et spécifiques à la source.</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Basée sur une enquête post-séisme.</li> <li>- Utile et flexible si les données sont disponibles.</li> <li>- Ne suppose pas une corrélation ou une forme log-normale pour les courbes de fragilité.</li> <li>- Représente une image réaliste et une la vulnérabilité réelle.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les expériences peuvent être coûteuses.</li> <li>- Difficile à valider indépendamment du jeu de données.</li> <li>- Difficile d'extrapoler les courbes de vulnérabilité à d'autres structures.</li> <li>- Incohérence dans l'observation des dommages.</li> <li>- Les dommages dus à plusieurs tremblements de terre peuvent être cumulés.</li> <li>- Inclure des erreurs dans la classification des dommages structurels.</li> <li>- Manque de données.</li> </ul>
<p><b>Analytique</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Basée sur des distributions de dommages simulées à partir des analyses.</li> <li>- Basée sur des modèles physiques qui peuvent être validés et vérifiés, améliorant la transparence.</li> <li>- Réduction du biais et accrue la fiabilité de l'estimation de la vulnérabilité pour différentes structures.</li> <li>- Plus facile d'extrapoler les résultats à des nouvelles situations.</li> <li>- Tous les types d'incertitudes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un effort de calcul substantiel.</li> <li>- Existence des limites des capacités de modélisation.</li> <li>- Nécessite la disponibilité des données et des modèles.</li> <li>- La mise en œuvre est coûteuse et prend beaucoup de temps.</li> <li>- Nécessite un niveau de formation plus élevé.</li> </ul>

	<p>sont considérés.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Facilite une distinction entre l'incertitude aléatoire et épistémique.</li> </ul>	
<b>Expérimentale</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fournit l'état de dommage réel.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Manque des données adéquates.</li> <li>- Définition subjective des états d'endommagement.</li> <li>- Faible corrélation entre la géométrie et les propriétés structurelles.</li> </ul>
<b>Hybride</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Compense la rareté des données d'observation, la subjectivité des données de jugement et les lacunes de modélisation des procédures analytiques.</li> <li>- Modification des relations basées sur les méthodes analytiques ou les jugements d'experts par des données d'observation et des résultats expérimentaux.</li> <li>- Surmonter les limitations des autres approches par une approche complémentaire.</li> <li>- Les résultats de la modélisation et les observations peuvent être combinés pour améliorer les estimations de vulnérabilité en utilisant la mise à jour</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La prise en compte de plusieurs sources de données est nécessaire pour une</li> <li>- correcte fiabilité des courbes de vulnérabilité.</li> <li>- Nécessite plusieurs données en raison de la combinaison d'expériences et d'analyses.</li> <li>- Extrapolation des données sur les dommages.</li> <li>- Incohérence élevée du modèle de demande.</li> </ul>

	bayésienne. - Considération des données post-séismiques. - Réduction de l'effort de calcul	
--	--	--

### 1.5 Conclusion

Ce chapitre donne une description des principaux dommages occasionnés aux ponts et des modes de défaillance de chaque composant après un séisme. Une présentation détaillée des différentes méthodologies de développement des courbes de vulnérabilité des structures est présentée aussi.

En raison de leur application polyvalente, les courbes de vulnérabilité sont considérées comme une partie intégrante des méthodologies d'évaluation des risques sismiques. Elles permettent aux décideurs et aux responsables de gérer les risques. Elles peuvent être classées en cinq catégories principales soit : approche par jugement, empirique, analytique, expérimentale et hybride.

Il a été constaté que chaque méthodologie a ses propres avantages et inconvénients, et que ces méthodologies individuelles ont été élaborées sur la base de différentes hypothèses qui mettent l'accent sur certains aspects du problème et en minimisent ou même en ignorant d'autres.

En outre, la combinaison de plus d'une de ces méthodes citées auparavant peut être utilisée pour déterminer les courbes de vulnérabilité, qui sont alors appelées courbes de vulnérabilité hybrides. Ces dernières donnent des résultats meilleurs que ceux obtenus lors de l'application de chaque approche individuellement.

Les courbes de vulnérabilité générées suivant l'une des méthodes doivent être interprétées très attentivement et ne doivent pas être considérées comme définitives. Bien que l'analyse de la vulnérabilité soit apparue comme un outil prometteur pour l'évaluation des performances sismiques des structures, à ce jour, elle n'a été incluse dans aucun code de conception ou directive comme méthode pour déterminer la performance sismique des ponts. Des recherches supplémentaires dans ce domaine doivent être menées pour développer des méthodologies d'analyse de la vulnérabilité qui peuvent être incorporées dans la conception sismique des ponts.

Il a été éprouvé que parmi ces approches, les méthodes analytiques sont le type le plus courant rencontré dans la littérature. Les méthodes analytiques sont décomposées en plusieurs groupes différents selon la nature de l'équation de l'état limite si c'est une fonction explicite ou implicite et selon le type des solutions des équations de probabilité de défaillance si elles sont analytiques ou numériques. Plus de détails sur l'approche analytique sera dévoilé dans le chapitre suivant.

Chaque approche diffère en termes de niveau d'effort requis pour sa mise en œuvre et de précision attachée aux résultats. Cependant, aucune approche n'est toujours la meilleure. Le choix de l'approche à utiliser implique de faire un compromis entre le coût et la précision adaptés à l'application.

La recherche dans cette étude adapte une approche analytique pour le développement des courbes de fragilité de certains types des ponts ordinaires en béton armé. Ces courbes servent à quantifier la vulnérabilité sismique de ces structures en développant la relation entre les endommagements attendus aux ponts et l'intensité sismique considérée.

## CHAPITRE 2 : DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITE ANALITIQUES

### 2.1 Introduction

Les tremblements de terre ont un effet significatif sur le comportement structurel des ponts. Les possibilités de dommages pouvant affectés ces structures peuvent être prédites par les courbes de fragilité qui sont utilisées comme indicateur pour la planification de la réhabilitation et du renforcement.

Antérieurement, Les courbes de fragilité ont été dérivées en utilisant les données d'observation des dommages d'événements sismiques précédents, mais récemment, les analyses numériques étaient beaucoup plus accessibles pour développer ce type de courbe. Les courbes de fragilité ou les courbes de vulnérabilité ont été développées analytiquement pour évaluer le risque d'effet sismique sur les structures.

Elles sont considérées comme l'outil le plus intéressant pour estimer les réponses sismiques et structurelles ainsi que les pertes financières. Par conséquent, ces courbes serviront d'indicateur avant et après les séismes, ainsi que dans l'élaboration des prochaines dispositions des codes parasismiques.

L'approche analytique est une façon pour obtenir des courbes de fragilité. Elle utilise des simulations numériques pour une structure représentée par un modèle spécifique. Les données structurelles sont utilisées pour élaborer des courbes de fragilité en déterminant la probabilité de dépasser un état limite par des méthodes de calcul de fiabilité. Son avantage est la possibilité de construire des courbes de fragilité pour de nombreuses structures soumises aux séismes dans une région donnée. Aussi cette dernière sera utilisée afin de construire les courbes de fragilité.

## 2.2 Courbes de fragilité

En l'absence ou le manque de données d'observations réelles des dommages structuraux ou d'historiques des séismes, les courbes de fragilité des structures sont développées grâce à des approches analytiques[61]. Ces approches impliquent l'utilisation des simulations numériques [62], [63]qui tiennent compte des différents niveaux de l'intensité sismique[64].

Les courbes de fragilité analytiques sont construites à partir de l'arrangement statistique des distributions des dommages simulées en recourant à des modèles structurels et en variant l'intensité des séismes [65].

Ceci se traduit comme suit, à savoir si les états des dommages sont liés à la capacité structurelle (C) et l'intensité sismique est liée à la demande sismique (D), alors la fragilité ou la probabilité de défaillance ( $P_f$ ) peut être décrite comme étant la probabilité conditionnelle d'atteindre un état limite d'endommagement pour un niveau donné d'intensité sismique[66], elle peut être déterminée par l'équation 2.1[61].

$$P_f = P[(D/C) \geq 1] \quad (2.1)$$

L'équation 2.2 donne la probabilité que la demande sismique soit supérieure à la capacité de la structure [61]. De façon plus précise, L'équation 2.1 peut être écrite sous la forme d'une intégrale multiple (équation 2.2).

$$Fragilité = P_f = \int_{D(X) \geq C(X)} \dots \int F(X) dX \quad (2.2)$$

La fragilité revient donc à intégrer les variables (aléatoires ou déterministes)  $X$ , déterminant la capacité structurale et la demande sismique, sur le domaine de défaillance ( $D(X) \geq C(X)$ ). Elle peut être évaluée en combinant la fiabilité des éléments finis [67].

### 2.3 Evaluation de la probabilité de défaillance

Le calcul des courbes de fragilité intègre des notions de mesures de probabilités de défaillance ou d'endommagement. Sa mise en œuvre nécessite de mettre en place un certain formalisme mathématique [68]. A cet effet, différentes méthodes analytiques ou numériques sont utilisées pour résoudre l'intégrale (2.2) et calculer la probabilité de défaillance [69]. Dans ce qui suit, trois méthodes de solution analytique et deux méthodes de solution numérique sont décrites.

#### 2.3.1 Méthodes de solution analytique

Cette catégorie de méthodes est basée sur l'approximation géométrique du contour de la région de défaillance. Cette technique a été utilisée dans de nombreux domaines tels que la vulnérabilité des structures.

##### 2.3.1.1 Méthode du premier-ordre second-moment "FOSM" (First-Order Second-Moment)

La méthode du premier-ordre second-moment est largement utilisée dans le domaine de l'analyse d'incertitude. Elle se base sur la linéarisation de la fonction qui relie les variables entrées ainsi que les paramètres et les résultats du modèle étudié [70].

Dans l'approche FOSM, les variables aléatoires de base sont décrites uniquement par leurs premier et deuxième moments (moyenne et écart-type). Les variables aléatoires sont généralement supposées être normalement distribuées, mais leur distribution est souvent inconnue. Les variables sont transformées donc en une distribution normale standard, donnant à l'état limite une distribution normale multivariée normalisée. Si les variables aléatoires ne sont pas corrélées, la standardisation est triviale. Cependant, si les variables de base sont corrélées, une transformation intermédiaire est requise.

Les transformations de Rosenblatt et Nataf sont souvent utilisées à cet effet[71], [72]. La FOSM est plus pratique à mettre en œuvre si l'état limite de l'équation est linéaire (d'où le nom de premier ordre) et diverses approches peuvent être employées pour cette linéarisation.

### 2.3.1.2 Méthode de fiabilité du premier ordre "FORM" (First Order Reliability Method)

La méthode FORM étend l'approche FOSM pour inclure des informations supplémentaires relatives aux distributions de probabilité des variables aléatoires de capacité. Dans la méthode FOSM, seuls les deux premiers moments des variables aléatoires sont utilisés pour calculer l'indice de fiabilité. Si les distributions ne sont pas normales, des méthodes sont disponibles pour transformer ces distributions en distributions normales. La transformation la plus couramment utilisée est peut-être celle des distributions log-normales à normales. Une fois la transformation terminée, l'approche FORM procède en calculant l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance à l'aide de la distribution normale multivariée standard[73].

La méthode de fiabilité du premier ordre (FORM) a été largement utilisée dans les applications d'estimation de la fiabilité structurelle malgré ses limitations pour les fonctions de défaillance non linéaires ayant un grand nombre de variables aléatoires. La méthode implique une expansion de Taylor de la fonction de défaillance, c'est-à-dire la linéarisation de l'équation de l'état limite, non effectuée autour de la valeur moyenne de la fonction, mais à un point appelé le point de défaillance le plus probable. La sélection d'un point de linéarisation approprié est une considération importante[74] et conduit actuellement à une procédure de résolution itérative.

Le processus de la méthode commence par la transformation des variables non normales en variables normales standard avec une moyenne et une variance unitaire nulle[75], en utilisant la transformation de Rosenblatt[76].

L'objectif est de trouver le point de défaillance le plus probable, c'est-à-dire le point de défaillance qui définit la distance minimale entre la surface de l'état limite et l'origine d'espace des variables réduites[77]. Cette plus courte distance est appelée indice de fiabilité " $\beta$ ".

Ce point sur la surface de rupture qui a la distance minimale par rapport à l'origine peut être repéré en utilisant, par exemple, la méthode des multiplicateurs de Lagrange [76],

en suivant une procédure itérative. Étant donné que " $\beta$ " est maintenant disponible, la probabilité de défaillance du système peut être approximée par:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.3)$$

Où :  $\Phi(-\beta)$  est la distribution cumulative de la variable normale standard [78]. Plusieurs algorithmes ont été proposés pour l'approximation du point de rupture le plus probable et de l'indice  $\beta$ .

Dans le calcul, la méthode FORM est utilisée pour approximer la défaillance définie par le remplacement de la surface de l'état limite dans l'espace "U" par son hyperplan tangent au point de défaillance " $u^*$ " comme illustré dans la figure 2.1 [79].

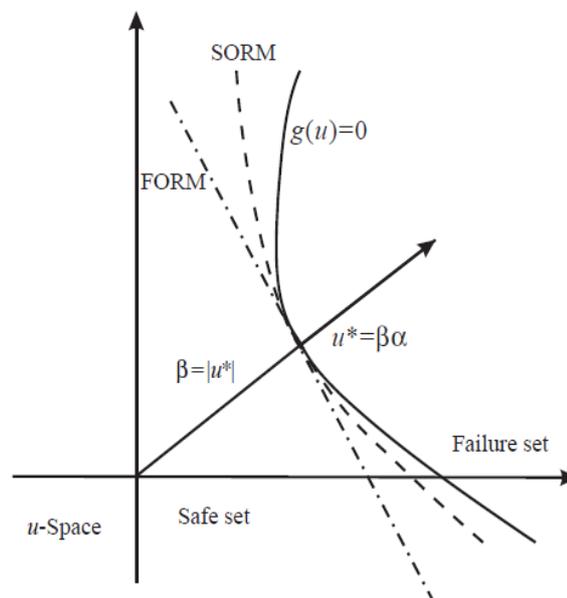


Figure 2.1 : Illustration des méthodes FORM et SORM [79]

### 2.3.1.3 Méthode de fiabilité du second ordre "SORM" (Second Order Reliability Method)

Les deux méthodes FOSM et FORM citées précédemment sont appliquées dans le cas d'une fonction linéaire d'état limite, mais ne peuvent pas donner une représentation réaliste d'une équation d'état limite. Le degré d'approximation lors de l'utilisation d'une équation linéaire d'état limite dépend de la courbure de la relation d'état limite modélisée. Si l'erreur d'approximation introduite par la linéarisation est considérée comme inacceptable, des méthodes de second ordre peuvent être utilisées pour obtenir une solution analytique de la probabilité de défaillance [60].

L'état limite peut être non linéaire suite soit à la relation non linéaire entre les variables aléatoires et la fonction d'état limite, ou en raison du fait que certaines variables ne sont pas normales. Même un état limite linéaire dans l'espace d'origine devient non linéaire lorsqu'il est transformé en espace normal standard si l'une des variables n'est pas normale. De plus, la non-linéarité pourrait être induite par la transformation des variables corrélées en variables non corrélées[80].

La méthode de fiabilité du second ordre (SORM) consiste à approximer la surface à l'état limite par une surface du second ordre ajustée au point de défaillance. L'approximation la plus courante compte sur l'adaptation d'une fonction d'ordre parabolique, quadratique ou supérieur à la surface d'état limite centrée au point de défaillance[60].

Tel que nous montre la figure 2.1, la surface d'état limite est approximée par un hyper-paraboloïde ajusté par une courbure ayant le même hyperplan tangent que les courbures principales au point de défaillance. La comparaison entre la SORM et la FORM montre que la précision de l'estimation a été améliorée par une approximation de second ordre[79].

En outre, Breitung en 1984 a décrit une procédure asymptotique pour évaluer la densité de probabilité. Dans cette procédure, les courbures de la surface d'état limite sont estimées au point de défaillance[81]. Cependant, cette approche ne convient que si la fonction d'état limite n'a pas un degré élevé de courbure[82].

Les simplifications et les hypothèses qui sont requises pour obtenir des solutions analytiques à la probabilité de défaillance peuvent limiter la valeur des méthodes analytiques décrites ci-dessus. Ces simplifications et hypothèses sont comme suit:

- (1) La fonction d'état limite est supposée être linéaire, ou presque linéaire;
- (2) Une structure de corrélation explicite doit être supposée pour les variables de base;
- (3) Il existe des limites sévères en ce qui concerne les distributions de probabilité qui peuvent être utilisées pour caractériser l'incertitude dans les variables aléatoires de base.

Ces approches analytiques donnent généralement une approximation appropriée pour des faibles probabilités, mais leur précision et leur faisabilité diminuent avec l'augmentation de la non-linéarité pour l'état limite et le nombre de variables aléatoires non

normales. Dans tels cas, la probabilité de défaillance peut être estimée par des méthodes de simulation numérique qui ne souffrent pas de ces limitations.

### 2.3.2 Méthodes de solution numérique

Deux méthodes de solution numérique sont couramment utilisées dans ce contexte.

#### 2.3.2.1 Méthodes de simulation de Monte-Carlo "MCS" (Monte Carlo simulation)

En général, cette approche fonctionne en générant des échantillons ou des réalisations des variables aléatoires (et des dépendances) à partir de leurs distributions spécifiées et en évaluant les fonctions d'état limite pour déterminer si une défaillance se produit. Ce processus est répété plusieurs milliers de fois et la probabilité de défaillance est approximée par la fraction des défaillances conditionnelles à une ou plusieurs variables de charge[60].

Les méthodes de Monte Carlo sont largement utilisées pour étudier les problèmes probabilistes. Elles peuvent être utilisées pour simuler les variables aléatoires vue que leurs processus peuvent être décrits par des fonctions de densité de probabilité. Elles peuvent être également appliquées pour résoudre des problèmes déterministes sans contenu stochastique, si le problème peut être traduit en fonction de densité. Une fois la fonction de densité de probabilité connue, les simulations peuvent être effectuées par un échantillonnage aléatoire. Après de nombreuses simulations, la solution du problème est obtenue par évaluation des résultats de la simulation[83].

Les méthodes de simulation de Monte Carlo sont très populaires dans les domaines de l'ingénierie. Étant donné que de nombreuses simulations sont généralement nécessaires pour obtenir des résultats avec une précision satisfaisante où la génération des nombres aléatoires, la simulation elle-même et l'évaluation des résultats sont généralement effectuées par ordinateurs. L'augmentation rapide des performances informatiques au cours des dernières décennies a permis l'exécution de telles simulations avec un grand nombre de variables aléatoires pour résoudre des problèmes qui étaient pratiquement irrésolus en raison des limitations pratiques.

Le principe des méthodes de simulation est d'effectuer un échantillonnage aléatoire dans l'espace des variables de base  $Z$ . Pour chacun des tirages, la fonction d'état-limite est évaluée pour voir si la configuration tirée appartient au domaine de sûreté ou au domaine de défaillance. Un comptage des défaillances permettra d'estimer la probabilité recherchée.

La probabilité de défaillance d'un système ou d'une structure, déterminée auparavant peut être écrite par la formule suivante :

$$P_f = P[G(Z) \leq 0] = \int_{D_f = \{Z: G(Z) \leq 0\}} P_z(z) dz \quad (2.4)$$

Où:  $Z=[Z_1, \dots, Z_n]$  représente le vecteur des variables aléatoires de dimension  $n$  (c'est-à-dire chacune des composantes  $Z_i$  est une variable aléatoire) avec la fonction de densité de probabilité conjointe  $P_z(z)$  et  $D_f$  est le domaine de défaillance.

La méthode de simulation MCS est l'approche de base universelle pour évaluer la probabilité de défaillance. En introduisant l'indicateur de défaillance  $I_{Df}$ , l'intégrale (2.2) peut être écrite sous la forme[84]:

$$P_f = \int_{R^n} I_{Df} P_z(z) dz = E[I_{Df}] \quad (2.5)$$

Où :  $E[I_{Df}]$  est l'espérance mathématique de l'indicateur de défaillance qui est défini par:

$$I_{Df}(Z) = \begin{cases} 1 & \text{si } G(Z) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(Z) > 0 \end{cases} \quad (2.6)$$

La probabilité de défaillance est égale à l'espérance de la fonction indicatrice du domaine de défaillance et la moyenne empirique de  $I_{Df}$  est une estimation non biaisée de  $P_f$ .

$$P_f = E[I_{Df}] \approx \tilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N I_{Df}(Z^{(k)}) = \frac{N_f}{N} \quad (2.7)$$

Où  $N$  est le nombre de tirages aléatoires et  $\{z^{(k)}, k = 1, \dots, N\}$  sont les réalisations indépendantes simulées selon la distribution de la population correspondant à la fonction de densité de probabilité  $P_z(z)$  et  $N_f$  est le nombre de réalisations provoquant la défaillance. La figure 2.2 illustre le principe de la méthode MCS. Dans l'espace des variables aléatoires, à chaque vecteur généré  $z^{(k)}$  est associé un point aléatoire. La simulation directe consiste à dénombrer les points appartenant au domaine de défaillance et à appliquer la formule (2.7) pour obtenir la probabilité de défaillance.

L'avantage de cette méthode est ce qu'elle n'impose aucune condition de continuité ni de dérivabilité de la fonction d'état. Cette méthode permet en plus d'estimer la précision de la valeur de la probabilité de défaillance obtenue. Toutefois, elle conduit à des temps de

calcul très élevés dès qu'il s'agit d'évaluer de faibles probabilités avec une précision raisonnable[85].

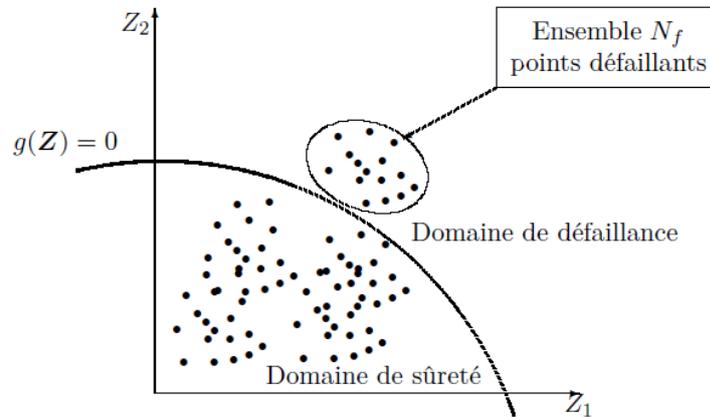


Figure 2.2: Illustration de la simulation de Monte Carlo

Afin d'améliorer l'efficacité de la MCS classique, plusieurs méthodes d'échantillonnage plus efficaces pour y parvenir sont proposées dans la littérature. Ces approches permettent une estimation réaliste des probabilités recherchées. Dans ce cadre, les méthodes les plus répandues sont :

*a. Simulations directionnelles "DS" (Directional Simulation) :*

Le principe de cette méthode vise à réduire la dimension de l'intégrale de probabilité en identifiant un ensemble de directions pour l'intégration et en estimant la probabilité en tant que moyenne pondérée des intégrales directionnelles[86]. Il est basé sur le concept de probabilité conditionnelle et exploite également la symétrie de l'espace standard normal[87].

L'idée clé de la simulation directionnelle consiste d'abord à rechercher un ensemble de directions dans l'espace, puis à effectuer l'analyse de fiabilité sous la forme d'une séquence d'intégrations unidimensionnelles dans plusieurs directions de simulation appropriées pour approcher une intégration sphérique [88]. Dans l'espace standard, la densité de probabilité multi-normale présente une symétrie rotationnelle.

Il peut être avantageux d'effectuer des échantillonnages d'une façon radiale, surtout quand l'état-limite se rapproche d'une hyper-sphère. Elles constituent un moyen plus économique que les simulations classiques de Monte Carlo tout en ne nécessitant pas d'informations supplémentaires[89], [90]. Elles sont souvent utilisées dans la littérature pour estimer la fiabilité structurelle pour des problèmes de grande dimension[88].

*b. Echantillonnages d'importance "IS" (Importance Sampling) :*

L'idée de base des échantillonnages d'importance (IS) est basée sur les régions d'importance pour économiser les ressources de calcul[91] où les régions d'importance dans les problèmes de fiabilité peuvent être considérées comme des régions de défaillance. Le concept principal de cette méthode consiste à remplacer la fonction de densité de probabilité d'origine par une distribution d'échantillonnages d'une manière à trouver un grand nombre d'échantillons dans la région importante de l'espace d'échantillonnage[92], [93].

Le succès de cette technique d'échantillonnage dans l'estimation de la probabilité de défaillance dépend essentiellement du choix de la fonction de densité d'importance appropriée dont l'échantillonnage nécessite une distribution suggérée qui se rapproche autant que possible de la distribution optimale[88].

L'échantillonnage d'importance au point de conception est simple à déterminer et donne des résultats satisfaisants si le point de conception a été bien identifié. Cependant, puisque cette approche dépend du point de conception, elle peut fonctionner mal ou donner des résultats inexacts lorsque la fonction d'état limite représente une grande non-linéarité[94].

*c. Echantillonnage d'importance adaptative "AIS" (Adaptive Importance Sampling):*

L'algorithme de cette méthode consiste à effectuer plusieurs simulations intermédiaires de Monte Carlo avec des densités proposées, qui sont calculées pour ressembler autant que possible à la fonction de densité optimale. Au cours de chaque simulation, les propriétés de cette fonction de densité optimale sont estimées à la base des évaluations antérieures. Ensuite, les densités sont modifiées de sorte que leurs propriétés correspondent à celles estimées de la fonction de densité optimale. Dans cette procédure itérative, les densités de probabilité intermédiaires s'approcheront progressivement aux propriétés statistiques de la densité optimale.

Dans la version paramétrique de la méthode AIS, un vecteur des paramètres est utilisé pour caractériser les densités intermédiaires proposées, où il est recommandé d'utiliser des fonctions de densité de forme gaussienne[94], [95]. Par contre dans le cas non paramétrique, au lieu d'estimer certaines propriétés de la fonction de densité optimale, la fonction de densité elle-même est estimée[93].

De plus, cette méthode tente de sélectionner une bonne fonction de densité d'importance qui se rapproche itérativement de la densité optimale au sens de ses propriétés ou modes statistiques. Cependant, il n'est pas trivial de concevoir une bonne distribution proposée dans les problèmes de grande dimension[93].

*d. Echantillonnages Stratifié "SS" (Stratified Sampling):*

Cette méthode est fondée sur le découpage de l'espace d'intégration en un certain nombre de domaines disjoints pour lesquels les probabilités peuvent être calculées de manière indépendante[96]. Elle consiste à créer des strates disjointes (quadrillage) sur les espaces de départ et à effectuer des tirages dans chacune de ces strates. Ainsi, sans entrer dans les détails, l'effet positif sur l'estimation (gain en précision) résulte d'une meilleure exploration du domaine. En particulier, cela permet d'explorer plus souvent des zones qui sont généralement délaissées par les tirages classiques. A partir de là, une estimation du paramètre d'intérêt (moyenne probabilité de défaillance, ...) se fait à l'intérieur de chaque strate et l'estimation finale du paramètre se fait en utilisant la somme pondérée par la probabilité que le tirage est issu de la strate en question[97].

Deux difficultés se présentent dans cette méthode de Monte Carlo stratifiée. La première réside dans le choix de la meilleure partition du domaine de départ où deux solutions classiques peuvent être appliquées : l'Echantillonnage stratifié équiprobable ou équidistant. La seconde difficulté consiste dans le choix de la répartition des tirages dans les différentes strates. En pratique, on réalise le même nombre des tirages par strate[97].

Cette technique permet de réduire la variance de l'estimateur et donc d'améliorer la précision des résultats, ainsi d'explorer les zones généralement délaissées par les tirages classiques. La réduction de la variance est obtenue en augmentant le nombre des tirages dans les domaines importants.

*e. Echantillonnages en hyper-cube latin "LHS" (Latin Hyper-cube Sampling)*

L'échantillonnage en hyper-cube latin est une méthode largement utilisée pour générer des échantillons aléatoires contrôlés, son principe est de rendre la distribution des points d'échantillonnage proche de la fonction de densité de probabilité[93]. C'est une extension de l'échantillonnage stratifié mais plus efficace dans les cas de grande dimension[88].

La méthode d'échantillonnage en hyper-cube latin fonctionne en subdivisant l'espace d'échantillonnage en des régions plus petites et en appliquant cet échantillonnage à

l'intérieur de ces régions. Les échantillons produits remplissent plus efficacement l'espace d'échantillonnage et réduisent donc la variance des estimateurs statistiques calculés[98].

L'avantage de cette méthode est qu'elle garantit que toute la plage de chaque variable d'entrée est entièrement couverte. Il a été démontré qu'elle est plus efficace qu'un simple échantillonnage aléatoire dans un large éventail de conditions. L'ELHS a été largement utilisé dans la conception des expériences et l'échantillonnage des méthodes pour les problèmes de fiabilité vue son efficacité importante [93].

*f. Simulation de sous-ensemble "SS" (Subset Simulation)*

La méthode de sous-ensemble est très efficace pour les probabilités de défaillance faibles ( $P_f \leq 10^{-3}$ ) et avec un nombre important de variables aléatoires[99]. Le concept d'une simulation de sous-ensemble est d'estimer la probabilité de défaillance  $P_f$  en estimant ces quantités.

Lorsque la probabilité de défaillance est estimée par simulation, la difficulté augmente souvent avec une probabilité de défaillance décroissante. Fondamentalement, plus la probabilité de défaillance est faible, plus l'événement de défaillance est rare ce qui demande plus d'échantillons pour réaliser des événements de défaillance pour le calcul de  $P_f$ [100].

L'idée principale est d'exprimer la faible probabilité de défaillance en tant que résultat des plus grandes probabilités conditionnelles à certains événements intermédiaires de défaillance. Cela permet de convertir une simulation d'événements rares en une séquence de simulations d'événements plus fréquents.

Pendant la simulation, les échantillons conditionnels sont générés au moyen d'une chaîne de Markov conçue pour que la distribution stationnaire limite soit la distribution conditionnelle cible d'un événement de défaillance choisis de manière adaptative. En suivant ce processus, les échantillons conditionnels remplissent progressivement les régions de défaillance intermédiaires successives jusqu'à la région de défaillance cible finale (rare)[101].

L'étape cruciale de cette méthode consiste à obtenir des échantillons aléatoires selon une séquence de distributions de probabilités conditionnelles aux domaines de défaillance intermédiaires imbriqués. L'efficacité et la précision de la simulation de sous-ensemble sont directement affectées par celles de l'algorithme de simulation de Monte-Carlo par chaîne de Markov utilisé pour produire des échantillons aléatoires représentant les

distributions conditionnelles dans la séquence [102]. Cette chaîne est connue comme étant une technique de simulation très flexible pour générer des nombres aléatoires suivant les densités de probabilité arbitraire[99].

Actuellement et dans le cadre de l'application de la méthode de simulation de sous-ensemble, diverses méthodes basées sur la marche aléatoire sont utilisées pour générer des échantillons en se basant sur chaque modèle de distribution conditionnelle dans une séquence[103], [104].

### 2.3.2.2 Méthode de surface de réponse "RSM" (Response Surface Method)

La méthode de surface de réponse est largement appliquée dans les divers domaines de la science, elle est décrite de manière exhaustive dans plusieurs ouvrages [105], [106]. En général, cette méthode consiste à rapprocher une fonction inconnue à une fonction connue choisie de manière appropriée. Cette approximation peut être basée sur les résultats des expériences et également sur les résultats des calculs numériques, tel que ceux obtenus par la méthode des éléments finis[107].

Dans le cas des calculs numériques, une relation entre les paramètres du modèle  $x_1$ ,  $x_2$ , ...  $x_n$ , qui sont introduits comme des données d'entrée et les valeurs obtenues comme des données de sortie  $y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$  est déterminée. L'établissement approximatif d'une telle relation nous permet de remplacer une procédure numérique par une relation analytique simple, ce qui aide à prévoir une réponse du modèle analysé[107].

Cette méthode est une approche complémentaire, plutôt qu'une méthode de fiabilité, elle consiste à remplacer le modèle physique initial par une approximation dite surface de réponse, qui est rapide à calculer numériquement. Cette surface de réponse peut être construite sur la base de polynômes, de réseau de neurones, de développement stochastique, voire d'un modèle physico-industriel simplifié. Il s'agit ensuite de lui appliquer une méthode de fiabilité très sûre (généralement la simulation Monte Carlo classique). L'intérêt essentiel réside dans le découplage numérique des modèles mécanique (élément finis) et fiabiliste.

La méthode de la surface de réponse a été adaptée aux analyses de fiabilité des structures dans les années 80. Cependant, afin de simplifier les calculs de fiabilité, des fonctions assez simples comme les polynômes du second degré sont souvent utilisées[108]. Les méthodes d'approximation varient selon le but de l'opération. Dans tous cas, des algorithmes basés sur des modèles de régression peuvent être utilisés[107].

Bien que cette méthode ait une longue histoire et de nombreuses applications dans le domaine de l'ingénierie et de la fiabilité structurelle, son inconvénient principal résulte du fait que les calculs fiabilistes sont effectués avec un modèle mécanique approché.

Les différences entre les diverses approches de simulation reposent essentiellement sur la façon dont les simulations sont réalisées. D'une stratégie intuitive, où les simulations sont réalisées dans l'espace entier des paramètres acceptables, où les simulations sont contenues aux voisinages des zones a priori favorables en termes de densité de probabilité, ces approches directes permettent une estimation réaliste des probabilités recherchées. De plus, la méthode de simulation de Monte-Carlo forme le noyau des méthodes d'échantillonnage avancées pour la fiabilité structurelle.

### 2.3.3 Autres classifications

En plus du classement de ces méthodes selon leur type de solution, analytique ou numérique, elles peuvent être classées en deux autres familles ; Méthodes basées sur l'état-limite et méthodes basées sur la fonction de performance[68].

#### 2.3.3.1 Méthodes basées sur l'état-limite

Le but de cette famille est d'estimer l'intégrale(2.2). Elle est basée sur l'étude de l'état-limite. Ces méthodes permettent non seulement de calculer la probabilité de défaillance, mais également de définir d'autres indicateurs comme les indices de fiabilité ou encore le point de conception. Deux catégories se distinguent : (1) les méthodes basées sur le développement de Taylor de l'état limite au voisinage du point de conception tels que: FORM (*First Order ReabilityMethod*), pour un développement de Taylor au premier ordre, et SORM (*Second Order ReabilityMethod*) pour un développement au second ordre; (2) les méthodes utilisant la théorie statique, c'est-à-dire les dérivées des simulations de Monte Carlo. Ces dernières comprennent les méthodes orientées sur une description représentative de l'ensemble de la réponse tels que : simulations d'importants (*Important Sampling*), simulations directionnelles (*Directional Sampling*).

Toutefois, la fonction d'état limite étant non linéaire et non explicite, le calcul direct de l'intégrale multidimensionnelle (2.2) n'est pas possible en pratique.

#### 2.3.3.2 Méthode basée sur la fonction de performance

Cette famille est basée sur la fonction de performance  $G(Z)$ . La probabilité de défaillance est définie de la manière suivante :

$$P_f = P [G(\mathbf{Z}) \leq 0] = P [C(\mathbf{Z}) - D(\mathbf{Z}) \leq 0] \quad (2.8)$$

Pour le calcul de cette probabilité, il n'est pas nécessaire de connaître la forme de l'état limite. Cette famille comprend les méthodes de simulation : simulation de Monte Carlo et simulation selon l'extension à  $n$  dimensions du carré latin (Latin Hypercube). Des échantillons de la population des variables de base sont générés pour obtenir une population représentative sur laquelle une analyse statistique peut être conduite.

#### 2.4 Avantages et inconvénients des différentes méthodes de solution

L'approche analytique constitue la plus grande famille des méthodes de développement des courbes de fragilité. Elle présente de nombreux avantages par rapport aux autres approches, car elle est basée sur des modèles physiques, ou au moins sur des relations physiques explicites entre les termes de capacité et de demande.

Que ces modèles soient simples ou complexes, ils créent de la transparence en ce qui concerne les hypothèses et les relations entre les composants du système.

Les différentes méthodes de résolution utilisées dans l'approche analytique présentent des avantages et des inconvénients, récapitulés dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Avantages et Inconvénients de l'approche analytique

Méthode de solution		Avantages	Inconvénients
Analytiques	<b>FOSM</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Méthode efficace et moins chère.</li> <li>- La méthode est basée sur des approximations bien connues.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite une équation d'état limite linéaire et des variables de base aléatoires et normales.</li> <li>- Suppose une structure de corrélation et (généralement) une forme log-normale pour la courbe</li> </ul>

			<p>de fragilité.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Le résultat peut être une grande approximation de la courbe de fragilité en raison d'une simplification excessive.</li> </ul>
	<b>FORM</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Étend les méthodes d'approximation du premier ordre pour gérer les variables de base aléatoires non normales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Transformations de variables.</li> <li>- Suppose la structure et la forme de corrélation pour la courbe de fragilité.</li> </ul>
	<b>SORM</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Étend les méthodes d'approximation du premier ordre pour traiter les équations d'états limites non linéaires.</li> <li>- Peut traiter des variables de base aléatoires non normales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite une approximation de l'équation d'état limite.</li> <li>- Suppose la structure et la forme de corrélation pour la courbe de fragilité.</li> </ul>
Numériques	<b>MCS</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Approche plus générale.</li> <li>- Gère l'équation d'état limite non linéaire et les variables de base non normales.</li> <li>- La structure de corrélation est explicite.</li> <li>- Ne fait aucune hypothèse sur la forme de la courbe de fragilité.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Exigeant en termes de calcul, nécessitant plusieurs milliers de modèles.</li> <li>- L'application est limitée aux systèmes qui peuvent être modélisés de manière adéquate.</li> </ul>

	<b>RSM</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surmonte les défis d'une charge de calcul excessive en utilisant le MCS.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Introduit une couche supplémentaire d'approximation.</li> <li>- La fonction de surface de réponse masque les relations sous-jacentes entre les variables de base.</li> </ul>
--	------------	--	---

Les méthodes de résolution analytique donnent des solutions exactes à la probabilité de défaillance, mais nécessitent une simplification des équations aux états limites (par exemple, la linéarisation), des hypothèses solides sur la façon dont les variables aléatoires de base sont distribuées ainsi que la connaissance de la structure de corrélation de ces variables aléatoires de base.

Bien que les méthodes de résolution analytique soient conceptuellement simples, les diverses transformations et les autres étapes qui peuvent être nécessaires pour l'application de ces méthodes ne sont pas forcément simples. De plus, les estimations de la probabilité de défaillance ne sont valables que si les hypothèses concernant les distributions et les corrélations sont effectivement satisfaites.

Les méthodes de résolution numérique donnent des solutions approximatives, mais ne nécessitent pas la linéarisation des équations aux états limites ou la connaissance de la structure de corrélation. Ces méthodes nécessitent la connaissance des distributions des variables de base. Par contre, la mise en œuvre des méthodes de résolution numérique ne nécessite aucune transformation de ces distributions.

L'inconvénient principal des méthodes numériques est que les problèmes de fiabilité réalistes ont tendance à mettre en œuvre un grand nombre des modèles d'exécutions, elles ont tendance aussi à être limitées par des contraintes temporelles et/ou monétaires. De plus, l'approche numérique suppose que des modèles bien instruits pour simuler la défaillance du système existent en premier lieu.

## 2.5 Développement des courbes de fragilité analytiques

Dans l'application pratique, une courbe de fragilité sismique, suivant la définition donnée ultérieurement, est la probabilité de défaillance pour chaque intensité sismique donnée  $A = a$ . Puisqu'il est impossible de déterminer tous les points de la courbe

correspondants à toutes les probabilités de défaillance pour toutes les valeurs d'intensités sismiques « a », une hypothèse commune pour la plupart des méthodes existantes de construction des courbes de fragilité a été acceptée, la courbe choisie a la forme de la fonction de probabilité cumulative de la loi log-normale. Il revient ainsi de simplement déterminer deux paramètres caractéristiques de la loi log-normale afin d'obtenir une courbe de fragilité sismique. Les différentes méthodes de construction se distinguent par la manière d'identification des deux paramètres de la loi log-normale comme présenté dans cette section.

Dans le cadre de l'évaluation de la vulnérabilité sismique, la loi log normale joue un rôle très important. En effet, elle est utilisée pour représenter le modèle des courbes de fragilité et établir la relation entre l'intensité du séisme à une large variété de réponses structurales.

Dans la littérature, le modèle de distribution statistique retenu pour représenter les courbes de fragilité d'une structure est un modèle de type loi cumulative log-normale dans lequel les deux paramètres ; la médiane et est l'écart-type du logarithme naturel de l'intensité sismique « A » de la fonction cumulative de probabilité ; sont employés pour définir la probabilité de dépasser un état d'endommagement ou de défaillance.

En se basant sur l'hypothèse log-normale de la forme de courbes de fragilité, les méthodes existantes pour calculer les deux paramètres du modèle sont présentées dans les sous-sections suivantes.

### 2.5.1 Méthode d'échantillonnage avec normalisation de l'intensité sismique

Cette méthode permet de déterminer la probabilité de défaillance de la manière suivante pour chaque niveau d'intensité à l'étude [109], [110]:

$$P_f = \frac{n_f}{N} \quad (2.9)$$

Où :

$n_f$ : Nombre d'échantillons ayant atteint l'état limite.

$N$  : Nombre total d'échantillons simulés.

Elle a été développée en se basant sur la technique qui consiste à la normalisation de l'ensemble des séismes de telle sorte qu'ils aient la même intensité sismique «  $A = \gamma, (\gamma > 0)$  ». Deux intensités sismiques : accélération maximale du sol PGA et pseudo

spectre d'accélération  $PS_a$  sont couramment utilisées[111]. La version modifiée du mouvement du sol  $a(t)$  est :

$$\tilde{a}(t) = a(t) \frac{\gamma}{PGA} \quad \text{ou} \quad \tilde{a}(t) = a(t) \frac{\gamma}{PS_a} \quad (2.10)$$

La détermination des probabilités de défaillance ou des taux d'endommagement pour différents niveaux d'intensité est effectuée par la méthode de simulation de Monte Carlo. À partir de ces valeurs de défaillance correspondant à des points discrets, la courbe de fragilité continue est obtenue par la régression suivant la loi log-normale par la méthode des moindres carrés. Cependant, le temps de calcul est colossal, en raison d'un grand nombre d'analyses dynamiques temporelles non linéaires.

### 2.5.2 Méthode du maximum de vraisemblance : (Maximum Likelihood)

Cette méthode permet d'identifier directement les deux paramètres de la loi log-normale de la courbe de fragilité. La démarche suivie consiste alors à modéliser l'issue des résultats numériques par une variable aléatoire de Bernoulli « Y ».

Pour chaque simulation numérique, deux possibilités peuvent être rencontrées, soit le point de défaillance est atteint ( $x_i = 1$ ) ou non ( $x_i = 0$ ). Les deux paramètres (médiane et dispersion) de l'équation 2.11 s'obtiennent en maximisant la fonction de vraisemblance suivante[25].

$$L(\theta, \beta, x_i) = \prod_{i=1}^N [P_f(y_i)]^{x_i} [1 - P_f(y_i)]^{1-x_i} \quad (2.11)$$

Où :

$P_f$  : la fragilité du système.

$y_i$  : mesure d'intensité sismique à laquelle l'échantillon est soumis.

$N$  : Nombre total d'échantillons.

$x_i$  : 1 ou 0 selon l'atteinte ou non d'un état limite donné par l'échantillon.

À la suite du tremblement de terre de Kobe en 1995, cette approche est proposée par Shinozuka et al. [25], où elle a été initialement utilisée pour développer des courbes de fragilité de ponts à partir des données empiriques, comme les observations des dommages réels post-séismes.

Les auteurs ont ensuite continué d'appliquer cette méthode aux résultats obtenus par l'analyse numérique[24], [112], [113], où une conversion directe de réponses structurales en données binaires correspondant en termes d'états de dommages, est effectuée. En effet, la plupart des chercheurs préfèrent la méthode suivante en raison de sa plus grande robustesse [114].

### 2.5.3 Méthode basée sur le modèle de demande et de capacité sismique

Comparativement aux deux méthodes précédentes, cette méthode est considérablement utilisée pour le développement des courbes de fragilité des ponts[115], [67]. Elle repose sur un modèle probabiliste suivant une loi log-normale autant pour la demande que pour la capacité, qui peut s'écrire comme suit[115], [67] :

$$F_r(a) = P[D \geq C | A = a] = \Phi \left( \frac{\ln(S_D(a)/S_C)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}} \right) \quad 2.12$$

Où :

$S_D$  : médiane de la demande sismique.

$S_C$  : médiane de la capacité structurale.

$\beta_D$  : écart-type logarithmique de la demande.

$\beta_C$  : écart-type logarithmique de la capacité.

La sollicitation sismique D et la résistance sismique C suivent respectivement deux distributions log-normales.

À la suite d'un grand nombre d'analyses temporelles non linéaires, un modèle probabiliste de la demande sismique s'obtient à l'aide d'une régression linéaire. Cette dernière est déterminée par la méthode des moindres carrés dans l'espace logarithmique de la façon suivante [116]:

$$\ln(S_D) = \ln(a) + b \cdot \ln(IM) \quad (2.13)$$

Différentes méthodes pour le calcul numérique des courbes de fragilité en utilisant l'hypothèse de la loi log-normale ont été présentées ci-dessus. Chaque méthode présente certains avantages et ses inconvénients qui sont récapitulés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2: Avantages et inconvénients des méthodes de construction des courbes de fragilité

Méthodes	Avantages	Inconvénients
Méthode d'échantillonnage avec normalisation de l'intensité sismique	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La probabilité de défaillance peut être évaluée pour chaque intensité.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Assez coûteuse en temps pour le cas de probabilité faible.</li> <li>- Modification de la loi de probabilité de séismes par rapport aux versions originales.</li> </ul>
Méthode du maximum de vraisemblance	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Coût relativement faible</li> <li>- Les données d'entrées sont simples (défaillance ou non défaillance).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Forte dépendance de l'hypothèse log-normale.</li> <li>- Pas de prise en compte de la corrélation entre les paramètres de mouvements du sol et les réponses structurelles</li> </ul>
Méthode basée sur le modèle de demande et de capacité sismique	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Méthodes robustes.</li> <li>- Coût faible.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Hypothèse supplémentaire de la relation entre la demande et l'intensité sismique.</li> <li>- Même dispersion dans les courbes de fragilité pour les différents niveaux de dommages.</li> </ul>

L'avantage de la méthode de normalisation de l'intensité sismique apparaît dans la possibilité de déterminer n'importe quel point de défaillance souhaité pour n'importe quel niveau d'intensité sismique sur la courbe de fragilité. Elle ne dépend pas forcément de l'hypothèse de la courbe de fragilité car elle peut être obtenue par une régression des points de défaillance avec une autre loi comme la loi log-normale si ce remplacement convient mieux. Toutefois, cette méthode nécessite de normaliser le mouvement du sol  $a(t)$ , la loi de distribution de probabilité de mouvements du sol originale  $a(t)$  et ses versions normées  $\tilde{a}(t)$ .

Par contre, la normalisation d'accélérogrammes n'est pas nécessaire pour la méthode du maximum de vraisemblance. Cette méthode est en bon accord avec l'hypothèse de la loi log-normale, illustrée par le test d'ajustement [25]. Les données entrées sont simples car elles nécessitent seulement des informations binaires (défaillance ou non défaillance) sans

prêter attention à la corrélation entre les paramètres de mouvements du sol et les réponses structurelles.

Ainsi, la méthode du maximum de vraisemblance qui dépend de la qualité de données disponibles (données observées), est considérée moins efficace dans vue l'incertitude de ces données tels que le manque d'événements examinés, l'imprécision de l'observation réelle des dommages structurels après un séisme, ou la difficulté de convergence d'une structure lorsqu'elle est soumise à de très hautes charges.

Pour la méthode basée sur le modèle de demande et de capacité sismique, on constate que celle-ci est fondée sur une régression, jugée efficace pour établir une relation robuste entre l'intensité sismique et la réponse structurelle. Une fois les paramètres des modèles sont obtenus, la déduction de la courbe de fragilité est immédiate. Cependant, cette méthode introduit une hypothèse supplémentaire sur la relation entre le mouvement du sol et la réponse structurelle suivant la distribution log-normale.

Par ailleurs, cette méthode est inefficace dans le cas où les résultats de réponses sont mal corrélés avec l'excitation sismique. Un autre inconvénient de cette méthode est que l'écart-type  $\beta_{Dest}$  souvent calculé sur toute la gamme de l'intensité sismique, ce qui engendre une même dispersion dans les courbes de fragilité pour les différents niveaux de dommages.

## 2.6 Application des courbes de fragilité analytique

### 2.6.1 Bâtiments en maçonnerie

Comme tous les autres types des courbes de fragilité, les courbes de fragilité analytique sont appliquées à différents domaines d'ingénierie, notamment dans le domaine de construction. Ces dernières sont plus utilisées pour l'estimation de la vulnérabilité des différents types des structures, tels que les bâtiments, les ouvrages d'art, les monuments historique et religieux, aux nombreuses catastrophes naturelles et humaines telles que les séismes, tsunamis, volcans, incendies ...etc.

En littérature, plusieurs recherches d'appréciation de la vulnérabilité des différents types de bâtiments par des courbes de fragilité analytiques ont été publiées, parmi lesquelles nous citons celles qui tiennent en compte de la typologie de bâtiments, le système structurel, la variation de la hauteur et de nombre d'étages ainsi que le type du matériau de construction.

De ces nombreuses recherches, nous dérivons les études les plus représentatives, pour les structures en maçonnerie, où M. Rota et al. ont proposé une nouvelle approche analytique pour la dérivation des courbes de fragilité des bâtiments en maçonnerie, basée sur les analyses stochastiques non linéaires des prototypes des bâtiments[117].

Dans un autre travail de M. Rota et al., une méthodologie probabiliste pour la quantification de facteurs correctement définis permettant la prise en compte des différentes sources d'incertitude impliquées dans l'évaluation sismique des bâtiments en maçonnerie au moyen d'analyses statiques non linéaires a été proposée. Cette approche simple, comprenant également une formulation alternative des facteurs de confiance liés aux propriétés des matériaux, permet d'obtenir des résultats cohérents avec le niveau de connaissance acquis et de prendre correctement en compte les différentes sources d'incertitude, sans nécessiter d'une analyse stochastique non linéaire.

Dans la méthodologie proposée, un coefficient de sécurité global, obtenu comme le produit des facteurs de variabilité tenant compte des différentes sources d'incertitude et du niveau de connaissance atteint, serait directement appliqué à la capacité structurelle déterminée dans l'analyse, permettant d'avoir une procédure cohérente et simple d'évaluation sismique des bâtiments en maçonnerie existants[118].

D'une autre part, M. Oropeza et al. ont présenté une méthodologie analytique simplifiée pour l'estimation des courbes de fragilité dans les bâtiments existants à plusieurs étages en maçonnerie non renforcé[119]. M. Remki et al. ont aussi élaboré des courbes de fragilité analytique pour les bâtiments en maçonnerie non renforcé très courants en Algérie[120], [121].

L'objectif de la recherche d'A. Karbassi et P. Lestuzzi est de présenter une méthodologie numérique pour développer des courbes de fragilité pour les bâtiments en maçonnerie non renforcée. Ces courbes de fragilité peuvent être utilisées en combinaison avec les données de risque d'une région pour effectuer une évaluation complète des risques sismiques pour les bâtiments étudiés[122].

A. Abo-El-Ezz et al. ont présenté un article qui se concentre sur le développement des courbes de fragilité analytiques basées sur le déplacement reflétant les caractéristiques des bâtiments de maçonnerie en pierre existants dans l'Est du Canada, dont le vieux centre historique de Québec qui a été choisi comme zone d'étude typique[123].

Des études d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie en Turquie ont été élaborées par M.A. Erberiken utilisant les courbes de fragilité analytique. Dans laquelle ces bâtiments ont été classés suivant différents paramètres structurels afin de générer des courbes de fragilité de chaque classe[124], [125], [126].

D. D'Ayala a présenté une méthode pour corréler l'analyse de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en utilisant une approche de mécanismes de défaillance afin d'observer les dommages in situ et montrer comment l'approche du mécanisme de défaillance peut être utilisée pour dériver des scénarios de dommages à la fois en termes d'accélération spectrale et de déplacement spectral[127].

B. Borzi et al. ont utilisé la méthode Pushover simplifiée afin d'évaluer les pertes dues aux tremblements de terre, qui a été initialement développée pour étudier la vulnérabilité des bâtiments en béton armé, puis adaptée pour produire des courbes de vulnérabilité pour les bâtiments en maçonnerie non renforcés. Ces courbes ont été calibrées à l'aide des données liées aux caractéristiques structurelles des bâtiments italiens, [128].

L'objectif du travail de L. Pasticier et al. était d'étudier les performances sismiques d'un bâtiment typique en maçonnerie situé dans le nord-est de l'Italie. Ensuite, des courbes de fragilité sismique ont été dérivées en supposant que l'événement sismique était le seul paramètre d'incertitude[129].

En Grèce, A. Kappos et al. ont présenté des techniques analytiques pour développer des scénarios de dommages sismiques pour les bâtiments typiques de ceux trouvés en Europe du Sud et de vérifier leur validité en les appliquant aux bâtiments situés dans la zone la plus touchée par le tremblement de terre d'Athènes du 7 septembre 1999. Puis ils ont établi une comparaison des pertes analytiquement prévues avec les données statistiques des coûts de réparation collectées après le tremblement de terre[130], tandis que F. Karantoni et al. ont étudié la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie en pierre à partir de leurs courbes de fragilité[131].

Les résultats de l'étude de M.Oropeza et al. ont été obtenues par une méthodologie basée sur les déplacements analytiques pour évaluer le risque sismique par des fonctions de fragilité dans les bâtiments en maçonnerie existants dans les régions à sismicité modérée, comme le Nord-Ouest de l'Europe[132].

Une évaluation de la vulnérabilité des agrégats des anciens bâtiments en maçonnerie a été faite par LC. Pagnini et al, où ils ont dérivé des courbes de fragilité en tenant compte des incertitudes inhérentes aux paramètres des bâtiments, à la demande sismique[133].

Dans l'investigation du risque sismique en Portugal effectuée par V. Silva et al., une étude analytique pour étudier la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie et un modèle capable de relier les dommages physiques au pourcentage des pertes ont été accomplis, en tenant compte des caractéristiques structurelles du parc immobilier portugais. Chaque ensemble de fonctions de fragilité a été converti en fonction de vulnérabilité, en utilisant un modèle de conséquence[134].

A. Simões et al. ont publié un travail dont l'objectif principal est d'examiner et comparer la vulnérabilité sismique des différents systèmes constructifs de trois types de vieux bâtiments en maçonnerie à Lisbonne (Portugal) «Pombalino», «Gaioleiro» et «Placa».

La performance sismique des trois types de bâtiments a été comparée sur la base du concept de courbe de fragilité en considérant la probabilité de dépasser un état limite de dommage spécifique en prenant en compte la configuration d'origine, les propriétés moyennes des matériaux et les caractéristiques architecturales pour chaque type de bâtiment[135].

### 2.6.2 Bâtiments en Béton

Dans le but de l'évaluation de la fragilité des bâtiments en béton, de nombreuses recherches ont été réalisées en Turquie, dont nous citons celles de S. Akkar et al. et de AY. Özer et al. qui s'intéressent à la détermination des fonctions de fragilité pour les bâtiments de faible et moyenne hauteur en béton ordinaire à l'aide des déplacements. Ces fonctions de fragilité ont été dérivées séparément pour des différents nombres d'étages, ce qui a été considéré comme un paramètre important influençant la vulnérabilité des bâtiments existants en béton[136], [137].

Plus loin, H. Bilgin a évalué la fragilité sismique des bâtiments publics en béton armé en Turquie en se basant sur des modèles représentatifs. Dans cette étude, les courbes de fragilité ont été dérivées pour des groupes de bâtiments publics existants en fonction du type de béton et sa qualité. Ces courbes ont été réalisées afin d'être utilisées pour des études régionales d'estimation des pertes dans diverses zones sujettes aux tremblements de terre en Turquie et pour l'estimation des probabilités d'effondrement de ces bâtiments

publics existants en fonction des valeurs du PGV. Les paramètres considérés comme incertains sont le mouvement du sol, la limite d'élasticité, le taux de dérive et la qualité et le type du béton[138].

De plus, MS. Kircil et Z. Polat ont développé les courbes de fragilité pour les bâtiments à ossature moyenne en béton armé à Istanbul en utilisant une simulation numérique en fonction du nombre d'étages des bâtiments. Puis une analyse de régression entre les paramètres de fragilité et le nombre d'étages du bâtiment a été réalisée où il a été démontré que les paramètres de fragilité changent considérablement en raison du nombre d'étages du bâtiment[139].

Dans le cadre de l'estimation de la vulnérabilité et le risque sismique des bâtiments en béton armé, V.Silva et al. Ont établi un travail qui se base sur plusieurs méthodologies analytiques utilisées pour dériver les fonctions de fragilité des bâtiments en béton armé. Le travail a été accompli par une étude approfondie des procédures statiques et dynamiques pour estimer la réponse non linéaire de ces bâtiments et qui vise à évaluer l'impact de la méthodologie choisie sur la capacité résultante, la fragilité, la vulnérabilité et le risque sismique[140].

Dans le même ordre d'idées, les courbes de fragilité des structures en béton armé ont été dérivées par U.Hancilar et E.Çaktr pour la meilleure corrélation entre l'intensité sismique et les réponses structurelles à travers des analyses dynamiques non linéaires sous des enregistrements de tremblements de terre réels[141].

En Italie, B. Borzi et al. ont proposé une méthode Pushover simplifiée pour l'évaluation des pertes dues aux tremblements de terre, afin de définir les courbes de vulnérabilité des bâtiments en béton armé. L'influence des murs de remplissage, répartis régulièrement ou irrégulièrement, sur les courbes de vulnérabilité est étudiée aussi[142]. Ces prédites courbes de vulnérabilité ont été comparées à celles dérivées par une méthode entièrement basée sur les déplacements pour l'évaluation de la vulnérabilité bâtiments en béton armé[143].

Par ailleurs, une méthode analytique simplifiée pour l'évaluation de la fragilité sismique des bâtiments en béton armé à grande échelle est présentée par D. C. Gaudio et al. Cette dernière est basée sur une procédure de design simulé pour définir le modèle structurel et sur une analyse statique non linéaire d'un modèle structurel simplifié basée sur l'hypothèse du type de cisaillement pour évaluer la capacité sismique.

Cette méthode a été appliquée sur les données des bâtiments en béton armé obtenues après une enquête sur terrain réalisée dans une ville à forte sismicité dans le sud de l'Italie. Ces données ont été illustrées et comparées avec des données provenant d'autres sources. Les incertitudes relatives à la demande sismique, les caractéristiques des matériaux et les modèles de capacité sont prises en compte par une technique de simulation de Monte Carlo. Des courbes de fragilité sont obtenues pour chaque bâtiment, conduisant à l'évaluation de la probabilité de défaillance annuelle aux états de dommage supposés. L'influence des paramètres clés dans la prédiction de la fragilité sismique, comme le nombre d'étages et l'âge des constructions, a été considéré[144].

L'étude a été complétée par un travail qui résume l'analyse de vulnérabilité des bâtiments du district d'Arenella à Naples (sud de l'Italie). Les courbes de fragilité en terme de déplacement spectral élastique ont été dérivées pour chaque construction via une approche mécanique qui s'appuie sur une analyse Pushover des bâtiments sélectionnés. Les résultats ont montré que les dispersions de la configuration géométrique et des propriétés des matériaux ont relativement moins d'influence sur la vulnérabilité pour tous les cas étudiés[145].

Par ailleurs, le travail d'A Kappos et G. Panagopoulos se concentre sur la dérivation des courbes de fragilité en termes d'accélération maximale du sol (PGA), ainsi que du déplacement spectral ( $S_d$ ). Le travail comprend également l'estimation des courbes de capacité pour plusieurs types de bâtiments en béton armé en Grèce, ainsi que dans le reste de l'Europe du Sud[146].

K.D. Pitilakis et al. ont étudié la vulnérabilité sismique des bâtiments à ossature en béton armé en tenant compte du vieillissement des bâtiments dû à la corrosion des barres d'armature. L'influence des conditions du sol et de l'interaction sol-structure sur la vulnérabilité sismique des structures initiales et corrodées a été étudiée également[147].

En se basant sur l'Euro-codes (EC2 et EC8), Fardis, M.N. et al ont construit les courbes de fragilité pour un nombre de prototypes de bâtiments en béton armé. L'objectif était d'utiliser les méthodes et les critères d'évaluation des performances sismiques propres à l'EC8 pour les bâtiments existants afin d'évaluer comment l'EC8 atteint ses objectifs de performance pour les nouveaux bâtiments[148].

Par ailleurs, l'effet des conditions locales du sol était l'objectif principal de l'étude de Koktong Tan et al., où les courbes de fragilité d'un bâtiment de trois étages à ossature en

béton armé ont été dérivées pour deux états de sol différents. Les modifications considérables sur les courbes de fragilité obtenues des résultats numériques ont montré que les conditions locales du sol ont un effet significatif sur les courbes de fragilité. A cet effet, l'état de sol doit être pris en compte dans l'analyse de fragilité des constructions dans n'importe quelle région[149].

D'autres études ont permis d'évaluer analytiquement la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé dans de nombreuses régions européennes, comme en Bâle (Suisse)[150], Thessaloniki (Grèce)[151], Bucharest (Roumanie),[152], Skopje (Macédoine)[153][154], Barcelone (Espagne)[155] et en Chili [156]

### 2.6.3 Bâtiments en acier

Bien qu'il existe plusieurs publications concernant les courbes de fragilité, celles focalisées sur les structures en acier sont rarement rencontrées dans la littérature jusqu'à présent, puisqu'elles ont généralement démontré un bon comportement sous les tremblements de terre, avec des dommages limités et de rares cas d'effondrement. Aussi il y a un nombre modeste de chercheurs qui s'intéressent au développement analytique des courbes de fragilité sismique de ce genre de structures.

Parmi ces recherches, nous avons celles qui développent des courbes de fragilité des constructions industrielles[157], [158], [159], tels qu'en Europe[160], en Italie [161], [162], en Malaisie[163], [164]. D'autres ont traité la fragilité sismique du reste des types de construction en acier tels que les bâtiments résidentiels et administratifs[165], [166].

Certaines recherches ont effectué des études paramétriques et comparatives des différents éléments des structures en tenant compte de nombreux paramètres (hauteur de la construction, nombre d'étages, type de connections entre les éléments structuraux, typologie de contreventement, mode de contrôle parasismique...), afin de déterminer leur effet sur la vulnérabilité sismique de cette sorte de constructions.

Citons l'étude effectuée par H. Faghihmaleki et al., qui sert à élaborer des courbes de fragilité de trois bâtiments en acier à différents nombres d'étages (Quatre, sept et douze étages), contreventés par des types de contreventement variés et localisés dans une région à forte sismicité. Les courbes de fragilité obtenues pourraient être utilisées pour déterminer le potentiel de dommage dû aux tremblements de terre et évaluer l'effet de chaque type de contreventement [167].

De même, Une étude comparative a été faite par E.N. Farsangi et al., dont l'objectif était la quantification de la vulnérabilité sismique des divers types de constructions en acier conçues selon différentes versions du code sismique iranien (Standard No. 2800 1988, 1999, 2005). Dans cette étude, des analyses dynamiques temporelles des modèles des bâtiments ont été réalisées afin d'obtenir les réponses sismiques utilisées dans le développement des courbes de fragilité de ces bâtiments[168].

D'autre part, des recherches ont été effectuées sur des structures métalliques dotées par des systèmes de contrôle d'isolation parasismique tels que l'utilisation des alliages à mémoire de forme (AMF), viscoélastiques et super viscoélastiques. Les réponses sismiques et les courbes de fragilité obtenues des analyses dynamiques de ces modèles de structures ont permis de comprendre leur comportement dynamique et d'évaluer la performance structurelle de ces systèmes de contrôle parasismique[169], [170].

#### 2.6.4 Bâtiments mixtes

De façon générale, la structure mixte concerne l'association de deux ou plusieurs matériaux de natures et de propriétés différentes au niveau des éléments structurels tels que les poteaux, les poutres et les planchers. L'association doit exploiter les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Bien que ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément.

Il convient en particulier de distinguer les structures mixtes des structures hybrides, parfois appelées improprement mixtes, composées d'éléments homogènes de matériaux différents, par exemple un bâtiment avec un noyau en béton armé sur lequel prend appui une charpente constituée exclusivement de poutres et poteaux en acier.

Quel que soit la nature de ces constructions mixtes, elles sont toujours confrontées aux risques naturels tels que les tremblements de terre, qui peuvent engendrer des dommages et des pertes considérables. A cet effet, l'étude de leurs vulnérabilités est de très grande importance car elle sert à estimer la sécurité sismique structurelle et élaborer leur code de conception parasismique.

Bien que l'application des structures mixtes ait considérablement augmenté dans le monde entier grâce à son omniprésence dans tous les domaines, les études de la fragilité sismique de ce type de construction sont très limitées.

Les données disponibles sur les dommages sismiques de ce type des structures sont insuffisantes, donc il est impossible d'obtenir ces courbes de fragilité sismique empiriques.

La méthode analytique est la seule approche possible pour obtenir une courbe de fragilité sismique pour le moment et jusqu'à présent, seules quelques références bibliographiques sur l'analyse de la fragilité de ce type de structure sont disponibles [171].

Dans le travail publié par S.Cattari et S. Lagomarsino, les performances sismiques de diverses configurations des structures mixtes maçonnerie - béton armé ont été analysées selon les analyses statiques non linéaires et comparées en utilisant le concept de courbes de fragilité[172].

Une procédure pour dériver les courbes de fragilité sismique pour les bâtiments en maçonnerie et les bâtiments mixtes (maçonnerie - béton armé) par des analyses statiques non linéaires a été illustrée dans le travail de J.Milosevic et al. La procédure est présentée de manière standardisée pour être facilement reproductible pour d'autres bâtiments, différents de ceux examinés dans son travail. Il est suggéré que, pour ce type de bâtiments, une attention particulière soit accordée à ces détails structurels tels que les connections entre les murs qui affectent leur comportement sismique[173].

Skalomenos et al.[174], obtiennent les courbes de fragilité des structures conçues par des poteaux composés des tubes en acier remplis de béton et connectés à des poutres en acier. Dans ce travail, l'étude des modèles a été effectuée par des analyses temporelles non linéaires selon l'Eurocode.

#### 2.6.5 Ouvrages d'arts

Les ouvrages d'art sont des structures en général complexes et nécessitent une expertise avérée dans leur conception. Dans ce qui suit nous allons voir les études effectuées sur les barrages, les réservoirs et bien entendu les ponts objet de la présente étude.

##### 2.6.5.1 Barrages

Plusieurs barrages et ouvrages hydrauliques ont été construits dans des zones de forte sismicité, ceci pour des raisons géologiques et économiques, ce qui rend les risques reliés aux barrages très considérables et les conséquences sociales et économiques liées à leur rupture peuvent être catastrophiques. En raison de leur importance énergétique et de la sécurité civile, ils doivent demeurer sécuritaires pendant et après un séisme. Une évaluation de la sécurité et du risque de ces ouvrages est donc nécessaire.

L'utilisation des courbes de fragilité dans le domaine des barrages est récente. Malgré tout, les méthodes, techniques et théories développées pour les courbes de fragilité de ponts et de bâtiments sont applicables aux différents types des barrages[175],[176],[177],[178],[179].

La première étude sur la vulnérabilité sismique des barrages a été réalisée par Tekie et Ellingwood[176], pour le barrage-poids de Bluestone en Virginie-Occidentale. Les courbes de fragilité pour la vulnérabilité sismique ont été développées à l'aide d'une méthode d'échantillonnage LHS (Latin Hyper-cube Sampling). Puis ont été développées pour quatre états limites d'endommagement, soit la fissuration du béton aux joints de reprise, les déformations de la fondation, le glissement à l'interface béton-roc et le déplacement relatif de la crête du barrage par rapport à sa base.

Différents niveaux d'endommagement ont été définis pour chaque état limite ; Douze échantillons du modèle ont été obtenus à l'aide de la méthode du LHS et ont été couplés avec douze accélérogrammes historiques. Ces échantillons ont été analysés pour six niveaux d'intensité sismique, en étalonnant les accélérogrammes par rapport à l'accélération spectrale évaluée à la période fondamentale, afin d'obtenir les courbes de fragilité. Des analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été réalisées en incluant les effets d'interaction barrage-réservoir-fondation. Une estimation de la fragilité a ensuite été obtenue, pour chaque état limite à l'étude, à l'aide d'une distribution log-normale.

Ghanaat et al.[177] ont utilisé la même méthodologie pour évaluer la vulnérabilité du barrage de Mühleberg en Suisse. Trente échantillons ont été obtenus avec la méthode du LHS et ont été simulés pour huit niveaux d'intensité sismique. Le début du glissement à l'interface béton-roc est le seul niveau d'endommagement considéré. Les analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été réalisées à l'aide des logiciels SAP2000 et LS-Dyna. Une distribution log-normale a été utilisée pour représenter les résultats. Les paramètres de la fonction log-normale ont été estimés par la méthode des moindres carrés dans l'espace linéaire. La fragilité a également été étudiée en considérant uniquement l'incertitude aléatoire reliée au séisme, toutes les autres sources d'incertitudes étant fixées à leur valeur médiane. Il a été montré que plusieurs autres facteurs ont une influence non négligeable sur la fragilité du barrage.

Ghanaat et al.[178], [179] ont également étudié la vulnérabilité sismique d'un autre barrage à l'aide de la méthode du LHS. L'objectif était de développer une nouvelle

méthodologie simple et pratique pour le développement des courbes de fragilité pour un barrage-poids [179].

Cette fois-ci, onze paramètres incertains ont été définis et un facteur de directionnalité entre les composantes verticales et horizontales des séismes a été considéré comme un facteur aléatoire. Des analyses préliminaires, avec un modèle de matériau non linéaire pour le béton, ont été réalisées afin de déterminer les modes de ruptures potentiels du barrage lors d'un séisme. Dix échantillons ont été obtenus avec la méthode du LHS et une analyse dynamique incrémentale (IDA (Incremental Dynamic Analysis)) a été réalisée pour chaque échantillon jusqu'à l'atteinte de l'état limite d'endommagement. Les analyses temporelles non linéaires ont été effectuées avec le logiciel LS-Dyna. Les échantillons ont ensuite été classés en ordre et les probabilités de défaillance ont été calculées. Une distribution de Weibull a ensuite été utilisée pour estimer les courbes de fragilité.

Lupoi et Callari [175], ont utilisé une nouvelle méthodologie tenant en compte deux types d'incertitudes : les propriétés des matériaux et les actions externes (mouvement du sol et niveau du réservoir). Dix accélérogrammes (variés de 0,1 à 0,9 g) et trois niveaux d'eau (HW = 31, 36 et 41 m) ont été appliqués au barrage-poids de Kasho (Japon) choisi comme cas d'étude. Il est à noter que la contribution relative du mécanisme de déformation à la fragilité du système, augmente considérablement avec le surcroît du niveau du réservoir.

Deux autres études sont également disponibles sur le sujet ; ces études utilisent la longueur de fissuration pour définir les états limites ultimes. La première étude porte sur le barrage de Pine Flat [180]. La fissuration à la base et dans le corps du barrage sont les deux états limites considérés à l'étude. Les états limites sont définis selon une longueur critique de fissuration. Une analyse dynamique incrémentale (IDA) est effectuée pour six échantillons jusqu'à l'atteinte de la longueur critique. Les courbes sont ensuite estimées par une loi log-normale.

La deuxième étude utilise trente échantillons obtenus par simulation de Monte-Carlo et six niveaux d'intensité sismique pour déterminer la vulnérabilité sismique d'un barrage-poids [181]. Trois paramètres sont définis comme incertains et cinq états limites sont définis de façon qualitative en fonction de l'intensité et de la magnitude de la fissuration. Dans cette étude, aucune distribution de probabilité n'a été utilisée pour estimer la fragilité. L'autre étude menée par de M.A. Hariri-Ardebili, V.E. Saouma explore les courbes de

fragilité sismique pour les barrages-poids avec ou sans composante sismique verticale[182].

Récemment, divers cas d'études des barrages-poids en béton ont été effectués à travers le monde. Ces études récentes provenaient de Hariri-Ardebili et Saouma[182], Bernier et al.[183], [184], Segura et al.[185], Hebbouche et al.[186]et G. Sevieri[187]et qui se focalisaient sur des barrages-poids. Ces études servent à l'évaluation de la fragilité sismique de ces structures et la comparaison entre les méthodologies utilisées par d'autres études.

De plus, les barrages-voûtes ont été considérés dans diverses études comme celle de Yaoet al. [188] où le but était d'évaluer la réponse sismique d'un barrage-voûte soumis à des tremblements de terre, et de dériver les fonctions de fragilité analytiques correspondantes à la structure modélisée par éléments finis 3D. L'évaluation des effets de divers tremblements de terre sur la réponse sismique du barrage-voûte a été élaborée en sélectionnant 18 accelerogrammes avec des magnitudes et des distances épacentrales variables. Les résultats ont montré que les effets sismiques sur la déformation des barrages sont importants. L'ouverture et le glissement des joints de construction, ainsi que le déplacement à la crête du barrage varient évidemment avec les différents niveaux d'accélération du sol.

Kadkhodayanet al.[189] ont appliqué une approche d'analyse dynamique incrémentale (IDA) pour analyser un barrage à voûte mince et haute. Les paramètres d'accélération spectrale ( $S_a$ ), PGA et PGV ont été utilisés comme mesure d'intensité sismique (IM). Trois états limites ont ensuite été attribués à la structure considérée à l'aide des courbes IDA. Par la suite, des courbes de fragilité ont été élaborées, et il a été dévoilé que PGA est un meilleur paramètre à prendre comme mesure d'intensité sismique (IM). Ces courbes de fragilité pertinentes pour les niveaux de performance de service et de contrôle des dommages sont trop raides et une intervention nécessaire pour augmenter la capacité du corps du barrage pour ces niveaux devrait être menée, en particulier sur les faces aval.

Récemment, La sécurité sismique d'un barrage-voûte a été analysée par C. Gasser et al.[190], en développant des courbes de fragilité pour différents mécanismes d'endommagement et de rupture. Le modèle implique l'interaction fluide-structure-fondation et a pris en compte les non-linéarités de contact et de type de matériau. L'état

limite ultime (rupture) est étudié au moyen d'un modèle de béton à endommagement plastique, spécialement développé pour les chargements cycliques. De plus, dix paramètres du modèle sont considérés comme des variables aléatoires où la variabilité du niveau d'eau est prise en compte dans l'analyse sismique probabiliste du barrage. En général, le but de cette recherche était de montrer les possibilités et les difficultés des outils d'analyse sismique probabiliste lorsqu'ils sont appliqués à un modèle mécanique sophistiqué d'une structure réelle.

De plus, la fragilité sismique des autres types des barrages tels que les barrages en remblais (Hardfill or Rockfill Dams) a été rarement étudiée, seulement quelques cas d'études de ces structures sont traités récemment [191], [192].

#### 2.6.5.2 Réservoirs

Les réservoirs de stockage sont considérés comme des éléments vitaux depuis leur apparition, ils représentent un composant fondamental des complexes industriels. Malgré l'existence des différents types des réservoirs à différents volumes, ils assurent la même fonction qui est la conservation et le stockage d'une grande variété de substances et des fluides (par exemple eau, produits chimiques, pétrole et autres produits dérivés du pétrole, substances dangereuses, etc.).

Quand ces réservoirs sont situés dans des régions sujettes aux nombreux risques naturels, ils peuvent être endommagés ou s'effondrés, provoquant potentiellement des fuites de matière dangereuse et des incendies majeurs, pour cette raison ils doivent être conçus pour y résister et rester fonctionnels durant et après la survenue de ces phénomènes tels que les séismes. Donc il est primordial d'étudier leur comportement dynamique et leur fragilité sismique.

L'évaluation de la fragilité sismique de ces réservoirs de stockage est basée sur leurs caractéristiques géométriques, leurs spécifications des matériaux de construction ainsi que leurs types de système d'isolation à la base.

Par rapport aux structures ordinaires (telles que les bâtiments et les ponts), les réservoirs de stockage présentent un comportement dynamique différent en raison de l'interaction structure-fluide, car ils sont soumis à des charges sismiques et à des pressions hydrodynamiques.

Nombreuses analyses des différents types des réservoirs de stockage vis-à-vis des excitations sismiques ont été effectuées par plusieurs chercheurs, en considérant différents

systèmes d'isolation et approches de modélisation. Ces analyses permettent le développement des courbes de fragilité des réservoirs, ces courbes conviennent à la préparation des plans d'urgence et à la prise des décisions gouvernementales.

En 2004, Iervolino et al. ont présenté une approche basée sur la surface de réponse pour obtenir la fragilité sismique des réservoirs industriels de stockage des liquides. Ils ont considéré le niveau de remplissage du liquide et le frottement à la base comme des variables aléatoires, tout en déterminant la probabilité de défaillance à l'aide de la méthode de fiabilité du premier ordre (FORM), par la suite les surfaces de fragilité ont été obtenues.

En 2008, Razzaghi et Eshgi ont développé des courbes de fragilité des réservoirs cylindriques en acier, utilisés pour le stockage dans des raffineries de pétrole iraniennes. Deux états limites ont été considérés dans ce travail soit la déformation plastique des parois sans aucun flambement élasto-plastique et le flambement des pieds à la base. Des analyses temporelles non linéaires ont été effectuées pour obtenir la défaillance correspondante aux états limites définis à différentes hauteurs du liquide.

Dans l'article publié par F. Berahman et al. en 2009, une étude probabiliste a été effectuée sur des bacs de stockage en acier non ancrés, qui sont parmi les équipements les plus vulnérables des installations pétrolières. Des modèles probabilistes de flambement du pied et la rupture de soudage au niveau de la connexion entre la plaque inférieure et la coque sont développés sur la base des données analytiques. Les modèles de demande probabiliste développés sont utilisés pour estimer la fragilité des modes de défaillance critique d'un nombre de réservoirs. Dans cet article, le liquide et la structure ont été modélisés directement avec des éléments finis. Les variables de déplacement ont été utilisées comme des degrés de liberté pour le liquide et la structure. L'analyse numérique a été effectuée par un programme d'éléments finis pour déterminer les réponses sismiques. Les 16 bacs sélectionnés ont été analysés par des analyses temporelles non linéaires, où 12 accélérogrammes ont été sélectionnés. Les résultats obtenus permettent l'appréciation de la fragilité sismique de ces bacs.

La méthodologie développée dans cet article pour évaluer la demande sismique des modes de défaillance critiques de ce genre de réservoirs de stockage est unique en ce sens car elle est basée sur des données analytiques et intègre convenablement les spécifications mécaniques et physiques des réservoirs dans l'évaluation de leurs fragilités sismiques.

L'approche est assez générale et peut être appliquée à d'autres systèmes et équipements dans les complexes pétroliers.

En revanche, les courbes de fragilité sismique des réservoirs de stockage de liquides à base fixée et à base isolée sont développées par Sandip Kumar Saha et al. en 2016 sous des tremblements de terre non stationnaires, où leurs performances sismiques ont été comparées. Les critères de rupture sont choisis en fonction de la résistance au flambement élastique de la paroi du réservoir et en termes de déplacement critique de l'isolation. Les mouvements sismiques non stationnaires sont générés à l'aide de la simulation de Monte Carlo. Une diminution substantielle de la fragilité sismique des réservoirs de stockage des liquides isolés à la base par rapport aux réservoirs à base fixe a été observée. Une influence significative des paramètres caractérisant l'isolateur sur la fragilité sismique des réservoirs de stockage des liquides isolés à la base est rapportée dans leur étude.

En 2018, Kamyar Kildashti et al. ont étudié le cas d'un réservoir de stockage de liquide pour mettre en évidence l'influence de la flexibilité de la base sur les performances sismiques des réservoirs entièrement ancrés, en tenant compte de l'interaction fluide-structure. Deux ensembles de modèles d'éléments finis ont été construits, à savoir ; réservoir à base fixe et à base flexible. Une analyse temporelle non linéaire basée sur une suite de vingt-deux accélogrammes a été effectuée. Les courbes de fragilité sont obtenues en introduisant la probabilité conditionnelle de défaillance en fonction de l'intensité sismique critique. Les résultats révèlent que la flexibilité de la base peut contribuer à réduire les valeurs des intensités critiques par rapport à celles obtenues à partir du modèle fixe. Plus précisément, le modèle flexible démontre une valeur d'accélération maximale du sol (PGA) inférieure à celle initialement sélectionnée pour la conception du réservoir.

Une procédure appropriée pour la dérivation analytique des courbes de fragilité des réservoirs a été présentée par H.N.Phan et al. en 2018, cette dernière est menée en utilisant un modèle de demande sismique probabiliste et des analyses temporelles non linéaires. Une application de ladite procédure à un réservoir de stockage de pétrole non ancré dans une raffinerie en Italie a été exposée. Les courbes de fragilité de trois états de dommages critiques de ce réservoir ont été obtenues, elles montrent une vulnérabilité élevée de ce dernier.

Dans l'étude effectuée par Sangmok Lee et al. (2019), la fragilité sismique d'un réservoir de stockage cylindrique ancré est étudiée et des courbes de fragilité sismique sont

dérivées. Des données de mouvement sismique réel reflétant les caractéristiques de la région cible sont collectées et utilisées. Pour considérer l'effet hydrodynamique, un modèle d'éléments finis sophistiqué est construit en se référant à un exemple de modèle déjà utilisé dans une étude précédente[193]. En utilisant ce modèle, les réponses structurelles sont analysées par des analyses temporelles non linéaires. Le flambement élastique, le flambage des pieds et la déformation des parois du réservoir sont considérés comme des états limites critiques de ce dernier pour l'analyse de leur fragilité.

Récemment, des études de fragilité des réservoirs conçues par des dispositifs d'isolation sismique sont effectuées pour investiguer l'effet de ces derniers sur la performance sismique de telles structures.

Dans le travail d'Alexandros Tsipianitis and Yiannis Tsompanakis (2018), l'accent est mis sur les types de système d'isolation sismique à la base. Plus précisément, il se concentre sur l'analyse de la fragilité des réservoirs isolés, en tenant compte des déplacements des isolateurs dus à des tremblements de terre proches des failles. De plus, un modèle de substitution a été développé pour simuler la réponse dynamique de la superstructure (réservoir rempli de liquide) pour atteindre un équilibre optimal entre l'efficacité et la précision de calcul.

Ji-Su Kim et al. (2019) ont publié une étude dont l'objectif est d'établir un système de sélection d'un matériau optimum de frottement, pour répondre aux exigences de performance sismique d'un réservoir de gaz naturel liquéfié avec un système d'isolation de pendule à frottement. Pour cela une analyse de fragilité sismique a été utilisée et appliquée aux matériaux avec divers coefficients de frottement pour ce système d'isolation. Des courbes de fragilité combinées ont été générées en fonction de l'importance relative de chaque état limite de ce type de structure. La comparaison de ces courbes de fragilité combinées selon la variation des coefficients de frottement permettait de déterminer le matériau optimum de frottement.

## 2.7 Courbes de fragilité des ponts

Les ponts situés dans les zones à forte et moyenne sismicité présentent un moyen indispensable d'acheminement des secours et d'évacuation des blessés lors de la survenance de ce phénomène. Afin de maintenir fonctionnel les ponts lors d'une catastrophe naturelle et éviter leur endommagement, il est nécessaire d'effectuer une étude de vulnérabilité sismique.

Les courbes de fragilité servent à évaluer le risque sismique des ponts et estimer les dommages et les pertes économiques dus à un tremblement de terre. Les études établis par les chercheurs dans ce contexte peuvent être classées en deux catégories principales soit les courbes de fragilité régionales et les courbes de fragilité spécifiques.

### 2.7.1 Courbes de fragilité régionales

Nombreux chercheurs à travers le monde ont développé les courbes de fragilité des ponts pour des régions particulières. Étant donné que l'aléa sismique ainsi que les types des ponts varient d'une région à l'autre, les chercheurs se sont concentrés sur l'élaboration des courbes de fragilité régionales. Pour cela, des études approfondies sur l'appréciation de la fragilité sismique des ponts routiers dans différentes régions des États-Unis ont été menées par différents chercheurs.

À l'aide de l'inventaire national des ponts, Pan et al.[194]et Pan, Agrawal, Ghosn et Alampalli [195]ont abouti une étude paramétrique approfondie pour évaluer les paramètres de réponse sismique des différents composants des ponts routiers métalliques à une seule travée dans l'État de New York.

Dans le centre et le sud des États-Unis,Choi et al. [196], Nielson et DesRoches [197], [198], Padgett et DesRoches[199] ont développé des courbes de fragilité des ponts avant et après leurs rénovations, Ramanathan et al. [200]and Ramanathan et al. [201]ont investigué l'influence des paramètres sismiques sur la vulnérabilité sismique des quatre classes typiques des ponts considérés puis comparé leurs courbes de fragilité avec celles de HAZUS.

Ailleurs, dans l'ouest des États-Unis, précisément en Californie, Mackie et Stojadinovic [202]ont développé les courbes de fragilité des ponts routiers pour des différentes intensités sismiques en tenant compte le type de la structure et le site d'implantation.Ramanathan[203] a généré des courbes de fragilité pour des classes typiques des ponts californiens ainsi que leur évolution sur trois phases de conception significatives. Cette étude a développé différents états de dommage pour différents composants de pont conformément à la conception et aux directives opérationnelles de CALTRANS.

Au Canada, Tavares et al.[204], Lau et al. [205]etBillah et Alam [206]ont développé des courbes de fragilité sismique pour les ponts routiers dans l'est et l'ouest du Canada.Tavares et al.[204]ont élaboré des courbes de fragilité des composants et du

système pour cinq classes de ponts différentes dans l'est du Canada, et ils ont conclu que les ponts à poutres en béton présentent une vulnérabilité relativement élevée par rapport aux ponts à poutres en acier.

Lau et al. [205] ont proposé une méthodologie pour générer les courbes de fragilité des ponts en supposant que les ponts ayant la même configuration structurelle et construits à la même période auront une vulnérabilité similaire lors d'un événement sismique.

En Considérant l'interaction sol-structure avec tous les types d'incertitudes, Billah et Alam [206] ont développé des courbes de fragilité pour les ponts à poutres continus en béton à multi travées qui représentent une partie importante des ponts routiers en Colombie-Britannique.

Karim & Yamazaki, [207] ont développé une approche simplifiée pour générer des courbes de fragilité des ponts isolés et ils ont illustré la contribution des isolateurs dans la réduction de la probabilité d'endommagement des piles des ponts. Ils ont constaté que la probabilité d'endommagement des systèmes isolés tend à être plus élevée pour un niveau de hauteur de pile plus élevé que celle des systèmes non isolés.

En Italie, une évaluation de la fiabilité sismique de trois ponts routiers italiens à l'aide d'une méthodologie d'analyse efficace de la fragilité a été effectuée par De Felice and Giannini [208]. Cardone et al. [209] ont proposé une procédure numérique pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers en Italie qui combine des éléments de la méthode de conception basée sur le déplacement direct et de la méthode du spectre de capacité. La méthode proposée permettait d'envisager d'éventuelles modifications de résistance et de ductilité dues à la dégradation des matériaux et/ou aux interventions de rénovation sismique.

Avsar et al. [210] ont développé des courbes de fragilité pour les ponts construits après 1990 et les ont regroupés en quatre groupes différents en fonction de leurs caractéristiques structurels. Ils ont constaté que les ponts avec des grands angles de biais et ceux avec une seule colonne courbée sont les plus vulnérables.

Moschonas et al. [211] ont déterminé des différents états d'endommagement des composants du pont en fonction du mécanisme de dissipation d'énergie. Par la suite, ils ont proposé une nouvelle méthode pour générer des courbes de fragilité à l'aide d'une analyse pushover non linéaire. Ils ont rapporté que les ponts étaient plus vulnérables dans le sens

longitudinal et que les courbes de fragilité dérivées sont fortement influencées par les spectres de réponse utilisés.

En Algérie, Kibboua et al. [212] ont constaté que la géométrie de la section transversale et le renforcement longitudinal affectent considérablement la vulnérabilité des piles de ponts typiques en Algérie. Ils ont conclu que les ponts soutenus sur des piles-voiles ont une probabilité de dommages plus faible que les autres.

Des travaux de recherche importants ont également été considérés dans plusieurs pays à propos de ce sujet tels qu'au Japon (Akiyama, Frangopol, & Matsuzaki, 2011[213]; Akiyama, Frangopol, & Mizuno, 2013[214]; Karim & Yamazaki, 2007[207]; Tanaka, Kameda, Nojima, & Ohnishi, 2000[215]), en Italie (Cardone, Perrone, & Dolce, 2007[209]; Felice, Giannini, & Rasulo, 2004[216]), en Turquie (Avsar et al., 2011)[210], en Grèce (Moschonas et al., 2009[211]) et en Taiwan (Liao & Loh, 2004[217]; Sung, Hsu, Hung, & Chang, 2013[218]).

### 2.7.2 Courbes de fragilité spécifiques

Bien que chaque région ait ses propres directives de conception correspondant à ses ponts typiques, aux diverses méthodes de construction et aux différentes conditions sismiques et de sol, plusieurs chercheurs ont adopté de diverses techniques de modélisation et d'analyse pour développer les courbes de fragilité spécifiques.

Dans ce contexte, certaines méthodologies pour la dérivation des courbes de fragilité spécifiques aux ponts ont été récemment proposées par (Dukes (2013) [219], Stefanidou et Kappos (2015, 2017) [220], [221]), en tenant compte de l'effet des propriétés spécifiques aux composants du pont sur la fragilité sismique.

Cependant, la méthodologie proposée par Dukes (2013) [219] se concentre sur la corrélation de la demande des composants et des paramètres spécifiques à la structure, fournissant des modèles de demande en fonction de plusieurs paramètres de conception, sans tenir compte de leur effet sur la capacité des composants et les seuils d'état limite [219].

D'autre part, Stefanidou & Kappos (2017) ont proposé une méthodologie holistique pour l'estimation des courbes de fragilité spécifiques aux ponts, fournissant des relations empiriques pour l'estimation des seuils d'état limite spécifiques aux composants, le traitement de l'incertitude et l'estimation de la demande ainsi que la quantité d'effort dépendant de l'échelle d'application.

Ces courbes de fragilité spécifiques tiennent en considération l'effet des différents paramètres et phénomènes sur le comportement dynamique des ponts, tels que l'effet de la géométrie du système structurel, des composants et des propriétés du sol.

#### 2.7.2.1 Effet de la géométrie du système structurel

L'effet de la géométrie d'un pont sur sa fragilité a été largement traité, [222], [204], où le nombre de travées, le nombre de colonnes, l'inclinaison, le type de tablier, le type de pile et le type d'appuis, sont parmi les paramètres pris en compte dans les études disponibles [204].

En se basant sur l'hypothèse qui stipule que les performances sismiques des ponts d'une même catégorie sont similaires, l'évaluation sismique de l'ensemble des ponts de la même catégorie est effectuée en utilisant les courbes de fragilité représentatives de chaque catégorie des ponts [222], [223], [224].

Les mécanismes de défaillance et de capacité de résistance aux endommagements des ponts différent d'un pont à un autre, en raison des différentes configurations structurelles, à savoir le type de superstructure, la typologie des composants et la nature de connexion entre eux et le type des fondations, etc.

Plusieurs recherches ont été effectuées pour évaluer les effets des caractérisations structurales sur la probabilité d'endommagement des ponts. Zhang et al. (2008) [225] ont évalué la vulnérabilité sismique de six classes de ponts typiques en Californie. Des analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été utilisées pour dériver les fonctions de fragilité des modèles des ponts sous excitation sismique bien qu'une procédure statique a été utilisée pour dériver les fonctions de fragilité des ponts sous l'effet de la liquéfaction.

Tandis qu'une très grande importance a été donnée à la typologie de la superstructure des ponts, des courbes de fragilité des différents types de superstructures ont été générées, à savoir celles des ponts à plusieurs travées continues et discontinues [194], [195], [196], [197], [198], [199], [200], [201], [225], [203], [226], [204], [205], [206], [207], [208], [210].

La méthodologie proposée par S. P. Stefanidou et A. J. Kappos, pour la dérivation des courbes de fragilité spécifiques aux ponts et les étapes distinctes de sa mise en œuvre sont décrites en détail dans leurs articles [221], [227]. Il est à noter que les particularités principales de cette méthodologie sont la définition explicite des seuils des états limites critiques pour chaque composant du pont, en tenant compte de l'effet de variation de la

géométrie, des propriétés des matériaux, du ferrailage et des modes de chargement sur la capacité des composants. La méthodologie comprend également la quantification de l'incertitude de la capacité, la définition de l'état des dommages. Une base de données rassemblant les seuils des états limites spécifiques aux composants a été développée pour le calcul de la capacité des composants et de l'incertitude associée.

De même, l'effet de chaque composant sur la fragilité sismique des ponts a été examiné par plusieurs chercheurs pour une estimation plus précise de leurs vulnérabilités. Les piles du pont sont parmi les composants qui ont une importance considérable dans l'appréciation du comportement dynamique des ponts. Cela est affirmé par les conséquences des anciens tremblements de terre qui ont révélé que la pile du pont est la partie la plus sensible, dont sa défaillance peut entraîner la défaillance du pont complet.

Les différentes propriétés géométriques et les types des piles ont été considérés dans plusieurs travaux [228], [229], à savoir, le type de la section transversale de la pile : rectangulaire ou circulaire, creuse ou pleine, nombre de colonnes par pile ainsi que la hauteur de la pile.

#### 2.7.2.2 Effet de la forme du pont

Les ponts irréguliers ou horizontalement incurvés et inclinés sont souvent construits pour s'adapter aux contraintes locales du site et du terrain ayant des configurations géométriques irrégulières.

D'une manière générale, les ponts routiers traversant un bassin ou une vallée se construisent avec des piles ayant différentes hauteurs, ce qui affecte leur comportement d'une manière indésirable lors d'un événement sismique. Ainsi, les réponses en termes de déformation diffèrent d'une pile à une autre et la pile la plus courte est sujette à la réponse maximale [230].

Bien que de nombreuses recherches aient été concentrées sur le comportement dynamique et l'effet de l'irrégularité des éléments d'infrastructure sur la réponse sismique d'un pont [231], les courbes de fragilité n'ont été conçues que seulement dans certaines études [232], [233].

En considérant dix-huit configurations différentes des ponts ayant plusieurs hauteurs des piles, Akbari [232] a généré des courbes de fragilité pour des ponts irréguliers. Il a conclu de son étude qu'en cas de séisme d'intensité élevée, les piles courtes du pont irrégulier subissent des dommages importants tandis que les piles hautes restent élastiques.

Étant donné que la réponse sismique des ponts incurvés ou biais horizontalement est différente de celle des ponts droits, plusieurs chercheurs ont étudié la fragilité sismique des ponts incurvés horizontalement [234], [235],[236]. Il a été démontré dans ces études que la courbure horizontale affecte de manière significative la vulnérabilité sismique des ponts.

Amiri Hormozaki, Pekcan et Itani [234] ont identifié l'indice de torsion comme un paramètre important pour l'évaluation de la fragilité des ponts à poutres courbés en acier. Cette étude a montré que la vulnérabilité des ponts courbés est sous-estimée par les courbes de fragilité HAZUS par rapport aux courbes de fragilité dérivées analytiquement.

En outre, les ponts biais sont souvent rencontrés dans la conception des ponts routiers et ils se trouvent principalement dans les échangeurs à plusieurs niveaux. Ils présentent un comportement dynamique compliqué par rapport aux ponts droits [237]. Dans ce contexte, plusieurs chercheurs ont étudié l'impact du biais sur la vulnérabilité sismique des ponts [238], [239], [240], [241], [242].

Pottatheere et Renault [240] ont observé que pour un pont biais en béton, les piles et les appuis en élastomère sont les composants les plus vulnérables, ainsi que la probabilité d'endommagement augmente avec l'augmentation de l'angle de biais pour des intensités sismiques identiques.

Sullivan et Nielson[241] ont effectué une étude de sensibilité avec une variété d'angles de biais de ponts et ont comparé les réponses des composants dans les directions longitudinale et transversale.

Zakeri et Amiri [243] ont étudié l'impact du biais sur la performance sismique des culées et ont suggéré que les fragilités des composants sont indépendantes de la configuration géométrique.

Dans l'étude accomplie par Bavaghar et Bayat [244] une analyse dynamique incrémentale a été utilisée pour développer des fonctions analytiques de fragilité sismique d'un pont en béton à plusieurs travées fortement biais lorsqu'il est soumis à un séisme de moyenne à forte intensité.

Dans la plupart des recherches analogues, l'influence de l'angle de biais et de la courbure du pont sur la performance sismique ont été étudiées séparément. Il a été constaté que les ponts biais et ceux courbés partagent les mêmes degrés de vulnérabilités de certains composants.

Cependant, les études sismiques des ponts avec des configurations géométriques de courbure et biais combinées sont rares. Récemment, Wilson et al. [245] ont étudié la performance sismique d'une série des ponts situés dans la région Ouest de Mountain, y compris ceux présentant à la fois une courbure et un biais. Leur étude se focalise sur une analyse temporelle non linéaire qui a été menée sur chaque pont sous un certain nombre d'enregistrements sismiques. L'étude a offert des informations importantes sur les performances globales de ces ponts soumis à des charges sismiques. Ces résultats montrent un impact considérable sur la performance sismique causé par les effets de biais et de courbure, avec des effets d'accumulation observés dans les géométries combinées.

La plupart des études de fragilité existantes pour les ponts géométriquement irréguliers ont montré que leur comportement sismique est généralement plus complexe par rapport aux ponts réguliers, ce qui nécessite des investigations spécifiques. De même pour les ponts incurvés et biais construits dans les régions sismiques faibles à modérées où ils sont souvent conçus sans analyse sismique complète.

### 2.7.2.3 Effet du sol et de l'interaction sol-structure

L'hétérogénéité du sol peut entraîner une grande variété de paramètres de résistance qui peuvent affecter de manière significative la réponse sismique des ponts [246]. En raison de leur configuration structurelle complexe par rapport aux bâtiments, les ponts subissent des effets d'interaction sol-structure plus sévères lors des tremblements de terre[247].

Plusieurs chercheurs[248], [249],[250], [251], [252], [253], [254]ont étudié l'effet des techniques de modélisation de l'interaction sol-structure et de la liquéfaction sur la réponse sismique des composants du pont.

En 2008, Kashighandi, Brandenburg, Zhang, Huo et Zhao[255] ont effectué une investigation sur la fragilité sismique des plus anciens ponts californiens à la liquéfaction.

En 2010, Kwon et Elnashai[256] ont développé des courbes de fragilité pour un pont autoroutier aux États-Unis en tenant compte de l'interaction sol-structure, en utilisant quatre techniques différentes de modélisation pour représenter le comportement de la culée et de la fondation. Ils ont conclu que le choix d'une technique efficace de modélisation de l'interaction sol-structure affecte considérablement la fiabilité de l'évaluation de la vulnérabilité.

Dans le même contexte, les auteurs de l'article [257] ont conçu des courbes de fragilité efficaces en termes de calcul pour des ponts en acier à multi travées à poutres continues, représentatifs des ponts du centre et de l'est des États-Unis, en considérant la liquéfaction des sols provoquée par des séismes. Ils ont rapporté que la fragilité des ponts et leurs composants s'amplifient avec la liquéfaction du sol.

De plus, Brandenburg et al.[246] ont développé des surfaces de fragilité pour un pont implanté sur un sol liquéfié. Les effets de l'interaction sol-structure au niveau de la culée du pont ont été modélisés par des ressorts en tenant compte de l'interaction axiale et latérale. Ils ont conclu que la prise en compte de la liquéfaction affecte de manière significative la fonction de fragilité.

D'autre part, Zhenghua Wang et al [258] ont étudié les effets de l'interaction sol-structure et de la liquéfaction sur la fragilité d'un pont isolé. Un modèle avancé du système de fondation et du sol couplé avec une superstructure tridimensionnelle du pont a été prise en compte. Deux profils de sol sont considérés, un représentant des sols de type rigide et un autre représentant des sols de type mou qui sont également utilisés pour étudier les effets de liquéfaction en changeant le niveau d'eau. Les résultats montrent que la probabilité de défaillance du système isolé est inférieure à celle du système non isolé pour les deux types de sol. Cependant, l'interaction sol-structure a tendance à diminuer l'efficacité de l'isolement. De plus ces résultats suggèrent que les effets de l'interaction sol-structure devraient être plus explicitement pris en compte dans l'analyse de la fragilité des ponts isolés et de leurs composants critiques, en particulier pour les sols mous.

Padgett et al.[259] ont étudié la sensibilité de la fragilité sismique des différents composants du pont à la variation des paramètres de modélisation structurale et liquéfiable du sol. Ils ont conclu qu'un ensemble des paramètres tels que la résistance au cisaillement non drainée du sol, le rapport d'amortissement structurel, le module de cisaillement du sol, l'espace entre le tablier et la culée, la capacité ultime et les coefficients de frottement du sol affectent de manière significative la fragilité sismique des ponts.

Ni, Petrini et Paolucci[260] ont proposé une approche basée sur le déplacement direct pour l'évaluation de la fragilité des ponts en béton à multi-travées en tenant compte des effets dynamiques non linéaires de l'interaction sol-structure. La méthode proposée s'est avérée rapide et fiable et peut être utilisée pour examiner d'autres ponts.

L'étude menée par Sotiria P. Stefanidou[227] se concentre sur les effets de l'interaction sol-structure dans l'analyse de fragilité sismique des ponts en béton armé, en tenant compte de la vulnérabilité de plusieurs composants critiques du pont et des différentes approches de modélisation pour les interactions sol-fondation et culée-remblai. Sur la base des résultats obtenus après l'analyse des courbes de fragilité spécifiques aux ponts, on peut conclure que les effets de l'interaction sol-structure peuvent modifier la réponse dynamique, ainsi que les performances sismiques au niveau des composants et du système.

D'après les études préalables, une large gamme d'approches de modélisation de l'effet de l'interaction sol-structure a été explorée, allant des ressorts simples à des éléments finis détaillés, impliquant des analyses linéaires ou non linéaires, statiques ou dynamiques. En général, la prise en compte des effets de l'interaction sol-structure dans l'analyse de la fragilité des ponts a entraîné une réduction de la probabilité de défaillance des composants et du système en raison de la réduction de la demande structurelle[253], à l'exception des ponts isolés[258].

#### 2.7.2.4 Effet du renforcement des ponts

La majorité des études de développement des courbes de fragilité des ponts se sont appliquées sur les ponts tels qu'ils ont été construits. Les courbes de fragilité peuvent également être utilisées comme outil d'évaluation pour les ponts rénovés, et permettent la sélection d'une stratégie de renforcement optimale parmi celles disponibles.

Shinozuka et al.[112] ont développé des courbes de fragilité pour des piles de pont typique du sud de la Californie renforcés avec un chemisage en acier. En utilisant une analyse dynamique non linéaire, des courbes de fragilité ont été développées en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA). Ils ont comparé la vulnérabilité des ponts tels qu'ils sont construits et après renforcement. Ils ont proposé une courbe d'amélioration qui peut être appliquée sur une courbe de fragilité empirique pour développer une courbe de fragilité des ponts renforcés.

Padgett et DesRoches [199] ont développé une méthodologie analytique pour développer des courbes de fragilité des ponts renforcés. Ils ont évalué l'impact du renforcement d'un composant sur la réponse des autres composants du pont. En considérant une catégorie de pont typique renforcé dans la région Centre et Sud-Est des États-Unis avec cinq méthodes de renforcement et différents types d'incertitudes, des courbes de

fragilité ont été générées. Ils ont conclu que l'efficacité de renforcement dans la réduction de la vulnérabilité du système est dépendante du type de pont et ses degrés d'endommagement[261],[115].

Agrawal et al.[262] ont développé des courbes de fragilité des ponts continus à travées multiples en acier renforcés à New York. L'efficacité des actions diverses de renforcement, telles que l'appuis en élastomère, l'isolateur en élastomère fretté avec noyau en plomb (Lead Rubber Bearing), le chemisage en fibre de carbone et l'amortisseur hydraulique, pour réduire la vulnérabilité des ponts a été évaluée et comparée par rapport aux performances des ponts tels qu'ils sont construits. Ils ont conclu qu'une combinaison des appuis en élastomère et d'amortisseur hydraulique fournit un effet de renforcement optimal pour les ponts en acier continus à plusieurs travées, typiques à New York.

Billah et al. [206]ont développé des courbes de fragilité analytiques pour un pont à pile multi-colonnes renforcée et soumise à des accélérogrammes à faible et grande distance hypocentrale. Ils ont évalué l'efficacité des différentes techniques de renforcement par chemisage et ont comparé leurs vulnérabilités par rapport à la distance hypocentrale des accélérogrammes.

Sur la base des performances des différents composants des ponts et en utilisant l'analyse de fragilité, Stefanidou et Kappos [263]ont proposé une méthodologie pour sélectionner une stratégie de renforcement optimale des ponts pour réduire leur vulnérabilité sismique. L'aspect principal de cette méthodologie est le développement de la corrélation entre les seuils des états limites des composants et les états limites globaux des ponts.

Omranian et al. [264]ont développé des courbes de fragilité pour un pont en béton armé avant et après le renforcement de ces piles par du polymère renforcé en fibres de carbone. Ces courbes ont été générées et comparées pour les deux cas ; avec et sans prise en compte des effets des répliques sur la vulnérabilité sismique des ponts. Les résultats de cette étude ont révélé que l'effet des répliques sur les états d'endommagement augmente la vulnérabilité sismique des ponts en béton armé. De plus, la technique de renforcement affectera significativement la réponse sismique et donc la fragilité des ponts.

Les courbes de fragilité des composants des ponts renforcés générées par les différents chercheurs ont été développées pour fournir un aperçu de l'impact de renforcement sur la vulnérabilité des différents composants du système.

### 2.7.2.5 Effet du vieillissement et de la détérioration

Bien que le vieillissement et la détérioration affectent considérablement les performances et la vulnérabilité sismiques des ponts, il a été négligé par les chercheurs dans ce domaine et peu de travaux ont intégrés cet effet sur les courbes de fragilité[265],[266], [267],[268].

L'impact du vieillissement et de la détérioration sur la fragilité des ponts est fortement influencé par les conditions d'exposition, quelques soit leurs natures, exposition marine, exposition atmosphérique ou exposition au sel de dégivrage, etc[267].

L'effet de la détérioration sur la fragilité sismique en tenant compte des différentes conditions d'exposition a été traité par plusieurs chercheurs. Choe et al. [265] ont étudié la réduction potentielle de la capacité et l'augmentation de la fragilité à cause du vieillissement et de la détérioration d'un pont typique en Californie à pile unique, conçu dans une zone d'éclaboussure marine. Cette étude a mis en évidence l'importance de la considération des effets du vieillissement sur la fragilité sismique et l'identification des paramètres cruciaux de matériau et de corrosion qui affectent significativement la performance d'un pont.

Simon, Bracci et Gardoni[269] ont développé les courbes de fragilité des ponts en béton détérioré, situés dans une zone d'éclaboussure marine, conçues selon les lignes directrices actuelles pour étudier le niveau d'exposition aux chlorures et l'étendue de la corrosion sur la vulnérabilité des ponts. Ils ont montré que l'écaillage du béton d'enrobage et la réduction de la zone de renforcement affectent la vulnérabilité sismique des ponts.

Sung et Su [270]ont conçu des courbes de fragilité en fonction du temps pour les ponts en béton armé détérioré. À l'aide d'une analyse Pushover, ils ont étudié la capacité de résistance à la dégradation des ponts détériorés et développé des courbes de fragilité par rapport à certains niveaux de dommages représentatifs. En utilisant la courbe de fragilité en fonction du temps, ils ont développé un diagramme de surface pour illustrer la relation entre le coût, l'intensité sismique et le temps de service.

Ghosh et Padgett[271] ont étudié l'effet de la détérioration de plusieurs composants sur la vulnérabilité sismique des ponts vieillissants. Des courbes de fragilité ont été développées en fonction du temps pour un pont à poutres continues en acier et à travées multiples. En tenant compte des variations des propriétés structurales, des séismes et des

paramètres de corrosion, les analyses ont montré l'augmentation de la vulnérabilité de la plupart des composants du pont.

Ghosh et Padgett [267] ont exploré l'effet des différentes conditions d'exposition, telles que l'exposition au sel, l'exposition aux zones d'éclaboussures et atmosphériques en milieu marin, sur la vulnérabilité des ponts typiques en béton à travées multiples dans le centre et le sud des États-Unis. Ils ont conclu que la prise en compte des différentes conditions d'exposition a conduit à une variation significative de la vulnérabilité des ponts vieillissants.

Dong, Frangopol et Saydam[272] ont développé des courbes de fragilité variant dans le temps pour des ponts sismiquement vulnérables en tenant compte de plusieurs scénarios de risques. Ils ont pris en compte les effets de l'affouillement induit par les inondations et les effets de la corrosion sur les barres d'armatures et le revêtement en béton pour générer les courbes de fragilité.

Choine, O'Connor et Padgett [273] ont étudié l'effet de la corrosion des armatures induite par les chlorures, causée par l'application des sels de déglacage, sur la vulnérabilité sismique d'un pont en béton intégral à trois travées. Cette étude a révélé que la corrosion et le vieillissement affectent considérablement la vulnérabilité sismique des piles de ponts, tandis que la vulnérabilité des autres composants est moins sensible au vieillissement et à la détérioration.

Ce n'est que récemment que les chercheurs ont étudié l'impact de corrosion par piqûres sur la capacité de déformation et la fragilité sismique à travers des expériences et des modèles analytiques[274][275], [276], [277]. En outre, et vue la complexité de la modélisation de la corrosion par piqûres dans les éléments en béton armé, les chercheurs ont adopté des modèles de corrosion uniformes et simplifiés.

L'importance de tenir en compte des effets primaires et secondaires de la corrosion pour l'évaluation de la performance sismique des piles de pont en béton armé a également été soulignée par Biondini et al.[278]et Titi et Biondini [279].

#### 2.7.2.6 Effet des paramètres sismiques

Les enregistrements sismiques sont caractérisés par différents paramètres tels que la magnitude, l'intensité sismique, la durée, la distance et l'angle d'incidence. Leur choix joue un rôle crucial dans l'analyse de la vulnérabilité sismique des ponts et la génération de leurs courbes de fragilité. L'effet des séismes et leurs paramètres sur l'appréciation de la

fragilité sismique a été étudié par de nombreux chercheurs ([280], [281],[282], [283],[284],[285]).

Etant donné que la direction du séisme peut avoir un effet important sur la réponse structurelle, plusieurs études ont évalué la sensibilité de la réponse structurelle des ponts à la direction du séisme.

Basu et Shinozuka[280]ont étudié l'effet de la direction des tremblements de terre sur les caractéristiques de fragilité des ponts routiers. Ils ont conclu que la direction joue un rôle important dans l'estimation de la probabilité d'endommagement des composants structurels et l'estimation des caractéristiques de fragilité, et que l'angle critique d'excitation sismique ne coïncide pas avec les axes orthogonaux du pont.

D'une autre part, Torbol et Shinozuka[285]ont conclu que la direction du séisme peut accroître les valeurs médianes de fragilité de 22 % à 66 %. Les courbes de fragilité peuvent être utilisées pour comparer les effets de la direction du séisme sur le pont ou au niveau de ces composants. Cependant, ces effets sont plus évidents pour les courbes de fragilité des composants individuels. Ils ont conclu aussi que cet effet est aggravé en cas des ponts biaisés et incurvés.

En plus de l'effet des composantes horizontales du séisme, largement étudiées, l'effet de la composante verticale de l'excitation sismique qui a été généralement négligé ou sous-estimé dans l'analyse et la conception des structures, est devenu récemment sujet d'investigation de plusieurs recherches [286],[287], [288], [289], [290], où les dommages observés sur terrain et les analyses dynamiques ont montré que l'inclusion de la composante verticale a une grande influence sur la réponse sismique des ponts.

Une appréciation analytique de l'effet de la composante sismique verticale sur les piles des ponts en béton a été effectuée par Kim et al.[289]. Cette dernière a montré que les piles des ponts en béton soumises à la combinaison des composantes horizontales et verticales des tremblements de terre pourraient être plus vulnérables que celles soumises uniquement aux composantes horizontales. Par conséquent, il est recommandé d'inclure le mouvement vertical du sol dans l'analyse pour une évaluation sismique fiable des ponts en béton armé à proximité des failles actives, où le ratio d'accélération au sol (V/H) est susceptible d'être élevé.

De même l'angle d'incidence sismique est considéré comme un paramètre important impactant la fragilité des structures. Torbol et Shinozuka[285] ont développé des courbes

de fragilité pour les ponts routiers. Ils ont illustré que la vulnérabilité d'un pont routier peut être sous-estimée si l'angle d'incidence sismique n'est pas pris en compte et ils ont conclu que cet effet est aggravé en cas de ponts biaisés et incurvés.

Wang et al.[291] ont évalué l'effet de l'angle d'incidence sur les réponses sismiques des ponts biaisés rénovés. L'étude a été appliquée sur un pont biaisé à trois travées sans rénovation puis des analyses temporelles non linéaires ont été conduites. Les résultats ont indiqué que le comportement sismique des ponts biaisés peut être significativement différent de celui des ponts droits en raison des effets de torsion causés par la combinaison des réponses sismiques longitudinales et transversales.

Dans l'étude de Noori et al.[292], l'importance de la considération des différents angles d'incidence sismique est étudiée à partir des courbes de fragilité des composants de cinq ponts biaisés à poutres simplement appuyées en béton armé. Les résultats montrent que l'angle le plus critique des excitations sismiques ne coïncide pas forcément avec les axes orthogonaux du pont. En outre les résultats de fragilité indiquent également que la sensibilité de la réponse des composants à la variation de l'angle d'incidence sismique est plus exprimée dans les modèles qui tiennent compte de l'interaction sol-structure que dans les modèles à base fixe.

La majorité des études précédentes ont examiné séparément les effets des tremblements de terre sur différentes structures en considérant les séismes à longue durée ou ceux près ou loin de la faille. Par exemple l'étude menée par Muntasir Billah et al.[293] est focalisée sur l'évaluation de la fragilité sismique d'un pont à colonnes multiples soumis à des mouvements du sol en champ proche et lointain de la faille.

Mosleh et al.[294] ont accompli le travail précédent, dont l'objectif était d'évaluer la performance sismique d'anciens ponts en béton avec différentes hauteurs de colonnes en Iran situés près et loin des sources sismiques. En évaluant les courbes de fragilité sismique, les résultats permettent d'apprécier les performances sismiques attendues des ponts.

D'une autre part, l'étude établie par Muntasir Billah et al.[295] vise à déterminer si les séismes de longue durée ou près de la faille produisent des effets plus nuisibles sur les piles de pont lors d'un tremblement de terre.

De même, Rashedul Kabir et al.[296] ont dérivé des courbes de fragilité à partir des résultats d'une analyse dynamique incrémentale non linéaire d'un pont soumis à des accélérogrammes de moyenne à forte intensité sismique, à proximité ou loin de la faille et

de longue durée. Cette étude vise à étudier la probabilité d'endommagement des composants du pont (piles et appareils d'appuis) et du système global du pont sous différents types des mouvements du sol. Les courbes de fragilité générées de ces deux composants montrent que les tremblements de terre de longue durée ainsi que ceux des champs proches et lointains de la faille dominent les probabilités de défaillance des deux composants et du système du pont étudié.

Récemment, Todorov et Muntasir Billah [297] ont mené une recherche qui vise à explorer numériquement comment les séismes de longue durée et ceux à proximité d'une faille affectent les performances sismiques des piles des ponts conçus selon le code parasismique et de comparer sa réponse avec des séismes de courte durée en champ lointain. A cet effet, un modèle non linéaire d'éléments finis d'une pile d'un pont à base de fibres est utilisé pour évaluer le potentiel de dommages pour différents types des mouvements du sol. D'où il a été avéré que comme les directives de conception actuelles ne prennent en compte ni l'effet de la durée du mouvement du sol ni l'effet d'impulsion des mouvements proches de la faille, les mesures des dommages pour la conception basée sur les performances devraient être revues pour prendre en compte ces effets.

Ailleurs, l'effet de la variabilité spatiale de mouvement sismique du sol sur la réponse de la structure est jugé très complexe, cela dépend des paramètres divers décrivant la structure et les caractéristiques des mouvements du sol. Ces mouvements sismiques du sol variant dans l'espace sont considérés dans la littérature comme supports différentiels ou asynchrones des mouvements du sol [298].

Cette variabilité du mouvement sismique est caractérisée par l'effet de l'incohérence, l'effet de passage d'onde et l'effet de site. Ces trois mécanismes ont été le sujet de plusieurs recherches pour traiter de l'impact de cette variabilité spatiale sur la fragilité des structures selon des approches déterministes et stochastiques.

Dans ce contexte, Kim et Feng [282] ont conclu que les mouvements du sol avec variabilité spatiale induisent une fragilité accrue pour les ponts à longue portée. Ils ont suggéré d'incorporer l'effet de la variabilité spatiale du mouvement du sol pour la conception sismique de ce type de ponts.

Sous l'effet d'un mouvement sismique du sol variable dans l'espace, la fragilité sismique d'un pont à poutres-caissons continues, constituant neuf travées ont été étudiées par Elhowary et al. [281]. Ils ont conclu que la réponse du pont dans la direction

transversale est plus sensible à la variabilité spatiale du mouvement du sol. Leur résultat a illustré que les ponts dans les sols mous sont plus vulnérables aux mouvements du sol spatialement variables.

En 2015, Chao Li. et al. [299] ont étudié la fragilité sismique en fonction du temps des ponts en béton armé avec corrosion induite par le chlorure sous des mouvements du sol variant dans l'espace. Les courbes de fragilité sismique à différents laps de temps du pont en béton armé corrodé sont générées à l'aide de la méthode d'analyse probabiliste de la demande sismique. Les résultats numériques indiquent que la corrosion induite par le chlorure et les variations spatiales du mouvement du sol ont un effet significatif sur la fragilité sismique structurelle du pont. De plus, l'effet des variations spatiales du mouvement du sol change avec le processus de corrosion induite par le chlorure en raison de la dégradation de la rigidité structurelle.

Les effets des combinaisons des composantes de la variabilité spatiale du mouvement du sol sur la vulnérabilité sismique d'un modèle d'un pont à hauban ont été traités par Zhong et al. [300] et Kai Ma et al. [301] à l'aide des méthodes d'analyse de fragilité au niveau des composants et du système du pont. Cette étude paramétrique a été réalisée pour évaluer la sensibilité de la fragilité sismique à la variation des composantes de la variabilité spatiale. Les résultats indiquent que le pont devient plus vulnérable sous des excitations variant dans l'espace que sous des excitations uniformes. Ces effets de variabilité spatiale, en particulier les effets d'incohérence et de réponse au site, doivent être pris en compte dans les analyses de fragilité de ce type de ponts.

Une estimation de la fragilité sismique d'un pont courbé à longue travée sous nombreuse excitations sismiques a été effectuée par Jeon et al. [302]. La comparaison des probabilités de rupture obtenues à partir des analyses uniformes d'excitation et multi-supports a révélé que la prise en compte de la variabilité spatiale réduisait significativement la valeur médiane des courbes de fragilité pour la plupart des composants du pont étudié à l'exception des culées. Donc la variabilité spatiale des mouvements du sol doit être prise en compte pour une évaluation fiable de la performance sismique des ponts à longues travées.

Par conséquent, la variabilité spatiale des mouvements sismiques a un effet important sur la réponse sismique des différents types de ponts. De ce fait, il est primordial de tenir compte de l'effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique du sol sur la réponse des

ponts. Ainsi, les résultats des études de l'impact des paramètres sismiques indiquent que la prise en compte des différentes combinaisons de ces paramètres affecte d'une manière significative la vulnérabilité sismique d'un pont.

#### 2.7.2.7 Effet de l'isolation sismique

L'isolation sismique des ponts s'est avérée être une technique efficace pour réduire les risques sismiques lors de la conception de nouveaux ponts ou pour améliorer la performance des ponts existants. Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet de l'isolement sur la vulnérabilité sismique des ponts existants. Karim et Yamazaki [207] ont développé une approche simplifiée pour générer des courbes de fragilité de ponts isolés. En développant 30 modèles non linéaires de ponts isolés utilisant différents paramètres structuraux, cette étude a illustré la contribution des isolateurs à la réduction de la probabilité d'endommagement des piles des ponts. Il a été constaté que la probabilité d'endommagement des systèmes isolés a tendance à être plus élevée pour un niveau de hauteur de pile que celle des systèmes non isolés.

De plus, en utilisant une approche d'évaluation basée sur la performance, Zhang et Huo [303] ont étudié l'efficacité et les paramètres optimaux de conception des dispositifs d'isolation à l'aide d'une analyse de fragilité. En considérant l'analyse probabiliste de la demande sismique et l'analyse dynamique incrémentale, ils ont développé des fonctions de fragilité pour les ponts isolés et ils ont déterminé les combinaisons optimales de paramètres mécaniques des dispositifs d'isolation en fonction des propriétés structurelles et des états de dommage, où ils ont constaté que l'isolement réduit considérablement la vulnérabilité du pont.

Alam et al. [304] ont étudié la vulnérabilité sismique d'un pont routier continu à trois travées, retenu par des barres en alliage à mémoire de forme (AMF) et isolé avec des appuis en caoutchouc laminé. Ils ont conclu que la probabilité de défaillance du système de pont est dominée par les piles du pont ainsi que les appuis d'isolation, et que l'implication de dispositifs de retenue (AMF) dans le système de pont présente une forte probabilité de défaillance, en particulier lorsque le système est isolé avec des appuis en caoutchouc au plomb.

En se basant sur l'approche capacité / demande, Jara, Galvn, Jara et Olmos [305] ont proposé une méthodologie pour générer des courbes de fragilité pour des ponts irréguliers

isolés. Ils ont proposé une approche simplifiée pour obtenir des courbes de fragilité basées sur des analyses statiques non linéaires.

En utilisant les courbes de fragilité, Padgett et al. [199] ont évalué certains outils de renforcement des ponts à poutres à travées multiples et continues en béton.

Siqueira et al. [306] ont remplacé les appuis classiques en élastomères par des isolateurs sismiques en caoutchouc naturel pour atténuer le risque sismique des ponts routiers au Québec. Sur la base d'une analyse de fragilité, ils ont constaté que l'isolation sismique était plus efficace pour réduire les dommages dans les colonnes et les fondations.

L'impact des différents systèmes d'isolation en caoutchouc tels que les appuis en caoutchouc naturel, les appuis en caoutchouc à amortissement élevé et les appuis en caoutchouc au plomb sur les courbes de fragilité d'un pont routier a été évalué par Hedayati Dezfuli et Alam [307]. Ils ont constaté que le pont muni par des appuis en caoutchouc naturel était le système le plus vulnérable par rapport aux autres systèmes, tandis que les appuis en caoutchouc à amortissement élevé ont démontré une bonne atténuation des dommages par rapport aux deux autres grâce à leur capacité de dissipation d'énergie plus élevée.

Lee et Nguyen [308] ont examiné les appuis en caoutchouc au plomb dans un pont à poutres - caissons continus en acier et ont extrait les courbes de fragilité avec et sans conditions d'isolation. Leurs résultats sont basés sur la ductilité reconnue du déplacement des colonnes ainsi que la capacité de ce système d'appuis à limiter les dommages causés par les tremblements de terre.

Xiang et Alam [309] ont effectué une étude sur l'efficacité de trois systèmes d'isolation sismique différents. Ils ont procédé à une analyse de fragilité pour les tremblements de terre en champ proche et lointain afin d'évaluer les performances de ces systèmes.

Les méthodes probabilistes et les courbes de fragilité ont été utilisées par Abbasi et Moustafa [310] pour évaluer la vulnérabilité de l'ensemble du système et des composants des anciens et nouveaux ponts à poutres - caisson en béton à ossature multiple inclinée.

Dans une autre étude, Xiang et Alam [311] ont utilisé des courbes de fragilité pour comparer l'impact des différents systèmes tels que les câbles élastiques en acier, les amortisseurs visqueux, les amortisseurs à friction et les câbles super-élastiques en alliage à mémoire de forme sur un pont isolé. Ils ont révélé que le câble super-élastique en alliage à

mémoire de forme est le plus efficace pour limiter tous les états d'endommagement considérés.

Récemment, Montazeri et al [312] ont évalué et comparé la performance d'un pont à poutres continues en béton armé soutenu par des appuis en élastomère par rapport à trois autres modèles, dont chacun possédait l'un des trois dispositifs d'isolation suivants ; isolateur avec noyau à plomb (Lead-Rubber Bearings), appareil d'appuis glissant pendulaire (Friction Pendulum System) et diagonales ductiles confinés (Buckling Restrained Brace). La configuration géométrique des quatre modèles est identique. En outre, des analyses de fragilité ont été menées pour comparer l'efficacité relative et la fonctionnalité de ces dispositifs d'isolation en fonction de divers enregistrements sismiques.

Les résultats ont indiqué que les deux dispositifs, isolateur avec noyau à plomb et appareil d'appuis glissant pendulaire réduisaient considérablement la probabilité de dommages de l'ouvrage, tandis que ce dernier offrait au pont une vulnérabilité élevée pour la culée dans les niveaux de dommages légers et modérés. De plus, l'installation des diagonales ductiles confinés était une solution efficace qui sert à réduire la probabilité de dommages du système de pont. Sur la base des résultats de l'analyse de la fragilité, l'isolateur avec noyau à plomb s'est avéré être un outil bénéfique pour le type de pont étudié. En conséquent, une conception optimale pratique du système d'isolation avec noyau à plomb et des diagonales ductiles confinés a été suggérée pour obtenir de meilleures performances sismiques pour des ponts similaires.

#### 2.7.2.8 Effet des paramètres de conception sismique des ponts

À travers le monde, les principes de la conception sismique des ponts ont subi des modifications importantes au cours des dernières décennies, allant d'une faible prise en compte des effets sismiques à l'implémentation détaillée des principes modernes de ductilité. Ce qui a donné naissance aux divers codes et méthodologies de conception sismique des ponts et a rendu l'évaluation de leur vulnérabilité aux futurs séismes particulièrement difficile.

Par conséquent, des modèles analytiques puissants sont nécessaires pour prendre en compte les divers mécanismes de défaillance des ponts ayant des différentes conceptions, afin de faciliter l'évaluation systématique de l'impact de l'évolution du code de conception sur la fragilité sismique[313].

De nombreux paramètres devaient être pris en compte dans les codes de conception sismique, notamment les aspects de la géométrie du pont, le renforcement des colonnes et les propriétés des matériaux. Tous ces paramètres ont des effets différents sur le comportement et le mécanisme de défaillance des ponts. À ce jour, des études intéressantes ont été menées sur les différents mécanismes de défaillance pour développer les fonctions de fragilité sismique des ponts.

En 2015, Ramanathan et al. [314] ont comparé l'influence des époques de conception sur la fragilité sismique des ponts à poutres à caissons, en Californie après avoir examiné les piles de pont sous flexion. Ils ont constaté que la prise en compte des autres modes de défaillance qui n'ont pas été pris en compte auparavant pouvant s'avérer cruciaux pour diverses conceptions des piles de pont.

Afin d'améliorer la conception sismique et la résilience des ponts, une méthode de génération des courbes de fragilité spécifiques a été détaillée par Jazalyn Dukes et al. [315]. Cette méthode fournit des informations probabilistes sur la fragilité du pont, qui décrivent les performances d'une nouvelle conception. Les détails de conception inclus dans la méthode de fragilité étaient ceux qui avaient un effet significatif sur la réponse du pont lors d'un tremblement de terre. De plus, une étude de sensibilité examinant les effets des paramètres de conception sismique sur l'estimation de la fragilité des modèles des ponts étudiés a été effectuée.

À ce jour, peu d'études ont développé des fonctions de fragilité pour les piles de pont en utilisant des modèles analytiques qui peuvent simuler les différents mécanismes de rupture. L'étude effectuée par Shivang Shekhar et al. [313] présente une évaluation de l'évolution du code de conception en termes de la performance sismique et de la probabilité de défaillance des piles de pont. Les résultats ont révélé une amélioration significative de la performance sismique sous les révisions successives du code de conception et ont souligné la nécessité de tenir en compte de la modélisation du cisaillement dans l'évaluation de la vulnérabilité des plus anciens modèles des piles de ponts.

Nombreux codes de conception sismique des ponts existent à travers le monde tels que CALTRANS [316], AASHTO LRFD [317] aux états unis, JRA au Japon [318], Eurocode en Europe [319], IRC en Inde [320]. Les dommages constatés après l'occurrence des tremblements de terre ont révélé les insuffisances des normes de conception en vigueur dans différents pays, et ont conduit à l'évolution des normes de conception parasismique et

des pratiques de construction des ponts grâce à une meilleure estimation des forces sismiques et détails de renforcement, ce qui promouvait des révisions de ces codes. Les nombreuses révisions accomplies au cours des dernières décennies, fournissent des différentes recommandations pour la conception parasismique des ponts ayant eu un impact majeur sur la réduction des vulnérabilités sismiques des ponts.

Par ailleurs, les résultats de l'analyse de fragilité sismique ont révélé que l'évolution de la philosophie de conception sismique a un impact significatif sur la diminution de la vulnérabilité sismique des ponts modernes par rapport aux conceptions plus anciennes. De nombreux paramètres devaient être pris en compte, notamment les aspects de la géométrie du pont, le renforcement des colonnes et les propriétés des matériaux. Tous ces paramètres ont des effets différents sur le comportement et la réponse du pont.

Certaines des notables améliorations distinguées dans ces codes sismiques après l'étude des dommages des ponts lors des précédents tremblements de terre, comprennent une augmentation de la force de conception sismique, une diminution des espacements des armatures transversales, un confinement des zones des rotules plastiques des colonnes, ainsi qu'une adoption d'une approche de conception de capacité qui assure la rupture ductile dans les colonnes, en évitant le recouvrement des barres dans les zones de rotule plastique de ces derniers.

Pareillement aux d'autres pays du monde, l'évolution de la conception parasismique des ponts en Algérie a été influencée par les leçons tirées des événements sismiques antérieurs, où un code sismique algérien intitulé les Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA-2008) a été élaboré par le centre national de recherche appliquée en génie parasismique [321]. Les règles de calcul de ce code sont basées sur le principe de calcul par capacité qui fait appel à des notions d'hierarchisation de la formation des rotules plastiques et de vérification par des méthodes d'analyse appropriées.

### 2.7.3 Courbes de fragilité du système du pont

Les courbes de fragilité peuvent être développées pour les composants structuraux d'un pont ainsi que pour la structure dans son ensemble appelée système du pont. Ces courbes de fragilité du système sont obtenues en considérant une corrélation entre celles des composants du pont. La revue de littérature révèle l'existence de nombreuses

approches proposées pour l'obtention des courbes de fragilité du système, présentées dans ce qui suit.

En 2000, Hwang et al. [322] ont proposé une méthode simplifiée pour développer les courbes de fragilité du système du pont, où la valeur médiane de la demande était exprimée en fonction d'une mesure de l'intensité sismique à l'aide d'une analyse de régression linéaire, bien que la valeur de l'écart-type a été supposée arbitrairement.

En 2005, Mackie et Stojadinovic [202] ont utilisé une analyse paramétrique de la méthode de fiabilité de premier ordre (FORM) pour déterminer la probabilité de défaillance pour chacune des mesures de réponse des composants qui contribuent à la vulnérabilité du système. L'hypothèse du système en série a ensuite été utilisée pour déterminer les courbes de fragilité attribuées au système.

En 2004, Choi et al. [196] ont développé des limites du premier ordre pour la fiabilité du système en supposant des systèmes en série, cette technique a été considérée comme l'une des premières tentatives pour tenir compte d'un certain niveau de corrélation entre les composants du pont.

D'une autre part, Nielson et DesRoches (2007) [197], Padgett et DesRoches (2008) [199] et Ramanathan et al. (2010, 2012) [284], [201] ont utilisé le modèle probabiliste conjoint de la demande sismique « Joint Probabilistic Seismic Demand Model » (JPSDM) et la simulation de Monte Carlo pour développer des courbes de fragilité du système de pont. Le JPSDM est d'abord développé à partir des modèles probabilistes marginaux et individuels de la demande sismique pour les mesures de réponse en rendant compte du niveau de corrélation des demandes des divers composants. Une simulation de Monte Carlo est ensuite utilisée pour comparer les réalisations de la demande (en utilisant le JPSDM définie par une distribution normale conjointe conditionnelle dans l'espace transformé) et les capacités des composants pour calculer la probabilité de défaillance du système pour une valeur d'intensité sismique particulière, en se basant sur l'hypothèse d'un système en série. Cette procédure est répétée pour des valeurs croissantes de l'intensité sismique. L'analyse de régression est utilisée pour estimer les paramètres log-normaux, la médiane et la dispersion, qui caractérisent la fragilité du système de pont.

Kim et al. (2006) [323], Lupoi et al. (2006) [324], Zhang et Huo (2009) [303] ont utilisé d'autres approches pour définir la fiabilité du système, telles que le système

parallèle, la combinaison des composants en série et en parallèle, ou les systèmes adaptatifs qui ajoutent des composants en fonction du cumule des dommages.

Song et Kang (2009)[325] ont utilisé une méthode de fiabilité du système basée sur une matrice pour développer des courbes de fragilité du système en considérant une large gamme d'événements de défaillance au niveau des composants en tenant compte des corrélations des composants du pont.

Duenas-Osorio et Padgett (2011) [326] ont proposé une méthode combinée de forme fermée pour développer des courbes de fragilité du système en évaluant explicitement toutes les façons possibles dont les composants du pont peuvent être endommagé.

Singhal et Kiremidjian (1996)[327], Der Kiureghian (2002) [328], Gardoni et al.(2002, 2003) [329], [330] et Koutsourelakis (2010) [331] ont utilisé une approche bayésienne pour formuler les relations de fragilité du système. L'avantage fondamental de cette formulation bayésienne est la capacité de déterminer les bornes de confiance des courbes de fragilité.

Pour permettre la comparaison des différents types de ponts, la fragilité globale du système de chaque type doit être déterminée. Ceci peut être réalisé par une alternative de combinaison des courbes de fragilité des composants du pont, qui nécessite des informations sur les composants du pont à divers états de dommage.

En utilisant la théorie de la fiabilité du premier ordre « First-Order Reliability Method » (FORM), des bornes supérieure et inférieure de la fragilité du système peut être facilement déterminée. La borne inférieure est la fragilité maximale des composants tandis que la borne supérieure est une combinaison des fragilités des composants. À mesure que la différence entre la borne supérieure et la borne inférieure diminue, l'estimation de la borne supérieure de la fragilité du système devient plus appropriée.

Cela se fait généralement en collectant les fragilités de chacun des composants du pont et en les implémentés dans l'équation (2.14)[196]. Où  $P_{sys}$  est la probabilité de défaillance du système de pont,  $P_i$  est la probabilité de défaillance du composant  $i$  et  $m$  est le nombre de composants.

$$\max_{1 \leq X \leq m} [P(F_i)] \leq [P(F_{sys})] \leq 1 - \prod_{i=1}^m [1 - P(F_i)] \quad (2.14)$$

## 2.8 Conclusion

Les méthodes d'évaluation de la probabilité de défaillance couramment utilisées sont passées en revue dans un premier temps dans ce chapitre. Trois méthodes de solution analytique et deux méthodes de solution numérique sont décrites en dégagant leurs avantages et leurs inconvénients.

Les méthodes de résolution analytique comprennent la méthode du premier-ordre-second-moment « FOSM », la méthode de fiabilité du premier ordre « FORM » et la méthode de fiabilité du second ordre « SORM ». Par contre les méthodes de résolution numérique incluent la simulation de Monte Carlo (MCS) et la méthode de surface de réponse.

Bien que les méthodes de résolution analytique requièrent la simplification des équations aux états limites, la connaissance de la structure de corrélation de ces variables aléatoires de base ainsi que des hypothèses solides sur la façon de distribution des variables aléatoires de base, elles cèdent des solutions exactes à la probabilité de défaillance, Ces hypothèses de distributions et ces corrélations doivent être satisfaites pour que les évaluations de la probabilité de défaillance seront valables.

Étant donné que les méthodes de résolution analytique jugées conceptuellement simples ont été largement utilisées dans l'ingénierie en raison de leur efficacité et de leur facilité de mise en œuvre, la méthode de fiabilité du premier ordre « FORM » distinguée par des solutions exactes à la probabilité de défaillance, est celle choisi pour être utilisée dans le développement des courbes de fragilité des ponts dans le cadre de le présent travail.

Les analyses menées auparavant montrent que la fragilité peut être décrite de façon adéquate selon la méthode de fiabilité du premier ordre à l'aide d'une fonction de répartition log-normale de l'intensité sismique. Les deux paramètres ; la médiane et est l'écart-type de la fonction cumulative de probabilité sont déterminés à l'aide de la méthode basée sur le modèle de demande et de capacité sismique.

Bien que les courbes de fragilité analytiques dominent la littérature, il semble y avoir une tendance générale à s'éloigner des courbes de fragilité développées à l'aide des méthodes de résolution analytiques vers des courbes de fragilité développées à l'aide des méthodes de résolution numériques. Ceci est due à la baisse du coût de calcul et reflète que les solutions numériques offrent souvent une plus grande flexibilité avec moins d'hypothèses.

En tenant compte de l'aléa sismique, de la nature du sol, des pratiques de construction et des types des ponts, de nombreuses recherches ont été focalisées sur la génération des courbes de fragilité des ponts pour des différentes régions particulières qui ont été exposées. De plus, des courbes de fragilité spécifique des ponts ont été présentées, elles tiennent en considération l'effet des différents paramètres et phénomènes sur la réponse sismique du système globale d'un pont et/ou ces composants, tels que l'effet de la géométrie du système structurel, des composants et des propriétés du sol ainsi que l'isolation et le renforcement du pont.

De ce fait cette étude adapte certaines des approches d'analyse persévérantes pour une génération plus discrétisée des courbes de fragilité des différentes configurations typiques des ponts représentatifs de trois classes des ponts à poutres en béton à travée unique, à multi travées continues et isostatiques. Plus précisément, les procédés persistants sont adaptés de sorte que les effets de plus d'un composant de pont peuvent être incorporés dans la détermination de la fragilité du système (pont). De plus, le développement des courbes de fragilité spécifiques aux effets de la typologie et la géométrie de la pile du pont sera effectué. Les travaux correspondant à ces objectifs sont présentés successivement dans les chapitres suivants de la thèse.

## CHAPITRE 3 : SIMULATION NUMERIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

### 3.1 Introduction

Les progrès dans le domaine de la modélisation et le manque des données sur les dommages des structures subis lors des événements sismiques antérieurs ont motivé le développement des courbes de fragilité à l'aide des méthodes analytiques.

Généralement, les courbes de fragilité dérivées analytiquement diffèrent en fonction du niveau de détail et de complexité des modèles analytiques, de l'approche de simulation du chargement sismique, de l'appréciation de la réponse structurelle et des considérations des effets géométriques ainsi que des diverses techniques d'évaluation de la fiabilité des simulations par rapport à des formes spécifiques pour obtenir des estimations de la vulnérabilité des composants et du système. La génération des courbes de fragilité dans cette étude est effectuée selon l'approche analytique. Des modèles tridimensionnels prenant en compte la non-linéarité géométrique et matérielle seront utilisés.

Ce chapitre présente une description détaillée des stratégies de modélisation des composants et de leurs intégrations au système de pont. Des détails sur les différentes configurations typiques des ponts représentatifs de trois classes des ponts à poutres en béton à travée unique, à multi travées continues et isostatiques seront considérés.

Ces trois types de ponts seront modélisés en utilisant la méthode des éléments finis, et des analyses modales seront menées afin d'obtenir les modes de vibration et les valeurs propres correspondantes à chaque type des ponts.

### 3.2 Courbes de fragilité analytique

En l'absence des données concrètes sur les séismes et les dommages subis par les structures, des courbes de fragilité peuvent être dérivées analytiquement pour évaluer la performance de ces structures. De nombreux chercheurs ont développé des courbes de fragilité analytique pour les ponts en utilisant une variété de méthodologies.

Rappelant qu'une courbe de fragilité offre la probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage spécifié au paramètre d'intensité sismique considéré. Étant donné que les états de dommages sont liés à la capacité structurelle ( $C$ ) et que le paramètre d'intensité sismique est lié à la demande structurelle ( $D$ ), le modèle approprié pour évaluer la fragilité ou la probabilité de défaillance ( $P_f$ ) d'un système structurel, tel qu'un pont, consiste à

déterminer la probabilité que la demande structurelle abouti ou dépasse la capacité structurelle, indiqué dans l'équation 3.1.

$$P_f = P\left[\frac{D}{C} \geq 1\right] \quad (3.1)$$

Une fragilité est souvent modélisée par une fonction de distribution cumulative log-normale où la demande et la capacité structurelle sont supposées être log-normalement ou normalement distribuées[332]. Le choix de cette fonction est avéré suite à sa bonne adaptation dans le passé ainsi que sa commodité de manipulation convenablement en utilisant la théorie conventionnelle des probabilités[333]. De ce fait, les courbes de fragilité peuvent être représentées par une fonction de distribution cumulative log-normale, tel qu'elle est indiquée dans l'équation 3.2. [334].

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln S_D / S_C}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}\right) \quad (3.2)$$

Avec  $\Phi$  est la fonction de distribution normale standard,  $S_C$  est la valeur de la médiane de la capacité structurelle,  $\beta_C$  est la dispersion ou l'écart-type log-normal de la capacité structurelle,  $S_D$  est la demande sismique en terme du paramètre de l'intensité sismique choisie et  $\beta_D$  est l'écart-type logarithmique associé à la demande structurelle.

En se référant à l'équation 3.2, on peut s'apercevoir que la capacité et la demande structurelle présentées ci-dessus comme des substances nécessaires pour la génération des courbes de fragilité analytiques, doivent être modélisées. Pour accomplir cette tâche, plusieurs méthodologies ont été adoptées par nombreux chercheurs. Ces dernières vont de plus simplistes à celles assez rigoureuses. Dans ce qui suit nous présentons certaines de ces méthodologies. La viabilité, la portée et l'application des divers outils d'analyse sont également discutées.

### 3.2.1 Analyse par spectre de réponse (Response Spectrum Analysis) «RSA»

La méthode d'analyse par spectre de réponse élastique «RSA» est l'une des techniques les plus simples et les plus efficaces utilisées pour l'analyse de la demande dans le développement des courbes de fragilité analytique [335], [322]. Grâce à sa simplicité, cette méthode est généralement utilisée pour vérifier la performance sismique lors de la conception des composants critiques tels que la pile de pont.

Cette technique est plus applicable pour les ponts qui devraient fonctionner dans la plage élastique linéaire basée sur les propriétés de la section fissurée. Elle pourrait également être utilisée pour déterminer la réponse inélastique des ponts avec une linéarisation équivalente basée sur la rigidité initiale et les modifications appropriées basées sur des principes d'énergie ou des principes de déplacement égal.

En général, cette méthode est utilisée pour obtenir les réponses maximales des modèles analytiques étudiés. Ces derniers sont des modèles élastiques linéaires basés sur des propriétés de rigidité effective et des rapports d'amortissement visqueux équivalents. L'analyse spectrale élastique de ces modèles permet la détermination des capacités et des demandes des différents composants du pont.

Une fois la demande et la capacité de chaque composant sont déterminés, les rapports capacité/demande des différents composants sont calculés et corrélés à des états de dommage particuliers pour différents niveaux d'intensités sismiques. Ainsi, une matrice de fréquence d'endommagement du pont est générée et utilisée pour développer des courbes de fragilité.

En 1991, Yu et al.[336]ont utilisé cette approche lors de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Kentucky. Ils ont modélisé chacune des piles du pont en tant qu'une structure à un seul degré de liberté, puis ont estimé leur réponse à l'aide d'un spectre de réponse élastique et enfin ils ont généré des courbes de fragilité des ponts de cette région.

Cette méthode a été également adaptée par Hwang et al. en 2000 [322]et Jernigan et Hwang en 2002 [337] pour générer des courbes de fragilité pour les ponts de Memphis. Les courbes obtenues par ces auteurs ont été validées par une comparaison élaborée par plusieurs chercheurs se basant sur des méthodes plus rigoureuses.

Cette technique présente plusieurs limites, puisqu'elle convient aux ponts qui sont censés fonctionner dans la plage élastique linéaire. Si le pont est soumis à une non-linéarité sévère, la fiabilité de la fonction de fragilité ne sera pas assurée.

### 3.2.2 Analyse statique non linéaire (Nonlinear Static Analysis)«NSA»

Les limites de l'analyse spectrale élastique peuvent être dépassées à l'aide d'une analyse statique non linéaire qui offre l'avantage de considérer la non-linéarité dans le modèle de calcul et nécessite moins de temps. Cette méthode communément appelée

méthode de capacité spectrale est une procédure statique non linéaire qui sert à convertir une courbe Pushover (statique non linéaire) en une courbe de capacité spectrale.

Comme illustré dans la Figure 3.1, cette courbe de capacité spectrale comprend deux axes x et y qui représentent respectivement le déplacement spectral et l'accélération spectrale[338]. Elle est développée en générant d'abord une courbe Pushover par l'exécution d'une analyse statique non linéaire du pont, avec des non-linéarités matérielles et géométriques incluses dans des modèles de chargement qui correspondent aux modes dominants de la réponse de la structure. Par la suite un ajustement de la répartition des charges en fonction des propriétés modales révisées est effectué pour chaque incrément[339].

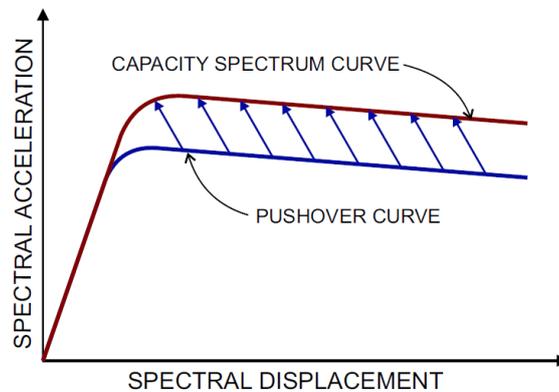


Figure 3.1: Conversion de la courbe Pushover vers un spectre de capacité [338]

Les spectres de capacité et de demande peuvent être combinés et placés sur le même tracé pour déterminer la réponse maximale du pont. Pour une analyse déterministe, cette réponse maximale serait déterminée en localisant l'intersection des deux courbes. Chaque courbe est représentée par une distribution probabiliste, comme le montre la figure 3.2.

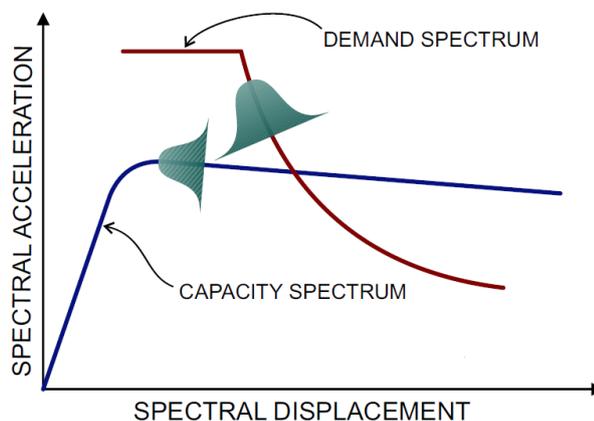


Figure 3.2: Représentation probabiliste de la capacité et le spectre de demande [340]

Pour des raisons de gain du temps, cette méthodologie a déjà été utilisée par un certain nombre de chercheurs comme moyen de génération des courbes de fragilité sismique pour les ponts.

Ainsi, Dutta (1999)[338] et Mander et Basoz (1999)[340] ont adopté cette procédure afin de concevoir des courbes de fragilité sismique pour des classes standards des ponts à travers les États-Unis et Shinozuka et al. (2000)[341] ont appliqué cette méthodologie sur un pont à trois travées à poutres continues en béton dans la région de Memphis (USA).

L'importance et la convenance de la NSA ont été démontrées par des études basées sur l'analyse pushover (telle que la méthode N2 adoptée dans le code sismique européen) menées par Isakovic et Fischinger en 2003 [342] et Isakovic et al. en 2008[343]. En outre, des épreuves d'applicabilité des NSA aux ponts ont été examinées de manière approfondie par Paraskeva et al. en 2006[344], Casarotti et al. en 2005[345], Aydinoglu and Önem en 2007[346], Paraskeva et al. 2010[347] et Isakovic et Fischinger en 2011[348]. De même, cette méthodologie a été adoptée dans la génération des courbes de fragilité sismique des ponts pour HAZUS[16].

En 2007, Banerjee et Shinozuka[349] ont utilisé la méthode statique non linéaire dans le développement des courbes de fragilité pour un pont en béton armé à plusieurs travées en Californie (USA). Tandis que Jeong et Elnashai[350] ont présenté une approche dans laquelle un ensemble de relations de fragilité des ponts avec une fiabilité connue est dérivé sur la base des grandeurs de réponse fondamentales de rigidité, de résistance et de ductilité. Une solution d'un système généralisé à un seul degré de liberté est développée et utilisée pour construire une base de données de réponse de coefficients décrivant les relations log-normales de fragilité couramment utilisées.

Dans l'étude menée par Moschonas et al. en 2009[351], une procédure basée sur l'analyse pushover de l'ensemble des ponts a été utilisée pour la détermination des états d'endommagement en termes de paramètres des courbes pushover et l'estimation des courbes de fragilité sismique pour tous les types des ponts situés dans les autoroutes modernes grecques.

Récemment, une procédure statique non linéaire, basée sur l'analyse pushover généralisée, a été mise en œuvre par Perdomo et al. en 2019[352] pour le développement

des courbes de fragilité analytiques des ponts en béton armé. Sa précision et sa pertinence ont été testées en l'appliquant à une population de 50 ponts existants. Les résultats sont comparés directement avec ceux obtenus par l'analyse temporelle non linéaire. Ces derniers indiquent que cette procédure fournit une bonne appréciation des courbes de fragilité.

Dans la majorité des recherches, la performance et la convenance de la méthode statique non-linéaire sont examinées par comparaison des résultats et des courbes obtenus par cette dernière à ceux donnés par d'autres procédures telles que l'analyse temporelle non linéaire.

Outre les avantages que présente cette méthode en termes de simplicité et rapidité d'exécution, elle présente peu de limitations.

### 3.2.3 Analyse dynamique incrémentale (Incremental Dynamic Analysis) «IDA»

L'Analyse dynamique incrémentale est un type spécial d'analyse dynamique non linéaire qui facilite la comparaison entre la demande sismique et la capacité structurelle grâce à une série d'analyses temporelles non-linéaires. Cette approche est proposée par les chercheurs afin de réduire l'exigence d'utiliser un grand nombre d'accélérogrammes pour l'évaluation de la fragilité à l'aide de l'analyse temporelle non-linéaire. Bertero a été le premier qui a proposé l'idée de l'analyse dynamique incrémentale en 1977. Par la suite, la formulation globale de la présente méthode a été donnée en détail par Vamvatsikos et Cornell en 2002[353] et par Yun et al. en 2012[354].

L'analyse dynamique incrémentielle (IDA) est une méthode prometteuse qui consiste à effectuer des analyses dynamiques non linéaires d'un modèle structurel sous une suite d'enregistrements sismiques, chacun de ces enregistrements est mis à l'échelle à plusieurs niveaux d'intensité pour garantir toute la gamme de réponse structurelle, de l'élasticité à la plasticité et enfin à l'instabilité dynamique globale[355].

Le post-traitement des résultats d'analyse est très important car il nécessite le bon choix des mesures d'intensité sismique et des mesures de dommages appropriés. Après l'extraction des valeurs de mesures d'intensité sismique et de dommages souhaitées, des courbes IDA décrivant les réponses paramétrées par rapport aux niveaux d'intensité du séisme sont obtenues.

Ces courbes visualisent les réponses structurelles et décrivent le comportement des structures soumises aux charges sismiques. Des courbes de fragilité peuvent être générées à partir des résultats de cette analyse, soit en dérivant des appréciations ponctuelles de la

probabilité de dépassement de l'état des dommages à chaque niveau d'intensité sismique, soit en estimant la fonction de densité de probabilité de l'intensité sismique dont les seuils des états de dommage sont dépassés. La méthode a été adoptée par de nombreux chercheurs afin de générer les courbes de fragilité des ponts [356],[357], [358],[359].

Outre la simplicité et la facilité de mise en œuvre, l'analyse dynamique incrémentale offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période de la structure sous la sollicitation dynamique.

En règle générale, la majorité des applications de cette approche évaluent les fragilités au niveau de l'effondrement en fonction des réductions excessives de résistance ou de rigidité globales révélées par les analyses incrémentales, ce qui constitue le véritable bénéfice de la méthode.

Bien que l'avantage de la méthode soit la génération claire d'une seule région d'effondrement, son inconvénient est la difficulté de définir de manière cohérente un tel point pour chaque courbe. Un autre inconvénient est le couplage implicite de l'estimation de la capacité et de la demande, car les résolutions de la demande et de la capacité sont effectivement identiques et égales à la taille du pas.

Un autre inconvénient majeur associé à cette technique est ce que le processus implique la mise à l'échelle de l'intensité sans modifier le contenu fréquentiel des accélérogrammes. Cela pourrait conduire à des accélérogrammes non réalistes, qui pourraient être non représentatifs de l'aléa sismique du site considéré. De plus, cette approche nécessite un grand nombre de simulations, ce qui est une limitation courante de l'approche[355].

#### 3.2.4 Analyse temporelle non linéaire (Nonlinear Time History Analysis) «NTHA»

Les courbes de fragilité sismique peuvent également être générées à l'aide d'une approche d'analyse temporelle non linéaire. Ce type d'approche tend à être considéré comme la méthode la plus rigoureuse pour développer ce genre des courbes pour les ponts, c'est aussi l'une des méthodologies les plus fiables disponibles[24].

Cette approche a été développée et adoptée sous diverses formes pour l'évaluation de la fragilité sismique des ponts, elle a été exploitée par plusieurs chercheurs[202],[113],[360], [61], [115],[284], [201]. Elle permet de prendre en compte la

non-linéarité géométrique et l'inélasticité du matériau pour prédire avec précision le comportement des ponts sous chargement dynamique.

Bien qu'il existe certaines différences dans ladite méthodologie, la procédure générale d'élaboration des courbes de fragilité analytiques à l'aide de l'analyse temporelle non linéaire est la même, elle suit l'approche de base illustrée par la figure 3.3.

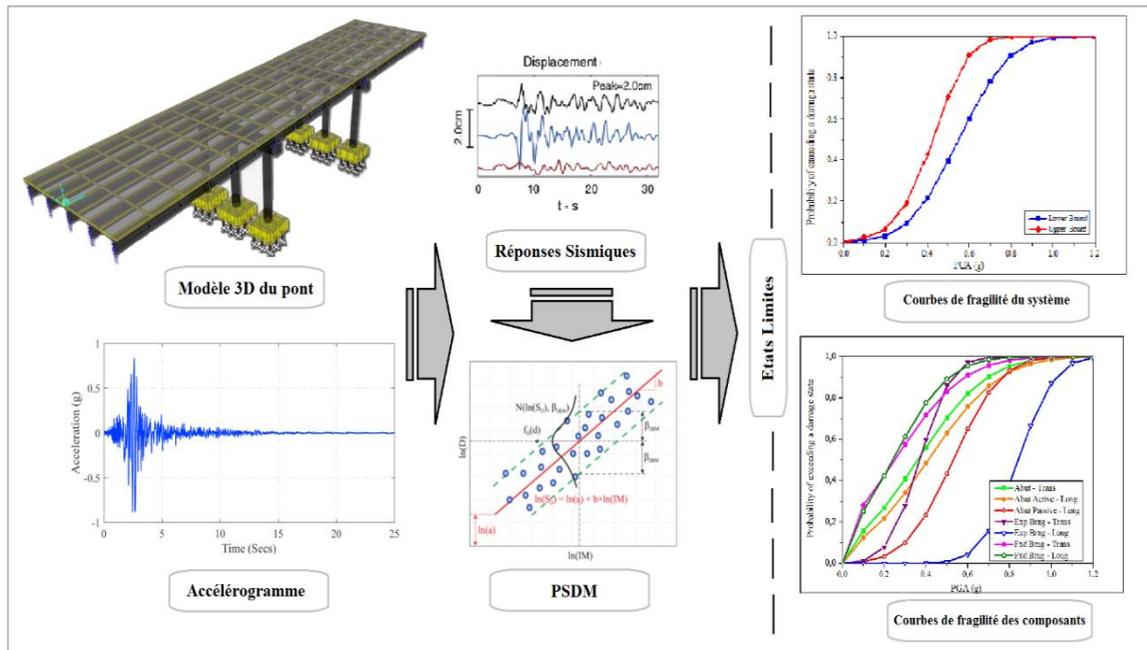


Figure 3.3 : Représentation schématique de la procédure NTHA utilisée pour développer des courbes de fragilité

La fiabilité et la précision des courbes de fragilité dérivées par cette méthode dépendent largement des excitations sismiques utilisées dans les analyses dynamiques. Par conséquent, plusieurs analyses sont nécessaires en utilisant différents enregistrements sismiques pour obtenir une estimation fiable de la distribution probabiliste de la réponse structurelle.

Étant donné que les propriétés de la réponse sismique dépendent de l'intensité de la secousse sismique et des caractéristiques de l'enregistrement, une évaluation complète nécessite de nombreuses analyses temporelles non linéaires à différents niveaux d'intensité pour représenter les différents scénarios de tremblement de terre possibles.

Dans un premier temps, il est nécessaire de sélectionner une série d'accélérogrammes appropriée qui représente étroitement la sismicité du lieu du pont et

saisir les incertitudes associées tels que la magnitude et les distances épacentrales. Cependant, un débat se déroule entre les chercheurs sur le nombre des enregistrements sismiques à sélectionner pour générer des courbes de fragilité fiables. Une fois la série appropriée des accélérogrammes est sélectionnée, des modèles analytiques des ponts sont créés en tenant compte de la variation des propriétés géométriques, structurelles et matérielles. Par la suite, les enregistrements sismiques sont associés avec les modèles de pont et une analyse temporelle non linéaire pour chaque combinaison pont-séisme est effectuée.

Pour chaque simulation, les réponses structurelles maximales pour les éléments clés telle que la ductilité de la colonne, la déformation de l'appui, le déplacement de la culée, etc. sont collectées. En utilisant les réponses maximales des composants du pont et de l'intensité sismique approprié, un modèle probabiliste de demande sismique peut être généré soit à l'aide d'une analyse de régression des paramètres sismiques et des réponses structurelles maximales ou par une autre technique telle que la méthode du maximum de vraisemblance. Les états limites de capacité des différents composants peuvent être définis sur la base d'un avis d'expert, d'une enquête expérimentale ou d'une approche analytique. En combinant le modèle de capacité avec le modèle probabiliste de demande sismique, des courbes de fragilité pour les ponts peuvent être développées pour différents états de dommages.

Cette méthode souffre de certains inconvénients tels que l'hypothèse à priori sur la distribution probabiliste de la demande sismique et le nombre requis des enregistrements sismiques pour la fiabilité de calculs. L'inconvénient majeur est la considération d'un seul composant tel que la pile comme contribuant à la fragilité du système de pont[361],[362].

### 3.3 Méthodologie appliquée

Une méthodologie analytique a été suivie dans le cadre de cette étude pour la génération des courbes de fragilité sismique des ponts. Cette dernière est basée sur des analyses temporelles non linéaires, qui sont utilisées pour estimer les demandes sismiques des différents composants du pont ainsi que les courbes de fragilité de chacun d'eux. La corrélation des fragilités de ces composants a été produite afin d'évaluer la fragilité du système pour différents niveaux d'intensité sismique. Les principales étapes qui décrivent cette procédure sont résumées comme suit :

- a- Détermination de l'excitation sismique par la sélection d'une suite d'accélérogrammes applicables à la région d'intérêt, cette suite doit représenter une large gamme de valeurs suffisantes qui couvrent différents niveaux d'intensité sismique choisis.
- b- Choix des ponts à étudier pour chaque modèle et définition des configurations de base de ces composants afin d'établir des modèles appropriés à l'étude.
- c- Modélisation numérique de chaque exemple de pont typique en tenant compte du comportement inélastique des composants en utilisant le logiciel CSiBridge.
- d- Réalisation d'une analyse dynamique des modèles analytiques des ponts pour déterminer les propriétés dynamiques de vibration.
- e- Réalisation d'une analyse temporelle non-linéaire pour chaque échantillon de pont sous l'effet des enregistrements sismiques représentatifs de l'aléa sismique, pour obtenir les réponses de tous les composants.
- f- Pour chaque analyse, les réponses maximales sont enregistrées et tracées en fonction de la valeur maximale de la mesure d'intensité sismique. Une analyse de régression de ces données est ensuite effectuée pour apprécier les caractéristiques probabilistes de la demande structurelle de chaque composant (Modèles probabilistes de demande sismique).
- g- Définition des seuils d'état limite d'endommagement et des paramètres de demande correspondants pour tous les composants suivant les recommandations disponibles dans la littérature.
- h- Détermination des probabilités conditionnelles d'une manière que la demande structurelle dépasse la capacité structurelle de chaque état limite de dommage spécifié pour les différentes intensités sismiques.
- i- Détermination de la mesure d'intensité sismique par rapport à la probabilité de dépassement pour chaque état limite de dommage afin d'obtenir les courbes de fragilité correspondants aux différents composants du pont.
- j- Conception des courbes de fragilité sismique du système global de chaque type de pont.

L'étape (f) est répétée pour tous les principaux composants du pont. De ce fait, les courbes de fragilité pour chacun des composants du pont peuvent être générées. Une discussion approfondie qui explique chacune de ces étapes est donnée ci-après.

### 3.3.1 Détermination de l'excitation sismique

Les caractéristiques principales d'un séisme sont : l'accélération, la vitesse, les valeurs du spectre de réponse et les valeurs spectrales de la transformée de Fourier[363].

La réponse (en accélération, ou vitesse ou déplacement...) des structures lors des tremblements de terre dépend d'une part des mouvements du sol et d'autre part, de leurs caractéristiques propres. Cette réponse peut être déterminée par une analyse sismique préalable des structures. Des spectres de dimensionnement sont généralement utilisés dans cette analyse sismique des structures pour décrire l'excitation sismique produite par les tremblements de terres. Toutefois, pour certains ouvrages importants, ou pour des régions particulières et si la structure présente un comportement non linéaire qui est souvent le cas des structures sous l'excitation sismique, on a recours à des analyses dynamiques temporelles plutôt qu'à des analyses dynamiques basées sur les spectres de réponse puisqu'elle permet de déterminer la réponse structurale avec précision.

Ces analyses dynamiques temporelles non linéaires prennent en compte la non-linéarité des composants, et les réponses sismiques des structures qui dépendent des caractéristiques des mouvements du sol. Ces dernières sont relatives au type de sol, à l'intensité et le contenu fréquentiel des enregistrements sismiques, qui ont un effet important sur ces analyses dynamiques. De plus, il est nécessaire de sélectionner correctement les paramètres d'entrée des mouvements sismiques pour les corrélérer avec les dommages structurels.

Il est difficile de déterminer un seul paramètre qui caractérise le mieux le mouvement sismique du sol. Les enregistrements sismiques, même sur le même site, montrent des variations dans les détails. Quand l'amplitude des séismes, le contenu fréquentiel, la durée et le nombre de pics (et même leur séquence) dépassent certaines valeurs, ils sont considérés comme des caractéristiques importantes, qui affectent la réponse des structures et provoquent des dommages. Le contenu fréquentiel de l'enregistrement d'un tremblement de terre est important pour l'identification de la quantité d'énergie transmise à différentes fréquences.

L'utilisation d'enregistrements sismiques, en général des accélérogrammes, est nécessaire pour la réalisation des analyses dynamiques temporelles qui deviennent de plus en plus des outils fortement utilisés dans la pratique. Toutefois, leur utilisation nécessite une sélection et un étalonnage adéquat afin qu'ils représentent aussi fidèlement que

possible les conditions de sismicité locale ainsi que le niveau de risque désiré pour réaliser l'évaluation ou la conception.

Les accélérogrammes utilisés sont habituellement classés en trois catégories, accélérogrammes réels, synthétiques et artificiels. Les accélérogrammes réels sont enregistrés lors des tremblements de terre, les accélérogrammes synthétiques sont générés à partir des modèles de ruptures ou glissements de failles et les accélérogrammes artificiels sont générés de façon à correspondre à un spectre de réponse désiré.

Les accélérogrammes réels pour lesquels nous avons optés dans notre étude sont enregistrés par des stations de mesures à travers le monde. Ils sont disponibles dans les régions où il y a des stations de mesure et reflètent exactement la nature d'un séisme aux sites de mesure. Cependant, le nombre d'enregistrements est limité, et lorsqu'un nombre important d'enregistrements est nécessaire, on peut utiliser les enregistrements de stations différentes.

### 3.3.1.1 Mesure d'intensité sismique

Le niveau d'aléa sismique des tremblements de terre peut être représenté par différentes mesures d'intensité sismique. L'intensité sismique est un paramètre qui décrit le degré des séismes. Elle est basée sur la réponse humaine aux secousses, les effets des tremblements de terre et les observations de dommages et des dégâts occasionnés, qui seront principalement en fonction de la distance par rapport à l'épicentre et de la profondeur du foyer, mais aussi de la vulnérabilité des constructions. L'intensité est évaluée à l'aide des différentes échelles d'intensité (MMI, MSK, MCS, JMA, etc.).

Dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures, la relation entre l'intensité sismique et la réponse structurelle doit être déterminée. En d'autres termes, le but de l'analyse structurelle est d'estimer la réponse de la structure soumise à des mouvements du sol avec des intensités spécifiques afin que la probabilité conditionnelle de dépasser un certain état limite puisse être calculée à n'importe quelle intensité. Cependant, la réponse structurelle dépend fortement de l'ensemble des accélérogrammes qui sont utilisés dans les analyses.

Tandis que la sélection des intensités sismiques appropriées est une étape importante dans l'évaluation de fragilité des structures, elle est depuis longtemps, un sujet de débat chez les chercheurs pour étudier les critères de la sélection et fournir une meilleure série d'accélérogrammes.

Plusieurs chercheurs[364], [365], [366]ont étudié la quantification du potentiel de dommages des mouvements du sol. Ils ont en conclu qu'il est très important de bien choisir les paramètres qui représentent les séismes.

Sucuoglu et al.[367] et l'ATC-35[365]ont identifié six caractéristiques importantes : l'accélération maximale au sol(PGA), la vitesse maximale du sol (PGV), la durée de mouvement fort, l'impulsion et la suite des impulsions, la forme spectrale pour une région spécifique et le type de structure. Les quatre premières caractéristiques sont directement liées aux propriétés cinématiques tracées d'accélérogrammes de mouvement fort, tandis que les deux dernières sont des caractéristiques de réponses filtrées à travers les propriétés des systèmes dynamiques.

Parmi les nombreux paramètres qui ont été utilisé pour relier le mouvement du sol au degré de dommage subi par une structure, l'accélération maximale du sol (PGA) est le paramètre le plus fréquemment utilisé ainsi que l'accélération spectrale et le déplacement.Néanmoins, de nombreux autres paramètres comme l'intensité spectrale d'Housner, l'intensité d'Arias, l'accélération quadratique moyenne et l'intensité sismique peuvent être utilisées pour décrire la sévérité du mouvement.

Plusieurs alternatives des échelles d'intensité sismique, incluant la PGA, ont été proposées et développées par de nombreux chercheurs pour obtenir des mesures d'intensité optimale[368], [369],[370], [371], [372] et[373].

#### 3.3.1.1.1 Mesure d'intensité optimale

Les courbes de fragilité sont conditionnées par la mesure d'intensité sismique du mouvement du sol. La sélection d'une mesure d'intensité optimale est une tâche difficile et la recherche se poursuit toujours sur ce sujet. Il n'existe pas une méthode spécifique pour décider laquelle des mesures d'intensité optimale est la plus appropriée à utiliser dans les analyses de fragilité.

Plusieurs mesures d'intensité sont proposées et utilisées pour l'élaboration de courbes de fragilité par différents chercheurs, qui ne sont pas d'accord sur la mesure d'intensité la plus adéquate à utiliser pour les courbes de fragilité des ponts.

En fonction des pratiques de calcul, les mesures d'intensité sismique existantes peuvent généralement être classées en deux groupes. Pour le premier groupe, les mesures d'intensité peuvent être directement calculées à partir des accélérogrammes enregistrés, tels que l'accélération maximale du sol (PGA), la vitesse maximale du sol (PGV), etc. Dans le

deuxième groupe, le spectre de réponse du mouvement du sol est utilisé pour obtenir les mesures d'intensité, telles que les valeurs spectrales et les paramètres d'intensité spectrale, qui peuvent être calculées en utilisant le spectre de réponse pour certaines périodes ou des équations spécifiques utilisées dans les calculs.

La mesure d'intensité la plus couramment utilisée pour les courbes de fragilité des ponts est la PGA et dans une moindre mesure, le PGV. L'une des principales raisons pour lesquelles le PGA et le PGV sont les mesures d'intensité les plus courantes est qu'elles peuvent être simplement obtenues à partir des enregistrements de mouvement du sol sans aucune information supplémentaire sur les propriétés structurelles à utiliser dans le calcul.

Les accélérations spectrales à certaines périodes ont été également utilisées dans des études antérieures[16], [61], où elles ont été utilisées afin de comparer l'efficacité des différentes mesures d'intensité servant à estimer les dommages sismiques avec un certain niveau de confiance[374],[375]. Il a été constaté que l'utilisation de l'accélération spectrale comme mesure d'intensité donnait plus de confiance dans le résultat ou nécessitait moins d'enregistrements pour générer des résultats avec le même niveau de confiance.

La liste des échelles d'intensité sismique qui a été proposée est déjà longue et semble s'agrandir, donc il est important de choisir une mesure d'intensité appropriée qui doit avoir un certain niveau de corrélation avec les performances structurelles et les dommages sismiques. A cet égard, un examen de plusieurs caractéristiques des mesures d'intensités sismiques présentées dans la littérature [372], [369], [376]est exigé.

#### 3.3.1.1.2 *Efficacité*

L'efficacité est le facteur le plus facilement examiné pour caractériser une mesure d'intensité optimale. Il décrit la variation correspondante à la mesure des dommages en fonction d'une mesure d'intensité donnée. L'utilisation d'une mesure d'intensité plus efficace produit moins de dispersion autour de la médiane estimée dans les résultats de l'analyse temporelle non linéaire[373].

#### 3.3.1.1.3 *Praticité*

L'aspect praticité fait référence à l'existence ou non d'une corrélation directe entre la mesure d'intensité et la demande imposée à la structure. La praticité est mesurée par le paramètre de régression  $b$  dans le modèle probabiliste de la demande sismique (voir l'équation (3.3)).Lorsque ce paramètre approche de zéro, le terme MI (Mesure d'Intensité)

contribue de manière négligeable à l'estimation de la demande. Par conséquent, une valeur inférieure de  $b$  implique un MI moins pratique [373], [377].

$$\ln(S_D) = b \cdot \ln(IM) + \ln(a) \quad (3.3)$$

Avec  $S_D$  est la médiane de la demande structurelle en termes d'intensité sismique, et  $a$ ,  $b$  sont des coefficients de régression.

#### 3.3.1.1.4 Compétence

La compétence est un facteur produit par la combinaison entre la praticité et l'efficacité, proposé par Padgett et al. en 2008 [373] pour évaluer les mesures d'intensité optimales, elle est définie par l'équation suivante.

$$\xi = \frac{\beta_{DM/IM}}{b} \quad (3.4)$$

Avec  $\beta_{DM/IM}$  est l'écart type logarithmique, ou la dispersion de la demande conditionnée par la mesure d'intensité sismique, et  $b$  un coefficient de régression.

#### 3.3.1.1.5 Suffisance

La suffisance d'une mesure d'intensité a été également identifiée comme un critère viable de sa pertinence pour une utilisation dans le développement de modèle probabiliste de la demande sismique [372], [376].

Une mesure d'intensité suffisante est conditionnellement indépendante des caractéristiques sismiques, telles que la magnitude ( $M$ ) et la distance épacentrale ( $R$ ). Cependant, ces caractéristiques ont un effet systématiquement faible sur le modèle résultant de demande sismique ce qui implique que la forme traditionnelle d'application du théorème de probabilité est appropriée.

La suffisance d'une mesure d'intensité est appréciée en effectuant une analyse de régression sur les résidus du modèle probabiliste de la demande sismique par rapport aux caractéristiques sismiques,  $M$  ou  $R$  [372].

#### 3.3.1.1.6 Portabilité de calcul des risques

La Portabilité de calcul des risques est également une considération pour la sélection d'une mesure d'intensité appropriée [369]. La mesure d'intensité fournit le lien entre les exigences structurelles et l'aléa sismique pour une région précise. Cette convolution

implique que la probabilité de risque sismique doit être calculée en termes de valeurs dictées par la mesure d'intensité.

Tel qu'elle est défini par Giovenale et al.[369], la Portabilité de calcul des risques fait référence au niveau d'effort requis pour évaluer l'aléa sismique ou déterminer la courbe de risque. Les cartes et les courbes de risque sont disponibles en termes d'accélération maximale du sol ou d'accélération spectrale.

Le critère le plus important dans le choix d'une mesure d'intensité appropriée est le niveau de suffisance de corrélation entre le degré de dommages sismiques subis par le pont et le niveau de risque sismique. Par conséquent, la fiabilité des courbes de fragilité est proportionnelle au niveau de corrélation entre les dommages sismiques et la mesure d'intensité choisie.

Sur la base des recommandations des études antérieures, et après examen des différentes caractéristiques des mesures d'intensités sismiques, l'accélération maximale du sol (PGA) est suggérée par Mackie and Stojadinovic en 2007[378] et Padgett et DesRoches en 2008[199] comme étant une mesure d'intensité sismique optimale. En outre, vu l'efficacité, l'utilité et la convenance de ce paramètre à l'évaluation de la vulnérabilité sismique, ainsi que sa facilité d'obtention à partir des enregistrements sismiques sans aucune information sur les propriétés structurelles, l'accélération maximale du sol est considérée comme mesure d'intensité dans cette étude.

### 3.3.1.2 Sélection des accélérogrammes

Tandis que la réponse structurelle dépend fortement de l'ensemble d'accélérogrammes utilisés dans les analyses, Il convient de se poser la question du choix des accélérogrammes, ainsi que les paramètres qui doivent être pris en compte pour un choix convenable.

La sélection d'une suite des accélérogrammes qui caractérise avec précision l'aléa sismique est crucial pour développer des courbes de fragilité applicables aux types des ponts répartis sur une zone géographique. L'objectif de la sélection des accélérogrammes pour les analyses temporelles est que la suite sélectionnée dans l'étude, couvre une gamme raisonnablement large des mesures d'intensité attendues dans la zone d'intérêt sur la base d'une analyse des risques sismiques et pour lesquels les modèles de demande et les courbes de fragilité sont construits. De plus elle regroupe une gamme de formes spectrales, de durées et de propriétés d'impulsion qui peuvent se produire dans la zone étudiée. Un autre

aspect important est la propagation de l'incertitude dans la réalisation des autres caractéristiques d'aléa telles que la magnitude et la distance épacentrale.

Bien qu'il n'existe pas de méthode spécifique pour sélectionner les accélérogrammes appropriés pour les analyses temporelles non linéaire, quelques approches de sélection et de normalisation ont été proposées par certains chercheurs [379], [380], [381].

L'objectif principal de la sélection des mouvements du sol est de compiler une base de données des accélérogrammes représentant une large gamme de forces sismiques qui imposent divers degrés de dommages sismiques aux ponts. Si cela peut être accompli, un nombre suffisant de points représentant les mesures d'intensité peut être fourni avec une distribution uniforme le long de l'abscisse de la courbe de fragilité.

Par ailleurs, si les accélérogrammes sélectionnés imposent des dommages sismiques similaires aux ponts, la variation des demandes sismiques des ponts qui sont calculées à partir des analyses temporelles non linéaires sera limitée. Dans un tel cas, les points sur la courbe de fragilité peuvent s'accumuler à certains risques sismiques.

De plus, l'un des critères utilisés pour la sélection des accélérogrammes est le niveau minimum d'intensité sismique qu'ils ont. Afin de relier l'intensité sismique des tremblements de terre et les dommages aux ponts, les ponts doivent subir un certain niveau de dommages sismiques sous l'effet des enregistrements sélectionnés. On suppose que les accélérogrammes ayant une accélération maximale du sol (PGA) inférieure à 0,05 g ne produisent aucun dommage sur les ponts. Par conséquent, lors de la sélection des accélérogrammes, ceux ayant une  $PGA < 0,05g$  ne sont pas pris en compte. Un autre critère est la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) qui doit être supérieure ou égale à 360 m/s.

Les accélérogrammes sélectionnés doivent provenir des événements sismiques précédemment enregistrés. Ils peuvent être sélectionnés à partir de certains sites Web, tels que NGA de Pacific Earthquake Engineering Research (PEER), Consortium of Organization for Strong Motion Observation System, K-NET ou Building Research Institute (BRI).

Le nombre approprié des accélérogrammes à utiliser dépend de l'application et de la prédiction de la réponse structurelle. Dans le cadre de cette étude le choix s'est porté sur 120 accélérogrammes variant de faible à forte sismicité, qui ont été enregistrés lors des événements sismiques ayant des magnitudes qui varient de 3,6 à 9 et des distances

épacentrales qui varient entre 2 et 382 km. Les catégories du sol varient de dense à ferme et correspondent à une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement comprise entre 360 m/s et 800 m/s à 30 m de profondeur du sol ou de la roche considérée. La liste des accélogrammes sélectionnés est dévoilée dans l'annexe 01.

Comme il est illustré dans le tableau 3.1, l'accélération maximale du sol (PGA) des séismes considérés à faible intensité varie entre 0,05 g à 0,10 g. Cependant, elle varie de 0,11 à 0,15 pour les cas modérés et de 0,16 à 0,78 pour les cas à forte intensité sismique.

Tableau 3.1: Caractéristiques statistiques des accélogrammes sélectionnés

Niveau d'intensité	Paramètres	Gammes	Moyenne	Écart-type	*CV (%)
<b>Faible</b>	Accélération maximale PGA (g)	0.01 – 0.1	0.06	0.029	48.3
	Magnitude	3.6 -7.2	5.5	0.865	15.7
	Distance épacentrale (km)	5 – 333	62.90	71.801	114.1
<b>Modéré</b>	Accélération maximale PGA (g)	0.11– 0.16	0.13	0.018	13.8
	Magnitude	4.6 – 7.6	6.3	0.873	13.8
	Distance épacentrale (km)	2- 259	66.82	58.060	86.9
<b>Forte</b>	Accélération maximale PGA (g)	0.16– .78	0.31	0.150	48.4
	Magnitude	5.2 – 9	7.5	1.065	14.2
	Distance épacentrale (km)	4– 382	142.35	120.655	84.7

\*CV: Coefficient de variation

La figure 3.4 représente la distribution des accélogrammes sélectionnés à divers niveaux d'accélération maximale du sol.

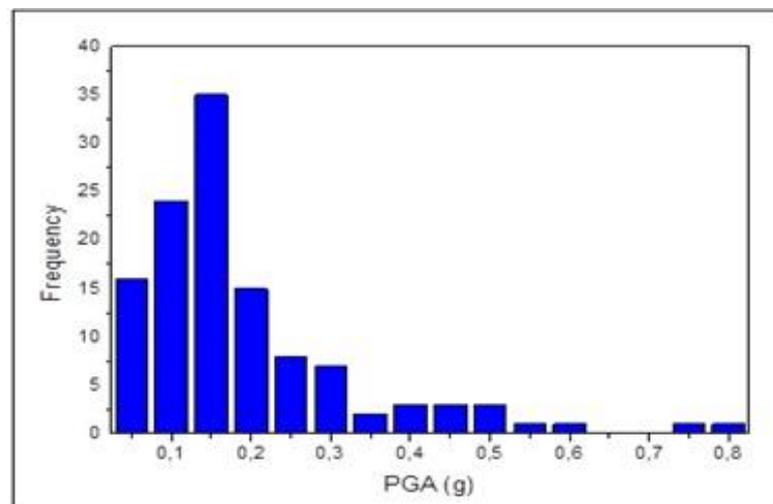


Figure 3.4 : Histogramme des valeurs de PGA pour les accélérogrammes sélectionnés

La figure 3.5 donne les spectres de réponse des trois classes des accélérogrammes sélectionnés avec un taux d'amortissement de 5%.

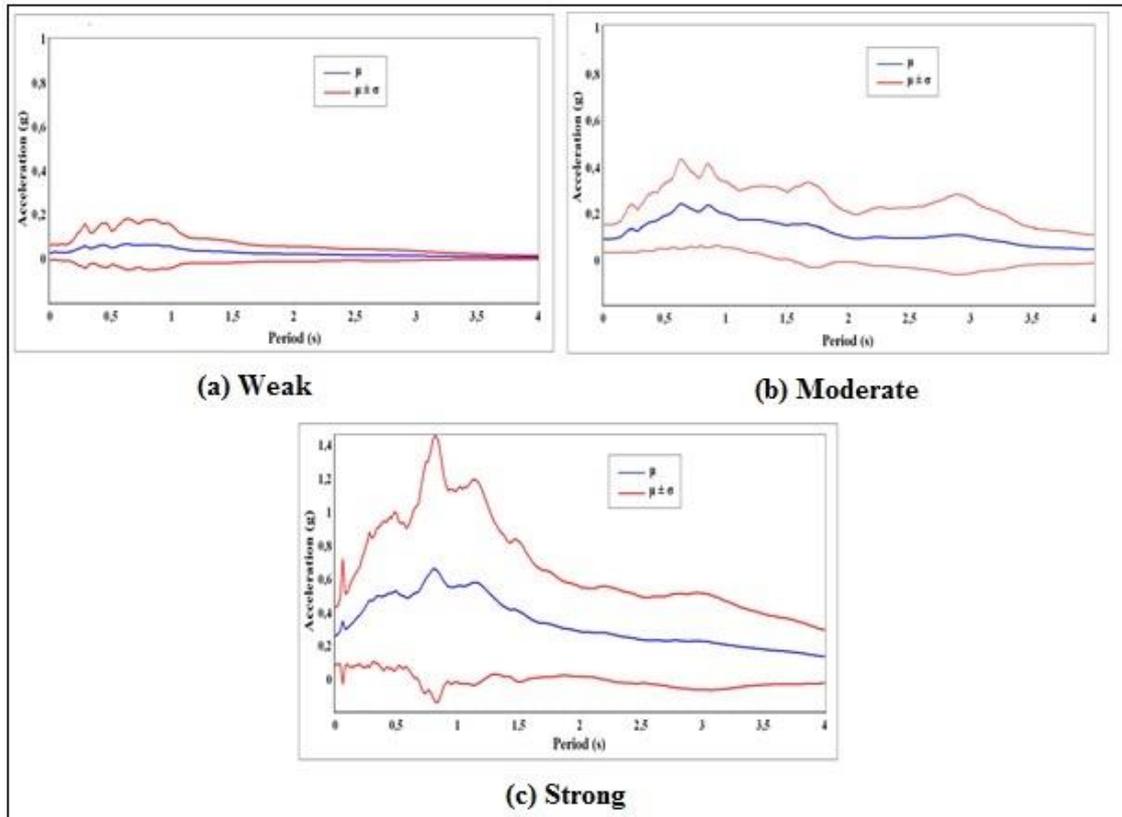


Figure 3.5 : Spectre de réponse et écart type moyens pour les trois cas de probabilité de séismes

### 3.3.2 Modélisation analytique et numérique

L'estimation de la vulnérabilité sismique et la génération des courbes de fragilité des ponts sont basées sur les résultats obtenus à partir des simulations numériques et des analyses dynamiques et sismiques des modèles choisis.

#### 3.3.2.1 Types et caractéristiques des ponts

La classification des différents types de ponts construits à travers le monde peut être effectuée selon de nombreux paramètres tels que les types de matériaux utilisés pour la construction, la nature de la structure, le nombre des travées ainsi que le type des éléments de la superstructure et de l'infrastructure...etc.

Les ponts à poutres en béton, en particulier les ponts à une seule travée, à travées multiples isostatiques ou continues, sont le type le plus rencontré dans monde. Ils sont

généralement utilisés dans le cas des travées comprises entre 10 et 45m de longueur où des poutres standards en « I » ou en « T » sont adoptées dans la superstructure. La présente étude se concentre sur ces trois types et qui sont généralement composés de trois catégories principales de constituants.

Le premier constituant est la superstructure qui se compose d'un tablier en béton soutenu par des poutres. Ce type de superstructure a généralement bien fonctionné lors des séismes antérieurs. Le deuxième est l'infrastructure qui regroupe les composants qui reprennent la superstructure. Elle se compose de culées, de piles (chevêtres et colonnes), de fondations superficielles ou profondes. Le dernier composant est connu sous le nom d'appareils d'appuis, il sert à relier la superstructure à l'infrastructure.

Afin de garantir une simulation représentative, trois modèles typiques tenant compte des caractéristiques de chaque type de pont et ses composants sont considérés dans la présente étude. Un seul type de superstructure est considéré pour ces trois classes des ponts étudiés, constitué par un tablier en dalle pleine en béton armé soutenu par un nombre de poutres en « I » de type AASHTO, dont les dimensions de leur section sont illustrés dans la figure 3.6 et le tableau 3.2.

Tableau 3.2: Dimensions des sections des poutres  
AASHTO

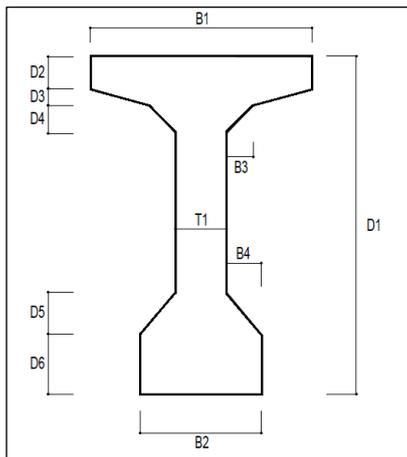


Figure 3.6: Poutres en « I »  
de type AASHTO

<b>Dimensions</b>	<b>I 110</b>	<b>I 120</b>	<b>I 130</b>
B1 (cm)	80	80	80
B2 (cm)	45	45	45
B3 (cm)	10	10	10
B4 (cm)	10	10	10
D1 (cm)	110	120	130
D2 (cm)	11	11	11
D3 (cm)	6	6	6
D4 (cm)	10	10	10
D5 (cm)	15	15	15
D6 (cm)	20	20	20
T1 (cm)	18	20	20
L (m)	20	25	30

La superstructure est supportée par des appareils d'appui en élastomère fretté, qui sont placés sur les culées et les chevêtres des piles. Ces appuis en élastomère sont généralement utilisés pour assembler la superstructure et l'infrastructure en jouant le rôle d'un dispositif isolant. Ils sont composés d'un plot à base de néoprène et des plaques minces en acier placées à l'intérieur.

Les éléments de l'infrastructure tels que les culées, les chevêtres, les piles et les fondations sont construits en béton armé. Comme il est détaillé dans le tableau 3.3, les propriétés géométriques prises en compte pour ces modèles sont : le nombre de travées, la longueur des travées, la largeur du tablier, le nombre de poutres et l'épaisseur de la dalle du tablier. Une brève description de ces modèles est présentée dans ce qui suit.

Tableau 3.3: Propriétés géométriques des modèles

Type des ponts	Modèle	Travées		Tabliers		
		Nombre de travées	Longueur des travées [L] (m)	Largeur du tablier [W](m)	Nombre de poutres	Epaisseur du tablier(m)
Pont à travée unique	1	1	20	10	8	0,4
	2	1	25	12	9	0,4
	3	1	30	10	8	0,4
Pont à multi travées continues	7	2	20	10	8	0,4
	8	3	25	12	9	0,4
	9	2	30	10	8	0,4
Pont à multi travées isostatiques	4	2	20	10	8	0,4
	5	3	25	12	9	0,4
	6	2	30	10	8	0,4

#### 3.3.2.1.1 *Pont en béton à poutres à travée unique*

Les ponts à travée unique ont tendance à être utilisés dans des situations où une courte portée est requise ou lorsqu'un support intermédiaire n'est pas envisageable. Une configuration typique d'un pont en béton à poutres à travée unique est illustrée dans la figure 3.7. Les longueurs de travée considérées pour chaque modèle sont 20, 25 et 30m respectivement. Le tablier est de 10m de largeur, il est supporté par huit (8) poutres en « I » par contre celui de 12m de largeur est soutenu par neuf (9) poutres « I ». Comme mentionné précédemment, les poutres sont soutenues par des appareils d'appuis en élastomère fretté,

fixés sur une culée et mobiles sur l'autre. Les appuis fixes et les appuis mobiles sont représentés sous forme de triangles et de cercles respectivement dans la figure 3.7.

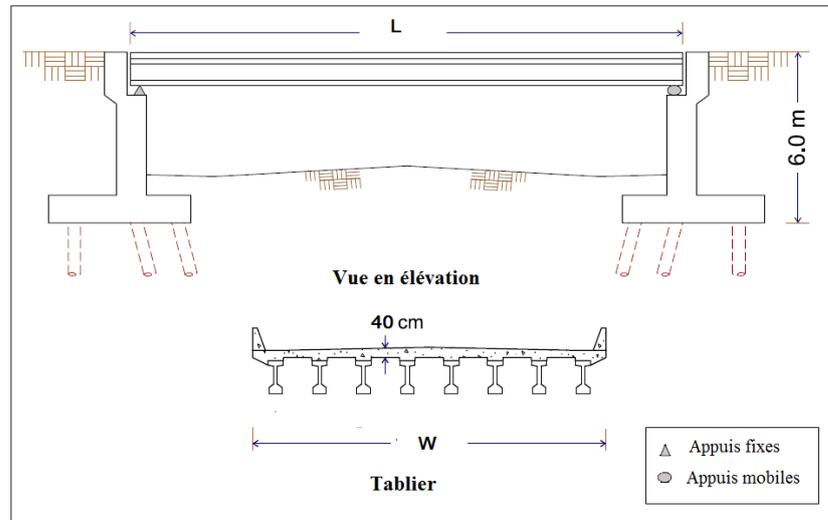


Figure 3.7: Pont à poutres en béton à travée unique

### 3.3.2.1.2 *Pont en béton à poutres à multi travées continues*

La configuration géométrique considérée pour les ponts à poutres à multi travées continues est similaire à celle des ponts en béton à poutres à multi travées isostatiques, avec les mêmes propriétés et les mêmes dimensions, seulement les poutres sont continues à travers les piles. Comme il est représenté sur la Figure 3.8, les appuis fixes sont situés sur les chevêtres, et les appuis mobiles sont localisés au niveau des culées.

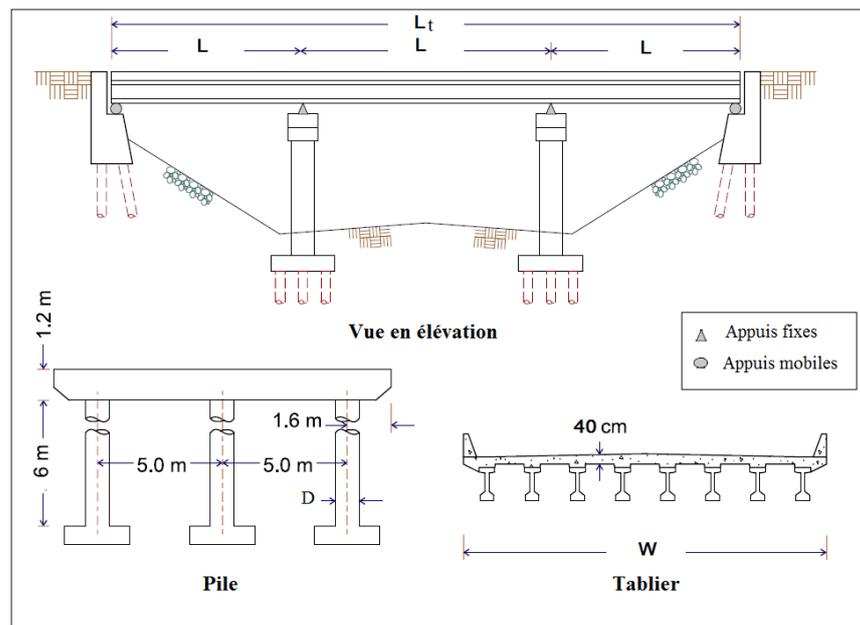


Figure 3.8: Pont à poutres en béton à multi travées continues

### 3.3.2.1.3 Pont en béton à poutres à multi travées isostatiques

Une description de la configuration géométrique d'un pont en béton à poutres à multi travées isostatiques est illustrée dans la figure 3.9. Comme il est révélé par la description, les poutres sont isostatiques et chacune s'appuie sur une pile et une culée dans ses extrémités pour le cas des modèles à deux travées. Par contre pour le modèle à trois travées, la poutre centrale repose sur deux piles au niveau de chaque extrémité et les deux autres sont supportées par une pile et une culée.

Le système d'appuis est généralement le même qu'un pont à travée unique ; un appui fixe dans une extrémité de la poutre et un autre mobile dans l'autre extrémité. Les longueurs des travées sont identiques dans chaque modèle et leurs valeurs sont indiquées dans le tableau 3.4.

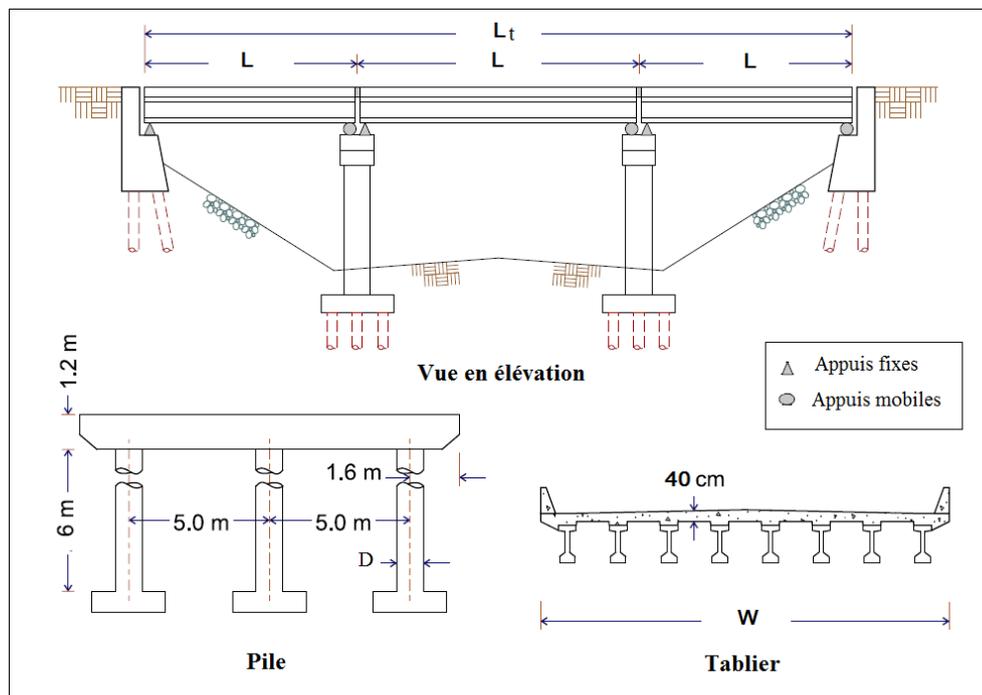


Figure 3.9: Pont en béton à poutres à multi travées isostatiques

Le système de pile est constitué d'un chevron ayant une section transversale rectangulaire de dimensions 160cm  $\times$  175cm rigidement relié à trois colonnes de section circulaire de 130cm de diamètre pour le modèle ayant une longueur de travée égale à 30m, et 120cm de diamètre pour les autres modèles. La hauteur des colonnes est identique pour les trois modèles, elle est prise égale à 6m. Les dimensions et le détail de ferrailage du chevron et de la colonne sont indiqués dans la figure 3.10.

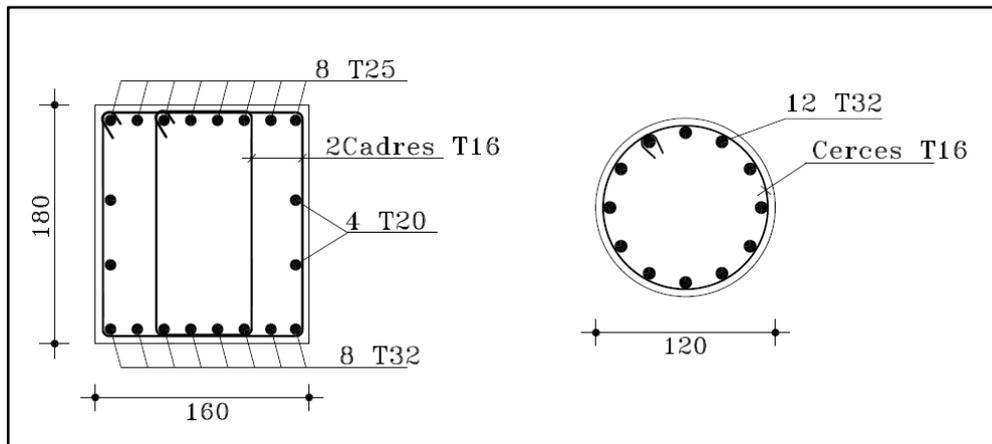


Figure 3.10 : Dimensions et ferrailage de la colonne et le chevêtre

### 3.3.2.2 Modèles analytiques tridimensionnels des ponts typiques

Nous donnons ci-après la stratégie de modélisation des composants adoptés dans notre étude. Elle montre l'intégration des divers composants pour générer un modèle analytique global du pont à utiliser dans les analyses de fragilité sismique.

A cet effet, des modèles analytiques tridimensionnels, prenant en compte les non-linéarités géométriques et matérielles sont utilisées dans cette étude pour la génération des courbes de fragilité des trois catégories de ponts évoquées auparavant. Les analyses dynamiques et sismiques des modèles sont effectuées à l'aide des analyses temporelles non linéaires exécutées dans la plate-forme d'éléments finis CSIBridge. Des exemples typiques de chaque catégorie de ponts sont illustrés dans les figures 3.11, 3.12, 3.13.

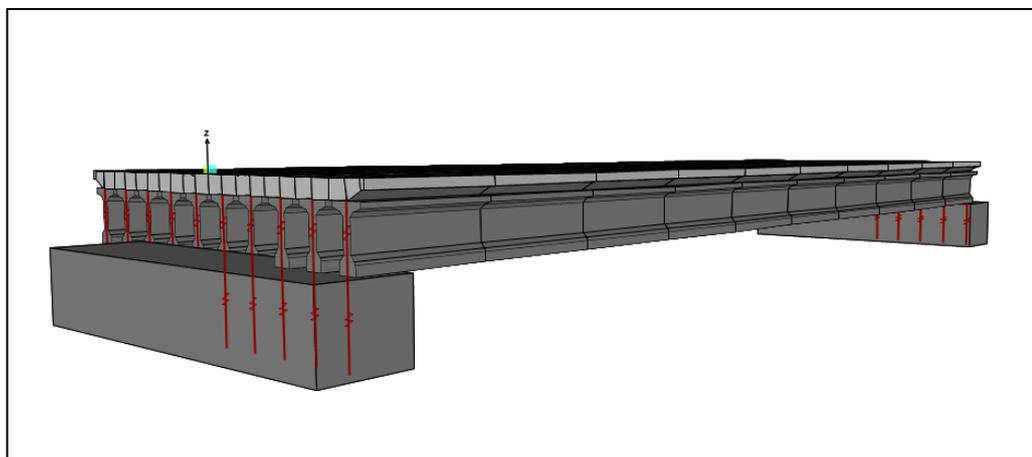


Figure 3.11: Modèle tridimensionnel du pont en béton à poutres à travée unique

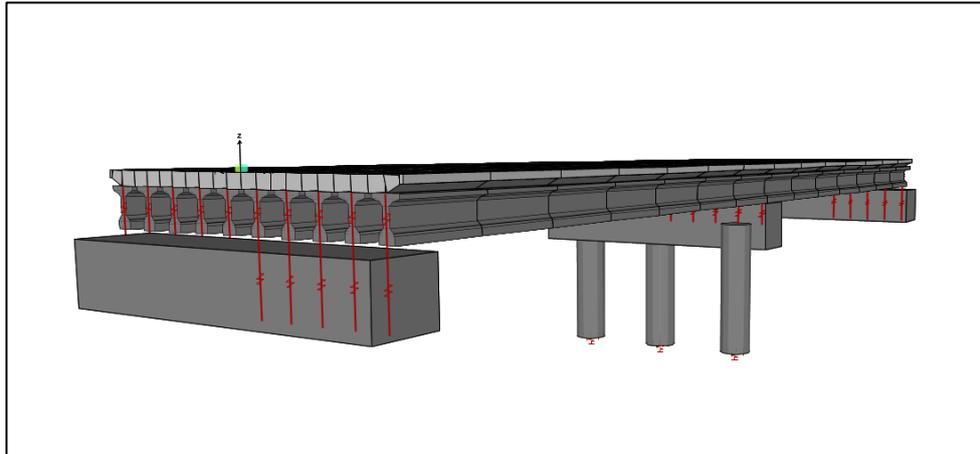


Figure 3.12 : Modèle tridimensionnel du pont en béton à poutres à multi travées continues

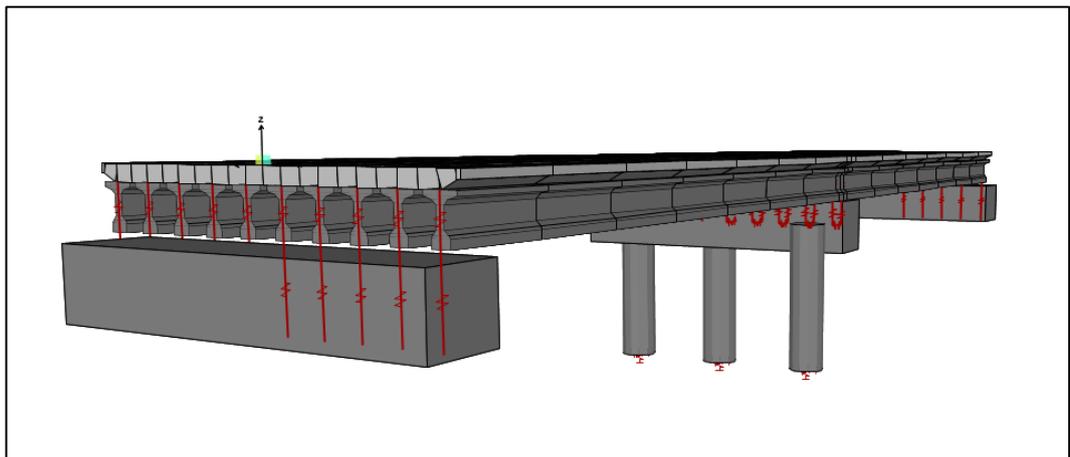


Figure 3.13 : Modèle tridimensionnel du pont en béton à poutres à multi travées isostatiques

#### 3.3.2.2.1 *Modélisation de la superstructure*

En général, la superstructure des ponts à poutres est constituée d'un ensemble des poutres surmontées d'un tablier en béton. Dans la modélisation par éléments finis, le tablier du pont est habituellement modélisé par des éléments Coques « Shell Elements ». Ces éléments sont largement utilisés car le comportement de ce composant structurel est régi par la flexion, donc un maillage d'éléments coques est plus efficace pour sa modélisation.

Les poutres ont été modélisées avec des éléments de type poutre linéaire élastique « Linear Elastic Beam Elements » puisque la superstructure devrait rester élastique pendant l'excitation sismique. Elles ont été représentées par des éléments longitudinaux situés au centre de gravité.

### 3.3.2.2 Modélisation des appareils d'appuis

Un appui est un système mécanique qui permet le mouvement ou le transfert des charges de la superstructure à l'infrastructure ou au système de support du pont. Il est généralement responsable de la transmission des charges verticales et horizontales à l'infrastructure. Les forces appliquées à un appui comprennent principalement le poids propre de la superstructure, les charges de trafic, les charges de vent et les charges sismiques. Il joue un rôle important dans la réponse globale et la fonctionnalité d'un pont sous un chargement.

Les appuis en élastomère sont les types d'appuis les plus fréquemment utilisés dans les ponts à poutres et dalles en béton. Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation comme montré dans la figure 3.14. Ce dernier se comporte bien sous charge sismique. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

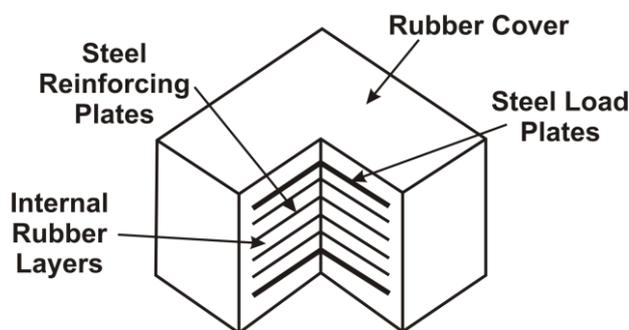


Figure 3.14: Composants d'un appareil d'appui en élastomère fretté

En fonction des degrés de liberté qu'autorise un appareil d'appui en élastomère fretté, pour un appareil d'appui mobile, outre les rotations sur appui, les déplacements sont permis dans les deux directions. On peut soit augmenter les possibilités de déplacement par l'ajout d'un plan de glissement, soit empêcher les distorsions par des platines métalliques constituant ainsi un appareil d'appui fixe[382].

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage. Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres.

En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

Les raideurs sont calculées selon les formules simplifiées, comme indiqué dans le tableau 3.4. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide dans la direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne [382].

Tableau 3.4: Calcul des raideurs des appareils d'appuis

<b>Raideurs</b>	<b>K<sub>x</sub></b> (N/m)	<b>K<sub>y</sub></b> (N/m)	<b>K<sub>z</sub></b> (N/m)	<b>K<sub>θ</sub> Rectangulaire</b> (Nm/rad)	<b>K<sub>θ</sub> Circulaire</b> (Nm/rad)	<b>K<sub>θ z</sub></b> (Nm/rad)
Formules simplifiées	$\frac{A \cdot G}{T_e}$	$\frac{A \cdot G}{T_e}$	$\infty$	0	0	0
Appareils d'appuis Mobiles	3.45 x 10 <sup>6</sup>	3.45 x 10 <sup>6</sup>	$\infty$	0	0	0
Appareils d'appuis Fixes	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$

Où A est la surface du bloc en élastomère, G est le module de cisaillement de l'élastomère et T<sub>e</sub> est l'épaisseur nominale totale d'élastomère. A et T<sub>e</sub> sont des caractéristiques géométriques de l'appareil qui peuvent être extraites des plans, par contre une valeur typique est prise pour G.

Dans le calcul dynamique, la souplesse des appareils d'appui en élastomère est inversement proportionnelle au module de cisaillement. Ce module dépend de la vitesse ou de la fréquence de l'excitation. Selon les règles de l'AFPS, la valeur de G utilisée pour le calcul sismique doit être prise entre 0,8 et 1,2 MPa. Ceci a été défini sur la base des essais réalisés lors de la construction des centrales nucléaires dans des régions soumises au risque sismique [383].

Vu les incertitudes qui pèsent sur l'estimation de la valeur de G, liées notamment au vieillissement de l'élastomère et à la température ambiante, il n'est pas souhaitable de compliquer de manière irréaliste le calcul. C'est pourquoi nous recommandons d'estimer les effets du séisme avec un module de cisaillement de 1,2 MPa. Cette proposition a d'ailleurs été introduite dans le guide AFPS 92 [383].

Les appareils d'appuis utilisés sont des appuis typiques pour une poutre en « I » de type AASHTO. Ils se composent d'un bloc en néoprène de 250 mm de largeur et de 250 mm de longueur et 25 mm d'épaisseur, et renforcé par 4 frettes en acier de 5mm d'épaisseur.

Cette configuration des appareils d'appuis sera utilisée pour tous les modèles étudiés des différentes classes des ponts. Les modèles analytiques des appuis fixes et mobiles en élastomère utilisés dans ces prototypes des ponts en béton sont caractérisés à la fois par la rigidité de l'élastomère et le glissement de l'appui, ils sont modélisés à l'aide des ressorts non linéaires "Nonlinear Link Element" dans les deux directions, longitudinale et transversale, suivant la modélisation analytique de Choi (2002) [384] et Nielson (2005)[61].

### 3.3.2.2.3 *Modélisation de l'infrastructure*

L'infrastructure est composée de deux culées situées aux extrémités du pont et des piles à multi-colonnes pour les modèles ayant deux travées et plus où l'ensemble repose sur des fondations.

Ce type de piles est le plus courant, il est conçu par un nombre de colonnes surmontés d'un chevêtre en béton armé. La figure 3.15 montre une configuration typique des piles d'un pont à plusieurs colonnes en béton armé qui sont supportées par des semelles en béton armé qui sont à leur tour supportées par plusieurs pieux. Les sommets des colonnes sont reliés à un chevêtre en béton armé, utilisé pour soutenir les poutres du pont.

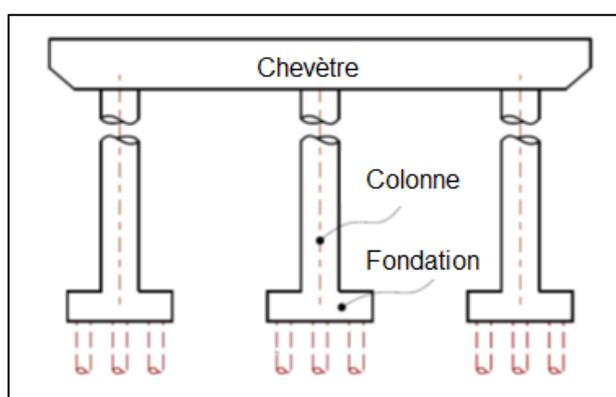


Figure 3.15: Configuration typique d'une pile à multi-colonnes en béton armé

Le chevêtre a été modélisé à l'aide d'élément poutre linéaire élastique « Linear Elastic Beam Element » ayant une section rectangulaire discrétisée. La discrétisation de la

section en fibres permet l'attribution d'un modèle constitutif unique pour le béton confiné, non confiné et les armatures en acier.

Les colonnes du système des piles ont été modélisées par des éléments poutres-colonnes incorporant une zone de rotule plastique pour représenter le comportement non linéaire à la base et en tête des colonnes. Il est à noter que lorsque le pont est sollicité transversalement, la rotule plastique peut se développer en tête de colonne.

Cette zone, située à la base et en tête des colonnes et qui s'étend sur une longueur  $L_p$ , égale à 652mm et 702mm pour les deux pourcentages d'armatures longitudinales visées de 0,5% et 0,8% respectivement, a été estimée à l'aide de l'équation 3.5 [2], tel que recommandé par Aviram et al. en 2008[385].

$$L_p = 0,08L + 0,022f_y.d_{bl} \quad 3.5$$

Avec :  $L_p$ ,  $f_y$  et  $d_{bl}$  représentent, la longueur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion (en mm), la limite élastique des barres longitudinales (en MPa) et le diamètre des barres longitudinales (en mm), respectivement.

Une discrétisation représentative de ce type de pile est présentée à la figure 3.16. Les sections transversales des colonnes ont été discrétisées à l'aide d'éléments fibres pour modéliser la partie de béton non confiné, le noyau du béton confiné et les barres d'armatures longitudinales des sections comme l'indique la figure 3.17(section avec fibres).

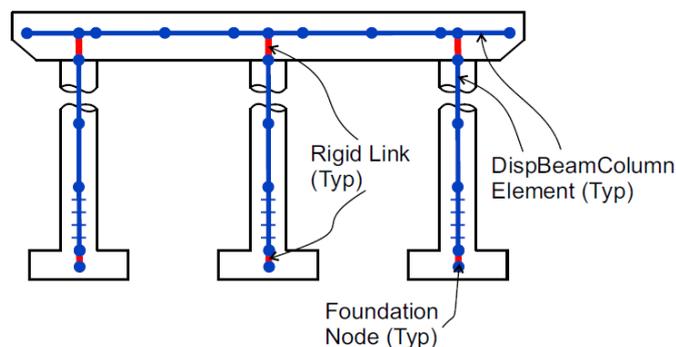


Figure 3.16: Discrétisation représentative d'une pile a multi-colonnes en béton armé

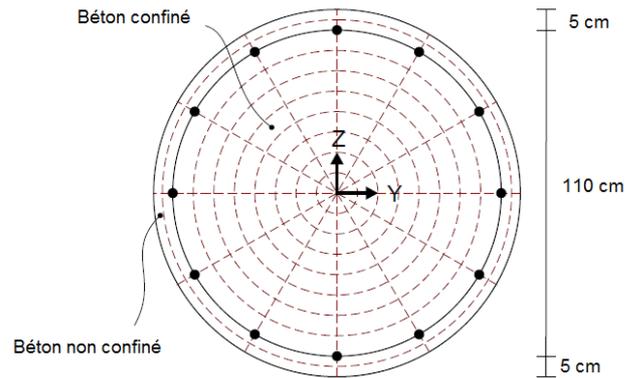


Figure 3.17: Discretisation de la section transversale des colonnes en fibres

La section transversale du chevêtre en béton est discrétisée de la même manière que celle des colonnes circulaires comme illustré dans la figure 3.18.

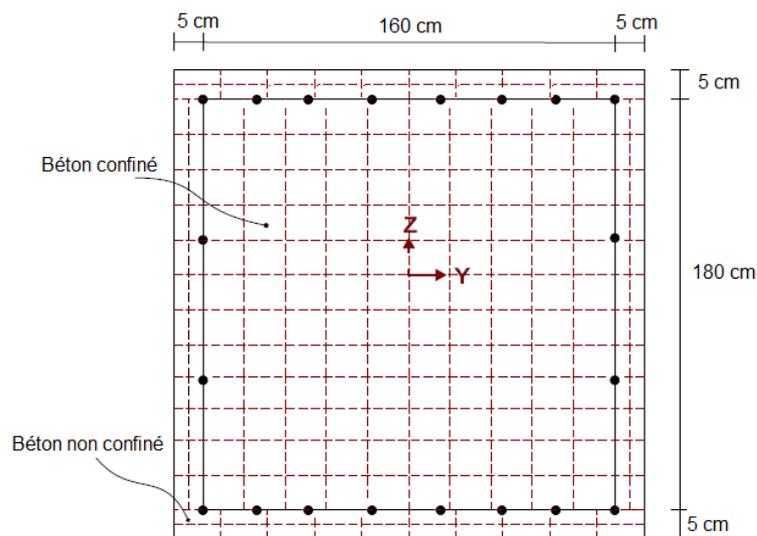


Figure 3.18: Discretisation de la section transversale de chevêtre en fibres

Les culées de pont qui résistent principalement aux charges verticales, doivent également supporter des charges horizontales telles que les charges sismiques qui peuvent imposer de grandes exigences à ces éléments.

Les retours d'expériences sismiques ont montré que les culées jouent un rôle important dans le comportement global des ponts. Les séismes antérieurs ont montré qu'il existe essentiellement deux types de dommages dans les culées qui peuvent se produire pendant le chargement sismique.

Le premier affecte la stabilité, et est principalement causé par une défaillance des fondations due à une déformation excessive du sol ou à une perte de la capacité portante du sol. Ce type de dommage est mis en évidence par l'inclinaison, le glissement, le tassement et le renversement de la culée, il peut entraîner une grave perturbation dans le fonctionnement du pont.

Le deuxième est l'endommagement des composants ou, en d'autres termes, l'endommagement de la culée elle-même. Il est causé par des pressions excessives du sol lorsque le déplacement relatif entre la culée et le sol devient important. Ce dernier se répare plus facilement que le dommage de stabilité[386].

Le modèle de culée incorpore quelques composants structurels et mécanismes géotechniques qui sont essentiels pour capturer les chargements sismiques. De nombreux modèles des culées ont été rapportés dans la littérature[387],[388],[389], [316].

Dans notre étude, un modèle simplifié de la culée a été considéré. Les connexions structurelles critiques et les mécanismes géotechniques ont été modélisés à l'aide des ressorts non linéaires "Nonlinear Link Element". Ces derniers sont connectés à un élément poutre linéaire élastique « Linear Elastic Beam Element » en béton armé ayant une section rectangulaire où sa longueur est la même que la largeur du pont. Le calcul des raideurs des ressorts est effectué selon le guide publié par CALTRANS[316].

Les fondations sont une partie essentielle de l'infrastructure d'un pont puisqu'elles reçoivent toutes les forces d'inertie. Pour la plupart des ponts routiers, les fondations profondes en pieux sont utilisées. Un système de fondations sur pieux, comme le montre la figure 3.19, se compose d'un groupe de pieux, attachés ensemble au sommet à un chapeau en béton armé.

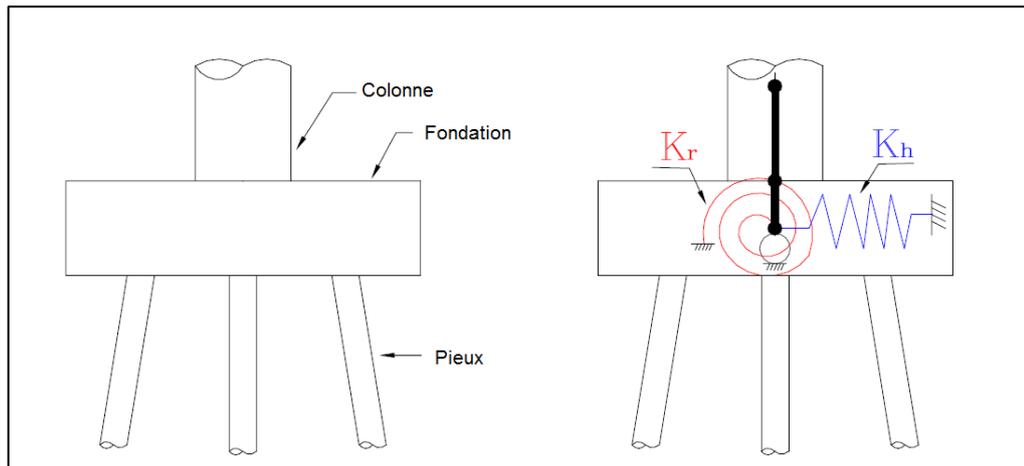


Figure 3.19: Disposition et modèle de fondation sur pieux

Habituellement, les effets de la fondation sur la réponse des ponts étaient négligés dans les modèles analytiques mais actuellement, ils sont reconnus comme ayant une contribution importante dans la réponse de l'ensemble du système.

Les modèles analytiques qui ont été développés varient du modèle en éléments finis très complexes qui traite explicitement l'interaction sol-structure (méthode directe) à une approche plus simplifiée qui traite les effets du sol avec un ensemble de ressorts de rotation et de translation simples (méthode d'infrastructure). Dans notre étude nous considérons ce dernier cas.

Les modèles analytiques des fondations sur pieux considèrent des ressorts linéaires ou non linéaires simples qui capturent à la fois le comportement de translation et de rotation de la fondation.

Les deux rigidités du pieu requises pour la dérivation de la rigidité du chapeau des pieux sont la rigidité verticale et la rigidité horizontale de chaque pieu individuellement. La rigidité en rotation au sommet de chaque pieu n'est pas prise en compte dans cette étude car sa contribution est souvent considérée comme négligeable.

Les raideurs horizontales et rotationnelles de ces éléments ressorts représentent les raideurs de groupe des pieux en tenant compte des effets géométriques. Elles sont calculées selon les équations 3.6.a et 3.6.b.

$$K_{G,h} = \sum_{i=1}^N K_{hh,i} \quad (3.6.a)$$

$$K_{G,r} = \sum_{i=1}^N K_{vv,i} \cdot x_i^2 \quad (3.6.b)$$

Où :  $K_{hh,i}$  est la rigidité horizontale et  $K_{vv,i}$  est la rigidité verticale du  $i^{\text{ème}}$  pieu et  $x_i$  est la distance par rapport au centre de gravité du groupe de pieux mesuré dans la direction perpendiculaire à l'axe de rotation. Les rigidités globales du groupe de pieux dans les directions horizontale et de rotation sont représentées par  $K_{G,h}$  et  $K_{G,r}$  respectivement.

Les rigidités assignées aux fondations sous piles et sous culées sont données dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5: valeurs des raideurs des fondations

<b>Rigidité</b>	<b>Valeur</b>
$K_{G,x}$ (N/m)	$3.3 \times 10^6$
$K_{G,y}$ (N/m)	$3.3 \times 10^6$
$K_{G,z}$ (N/m)	$4.6 \times 10^6$
$K_{G,rx}$ (N.m/rad)	$51.8 \times 10^6$
$K_{G,ry}$ (N.m/rad)	$51.8 \times 10^6$
$K_{G,rz}$ (N.m/rad)	$51.8 \times 10^6$

La modélisation de la superstructure et de l'infrastructure a été effectuée selon les configurations géométriques des modèles des ponts cités auparavant. En plus des propriétés géométriques, d'autres paramètres sont pris en compte pour aider à décrire les propriétés des matériaux et les comportements des composants de ces modèles. Ces paramètres sont liés à la résistance des matériaux, comme la résistance caractéristique et la limite d'élasticité du béton ou de l'acier.

Rappelons que tous les modèles de ponts utilisent des poutres en béton précontraint et des tabliers en béton armé ayant un béton de classe C27 (la résistance caractéristique est de 27 MPa). Par contre un béton de classe C35 est utilisé pour les culées. Les piles sont en béton armé dont les sections en béton armé de leurs éléments (colonnes et chevêtres) sont construites à partir de trois substances, à savoir le béton non confiné, le béton confiné et les armatures en acier.

De nombreuses recherches ont montré que le confinement du béton par des armatures transversales entraînait une augmentation significative à la fois de la résistance et de la ductilité du béton comprimé (Mander, Priestley et Park 1988).

Comme il est illustré dans les figures 3.20 et 3.21, les propriétés du béton non confiné sont attribuées au béton d'enrobage, tandis que les propriétés du béton confiné sont attribuées au noyau central. En outre, l'emplacement précis des barres d'armature longitudinales peut être spécifié et les propriétés du matériau (acier) leurs sont attribuées.

Afin de définir les courbes de contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, le modèle de Chang et Mander (1994)[390] a été utilisé. Le comportement de ce matériau est illustré par la figure 3.20., où l'effet du confinement est exprimé par la contrainte de compression maximale et par la déformation ultime dans la relation contrainte-déformation du béton confiné. Le modèle du béton confiné, celui qui se trouve à l'intérieur de la cage d'armature transversale en acier (au noyau), est légèrement différent de celui du béton non confiné (d'enrobage). Ainsi, il est à noter que la résistance en compression du béton confiné est égale à 35 MPa, par contre celle du béton non confiné est égale à 27 MPa.

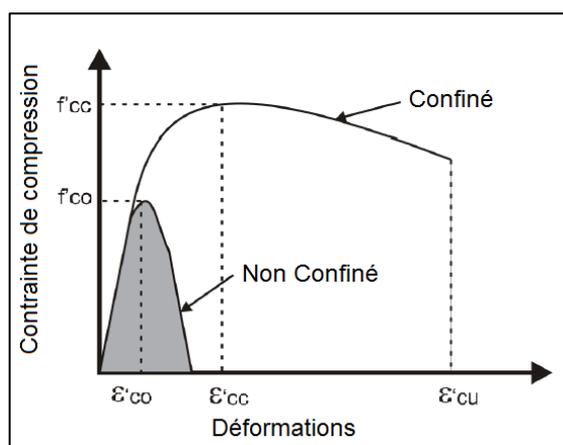


Figure 3.20: Courbes de contrainte-déformation du béton confiné et non confiné

La classe de l'acier utilisé pour les armatures est la S400 avec une limite d'élasticité minimale 400 MPa et un module de Young de l'ordre de 200GPa pour tous les éléments en béton armé. Un taux de ferrailage longitudinal minimum de 1% est respecté pour les colonnes et les chevêtres des piles.

La modélisation des armatures en acier se fait suivant deux lois de comportement à savoir, le modèle élasto-plastique simplifié avec écrouissage cinématique linéaire des barres et le modèle de Menegotto et Pinto [391] pour le chargement cyclique des barres.

La courbe contraintes – déformations utilisée dans le premier modèle est représentée par la figure 3.21, avec  $\sigma_y$  est la limite d'élasticité,  $E$  est le module d'Young et  $E_T$  la pente de la courbe en cours d'écrouissage.

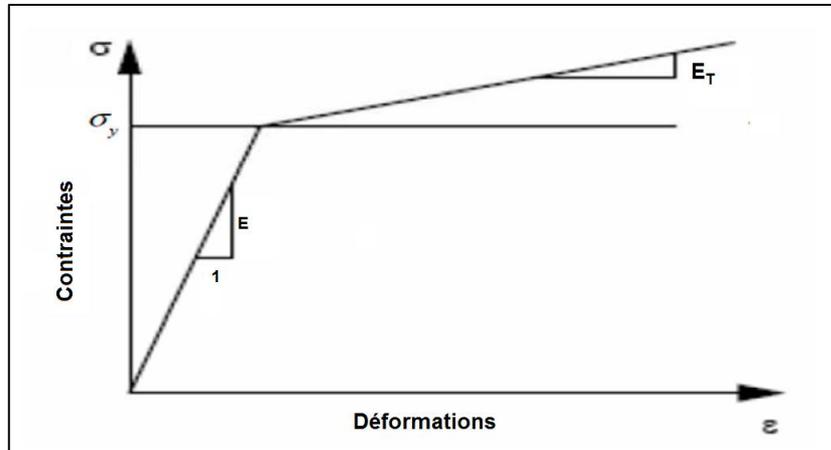


Figure 3.21 : Modèle élasto-plastique simplifié

Par ailleurs, la loi de comportement initialement établie par Menegotto et Pinto (1973) a été ensuite modifiée par Filippou et al. en 1983 [392] pour prendre en compte l'écrouissage isotrope du matériau. La figure 3.22 montre la courbe cyclique type caractérisant le comportement cyclique des barres en aciers.

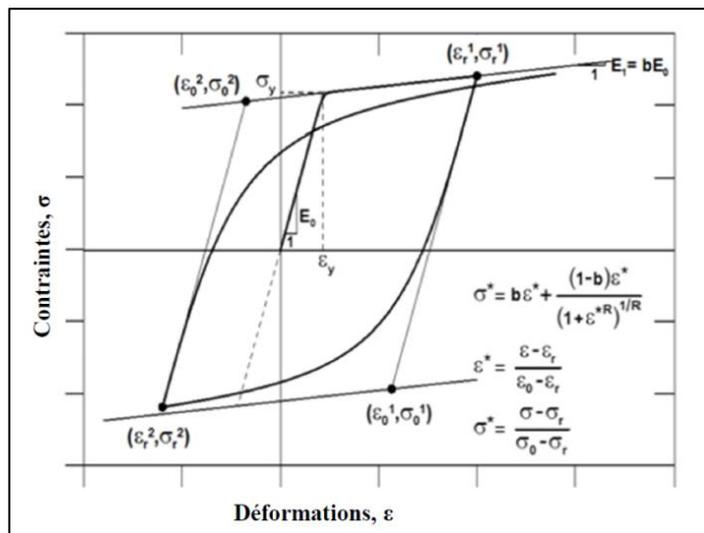


Figure 3.22 : Courbe de comportement cyclique type des barres en aciers

La courbe contrainte-déformation de l'acier est habituellement définie par les quatre zones distinctes suivantes : zone élastique, plateau plastique, écrouissage et striction comme montré dans la figure 3.23.

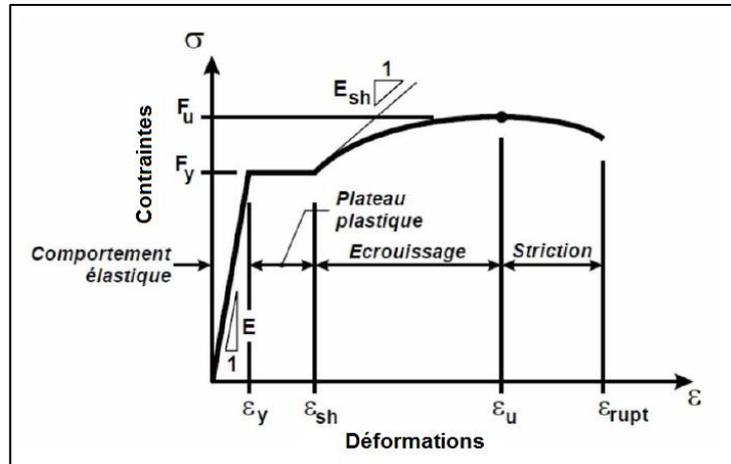


Figure 3.23 : Courbe contrainte-déformation typique de l'acier

Les propriétés des matériaux des éléments des modèles des ponts étudiés sont récapitulées dans le tableau 3.6. Il convient de noter que bien que l'incertitude dans les propriétés des matériaux puisse affecter la fragilité du système, ce facteur n'est pas pris en compte dans cette étude pour raison de simplification.

Tableau 3.6: Propriétés des matériaux (Béton – Acier)

Matériaux	Propriétés des matériaux	Valeurs
<b>Béton</b>	Résistance à la compression [MPa]	27
	Résistance à la traction [MPa]	2 100
	Module de Young [MPa]	33 000
	Coefficient de Poisson	0.2
	Déformation ultime	0.002
	Poids spécifique [kN/m <sup>3</sup> ]	25
<b>Acier</b>	Module de Young [MPa]	210 000
	Limite d'élasticité	400
	Allongement à la rupture	0.005
	Poids spécifique [kN/m <sup>3</sup> ]	78

### 3.3.3 Analyse dynamique

Après la modélisation, une analyse modale des ponts a été effectuée pour permettre de décrire le comportement dynamique de ces derniers en déterminant leurs propriétés

dynamiques de vibration, tels que les périodes fondamentales et les modes propres. Les caractéristiques dynamiques de chaque type des ponts sont récapitulées ci-après.

### 3.3.3.1 Pont à poutres en béton à travée unique

Les périodes propres et le taux de participation massique des modes de vibration des trois modèles de ce type de pont sont révélés dans les tableaux 3.7, 3.8 et 3.9. Les résultats illustrés dans ces tableaux montrent que le premier mode de tous les modèles de ce type de pont représente une translation transversale avec des périodes fondamentales égales à 0,72 ; 0,81 et 0,98 s respectivement.

Tableau 3.7: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à travée unique – **Modèle 01**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>	
1	0.723	1.09E-17	0.885	2.75E-18	1.09E-17	0.89	2.76E-18	<b>Translation Transversale</b>
2	0.599	0.005	1.85E-17	0.993	0.01	0.89	0.99	<b>Translation Verticale</b>
3	0.583	0.917	2.82E-17	0.005	0.92	0.89	1.00	<b>Translation Longitudinale</b>
4	0.445	9.64E-17	0.0105	3.47E-18	0.92	0.90	1.00	
5	0.430	0.032	3.86E-18	9.03E-07	0.95	0.90	1.00	
6	0.350	6.92E-19	0.086	1.86E-16	0.95	0.98	1.00	
7	0.237	2.33E-18	0.006	1.89E-18	0.95	0.99	1.00	
8	0.212	0.042	0	1.84E-6	1.00	0.99	1.00	
9	0.185	2.75E-20	0.012	2.75E-17	1.00	1.00	1.00	
10	0.158	4.70E-18	5.74E-06	1.39E-20	1.00	1.00	1.00	
11	0.115	0.003	1.86E-19	7.90E-5	1.00	1.00	1.00	
12	0.101	0.001	1.49E-18	0.00065	1.00	1.00	1.00	

Tableau 3.8 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à travée unique – **Modèle 02**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>	
1	0.805	1.65E-17	0.862	7.40E-16	1.65E-17	0.862	7.40E-16	<b>Translation Transversale</b>
2	0.657	0.178	3.52E-16	0.806	0.18	0.86	0.81	<b>Translation Verticale</b>
3	0.653	0.761	1.81E-18	0.189	0.94	0.86	1.00	<b>Translation Longitudinale</b>
4	0.488	2.77E-16	0.008	6.81E-17	0.94	0.87	1.00	
5	0.453	0.010	3.14E-17	4.60E-07	0.95	0.87	1.00	
6	0.417	4.30E-17	0.104	1.08E-15	0.95	0.98	1.00	
7	0.273	1.44E-18	0.002	2.39E-18	0.95	0.98	1.00	
8	0.219	0.044	9.51E-19	2.82E-6	0.99	0.98	1.00	
9	0.208	4.03E-18	0.022	2.13E-16	0.99	1.00	1.00	
10	0.171	2.84E-17	1.41E-6	9.60E-19	0.99	1.00	1.00	
11	0.147	0.002	3.27E-18	0.004	0.99	1.00	1.00	
12	0.131	0.006	1.77E-18	0.0003	1.00	1.00	1.00	

Tableau 3.9:Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à travée unique –**Modèle 03**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>	
1	0.978	0	0.898	2.31E-18	0	0.90	2.31E-18	<b>Translation Transversale</b>
2	0.858	0.919	0	1.40E-19	0.92	0.90	2.45E-18	<b>Translation Longitudinale</b>
3	0.736	1.95E-19	1.48E-18	0.991	0.92	0.90	0.99	<b>Translation Verticale</b>
4	0.593	6.30E-18	2.00E-20	0	0.92	0.90	0.99	
5	0.483	0.002	1.16E-20	2.78E-18	0.92	0.90	0.99	
6	0.429	0	0.058	2.08E-16	0.92	0.96	0.99	
7	0.271	1.31E-19	0	0	0.92	0.96	0.99	
8	0.227	0	0.042	2.19E-17	0.92	1.00	0.99	
9	0.219	0	6.77E-19	0.0001	0.92	1.00	0.99	
10	0.214	0.077	0	0	1.00	1.00	0.99	
11	0.179	0	2.1E-18	0.008	1.00	1.00	1.00	
12	0.179	3.31E-19	0	1.02E-19	1.00	1.00	1.00	

### 3.3.3.2 Pont à poutres en béton à multi travées continues

Les taux de participation massique présentés dans les tableaux 3.10, 3.11 et 3.12, correspondant aux modes propres des trois modèles typiques proposés pour cette catégorie de pont, montrent que le mode fondamental est une translation dans la direction transversale, possédant des périodes égales à 1,15 ; 1,53 et 1,42s respectivement. Suivent second lieu d'une translation dans le sens vertical, et ensuite une translation longitudinale. Leurs structures atteignent les 90 % de la somme des masses modales effectives à partir du 6<sup>ème</sup> mode pour chaque modèle. La comparaison des périodes fondamentales de ce type avec celui à poutre à travée unique, montre la flexibilité de sa structure par rapport au premier.

Tableau 3.10: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées continues – **Modèle 04**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>	
1	1.149	0	0.828	7.51E-17	0.00	0.83	7.52E-17	<b>Translation Transversale</b>
2	1.009	0	9.49E-17	0.932	0	0.83	0.93	<b>Translation Verticale</b>
3	0.714	0.866	0	0	0.87	0.83	0.93	<b>Translation Longitudinale</b>
4	0.615	4.41E-17	1.21E-18	0	0.87	0.83	0.93	
5	0.593	0.126	2.08E-20	2.07E-20	0.99	0.83	0.93	
6	0.543	1.61E-20	0.131	2.06E-17	0.99	0.96	0.93	
7	0.315	0	2.51E-20	0.058	0.99	0.96	0.99	
8	0.297	1.42E-17	0	0	0.99	0.96	0.99	
9	0.256	0	0.037	2.21E-19	0.99	1.00	0.99	
10	0.217	7.16E-06	0	0	0.99	1.00	0.99	

11	0.209	6.37E-18	0	0	0.99	1.00	0.99
12	0.187	0	2.99E-17	0.009	0.99	1.00	1.00

Tableau 3.11 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées continues – **Modèle 05**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		Ux	Uy	Uz	$\Sigma Ux$	$\Sigma Uy$	$\Sigma Uz$	
1	1.535	0	0.859	3.69E-17	0.00	0.86	3.70E-17	<b>Translation Transversale</b>
2	1.372	7.03E-20	4.03E-17	0.891	0.00	0.86	0.89	<b>Translation Verticale</b>
3	0.916	0.625	1.13E-20	1.40E-18	0.63	0.86	0.89	<b>Translation Longitudinale</b>
4	0.876	1.09E-18	6.76E-18	0	0.63	0.86	0.89	
5	0.831	0.369	1.25E-20	1.34E-18	0.99	0.86	0.89	
6	0.602	0	0.112	1.14E-17	0.99	0.97	0.89	
7	0.547	1.60E-20	2.32E-17	0.093	0.99	0.97	0.98	
8	0.450	7.91E-19	2.68E-20	2.93E-20	0.99	0.97	0.98	
9	0.334	0.0003	0	0	1.00	0.97	0.98	
10	0.309	0	0.014	6.51E-18	1.00	0.99	0.98	
11	0.264	4.35E-18	3.23E-20	0	1.00	0.99	0.98	
12	0.226	2.67E-19	1.35E-14	0.015	1.00	0.99	1.00	

Tableau 3.12: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées continues – **Modèle 06**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		Ux	Uy	Uz	$\Sigma Ux$	$\Sigma Uy$	$\Sigma Uz$	
1	1.423	0	0.844	1.81E-16	0	0.84	1.81E-16	<b>Translation Transversale</b>
2	1.324	7.06E-20	1.94E-16	0.909	7.08E-20	0.84	0.91	<b>Translation Verticale</b>
3	0.853	0.860	0	3.88E-19	0.86	0.84	0.91	<b>Translation Longitudinale</b>
4	0.782	1.43E-17	1.63E-18	0	0.86	0.84	0.91	
5	0.749	0.133	0	7.39E-19	0.99	0.84	0.91	
6	0.651	0	0.121	4.40E-18	0.99	0.97	0.91	
7	0.450	0	5.18E-19	0.073	0.99	0.97	0.98	
8	0.408	6.18E-18	0	0	0.99	0.97	0.98	
9	0.299	0	0.017	6.57E-18	0.99	0.98	0.98	
10	0.248	2.93E-6	0	0	0.99	0.98	0.98	
11	0.232	1.80E-20	0	0	0.99	0.98	0.98	
12	0.220	0	0.016	1.24E-16	0.99	1.00	0.98	

### 3.3.3.3 Pont à poutres en béton à multi travées isostatiques

Les tableaux 3.13, 3.14 et 3.15 donnent les périodes propres et les taux de participation massique des trois modèles proposés pour ce type de pont. Selon ces résultats, il a été constaté que les deux premiers modes sont des translations transversales et verticales respectivement pour l'ensemble des modèles représentatifs de ce genre des ponts. Aussi, ce type des ponts en béton à multi travées isostatiques est considéré comme le plus flexible comparé aux deux autres types.

Tableau 3.13 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques – **Modèle 07**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		Ux	Uy	Uz	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$	
1	1.294	2.55E-17	0.779	4.93E-16	2.55E-17	0.78	4.93E-16	<b>Translation Transversale</b>
2	1.158	1.09E-6	5.85E-16	0.721	0.00	0.78	0.72	<b>Translation Verticale</b>
3	0.752	0.932	3.54E-17	0.00098	0.93	0.78	0.72	<b>Translation Longitudinale</b>
4	0.621	1.75E-16	0.011	1.41E-18	0.93	0.79	0.72	
5	0.512	0.019	2.36E-13	0.007	0.95	0.79	0.73	
6	0.511	1.18E-13	0.041	3.27E-14	0.95	0.83	0.73	
7	0.497	0.012	3.38E-16	0.235	0.96	0.83	0.96	
8	0.430	4.92E-17	0.156	3.74E-16	0.96	0.99	0.96	
9	0.405	0.006	1.39E-16	0.035	0.97	0.99	1.00	
10	0.294	2.0E-19	6.97E-06	1.46E-18	0.97	0.99	1.00	
11	0.277	6.48E-18	0.0006	2.93E-18	0.97	0.99	1.00	
12	0.233	1.16E-18	0.0095	3.71E-19	0.97	1.00	1.00	

Tableau 3.14 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques – **Modèle 08**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		Ux	Uy	Uz	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$	
1	1.972	1.65E-17	0.769	3.72E-17	1.65E-17	0.77	3.72E-17	<b>Translation Transversale</b>
2	1.45	5.19E-7	3.73E-17	0.785	0.00	0.77	0.79	<b>Translation verticale</b>
3	1.191	1.28E-16	0.0007	1.20E-17	0.00	0.77	0.79	<b>Torsion</b>
4	1.151	0.014	3.52E-17	0.00028	0.01	0.77	0.79	
5	0.960	0.936	2.04E-17	0.00043	0.95	0.77	0.79	
6	0.679	3.45E-18	0.081	1.33E-18	0.95	0.85	0.79	
7	0.604	0.011	1.29E-16	0.085	0.96	0.85	0.87	
8	0.578	1.03E-18	0.0019	1.55E-16	0.96	0.85	0.87	
9	0.542	0.0007	6.60E-18	0.0071	0.96	0.85	0.88	
10	0.530	0.0006	1.13E-15	0.1195	0.96	0.85	1.00	
11	0.529	1.06E-16	0.1270	5.09E-16	0.96	0.98	1.00	
12	0.431	0.0193	4.86E-18	2.43E-6	0.98	0.98	1.00	

Tableau 3.15: Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques – **Modèle 09**

Mode	Période (s)	Taux de participation massique						Nature
		Ux	Uy	Uz	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$	
1	1.771	3.42E-17	0.760	4.77E-17	3.42E-17	0.76	4.77E-17	<b>Translation Transversale</b>
2	1.447	0.00012	5.54E-17	0.7458	0.00	0.76	0.75	<b>Translation Verticale</b>
3	0.899	0.952	7.44E-17	0.0002	0.95	0.76	0.75	<b>Translation Longitudinale</b>
4	0.768	6.56E-17	0.019	6.63E-19	0.95	0.78	0.75	
5	0.625	0.0108	3.95E-16	0.0008	0.96	0.78	0.75	
6	0.615	2.08E-16	0.053	5.62E-17	0.96	0.83	0.75	

7	0.575	0.0091	5.88E-16	0.211	0.97	0.83	0.96
8	0.527	1.41E-16	0.150	9.25E-16	0.97	0.98	0.96
9	0.497	0.005	1.70E-16	0.039	0.98	0.98	1.00
10	0.349	1.83E-19	3.78E-06	9.66E-20	0.98	0.98	1.00
11	0.336	1.71E-19	0.001	1.38E-18	0.98	0.98	1.00
12	0.278	2.53E-18	0.009	1.00E-17	0.98	0.99	1.00

### 3.4 Conclusion

Afin d'évaluer la fragilité sismique des ponts ordinaires, des simulations numériques et des analyses dynamiques de trois catégories des ponts ont été effectuées. Ces catégories regroupent les ponts à poutres en béton à travée unique, à multi travées continues et isostatiques. Les caractéristiques et les propriétés géométriques des modèles choisis pour chaque type de pont et leurs composants sont présentés dans ce chapitre.

En outre, ce dernier inclut une description détaillée de la stratégie de modélisation des composants du pont (superstructures, appareils d'appuis et infrastructures) et d'intégration de ces éléments pour la génération d'un modèle analytique global.

Des modèles analytiques tridimensionnels, tenant compte des non-linéarités géométriques et matérielles, sont conçus et développés dans la plate-forme d'éléments finis CSIBridge pour les trois classes des ponts.

L'analyse modale des modèles en éléments finis démontre que le mode fondamental est caractérisé par une translation transversale pour l'ensemble des modèles étudiés. D'après la comparaison des valeurs propres correspondantes à chaque type des ponts, les ponts à poutres en béton à multi travées isostatiques ont eu des périodes élevées par rapport aux deux autres types, donc ils sont considérés comme les plus flexibles.

L'ensemble des modèles choisis pour les trois catégories des ponts présentés dans le cadre de ce chapitre seront utilisés dans le chapitre suivant pour l'investigation de la réponse sismique et la génération des courbes de fragilité de chaque type de pont, en sélectionnant un nombre précis d'accélérogrammes pour les trois niveaux d'intensité sismique.

## CHAPITRE 4 : REPOSES SISMQUES ET GENERATION DES COURBES DE

### FRAGILITE

#### 4.1 Introduction

Afin de déterminer l'état d'endommagement du pont, les exigences sismiques des composants d'un pont sont comparées aux limites d'endommagement spécifiées conformément aux paramètres d'exigence technique correspondants. A cet effet, une analyse sismique des modèles tridimensionnels des ponts est effectuée pour déterminer la réponse sismique des composants du pont.

La variation de l'aléa sismique considéré dans le cadre de cette analyse est prise en compte par l'utilisation d'une suite d'accélogrammes représentatifs. Ces accélogrammes jouent un rôle primordial dans l'établissement des courbes de fragilité. La sélection des accélogrammes appropriés et leur mise à l'échelle sont effectués.

Une analyse sismique basée sur l'analyse temporelle non linéaire sera effectuée pour obtenir les réponses sismiques des composants considérés et de là générés les courbes de fragilités pour les trois types de ponts considérés.

#### 4.2 Réponse sismique

La série des accélogrammes sélectionnés auparavant a été appliquée selon les trois directions longitudinale, transversale et verticale en utilisant les trois combinaisons de charges sismiques illustrées par l'équation (4.1). Où  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  représentent les composantes du séisme dans les directions X, Y et Z respectivement.

$$\begin{cases} E_x + 0,30E_y + 0,30E_z \\ 0,30E_x + E_y + 0,30E_z \\ 0,30E_x + 0,30E_y + E_z \end{cases} \quad (4.1)$$

Les résultats des réponses maximales des composants (déformations des culées, déformations d'appui) obtenus suite à l'analyse temporelle non linéaire des modèles sélectionnés fournissent un aperçu sur la vulnérabilité sismique de chacun des composants,

ainsi que celle de chaque type du pont, les détails des résultats sont exposés dans ce qui suit.

Les réponses sismiques des composants du pont ayant été considérées dans le cadre de cette analyse sont présentées avec leurs abréviations dans le tableau 4.1. Ces réponses sont en termes de déplacement longitudinal et transversal pour chaque composant.

Tableau 4.1: Abréviations des réponses des composants du pont

<b>Réponse du composant</b>	<b>Abréviation</b>
Déplacement Transversal de la Culée (Transverse Displacement of Abutment)	Abut - Trans
Déplacement Longitudinal Actif de la Culée (Longitudinal Active Displacement of Abutment)	Abut Act - Long
Déplacement Longitudinal Passif de la Culée (Longitudinal Passive Displacement of Abutment)	Abut Pass - Long
Déplacement Transversal de l'Appui Mobile (Transverse Displacement of Expansion Bearing)	Exp Brng - Trans
Déplacement Longitudinal de l'Appui Mobile (Longitudinal Displacement of Expansion Bearing)	Exp Brng - Long
Déplacement Transversal de l'Appui Fixe (Transverse Displacement of Fixed Bearing)	Fxd Brng - Trans
Déplacement Longitudinal de l'Appui Fixe (Longitudinal Displacement of Fixed Bearing)	Fxd Brng - Long

Seules les réponses maximales des composants de chaque type du pont sont présentées et discutées en raison du grand nombre des réponses pour chaque type.

#### 4.2.1 Pont à poutres en béton à travée unique

Pour les ponts à poutres en béton à travée unique, les déplacements maximums des composants sont les plus faibles dans tous les cas. De plus, ceux des culées dans la direction longitudinale sont pratiquement identiques pour les deux actions active et passive, et ils sont de l'ordre de 66 mm, par contre ceux dans la direction transversales ont de l'ordre de 55 mm. De plus, quel que soit la nature des appuis, fixe ou mobile, les valeurs

des déplacements maximums sont comparables dans les deux directions et atteignent les 113mm.

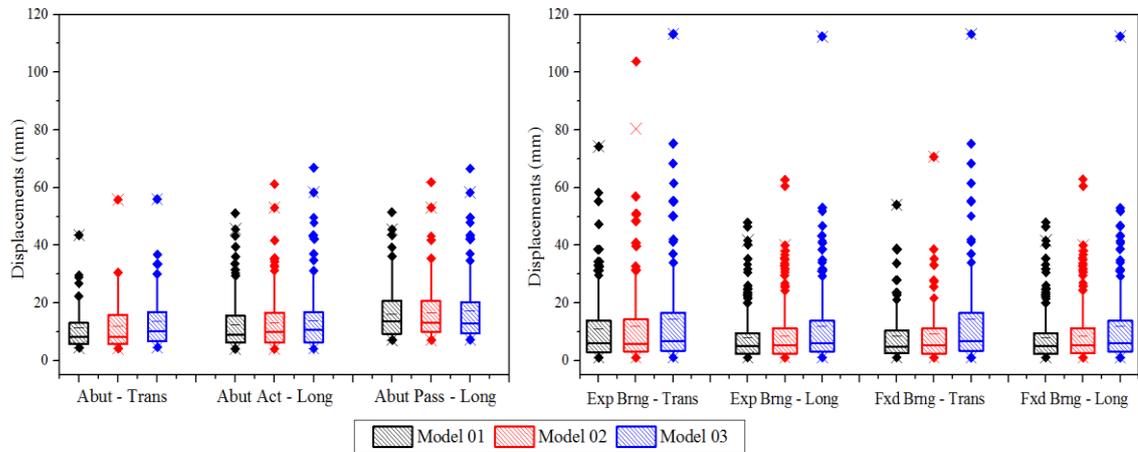


Figure 4.1: Réponses sismique des modèles du pont à poutres en béton à travée unique

#### 4.2.2 Pont à poutres en béton à multi travées continues

Comme prévu pour les ponts à poutres en béton à multi travées continues, les déplacements longitudinaux maximums au sein des culées pour les actions active et passive sont quasiment semblables, ils sont au voisinage de 110mm, et ceux transversaux sont au environ de 125mm.

Pour les deux types d'appuis, fixe et mobile, les déplacements maximums dans la direction transversale sont largement supérieurs à ceux dans la direction longitudinale, avec des seuils aux alentours de 108 mm et 317mm pour les directions longitudinales et transversales respectivement.

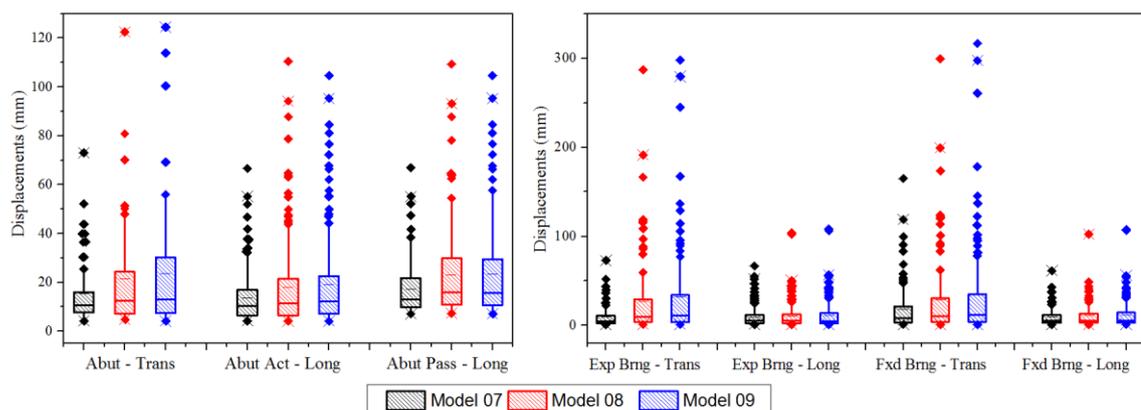


Figure 4.2: Réponses sismique des modèles du pont à poutres en béton à multi travées continues

#### 4.2.3 Pont à poutres en béton à multi travées isostatiques

Les déplacements maximums constatés pour les composants des ponts à poutres en béton à multi travées isostatiques sont les plus élevés par rapport aux deux autres types des ponts. Ils sont de l'ordre de 93mm et 110mm pour les deux actions active et passive des culées suivant la direction longitudinale, et de 70mm suivant la direction transversale.

Similairement aux ponts à poutres à multi travées continues, les déplacements maximums des deux types d'appuis, fixe et mobile, dans la direction transversale sont largement supérieurs à ceux dans la direction longitudinale, où ils ont atteint les valeurs de 549mm et 343mm pour les appuis mobiles et fixes respectivement dans le sens transversal. Par contre, ils sont identiques dans le sens longitudinal avec une valeur de 140mm.

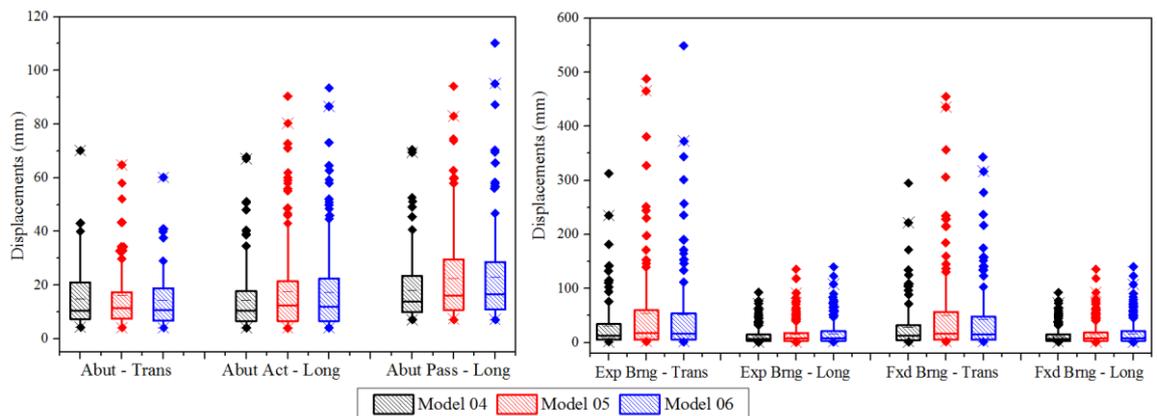


Figure 4.3: Réponses sismique des modèles du pont à poutres en béton à multi travées isostatique

#### 4.3 Modèles probabilistes de la demande sismique

Lors de l'utilisation des procédures analytiques, en particulier d'analyses temporelles non linéaires, la demande sismique est décrite à l'aide d'une analyse sismique probabiliste des structures qui implique la construction des modèles de demande sismique (Probabilistic Seismic Demand Model) « PSDM », souvent énoncés comme des modèles probabilistes de réponse structurelle conditionnés par une mesure d'intensité sismique (IM) appropriée. Il s'agit d'une approche commune pour décrire la demande prescrite à la structure ou aux composants structurels, en particulier pour l'évaluation de la fragilité.

Dans le travail de Cornell et al.[116], il a été suggéré que l'estimation de la médiane de la demande sismique  $S_D$  suit une loi de puissance, comme l'indique l'équation (4.2). Où  $IM$  est la mesure d'intensité sismique choisie et  $a$  et  $b$  sont des coefficients de régression.

$$S_D = a.(IM)^b \quad (4.2)$$

Pour chaque analyse, les réponses maximales sont enregistrées et tracées en fonction de la valeur de la mesure d'intensité sismique adéquate. Une régression de ces données est ensuite menée pour estimer  $a$  et  $b$ .

Cette régression est plus pratique dans un espace log-normal transformé. La transformation est simplement effectuée en ajoutant le log-normal aux deux côtés de l'équation (4.2), ce qui donne la forme linéaire indiquée dans l'équation (4.3). Où le paramètre  $\ln(a)$  est l'ordonnée à l'origine et le paramètre  $b$  est la pente de la ligne de régression.

$$\ln(S_D) = b.\ln(IM) + \ln(a) \quad (4.3)$$

De plus, la dispersion ou l'écart-type  $\beta_{D/IM}$  de la demande conditionnée à la mesure d'intensité sismique peut également être estimée à partir de l'analyse de régression en utilisant l'équation (4.4). Tels que  $d_i$  représente la réponse maximale de chaque composant en termes de déplacement, et  $N$  le nombre des enregistrements sismique considérés.

$$\beta_{D/IM} \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(a.IM^b))^2}{N - 2}} \quad (4.4)$$

Après l'estimation de la dispersion, le modèle probabiliste de la demande sismique de chaque composant peut être écrit selon l'équation (4.5). Avec  $\Phi$  est la fonction de distribution cumulative de la loi normale standard.

$$P[D \geq d / IM] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d) - \ln(S_D)}{\beta_{D/IM}}\right) \quad (4.5)$$

La figure 4.4 montre un PSDM typique incluant tous les paramètres impliqués dans sa description et révèle la régression dans un espace log-normal transformé. Cette représentation a été largement utilisée par divers chercheurs et s'est avérée très performante [376], [116], [393], [394], [198], [373], [395] et [201].

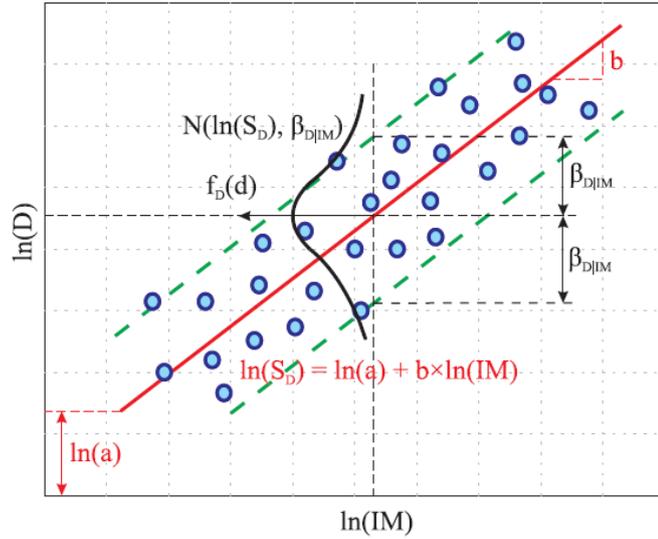
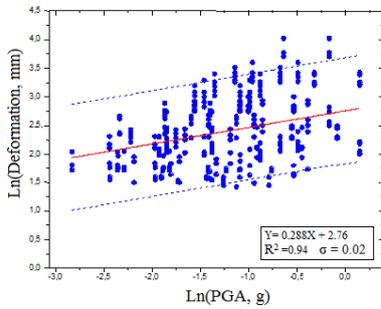
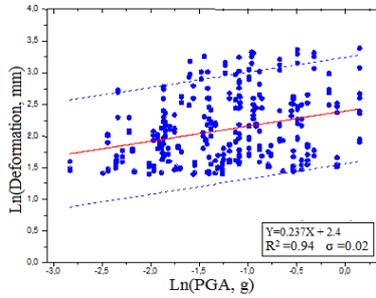


Figure 4.4: Illustration d'un PSDM typique

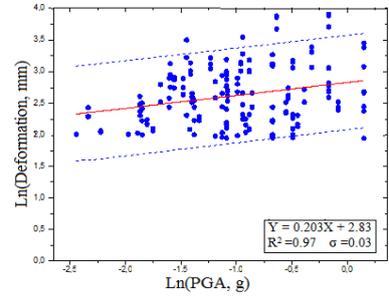
Les modèles probabilistes de la demande sismique des composants du pont pour les différentes classes sont présentés dans les figures 4.5, 4.6 et 4.7. Une analyse de régression a été effectuée pour estimer les paramètres de ces modèles.



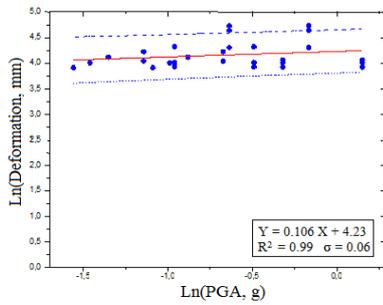
(a) Abut – Trans



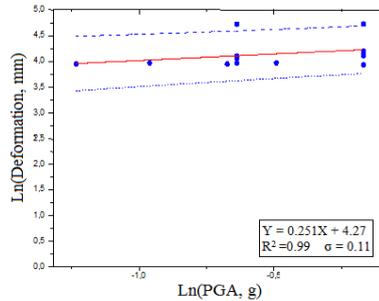
(b) Abut Active – Long



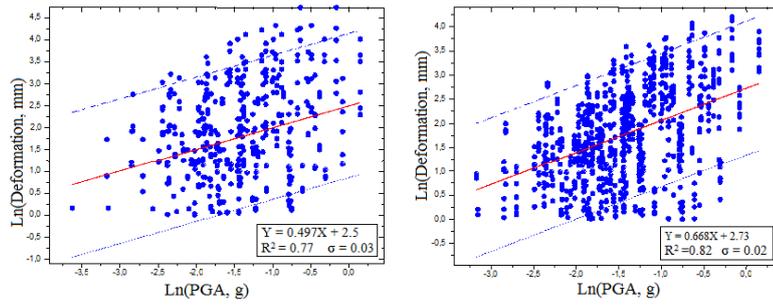
(c) Abut Passive – Long



(d) Exp Brng – Trans

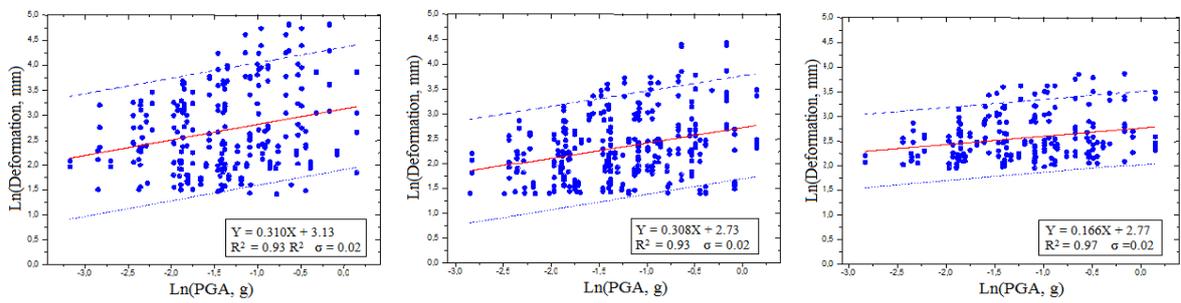


(e) Exp Brng – Long

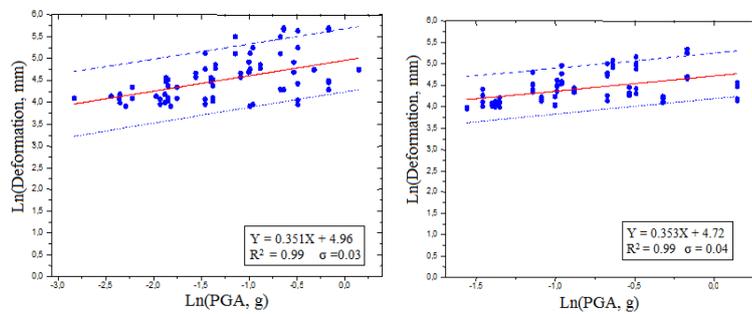


(f) Fxd Brng – Trans (g) Fxd Brng – Long

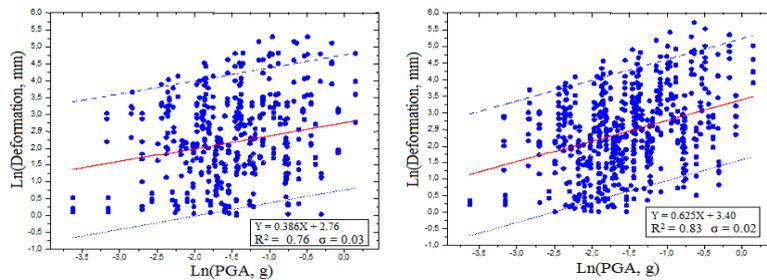
Figure 4.5: Modèles probabilistes de la demande sismique des composants de pont à poutres en béton à travée unique



(a) Abut – Trans (b) Abut Active – Long (c) Abut Passive – Long

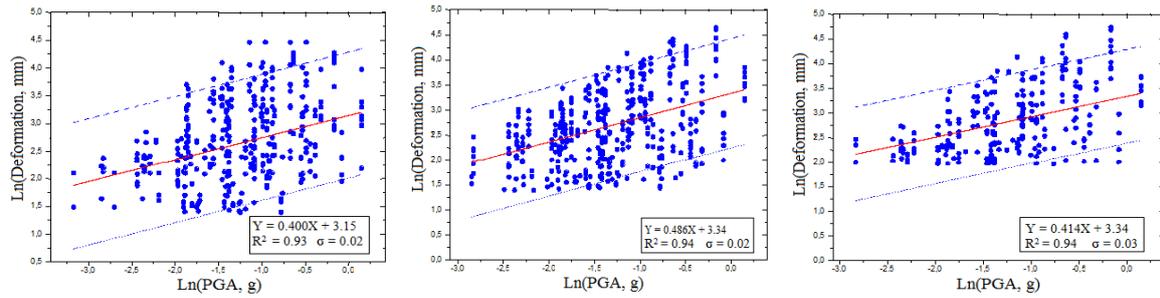


(d) Exp Brng – Trans (e) Exp Brng – Long

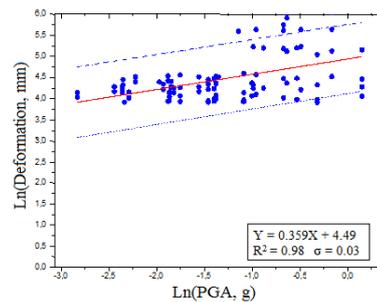
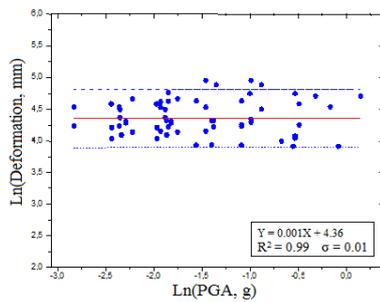


(f) Fxd Brng – Trans (g) Fxd Brng – Long

Figure 4.6: Modèles probabilistes de la demande sismique des composants de pont à poutres en béton à multi travées continues

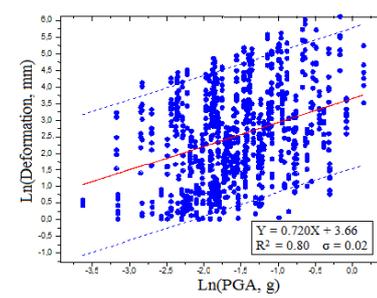
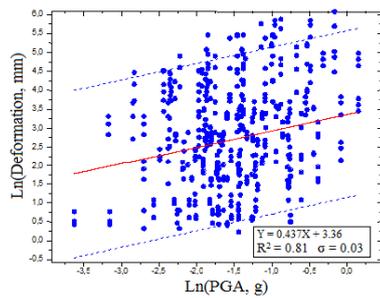


(a) Abut – Trans      (b) Abut Active – Long      (c) Abut Passive – Long



(d) Exp Brng – Trans

(e) Exp Brng – Long



(f) Fxd Brng – Trans

(g) Fxd Brng – Long

Figure 4.7: Modèles probabilistes de la demande sismique des composants de pont à poutres en béton à multi travées isostatiques

Ces modèles sont résumés dans les tableaux 4.2, 4.3 et 4.4, où les coefficients de régression ( $\ln(a)$  et  $b$ ), la dispersion ( $\beta_{D/IM}$ ) et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) révélant la qualité de la régression sont représentés. La majorité des valeurs de ce dernier sont élevés ce qui affirme une bonne qualité de régression.

Tableau 4.2: PSDM des composants de pont à poutres en béton à travée unique

<b>Composants</b>	<b>Ln(a)</b>	<b>b</b>	<b><math>\beta_{D/IM}</math></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
Abut - Trans	2,76	0,288	0,02	0,94
Abut Active - Long	2,40	0,237	0,02	0,94
Abut Passive - Long	2,83	0,203	0,03	0,97
Exp Brng - Trans	4,23	0,106	0,06	0,99
Exp Brng - Long	4,27	0,251	0,11	0,99
Fxd Brng - Trans	2,50	0,497	0,03	0,77
Fxd Brng - Long	2,73	0,668	0,02	0,82

Tableau 4.3: PSDM des composants de Pont à poutres en béton à multi travées continues

<b>Composants</b>	<b>Ln(a)</b>	<b>b</b>	<b><math>\beta_{D/IM}</math></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
Abut – Trans	3,13	0,310	0,02	0,93
Abut Active - Long	2,73	0,308	0,02	0,93
Abut Passive - Long	2,77	0,166	0,02	0,97
Exp Brng - Trans	4,96	0,351	0,03	0,99
Exp Brng - Long	4,72	0,353	0,04	0,99
Fxd Brng - Trans	2,76	0,386	0,03	0,76
Fxd Brng - Long	3,40	0,625	0,02	0,83

Tableau 4.4: PSDM des composants de Pont à poutres en béton à multi travées isostatiques

<b>Composants</b>	<b>Ln(a)</b>	<b>b</b>	<b><math>\beta_{D/IM}</math></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
Abut – Trans	3,15	0,400	0,02	0,93
Abut Active – Long	3,34	0,486	0,02	0,94
Abut Passive – Long	3,34	0,414	0,03	0,94
Exp Brng – Trans	4,36	0,001	0,01	0,99
Exp Brng – Long	4,49	0,359	0,03	0,98
Fxd Brng – Trans	3,36	0,437	0,03	0,81

Fxd Brng – Long	3,66	0,720	0,02	0,80
-----------------	------	-------	------	------

#### 4.4 Capacité des états limites

En plus des modèles probabilistes de la demande sismique des composants des ponts, l'analyse de la fragilité nécessite la détermination des capacités de ces derniers. Ces capacités sont définies en termes d'état-limite pour différents cas d'endommagement de la structure étudiée[396]. La détermination des états limites pour les différents composants de chaque pont n'est pas une tâche facile, elle est souvent basée sur un jugement d'expert, des données expérimentales ou des approches analytiques.

Les états limites structurels, tels qu'ils sont décrits par l'équation 4.5, nécessitent qu'ils soient définis en fonction de certains paramètres techniques, qui représentent des mesures de la réponse structurelle, telles que la ductilité ou la déformation des composants. En même temps, ils doivent également avoir une interprétation qualitative ou fonctionnelle qui donne une idée du type d'impact qui porte cet état limite. Les états limites utilisés tout au long de cette étude sont définis par des descriptions qualitatives telles que faible (slight), modéré (moderate), étendu (extensive) et complet (complete), comme présenté dans HAZUSMH[16]. La description qualitative de ces quatre états de dommages est donnée en annexe 02.

Après la définition des états limites qualitatifs, la tâche suivante consiste à attribuer une mesure quantitative à chacun des états limites pour chacun des composants du pont. Le défi consiste à pouvoir définir les états limites de manière à ce qu'ils soient fonctionnellement égaux. Il existe deux approches principales pour accomplir cette tâche, à savoir l'approche descriptive et l'approche prescriptive.

L'approche descriptive est une approche qui sert à décrire les limites proposées par les ingénieurs des ponts lorsqu'ils observaient les divers niveaux de dommages. Il s'agit peut-être d'une approche plus subjective, mais elle peut sans doute mieux représenter ce qui se passe réellement après un tremblement de terre. Une enquête a été conçue et menée par Padgett et DesRoches (2005)[397] où les ingénieurs et les responsables des ponts ont été invités à décrire la chronologie de la fonctionnalité d'un pont pour différents niveaux de dommages aux composants. Cette enquête a été conçue pour obtenir des informations sur la relation entre les dommages aux composants du pont et la fonctionnalité du pont en fonction du temps.

L'approche prescriptive consiste à prescrire le niveau fonctionnel du pont par un analyste en fonction du comportement du système. Le modèle constitutif de chaque composant peut être utilisé pour prescrire les différents états limites. Il est impératif que ces prescriptions soient fixées à des niveaux qui seraient perceptibles par un ingénieur spécialisé. Sur la base des résultats expérimentaux et de l'interprétation du comportement des composants du pont, certains états limites normatifs sont définis dans différentes recherches,[398],[384], [196] et[197].

Les valeurs des états limites des divers composants de pont extraites du travail de Choi (2002) sont utilisées dans la présente étude pour l'analyse de la fragilité des trois types de ponts. Ces valeurs sont données dans le tableau 4.5 et discutées ci-après.

Tableau 4.5: États limites pour les composants de pont[384]

Composants	États limites (Déformation $\delta$ , mm)	Niveau d'endommagement				
		Pas de dommage	Faible (Slight)	Modéré (Moderate)	Étendu (Extensive)	Complet (Complete)
Appareils d'appuis	Appareils Fixes	$\delta < 8$	$8 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
	Appareils Mobiles	$\delta < 30$	$30 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
Culées	Action Active	$\delta < 4$	$4 < \delta < 8$	$8 < \delta < 25$	$25 < \delta < 50$	$50 < \delta$
	Action Passive	$\delta < 7$	$7 < \delta < 15$	$15 < \delta < 37$	$37 < \delta < 146$	$146 < \delta$

#### 4.4.1 Culées

Suivant les recommandations de Choi (2002)[384], les états limites pour la culée en action active sont supposés se produire à 4 mm, 8 mm, 25 mm et 50 mm. Ces valeurs correspondent au point de la moitié du premier seuil de la déformation ultime et du double de la déformation ultime respectivement. Par contre, en action passive ces valeurs sont de 7mm, 15mm, 37mm et 146mm pour les quatre niveaux d'endommagement respectivement.

#### 4.4.2 Appareils d'appuis

Le comportement des appuis en élastomère est contrôlé par le phénomène de glissement. Un glissement illimité ne peut se produire qu'une fois que la rupture des goujons de maintien se produit. On serait tenté de définir la rupture des goujons comme un état d'endommagement léger mais ce n'est pas une définition pratique. Il est difficile, voire

impossible, pour un ingénieur de ponts de reconnaître cette rupture ou de faire la différence entre les appuis fixes et mobiles. Pour cette raison, les états limites des appareils d'appui en élastomère fixes et mobiles, sont supposés être semblables dans les directions longitudinale et transversale[61].

Une déformation de 30 mm est supposée représentant la déformation moyenne pour les dommages légers. Ce degré de déformation serait perceptible mais n'entraînerait probablement pas beaucoup de fermeture. Une déformation de 100 mm peut nécessiter un réalignement du tablier et implique également une éventuelle rupture des goujons. Ainsi, ceci est considéré comme l'état de dommage modéré. À une déformation de 150 mm, la rupture du goujon est assurée et nécessiterait probablement un certain degré de réparation (rétention de la poutre) en plus du réalignement du tablier, ce qui entraînerait un état de dommage important. Enfin, les appareils d'appui en élastomère ont le même problème de décollement que les appareils d'appui en acier et justifient donc une déformation pour l'état limite d'endommagement complet de 255 mm.

On pense qu'une déformation ou un glissement de 255 mm dépasse la largeur de sisetypique donnée pour les appuis et entraînerait donc un effondrement de la travée. Ce qui justifie que cette déformation corresponde à l'état limite d'endommagement complet.

Dans cette étude, les capacités ou les états limites des différents composants du pont sont supposés suivre une distribution log-normale. Chacune des valeurs médianes utilisées pour chacune des distributions respectives est associée à une incertitude qui doit être définie. Cette incertitude est donnée sous la forme d'un écart-type log-normal ou d'une dispersion ( $\beta c$ ).

Lors de l'indisponibilité des informations pour l'évaluation de la dispersion pour chaque état limite, il est toujours avantageux de tenir compte d'un certain degré d'incertitude. L'affectation de cette incertitude peut être faite de manière subjective, où des estimations du coefficient de variation (COV) sont établies pour les quatre états limites.

Le COV pour les états limites faibles et modérés est supposé être plus petit que celui des états de dommages étendus et complets. Dans notre cas, le COV pour les deux états limites inférieurs ( $COV_{faible}$ ,  $COV_{modéré}$ ) et les deux états limites supérieurs ( $COV_{extensif}$ ,  $COV_{complet}$ ) sont supposés être égale à 0,25 et 0,5 respectivement. Les valeurs d'écart-type pour une distribution log-normale est calculée par l'équation (4.6),

ellesontde l'ordre de 0,25 pour les deux états limites inférieurs et 0,46 pour les états limites supérieurs.

$$\beta_C = \sqrt{\ln(1 + COV^2)} \quad (4.6)$$

Le tableau 4.6récapitule les valeurs des deux paramètres «  $S_c$  » et «  $\beta_c$  » qui caractérisent les états limites adoptés pour tous les composants des ponts.

Tableau 4.6: Valeurs des Médianes et dispersions pour les états limites des composants de pont

Composants	Faible (Slight)		Modéré (Moderate)		Étendu (Extensive)		Complet (Complete)	
	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$	$S_c$	$\beta_c$
Abut – Trans (mm)	4	0.25	8	0.25	25	0.46	50	0.46
Abut Active – Long (mm)	4	0.25	8	0.25	25	0.46	50	0.46
Abut Passive – Long (mm)	7	0.25	15	0.25	37	0.46	146	0.46
Exp Brng – Trans (mm)	30	0.25	100	0.25	150	0.46	255	0.46
Exp Brng – Long (mm)	30	0.25	100	0.25	150	0.46	255	0.46
Fxd Brng – Trans (mm)	8	0.25	100	0.25	150	0.46	255	0.46
Fxd Brng – Long (mm)	8	0.25	100	0.25	150	0.46	255	0.46

#### 4.5 Courbes de fragilité des composants du pont

Après la génération des modèles probabilistes de la demande sismique et la détermination des capacités des composants du pont dans les paragraphes précédents, il est maintenant possible de générer les courbes de fragilités pour chacun des composants du pont. Ces courbes de fragilité des composants offrent un aperçu sur leurs vulnérabilités sismiques.

Si la capacité structurelle et la demande sismique sont décrites par une distribution log-normale, la fragilité sera distribuée log-normalement, ce qui peut être obtenu par une fonction de densité de probabilité log-normale cumulée, tel qu'elle est indiquée dans l'équation (4.7).

$$P[LS|IM] = P[D \geq C|IM] = \Phi\left(\frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_{D/IM}^2 + \beta_C^2}}\right) \quad (4.7)$$

Avec :  $\Phi$  est la fonction de distribution cumulative de la loi normale standard,  $S_C$  est la valeur de la médiane de la capacité structurelle des états limites choisis,  $\beta_C$  est la dispersion ou l'écart-type log-normal de la capacité structurelle,  $S_D$  est la médiane de la demande structurelle en termes d'intensité sismique choisie,  $\beta_{D/IM}$  est l'écart-type logarithmique associé à la demande structurelle.

Cette fragilité peut être directement évaluée à partir des estimations de capacité pour chaque état de dommage,  $S_C$  et  $\beta_C$ , présentées dans le tableau 4.6 §4.4, ainsi que les paramètres des modèles probabilistes de la demande sismique ( $a$ ,  $b$ ,  $\beta_{D/IM}$ ) donnés dans les tableaux 4.2, 4.3 et 4.4 du §4.3. Ces paramètres peuvent être utilisés pour l'estimation de la fragilité en réorganisant l'équation (4.7) sous la forme suivante :

$$P[LS|IM] = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \ln(IM_m)}{\beta_{comp}}\right) \quad (4.8)$$

Avec  $IM_m$  est définie comme la valeur médiane de la mesure d'intensité sismique pour les quatre états limites (LS) choisis (faible, modéré, étendu, complet), donné par l'équation (4.9).

$$IM_m = \exp\left(\frac{\ln(S_C) - \ln(a)}{b}\right) \quad (4.9)$$

Et la dispersion de la fragilité des composants  $\beta_{comp}$  est égale à :

$$\beta_{comp} = \frac{\sqrt{\beta_{D/IM}^2 + \beta_C^2}}{b} \quad (4.10)$$

En se basant sur les formules précédentes, les paramètres des courbes de fragilité pour les états limites des composants pour les trois types des ponts sont déterminés et présentés dans les tableaux 4.7, 4.8 et 4.9. Les médianes sont données en termes d'accélération gravitationnelle  $g$ .

En fait, certains composants ne contribuent pas à la fragilité du système pour certains états de dommages particuliers, c'est pourquoi leurs valeurs attribuées sont considérées comme "N/A". Cela indique que ces composants ne sont pas significatifs pour cet état limite.

Les courbes de fragilité des composants pour les trois classes des ponts étudiés sont illustrées ci-dessous. Sur la base des résultats obtenus, les courbes de fragilité analytiques sont tracées en termes de probabilité de dépassement d'état de défaillance à chaque accélération maximale du sol (PGA) avec une distribution cumulative log-normale (CDF) pour chaque état limite considéré.

L'interprétation et la comparaison entre ces courbes de fragilité fournissent des informations sur le degré de vulnérabilité des composants du pont, et identifient les composants les plus sensibles aux séismes pour chacun des types des ponts.

#### 4.5.1 Pont à poutres en béton à travée unique

Cette section comporte les courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à travée unique pour les quatre états limites d'endommagement comme montré dans la figure 4.8, ainsi que les paramètres de ces courbes, récapitulés dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7: Paramètres de fragilité pour les états limites des composants du pont à poutres en béton à travée unique

Composants	Faible (Slight)		Modéré (Moderate)		Étendu (Extensive)		Complet (Complete)	
	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$
Abut – Trans	0.25	0.22	0.35	0.23	0.53	0.21	0.88	0.18
Abut Active – Long	0.25	0.21	0.34	0.21	0.52	0.19	N/A	N/A
Abut Passive – Long	0.34	0.21	0.37	0.19	0.68	0.17	N/A	N/A
Exp Brng – Trans	0.54	0.20	0.70	0.23	N/A	N/A	N/A	N/A
Exp Brng – Long	0.53	0.18	0.69	0.22	N/A	N/A	N/A	N/A
Fxd Brng – Trans	0.21	0.17	0.26	0.21	0.37	0.19	0.66	0.25
Fxd Brng – Long	0.18	0.14	0.27	0.20	0.39	0.18	0.92	0.32

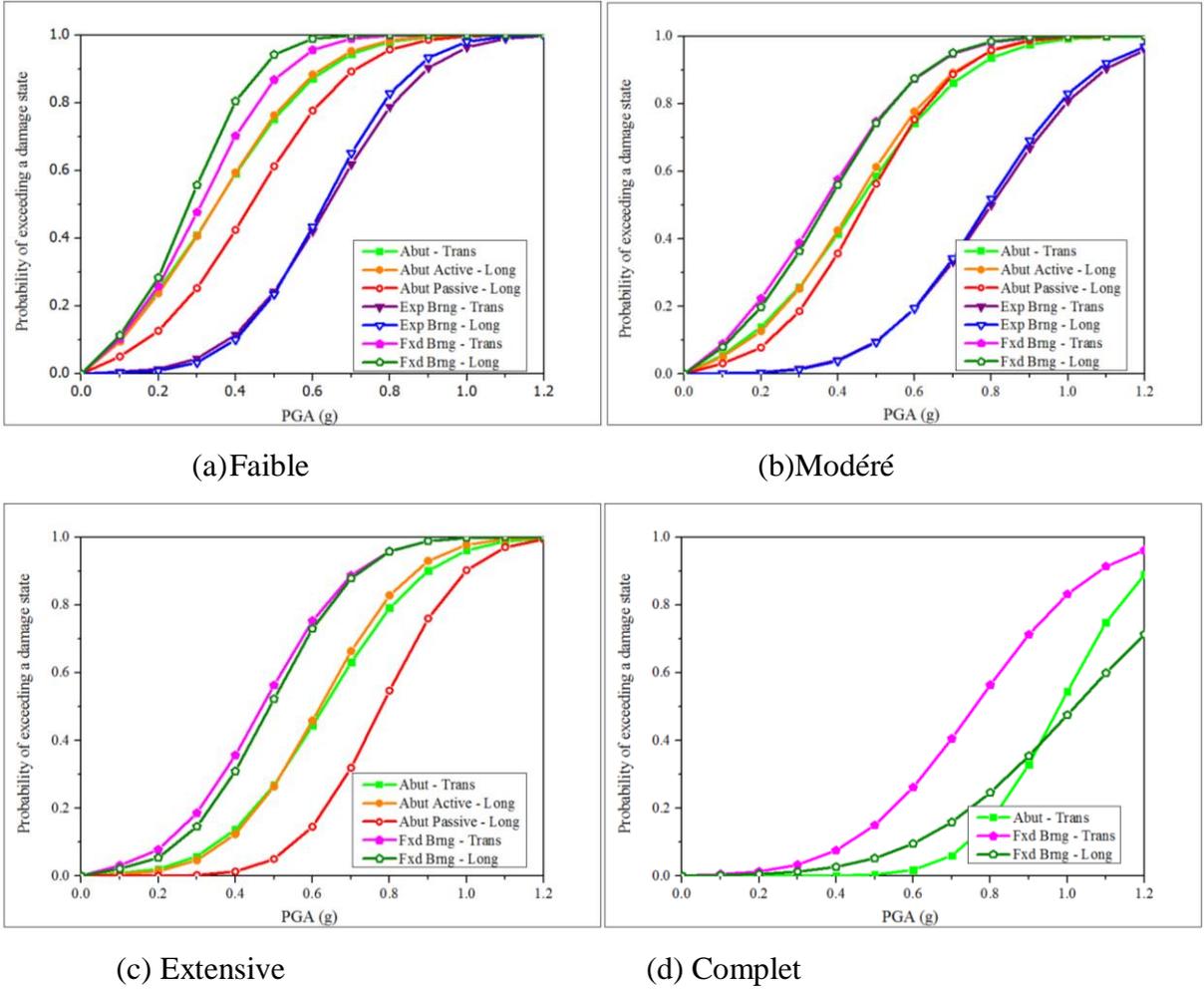


Figure 4.8: Courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à travée unique pour les quatre états limites d'endommagement

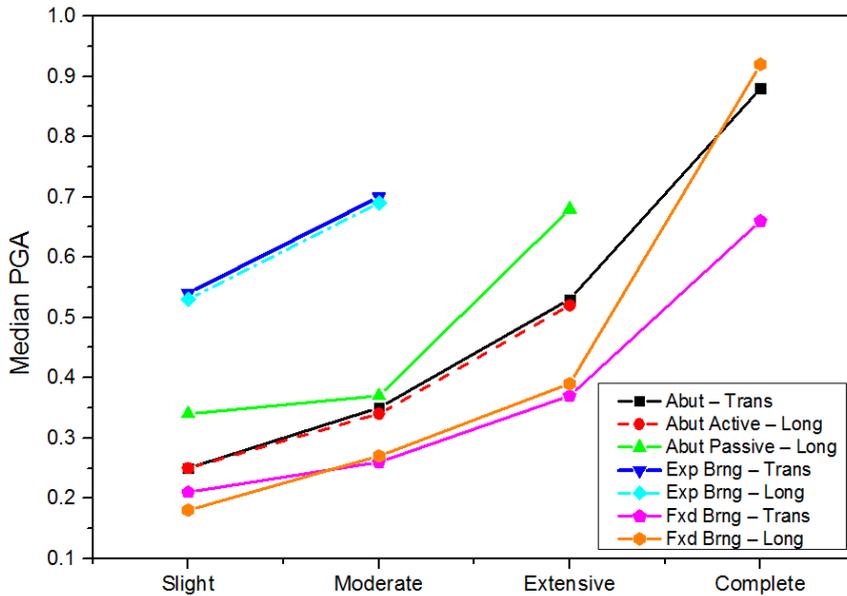


Figure 4.9: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des composants du pont à poutres en béton à travée unique pour les quatre états limites d'endommagement

Pour les ponts à poutres en béton à travée unique, l'appui fixe est le composant le plus critique pour tous les états d'endommagement. Les valeurs des médianes correspondant à ce composant sont les plus basses dans les deux directions longitudinale et transversale.

La culée et l'appui mobile sont souvent les composants les plus vulnérables pour les états d'endommagement faible et modéré. Cependant, l'appui mobile est non significatif pour les deux autres états étendu et complet. De même, la culée dans l'état complet en action active et passive selon le sens longitudinal est non représentative.

Cette distinction entre les différents composants pour les divers états de dommage peut être attribuée à la différence entre les valeurs médianes et les états limites des composants. Par exemple, la valeur médiane de l'appui fixe dans le sens longitudinal pour l'état de dommage complet est exactement cinq fois plus grande que sa valeur pour les dommages faibles, et il est de plus de trois fois dans le sens transversal.

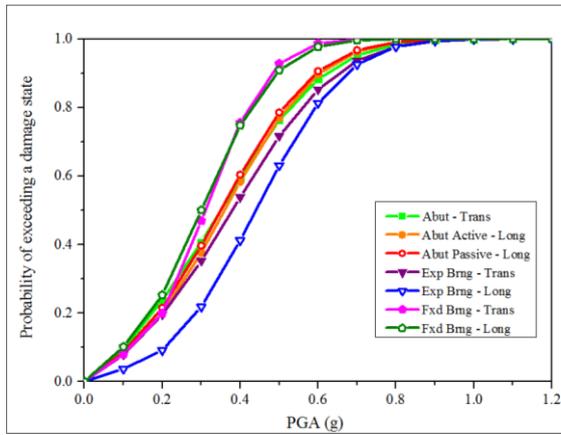
#### 4.5.2 Pont à poutres en béton à multi travées continues

Les paramètres et les figures des courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à multi travées continues pour les quatre états limites d'endommagement sont présentés ci-après.

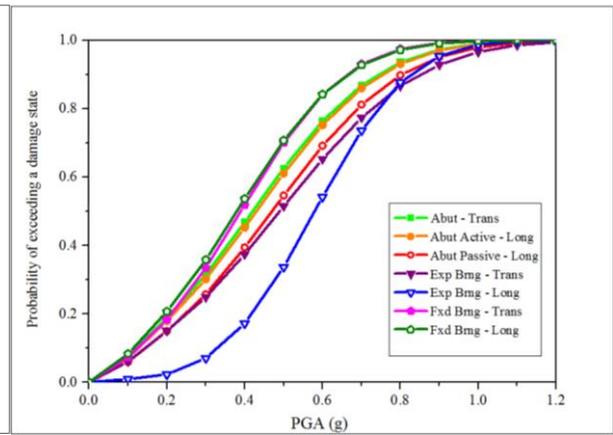
Tableau 4.8: Paramètres de fragilité pour les états limites des composants du pont à poutres en béton à multi travées continues

Composants	Faible (Slight)		Modéré (Moderate)		Étendu (Extensive)		Complet (Complete)	
	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$
Abut – Trans	0.25	0.21	0.32	0.25	0.43	0.22	0.65	0.24
Abut Active – Long	0.26	0.19	0.33	0.25	0.49	0.21	0.78	0.22
Abut Passive – Long	0.25	0.19	0.37	0.26	0.58	0.21	N/A	N/A
Exp Brng – Trans	0.28	0.21	0.39	0.28	0.49	0.22	0.69	0.19
Exp Brng – Long	0.34	0.18	0.48	0.19	0.79	0.21	N/A	N/A

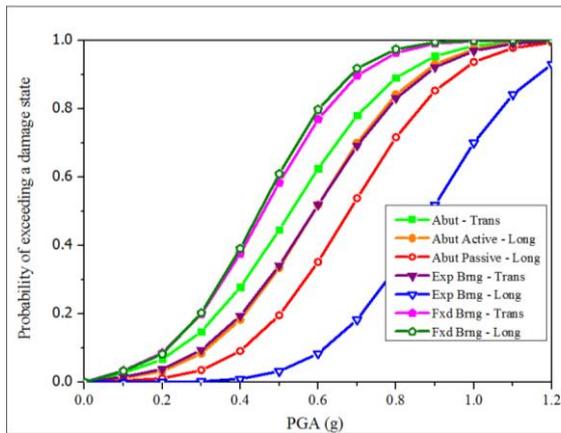
Fxd Brng – Trans	0.21	0.13	0.29	0.21	0.36	0.19	0.46	0.18
Fxd Brng – Long	0.20	0.15	0.28	0.22	0.35	0.18	0.45	0.19



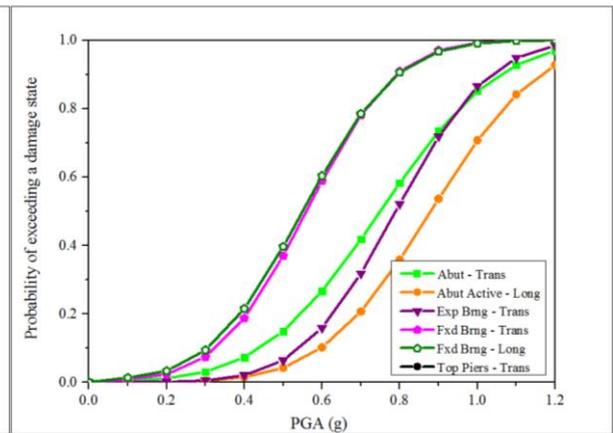
(a) Faible



(b) Modéré



(c) Extensive



(d) Complet

Figure 4.10: Courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à multi travées continues pour les quatre états limites d'endommagement

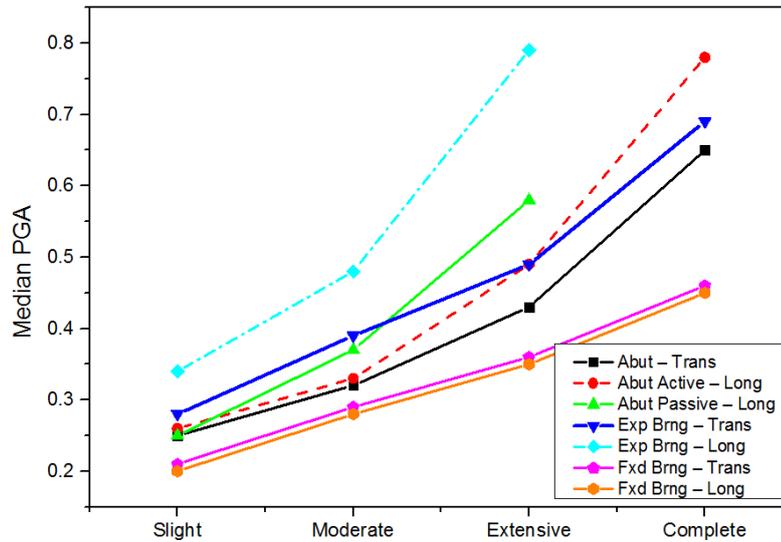


Figure 4.11: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des composants du pont à poutres en béton à multi travées continues pour les quatre états limites d'endommagement

La figure 4.11 représente la comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des composants du pont à poutres en béton à multi travées continues pour les états de dommages faible, modéré, étendu et complet. Cette figure révèle que les valeurs médianes des appuis fixes dans les directions longitudinale et transversale sont les plus faibles pour tous les états d'endommagement, ce qui signifie que la probabilité de défaillance de ce composant est prédominante pour l'ensemble des états limites de ce type de pont. Sa valeur médiane dans le sens longitudinal pour l'état de dommage complet représente plus du double de sa valeur pour les dommages faibles.

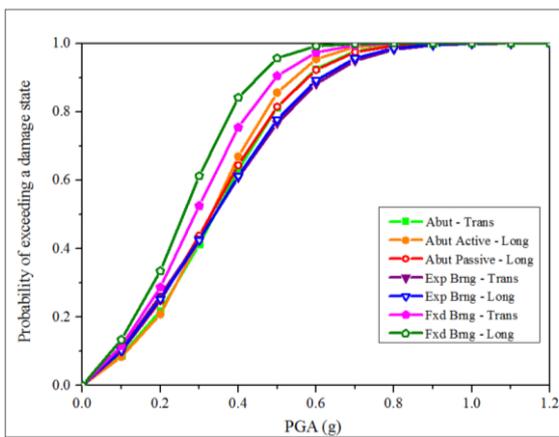
Par contre pour les trois états de dommage, de faible à étendu, la probabilité de défaillance de l'appui mobile en élastomère dans le sens longitudinal est très faible par rapport à celle des autres composants. Cela coïncide avec des valeurs médianes qui sont aux alentours de deux fois les valeurs médianes qui correspondent aux appuis fixes. La probabilité de défaillance des autres composants varie pour chaque état de dommage.

#### 4.5.3 Pont à poutres en béton à multi travées isostatiques

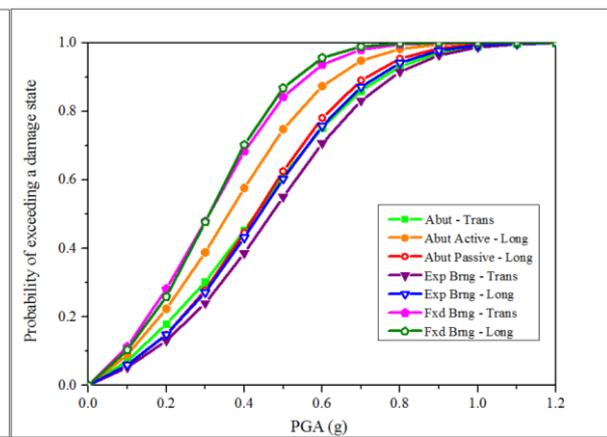
Dans cette section, les courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à multi travées isostatiques pour les quatre états limites d'endommagement sont établies.

Tableau 4.9: Paramètres de fragilité pour les états limites des composants du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques

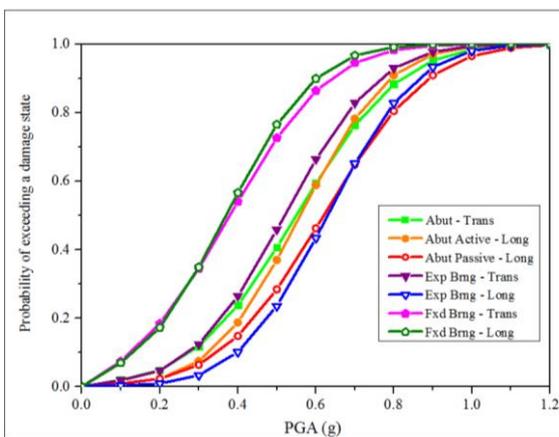
Composants	Faible (Slight)		Modéré (Moderate)		Étendu (Extensive)		Complet (Complete)	
	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$	$IM_m(g)$	$\beta_{comp}$
Abut – Trans	0.24	0.18	0.33	0.25	0.45	0.21	0.58	0.19
Abut Active – Long	0.23	0.16	0.26	0.21	0.46	0.18	0.57	0.17
Abut Passive – Long	0.23	0.19	0.33	0.22	0.52	0.21	N/A	N/A
Exp Brng – Trans	0.24	0.22	0.37	0.24	0.42	0.19	0.54	0.18
Exp Brng – Long	0.24	0.21	0.34	0.23	0.53	0.18	0.62	0.19
Fxd Brng – Trans	0.19	0.16	0.21	0.19	0.28	0.20	0.34	0.21
Fxd Brng – Long	0.16	0.14	0.21	0.17	0.27	0.18	0.35	0.22



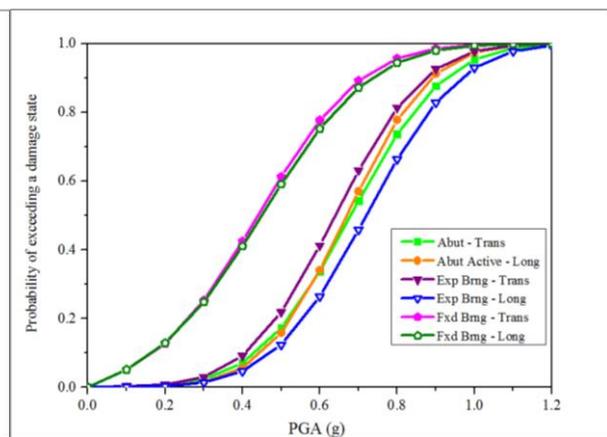
(a) Faible



(b) Modéré



(c) Extensive



(d) Complet

Figure 4.12: Courbes de fragilité des composants de pont à poutres en béton à multi travées isostatiques pour les quatre états limites d'endommagement

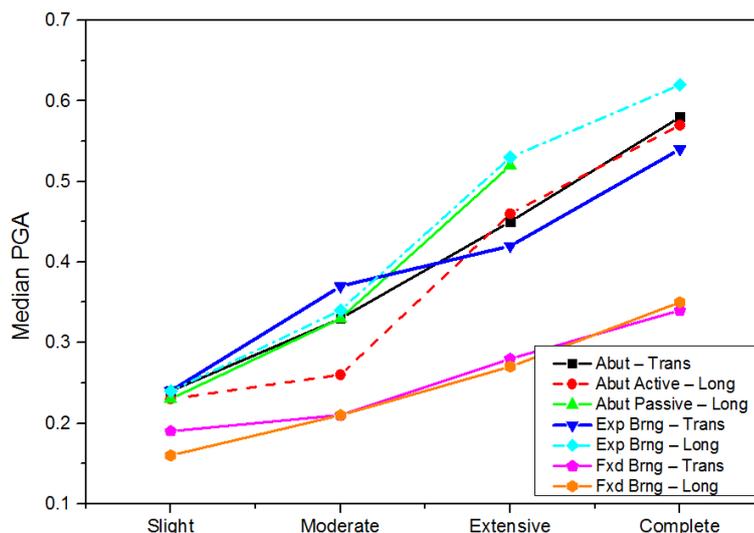


Figure 4.13: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des composants du pont à poutres en béton à multi travées isostatiques pour les quatre états limites d'endommagement

Le pont à poutres en béton à multi travées isostatique sa une probabilité de dépassement de l'état de défaillance des appuis fixes très élevée pour les quatre états limites. Cependant, les appuis mobiles et les culées ont des probabilités semblables dans le sens longitudinal, et faible par rapport à celles des autres composants. Cela est justifié par les valeurs médianes qui sont plus au moins comparables pour les états de dommage modéré, étendu et complet. Pour l'état limite faible, l'ensemble de composants, appuis mobiles et culée ont des valeurs médianes identiques qui coïncident avec la similitude de leurs niveaux de probabilités de défaillance.

Selon les descriptions et les interprétations ci-dessus, il a été constaté que les appareils d'appui fixes dans les directions longitudinale et transversale sont les composants les plus fragiles pour tous les types des ponts quel que soit l'état limite d'endommagement. Ceci coïncide avec des valeurs médianes d'intensité sismique(PGA) qui varient du niveau de dommage faible au niveau complet, allant de 0,18 à 0,92 g pour les ponts à poutres en béton à travée unique, et de 0,16 à 0,35 g pour les ponts à poutres en béton à multi travées isostatiques. Tandis qu'elles varient entre 0,20 et 0,46g pour les ponts à poutres en béton à multi travées continues.

Pour les autres composants, les probabilités de défaillance varient pour chaque niveau d'endommagement selon le type de pont. Ces différences entre les fragilités des composants au sein d'un type de pont donné ou entre des types différents accentuent

l'importance d'évaluer la fragilité de l'ensemble du système de pont pour un examen de la vulnérabilité du pont.

#### 4.6 Courbes de fragilité du système de pont

Il a été montré que les courbes de fragilité des différents composants offrent des informations précieuses sur leur vulnérabilité et contrôlent la fragilité des divers types des ponts. Les connaissances acquises à partir de ces courbes de fragilité des composants nous orientent vers la nécessité d'évaluer la vulnérabilité globale du système du pont.

Par conséquent, les courbes de fragilité des composants de pont doivent être combinées pour développer les courbes de fragilité d'un système du pont qui permettent une évaluation de la vulnérabilité globale du pont en considérant la contribution de plusieurs composants critiques. Plusieurs composants ont été étudiés dans les ponts typiques de cette étude, tels que les culées et les appareils d'appui fixes et mobiles.

Les bornes supérieures et inférieures des courbes de fragilité pour les ponts à poutres en béton à travée unique, à multi travées continues et à multi travées isostatiques sont données dans les figures 4.14, 4.15 et 4.16, respectivement. Les valeurs médianes d'accélération maximale du sol qui correspondent à 50 % de la probabilité de défaillance, caractérisent la fragilité du système pour les trois types de ponts, elles sont présentées dans le tableau 4.10.

Tableau 4.10: Valeurs médianes des bornes supérieure et inférieure des courbes de fragilité de système pour les trois types de ponts

Type de pont	Faible		Modéré		Étendu		Complet	
	Bornes Inf.	Bornes Sup.						
Pont à travée unique	0.28	0.13	0.36	0.18	0.47	0.36	0.76	0.68
Pont à multi travées continues	0.30	0.11	0.38	0.14	0.45	0.28	0.55	0.43
Pont à multi travées isostatiques	0.26	0.09	0.31	0.12	0.37	0.23	0.44	0.31

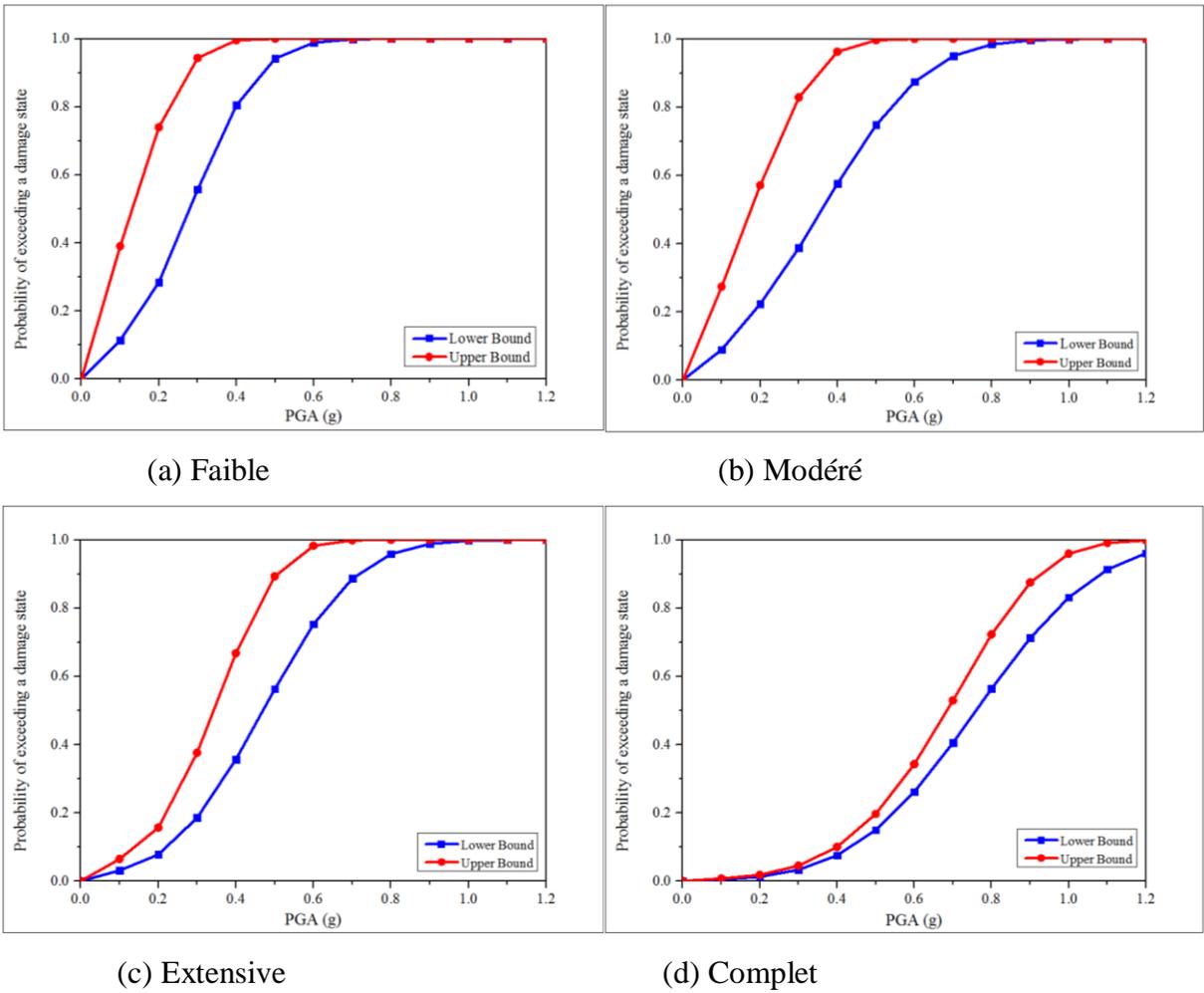
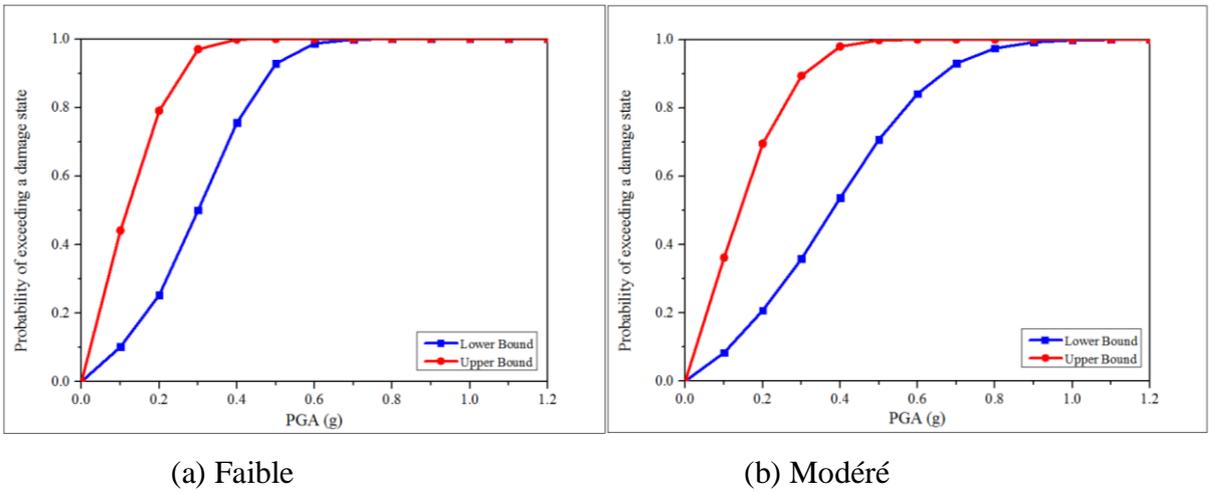
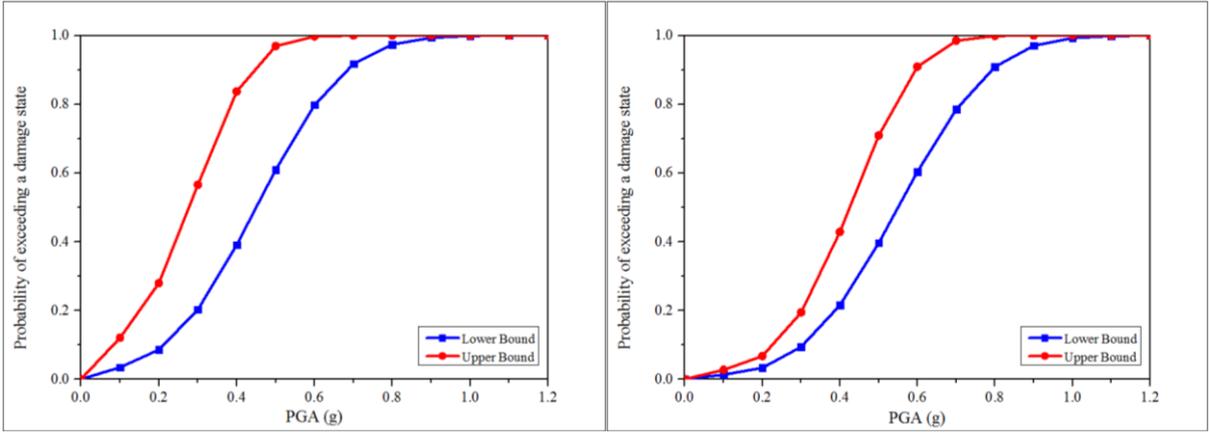


Figure 4.14: Courbes de fragilité de système de pont à poutres en béton à travée unique pour les quatre états limites d'endommagement

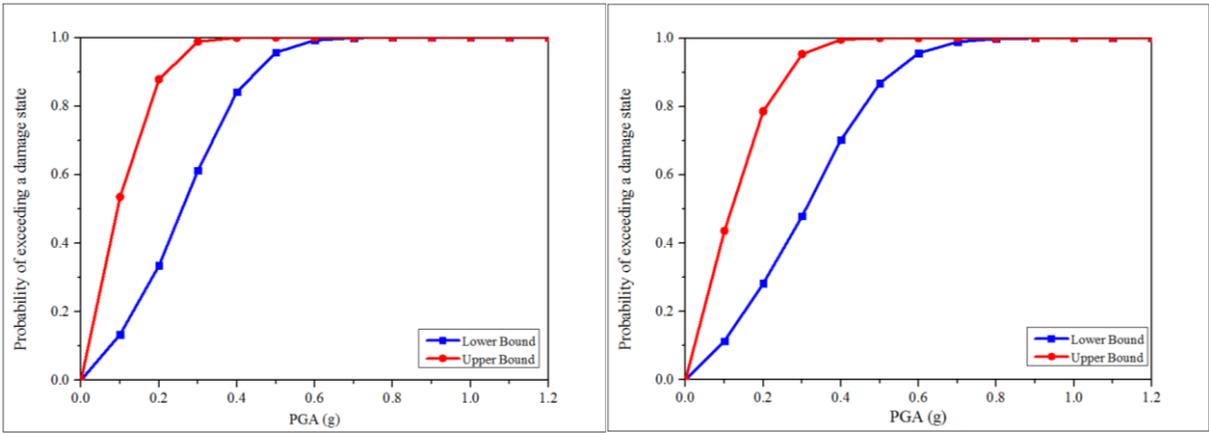




(c) Extensive

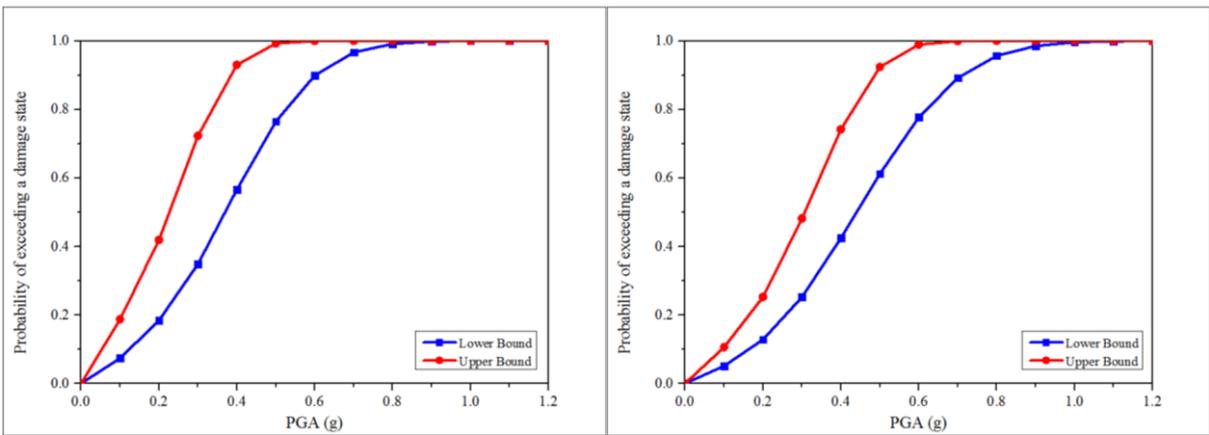
(d) Complet

Figure 4.15: Courbes de fragilité de système de pont à poutres en béton à multi travées continues pour les quatre états limites d'endommagement



(a) Faible

(b) Modéré



(c) Extensive

(d) Complet

Figure 4.16: Courbes de fragilité de système de pont à poutres en béton à multi travées isostatiques pour les quatre états limites d'endommagement

Ce tableau montre que la majorité des grandes valeurs des médians sont enregistrées pour le pont à poutres en béton à travée unique, ces valeurs varient selon l'état d'endommagement entre 0.28g et 0.76g pour les bornes inférieures et entre 0.13g et 0.68g pour les bornes supérieures. Le plus grand intervalle entre les deux bornes est apparu dans l'état d'endommagement modéré pour les ponts à poutres en béton à multi travées continues, ce dernier est de l'ordre de 0.24g. Par contre le plus faible intervalle est égal à 0.08g, correspond à l'état d'endommagement complet du pont à poutres en béton à travée unique.

La largeur de l'intervalle entre les deux bornes est régie par la fragilité relative de chacun des composants du pont considérés. Si tous les composants du pont ont des fragilités similaires, alors cette largeur est assez grande, par contre si un composant est considérablement plus fragile que les autres, elle est assez étroite. Par exemple, comme on le voit sur la figure 4.7 (d), dans le cas de l'état complètement endommagé du pont à poutres en béton à travée unique, les appuis fixes sont les plus fragiles par rapport aux autres composants et cela est indiqué par les bornes étroites présentées dans la Figure 4.14.

Les courbes de fragilité des trois types des ponts représentent les bornes supérieures spécifiques de chaque type des ponts, présentées par les figures 4.14, 4.15 et 4.16. Ces figures montrent que les courbes de fragilité des différents ponts ont des formes similaires, mais avec des valeurs variables pour les différents états d'endommagement.

La comparaison entre la vulnérabilité des classes des ponts se fait suivant les valeurs médianes de la probabilité de défaillance déterminées pour tous les ponts à chaque état de dommage comme montré dans la figure 4.17.

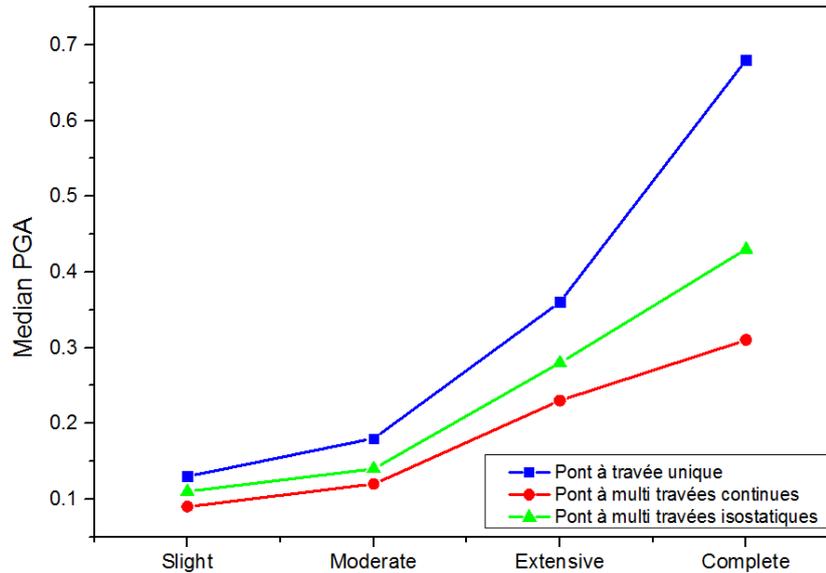


Figure 4.17: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité des trois classes des ponts pour les quatre états limites d'endommagement

Pour les états de dommages faible et modéré, les trois types de ponts montrent que leur degré de vulnérabilité est plus au moins semblable pour chaque état. Les valeurs médianes des ponts à multi travées isostatiques et continues varient entre 0.09g et 0.14g pour les deux types. Tandis qu'elles atteignent 0.13g pour l'état faible et 0.18g pour le cas modéré pour les ponts à travée unique. Cela démontre que les ponts à multi travées sont plus vulnérables que ceux à travée unique dans les deux premiers états.

Aux états de dommages extensive et complet, le pont à multi travées isostatiques est considéré le plus vulnérable. Les valeurs médianes des ponts à multi travées isostatiques, continues et à travée unique sont respectivement : 0.23g, 0.28g et 0.36g à l'état limite extensive. Cependant, à l'état limite complet ces valeurs atteignent 0.31g, 0.43g et 0.68g pour les trois types de ponts respectivement. Les valeurs médianes supérieures liées aux ponts à travée unique montrent qu'ils sont le moins vulnérable par rapport aux autres types.

Les résultats de cette analyse confirment que le type de pont à multi travées isostatiques est le plus vulnérable pour l'ensemble des états d'endommagement et que le niveau de vulnérabilité est similaire pour les trois types de ponts dans les états de dommages faible et modéré.

#### 4.7 Etude comparative des courbes de fragilité

Les courbes de fragilité générées dans le cadre de cette étude sont comparées à celles obtenues dans des études antérieures, à savoir les courbes de fragilité établies selon les deux versions de la méthode HAZUS proposées par FEMA 1997[399] et FEMA 2003[16], les courbes obtenues dans le travail de Mander and Basoz (1999)[400], ainsi que celles produites dans les études de Choi (2002)[384] et Nielson (2005)[61].

Dans HAZUS (1997), les valeurs médianes de fragilité ont été estimées en utilisant le « PGA » comme paramètre sismique, puis ont été développées de façon empirique sur la base de l'examen de la performance sismique des ponts à multi travées continues et simplement appuyées. Par contre les ponts à travée unique n'ont pas été considérés. Ces courbes de fragilité des ponts sont basées sur la combinaison probabiliste des fonctions d'endommagement des composants[399].

Les courbes de fragilité utilisées dans HAZUS-MH[16] ont été développées en utilisant l'approche statique non linéaire discutée auparavant. Ces courbes de fragilité sont pratiquement similaires à celles développées par Mander and Basoz (1999)[400].

Dans les travaux de ces deux chercheurs, les courbes de fragilité ont été élaborées à l'aide d'un algorithme basé sur la méthode de la capacité spectrale, et ont été déterminées en termes des valeurs médianes du PGA. Les mêmes valeurs médianes ont été rapportées comme des accélérations spectrales à une seconde ( $S_{a-1}$ ) dans HAZUS.

Le motif derrière ce changement n'est pas tout à fait clair mais il est probablement dû à l'hypothèse qui suppose que le PGA est une approximation de  $S_{a-1}$ . Par conséquent, dans cette comparaison, les valeurs médianes attribuées aux courbes de fragilité données par HAZUS-MH en termes de  $S_{a-1}$  sont considérées comme des PGA.

Dans le travail de Choi(2002)[384] et Nielson (2005)[61], les courbes de fragilité ont été générées analytiquement en se basant sur les réponses sismiques obtenues par une analyse temporelle non linéaire des modèles analytiques non linéaires de ponts, en utilisant une suite d'accélérogrammes synthétiques[384],[61].

La comparaison entre ces courbes de fragilité se fait en termes de valeurs médianes du PGA, données dans tableau 4.11 et les représentations graphiques de cette comparaison pour les trois classes de ponts sont présentées dans les figures 4.18 à 4.20.

Tableau 4.11: Comparaison des valeurs médianes obtenues par la méthode utilisée par rapport aux autres méthodes

Type de pont	Source	Faible	Modéré	Étendu	Complet
		Médiane (g)	Médiane (g)	Médiane (g)	Médiane (g)
Pont à travée unique	<b>Méthode utilisée</b>	<b>0.13</b>	<b>0.18</b>	<b>0.36</b>	<b>0.68</b>
	HAZUS (2003)	0.80	0.90	1.10	1.60
	Mander and Basoz (1999)	0.80	0.90	1.10	1.60
	Choi (2002)	0.13	0.49	0.63	0.87
	Nielson (2005)	0.35	1.30	1.83	2.50
Pont à multi travées continues	<b>Méthode utilisée</b>	<b>0.11</b>	<b>0.14</b>	<b>0.28</b>	<b>0.43</b>
	HAZUS (2003)	0.60	0.88	1.17	1.53
	HAZUS (1997)	0.18	0.37	0.48	0.90
	Mander and Basoz (1999)	0.60	0.79	1.05	1.38
	Choi (2002)	0.17	0.35	0.74	1.38
	Nielson (2005)	0.16	0.53	0.75	1.01
Pont à multi travées isostatiques	<b>Méthode utilisée</b>	<b>0.09</b>	<b>0.12</b>	<b>0.23</b>	<b>0.31</b>
	HAZUS (2003)	0.26	0.39	0.50	0.73
	HAZUS (1997)	0.11	0.22	0.26	0.60
	Mander and Basoz (1999)	0.26	0.35	0.44	0.65
	Choi (2002)	0.14	0.31	0.53	0.95
	Nielson (2005)	0.20	0.63	0.91	1.28

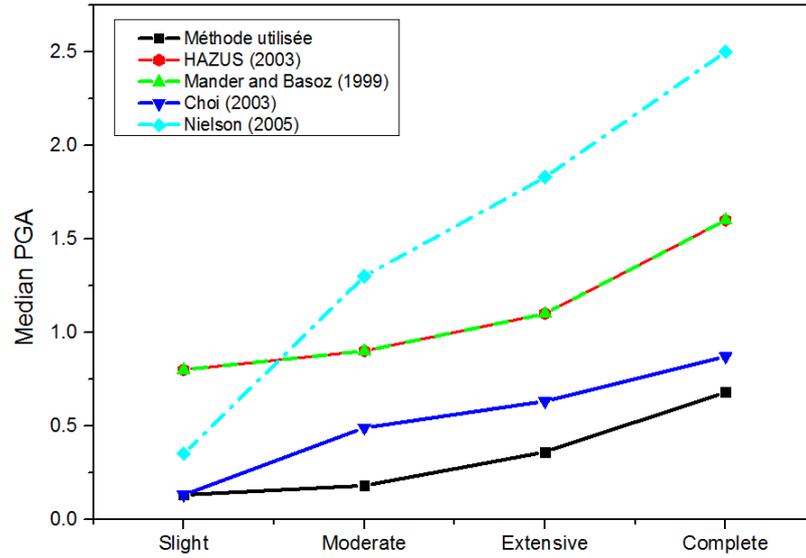


Figure 4.18: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité obtenues du pont à travée unique avec les autres méthodes

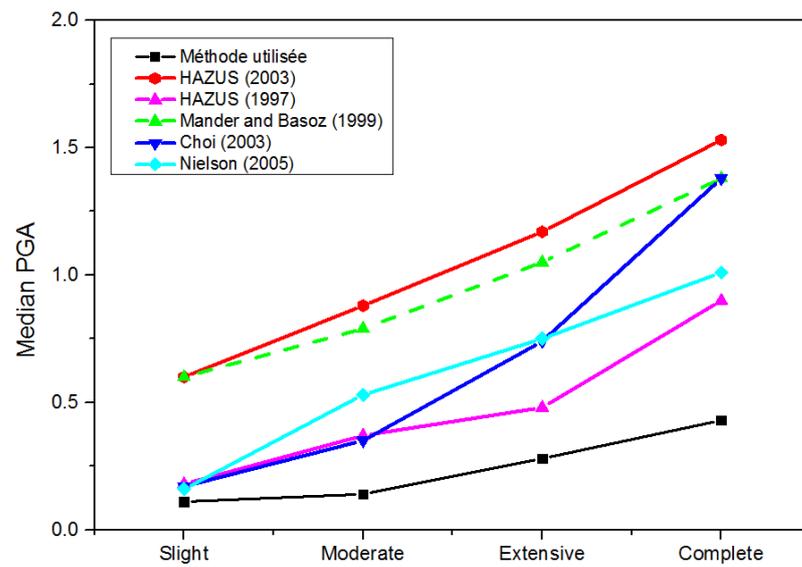


Figure 4.19: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité obtenues du pont à multi travées continues avec les autres méthodes

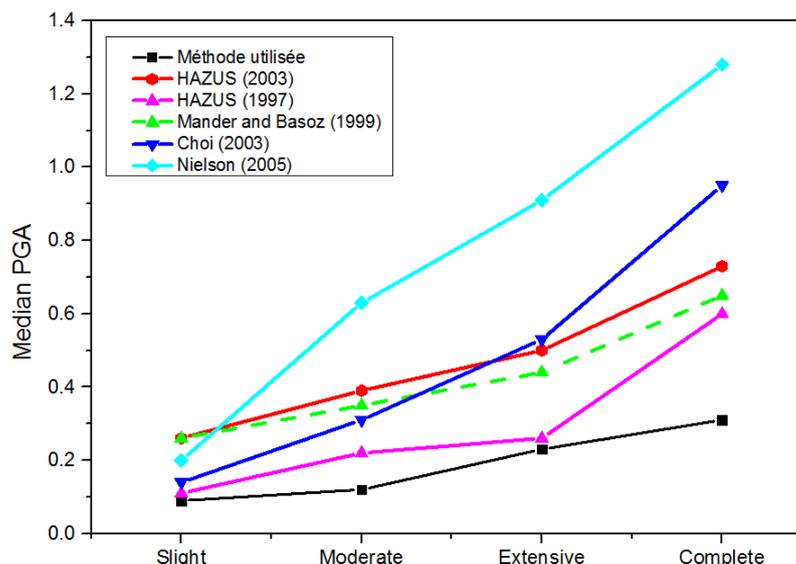


Figure 4.20: Comparaison des valeurs médianes des courbes de fragilité obtenues du pont à multi travées isostatique avec les autres méthodes

D'après ces figures, les tendances évidentes résultant de cette comparaison révèlent que les valeurs médianes obtenues pour les trois types de ponts dans le cadre de cette étude sont faibles par rapport aux celles des autres approches. L'écart entre ces valeurs varie en fonction du type de pont et de son état d'endommagement. Dans tous les cas, les ponts de cette étude se sont avérés plus vulnérables que ceux prédits par les autres méthodes.

Pour les ponts à travée unique, les valeurs médianes dans les travaux de Mander[400] et HAZUS-MH [16] sont les plus élevées dans l'état d'endommagement faible. Par contre, selon Nielson [61], ces valeurs sont considérablement élevées pour les autres états d'endommagement. D'autre part, les valeurs médianes obtenues par Choi (2002)[384] de l'état limite modéré à complet sont légèrement supérieures à celles produites dans la présente étude et identiques pour l'état limite faible.

Dans le cas des ponts à multi-travées isostatiques, l'ensemble des valeurs médianes pour l'état limite faible converge entre elles. Contrairement pour les autres états limites, les valeurs menées par Nielson(2005)[61]sont les plus élevées et la convergence entre les valeurs médianes est partielle. Une convergence idéale est constatée pour le niveau d'endommagement modéré entre la valeur obtenue par notre étude et celle proposée par HAZUS (1997)[399].

Les valeurs médianes fournies par HAZUS (2003)[16] pour les ponts à multi-travées continues sont les plus élevées par rapport aux valeurs des autres méthodes qui varient

entre les valeurs obtenues dans le cadre de notre étude et celles de HAZUS (2003) dans tous les cas d'endommagement, avec des convergences partielles entre elles.

#### 4.8 Conclusion

Les réponses sismiques obtenues montrent que les déplacements maximums enregistrés au sein des appuis sont les plus élevés dans toutes les catégories de ponts étudiés. Ils sont plus importants pour les ponts à poutres en béton à multi travées isostatiques. Par contre les déformations maximales des culées sont plus importantes pour les ponts à poutres en béton à multi travées continues.

Les demandes sismiques pour chaque classe de ponts ont été évaluées par des modèles probabilistes de la demande sismique. Ces demandes ont été combinés aux capacités des états limites des composants des ponts pour calculer la probabilité de dépassement de ces états limites et construire les courbes de fragilité de chaque composant ainsi que pour le système de pont.

Les courbes de fragilité développées ont permis de révéler le niveau de criticité des composants et le degré de fragilité de chaque type de pont face aux séismes. Il apparaît que les appareils d'appui fixes dans les directions longitudinale et transversale sont les composants les plus vulnérables pour l'ensemble des types de ponts. Les réponses longitudinales et transversales des appareils d'appui mobiles en élastomère fretté, présentent également des vulnérabilités. En outre, les ponts à poutres en béton à multi travées isostatiques sont les plus fragiles par rapport aux autres classes de ponts considérées dans le cadre de cette étude. Les ponts à poutres en béton à multi travées continues sont plus vulnérables que ceux à travée unique.

La comparaison des courbes de fragilité développées dans le cadre de la présente étude par rapport à celles proposées par FEMA 1997, FEMA 2003, Mander and Basoz (1999), Choi (2003) et Nielson (2005) montre que les trois types de ponts sont plus fragiles que ceux prédits par les autres études. Les résultats obtenus ont une tendance convergente à ceux obtenus par la méthode HAZUS 1997, avec un écart moyen entre les valeurs médianes de 0.40g ; 0.21g et 0.37g pour les ponts à poutres en béton à travée unique, à multi travées isostatiques et continues, respectivement.

Par ailleurs, la fragilité des ponts est impactée par différents paramètres, ces derniers ont fait l'objet de nombreuses études caractéristiques qui mènent à la génération des

courbes de fragilité spécifiques qui tiennent compte l'effet de différents paramètres sur le comportement dynamique des ponts, tels que la géométrie et le système structurel du pont.

## CHAPITRE 5 : COURBES DE FRAGILITE SPECIFIQUES

### 5.1 Introduction

Les types de ponts d'un réseau routier varient en fonction des différents paramètres, tels que les géométries, les systèmes structuraux, les propriétés du sol et les propriétés et la typologie de ses composants. Cela est dû principalement aux différences dans la topographie du site et la méthode de construction. Par conséquent, l'utilisation des mêmes fonctions de fragilité sismique pour tous les ponts d'une certaine classe, en négligeant les caractéristiques spécifiques de leurs composants clés et de la demande sismique (qui varie également selon le site) induit à coup sur des erreurs.

Dans l'évaluation sismique des ponts, la réflexion des chercheurs s'est récemment centralisée sur la dérivation de courbes de fragilité spécifiques aux ponts qui tiennent compte de l'effet de chaque paramètre sur le comportement sismique de ces ouvrages.

Les deux paramètres sélectionnés dans notre cas d'étude sont la typologie et la hauteur de la pile du pont.

### 5.2 Etude paramétrique

L'analyse de la fragilité sismique est associée à différents variables à savoir les propriétés des matériaux et des sols d'assises, les paramètres structurels et géométriques, les intensités sismiques et les états limites de dommages. En général, ces paramètres varient sur un large intervalle d'un pont à un autre. Par conséquent, il est essentiel de déterminer le paramètre ayant le plus d'effets significatifs sur les états de dommages et/ou la fragilité globale du système du pont. La typologie et la hauteur de la pile du pont sont les deux paramètres sélectionnés à cet effet.

Afin d'étudier l'effet de ces deux paramètres sur la fragilité sismique du système et d'identifier lequel des deux paramètres est le plus significatif et qui a un effet sur la performance sismique d'un pont, une étude paramétrique a été effectuée. Le processus exécuté dans cette étude peut être résumé dans les étapes suivantes :

- a- Sélection des paramètres à étudier et définition des configurations des composants afin d'établir des modèles appropriés à l'étude.
- b- Modélisation numérique de chaque exemple de pont en tenant compte du comportement inélastique des composants. Le logiciel CSiBridgea été utilisé à cet effet.

- c- Exécution d'une analyse dynamique des modèles analytiques des ponts pour la détermination des propriétés dynamiques de vibration.
- d- Détermination de l'excitation sismique par la sélection d'une suite d'accélérogrammes qui représente une large gamme de valeurs suffisantes et qui couvre des différents niveaux d'intensité sismique choisis.
- e- Réalisation d'une analyse temporelle non-linéaire pour chaque échantillon de pont sous l'effet des enregistrements sismiques représentatifs de l'aléa sismique, pour obtenir les réponses sismiques.
- f- Réalisation d'une analyse de régression des réponses sismique pour déterminer les caractéristiques probabilistes de la demande structurelle.
- g- Génération des courbes de fragilité sismique spécifique pour chaque paramètre étudié.
- h- Comparaison des résultats obtenus et appréciation de l'impact de chaque paramètre sur la fragilité sismique des ponts.

### 5.3 Description des paramètres

Comme il a été déjà mentionné, les deux paramètres géométriques et typologiques liés à la pile du pont considérés dans cette étude sont la typologie et la hauteur de la pile du pont. Ces paramètres de la pile d'un pont ont été modélisés selon six cas de figure pour des ponts à poutres en béton à plusieurs travées continues.

Tableau 5.1: Propriétés géométriques des modèles de ponts.

Modèles	Type des ponts	Travées		Tabliers		
		Nombre de travées	Longueur des travées [L] (m)	Largeur du tablier [W](m)	Nombre de poutres	Epaisseur du tablier (m)
1	MSC	2	20	10	8	0,4
2		3	25	12	9	0,4
3		2	30	14	10	0,4
4	MSC	2	20	10	8	0,4
5		3	25	12	9	0,4
6		2	30	14	10	0,4

Le tableau 5.1 décrit les propriétés géométriques des modèles étudiés, à savoir le nombre de travées, la longueur des travées, la largeur du tablier, le nombre de poutres et l'épaisseur de la dalle du tablier.

La superstructure des modèles élaborés est composée des poutres en béton et d'un tablier en béton. Les poutres sont continues sur les piles et les appuis fixes sont situés sur les chevêtres, tandis que les appuis mobiles sont localisés au niveau des culées. Les propriétés géométriques et typologiques sont données dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2: Propriétés géométriques et typologiques des piles

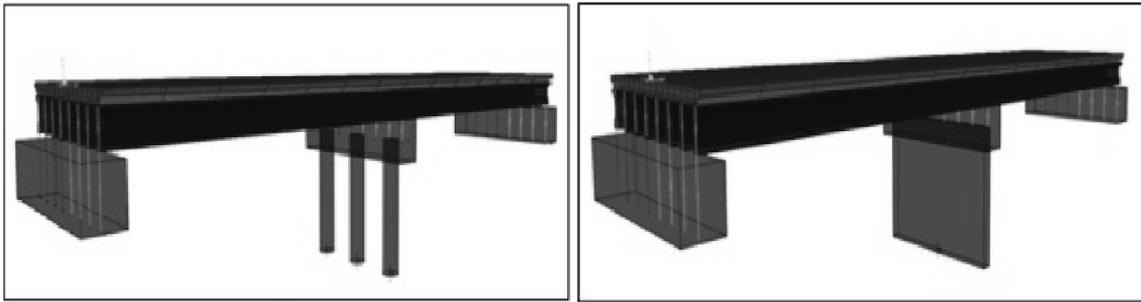
Modèle	Type des piles	Section transversale de chevêtre (m <sup>2</sup> )	Hauteur de la pile(m)	Diamètre des colonnes (m)	Nombre des colonnes	Section transversale de la pile (m <sup>2</sup> )
1	Pile à colonnes multiples	1.75 x 1.60	6	1.2	3	N/A
2			9	1.2	3	N/A
3			12	1.2	3	N/A
4	Pile voile	1.75 x 1.60	6	N/A	N/A	0.6 x 9.0
5			9	N/A	N/A	0.6 x 11.0
6			12	N/A	N/A	0.6 x 13.0

Deux types des piles ont été considérés dans la présente étude, à savoir la pile à colonnes multiples sous chevêtre et la pile voile. Les hauteurs qui leur ont été attribuées sont 6, 9 et 12m. La pile à colonnes multiples est composée de trois colonnes de section circulaire de 1.2m de diamètre, surmontés par un chevêtre de section transversale rectangulaire de (1.75x1.60m<sup>2</sup>).

#### 5.4 Modélisation numérique

L'approche de modélisation numérique utilisée pour ces modèles de ponts est identique à celle détaillée au chapitre 3. Des modèles analytiques tridimensionnels (figures 5.1.a et 5.1.b) créés dans la plate-forme d'éléments finis CSIBridge[401], prenant en compte les non-linéarités géométriques et matérielles sont utilisées dans cette étude comparative. Les analyses dynamiques et sismiques des modèles sont effectuées à l'aide des analyses temporelles non linéaires.

En plus des propriétés géométriques, d'autres paramètres sont pris en compte pour décrire les propriétés des matériaux et les comportements des composants de ces modèles de ponts. Les valeurs attribuées à ces paramètres sont identiques à celles indiquées dans le chapitre 03.



(a) Pile à colonne multiples

(b) Pile voile

Figure 5.1: Vue tridimensionnelle des modèles des ponts

### 5.5 Analyse dynamique

Une analyse modale a été effectuée en premier lieu. Il a été constaté que les modes fondamentaux de tous les modèles des ponts correspondent à la direction transversale et une variation importante dans la période structurale des modèles a été observée en fonction de la variation de la hauteur et la typologie structurelles des piles.

Comme le montre la figure 5.2, ces périodes sont représentées en fonction de la hauteur des piles afin d'être comparées. On peut voir que les périodes fondamentales correspondantes aux hauteurs 6, 9 et 12 m sont respectivement 1.14, 1.29 et 1.45s pour les modèles de ponts à piles multi-colonnes et 0.96, 1.18 et 1.47s pour les modèles de piles voile.

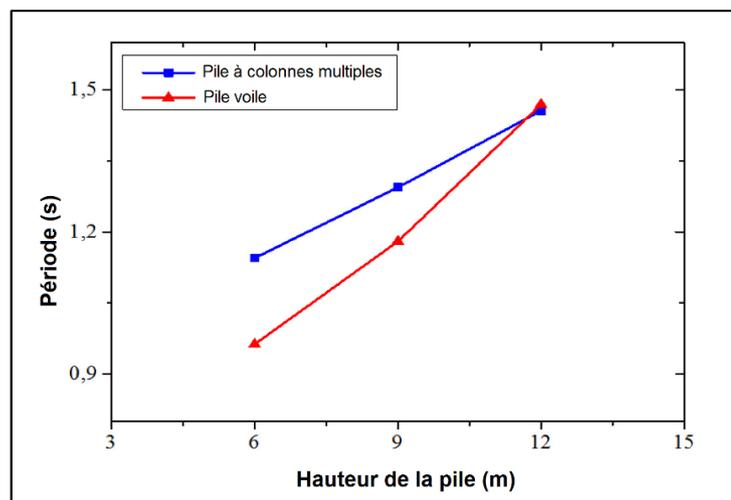


Figure 5.2: Comparaison des périodes fondamentales des deux modèles de piles

La comparaison des résultats obtenus montre que les périodes fondamentales des deux modèles sont impactées par la hauteur des piles, vu que l'augmentation de la hauteur

de la pile implique une augmentation des valeurs des périodes. De plus, pour une hauteur de la pile égale à 12m, les périodes sont égales dans les deux cas.

### 5.6 Détermination de l'excitation sismique

Dans le cadre de la présente étude et pour de plus amples investigations, une série de 40 accélérogrammes variant de faible à forte sismicité, a été sélectionnée à partir des 120 accélérogrammes considérés dans le chapitre 03.

De même, l'intensité sismique est définie à l'aide de l'accélération maximale du sol (PGA), qui varie de 0,04 g à 0,78 g. Cette dernière est divisée en trois gammes, une faible qui varie de 0,04 g à 0,10 g, une modérée qui varie entre 0,11 et 0,15g, enfin pour les cas forts, elle est entre 0,16 et 0,78g. Comme il est détaillé dans le tableau 5.3, ces accélérogrammes ont été enregistrés lors des événements sismiques ayant des magnitudes qui varient de 3,8 à 9, caractérisés par des distances épicentrales variant entre 10 et 382 km.

Tableau 5.3 : Caractéristiques statistiques des 40 accélérogrammes sélectionnés

<b>Niveau d'intensité</b>	<b>Paramètres</b>	<b>Gammes</b>	<b>Moyenn e</b>	<b>Écart-type</b>	<b>*CV (%)</b>
<b>Faible</b>	Accélération maximale PGA (g)	0.04– 0.10	0.08	0.022	27.5
	Magnitude	3.8 -6.7	5.6	0.886	15.8
	Distance épicentrale (km)	10 - 95	42.87	32.078	74.8
<b>Modéré</b>	Accélération maximale PGA (g)	0.11– 0.15	0.13	0.021	16.1
	Magnitude	5.1– 7.6	6.23	0.941	15.1
	Distance épicentrale (km)	13 - 123	55.41	40.363	72.8
<b>Forte</b>	Accélération maximale PGA (g)	0.16 - 0,78	0.35	0.167	47.7
	Magnitude	5.2 - 9	7.5	1.053	14.0
	Distance épicentrale (km)	4 - 382	150	133.282	88.8

Les caractéristiques des séismes considérés relatives à l'amplitude, l'intensité et le contenu fréquentiel, ont un grand effet sur les réponses temporelles non linéaires des composants du pont. Ces séismes ont été choisis pour représenter l'incertitude associée aux mouvements du sol. La figure 5.3 montre le spectre de réponse moyen des 40 enregistrements de tremblements de terre sélectionnés avec un taux d'amortissement de 5 %.

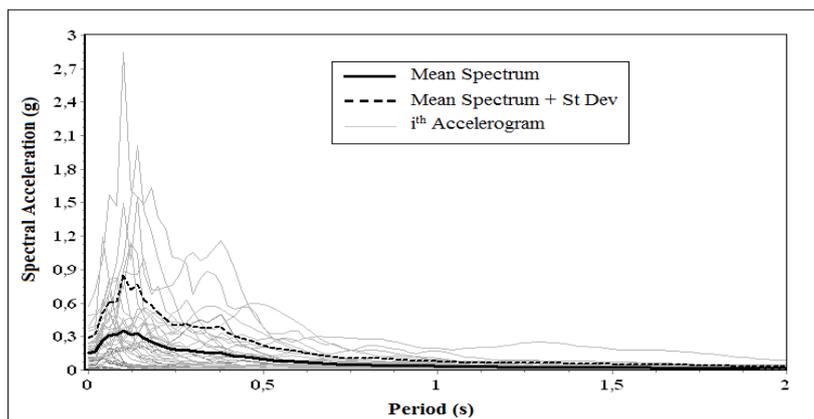


Figure 5.3: Spectre de réponse des 40 accélérogrammes sélectionnés avec un taux d'amortissement de 5%

Cet ensemble d'accélérogrammes orthogonaux a été appliqué selon les trois directions (longitudinale, transversale et verticale) en utilisant les trois combinaisons de charges sismiques données par l'équation (4.1) du chapitre 04.

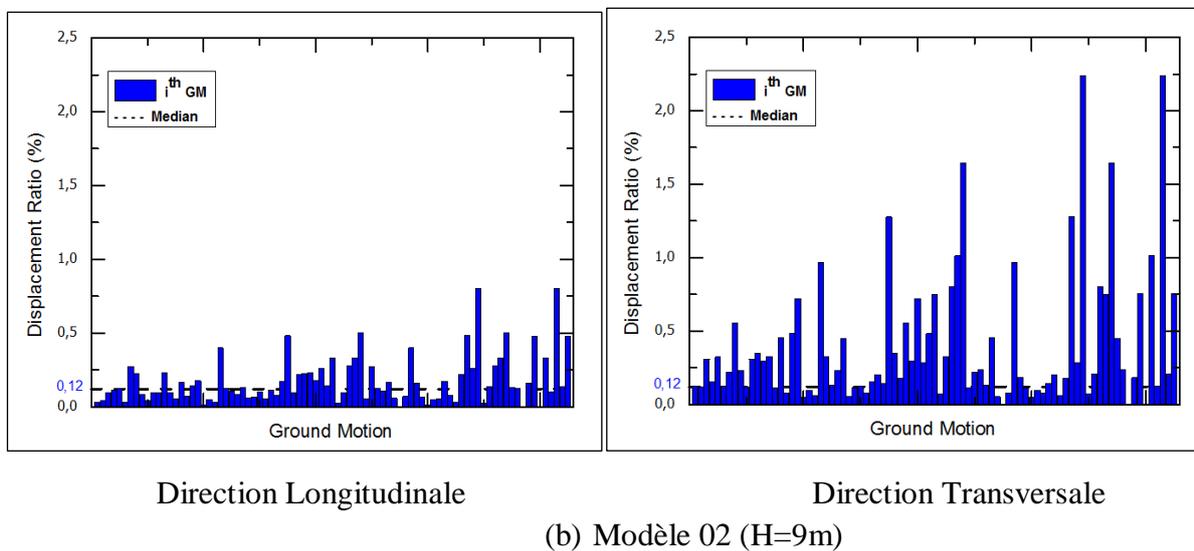
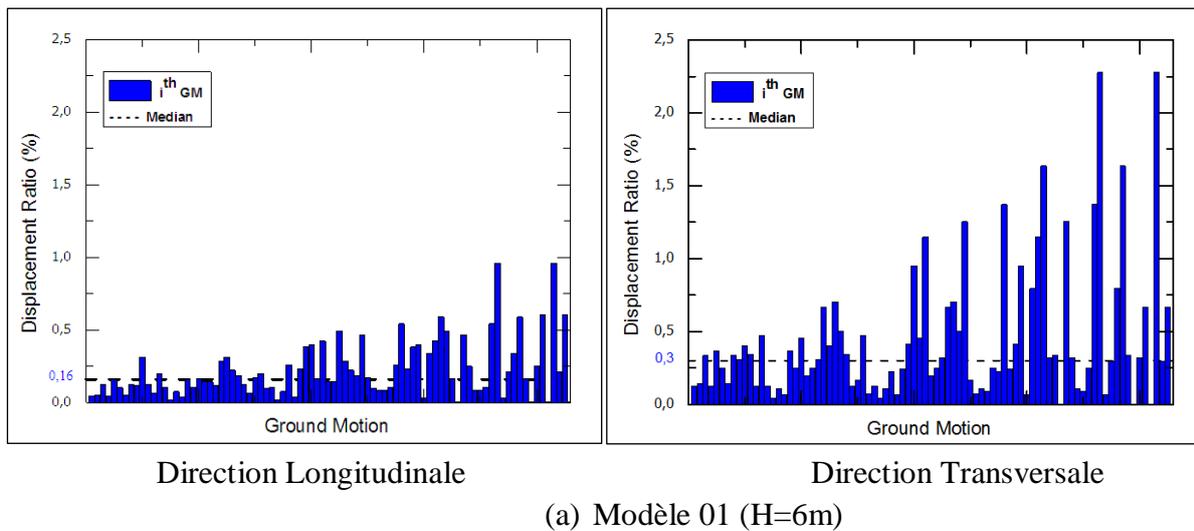
#### 5.7 Analyse temporelle non-linéaire

L'analyse temporelle non linéaire des modèles tridimensionnels détaillés du pont à poutres en béton à plusieurs travées continues présentés précédemment est utilisée pour évaluer l'effet de la hauteur et la typologie des piles sur les courbes de fragilité. Cette étude paramétrique comprend l'évaluation de l'influence de ces deux paramètres sur la réponse maximale longitudinale et transversale des composants critiques du pont. Cette réponse est déterminée en termes des déplacements maximums au niveau du sommet de la pile. Le tableau 5.4 récapitule les valeurs des déplacements maximums obtenues selon les deux directions x et y, pour des différentes hauteurs des deux types de pile.

Tableau 5.4 : Valeurs des déplacements maximums obtenues

<b>Modèles</b>	<b>Type des piles</b>	<b>Hauteur de la pile (m)</b>	<b>Déplacements longitudinaux Max (mm)</b>	<b>Déplacements transversaux Max (mm)</b>
1	Pile à colonnes multiples	6	57.5	136.6
2		9	72.3	201.7
3		12	93.0	261.0
4	Pile voile	6	35.7	89.0
5		9	37.7	122.9
6		12	42.1	165.5

Comme on voit dans ce tableau, pour toutes les hauteurs de la pile, les valeurs maximales de déplacement des piles à plusieurs colonnes sont plus élevées par rapport à celles correspondantes aux piles voiles dans les deux directions. Par conséquent, les rapports de déplacement entre la pile la plus haute et la pile la plus basse dans les directions x et y sont de 1,61 ; 1,91 respectivement pour les modèles de piles à colonnes multiples et de 1,18 ; 1,86 respectivement pour les modèles de piles voile. En effet, on peut conclure que plus la hauteur de la pile est élevée plus les déplacements sont importants pour les deux sens.



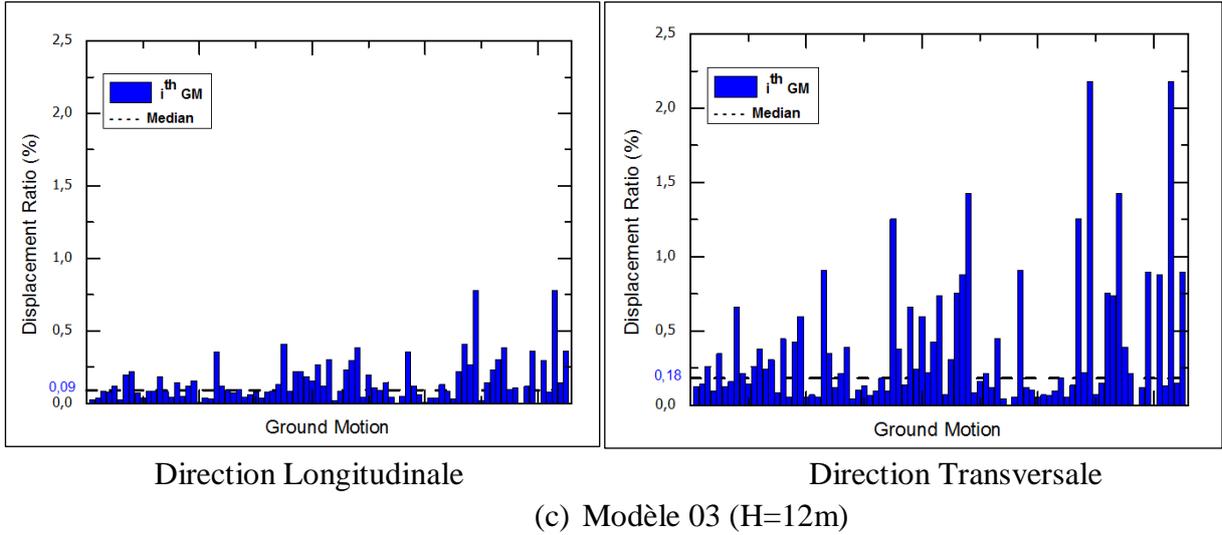
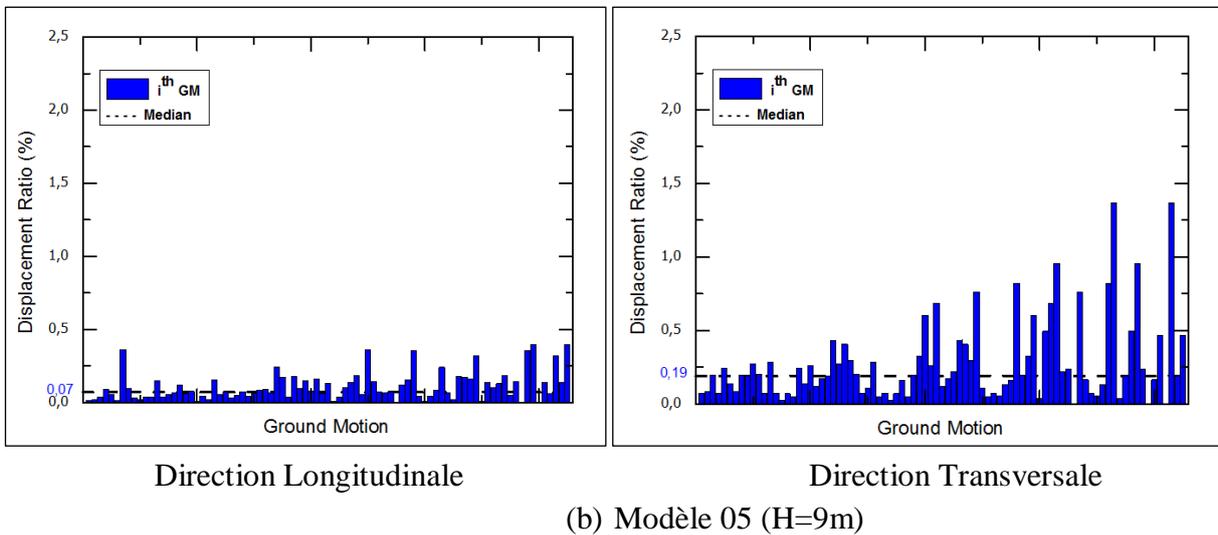
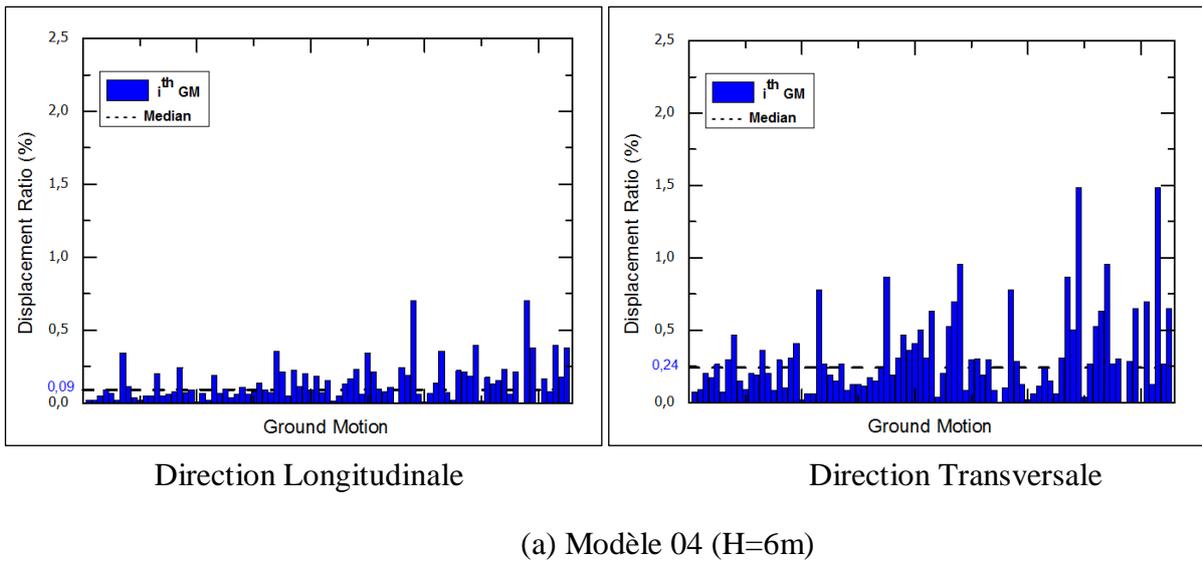


Figure 5.4 : Histogramme de ratio des déplacements de la pile des modèles à pile à colonnes multiples dans les directions longitudinale et transversale attribuables aux 40 accélogrammes



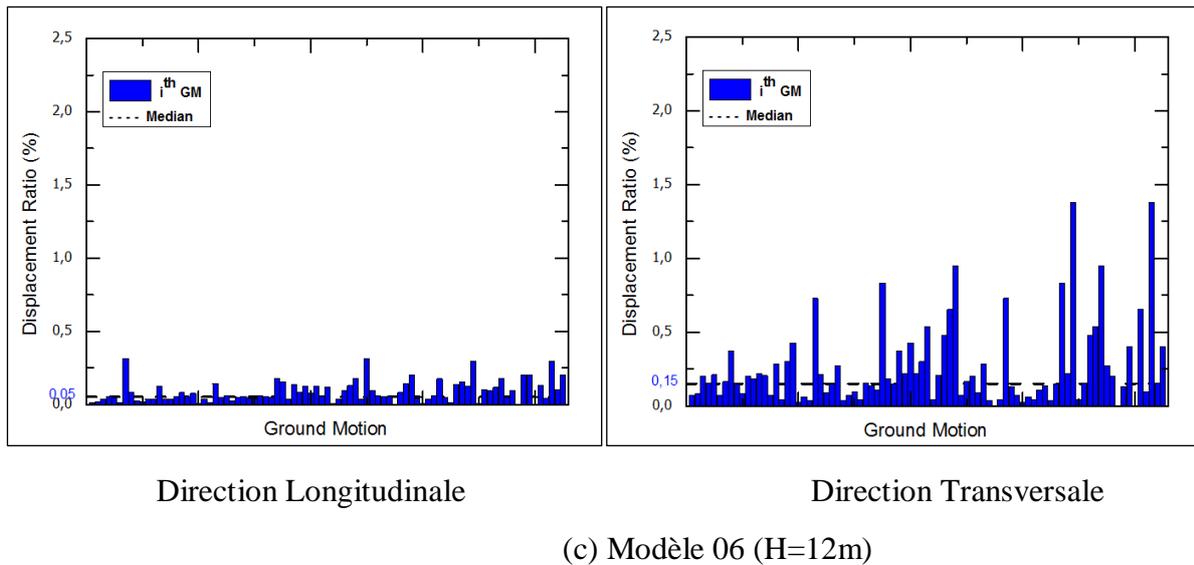


Figure 5.5 : Histogramme de ratio des déplacements de la pile des modèles à pile voile dans les directions longitudinale et transversale attribuables aux 40 accélérogrammes

Les Figures 5.4 et 5.5 représentent les histogrammes de ratio des déplacements de la pile des modèles de pont à pile à colonnes multiples et à pile voile, respectivement. Ces histogrammes sont tracés dans les deux directions longitudinale et transversale pour les trois différentes hauteurs proposées. Les valeurs maximales des ratios de déplacement des piles attribuables aux accélérogrammes sélectionnés vont de l'ordre de 0 à 0,95 % suivant la direction longitudinale et de 0 à 2,30 % selon la direction transversale, ce qui démontre que la réponse sismique suivant la direction longitudinale est la plus faible pour les deux types de piles.

En outre, dans le cas des piles à colonnes multiples, les valeurs médianes du ratio des déplacements au sommet de la pile pour les hauteurs de 6, 9, 12 m dans le sens longitudinal sont respectivement égales à 0,16 ; 0,12 et 0,09. Alors que dans le sens transversal ces valeurs sont égales à 0,30 ; 0,12 et 0,18 respectivement. Par conséquent, nous constatons une petite diminution de ces valeurs correspondante à l'augmentation de la hauteur des piles dans le sens longitudinal et une variation répartie dans le sens transversal.

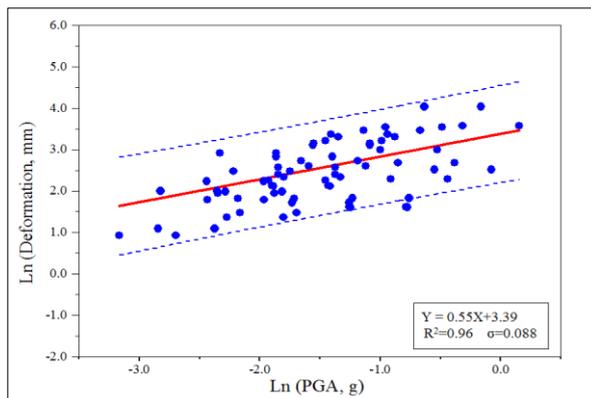
D'autre part, dans le cas des piles voiles, on observe une diminution des valeurs médianes du ratio des déplacements au sommet des piles. Ces valeurs sont de l'ordre de 0,09 ; 0,07 et 0,05 pour les hauteurs de 6, 9, 12 m respectivement dans le sens longitudinal et de 0,24 ; 0,19 et 0,15 respectivement dans le sens transversal.

À partir de ces résultats, on peut voir que les valeurs obtenues des déplacements pour les piles à colonnes multiples dans les deux sens sont plus grandes que celles obtenues pour les piles voile. Nous concluons que les ponts à piles à colonnes multiples sont plus vulnérables à l'effet sismique que ceux avec des piles voile.

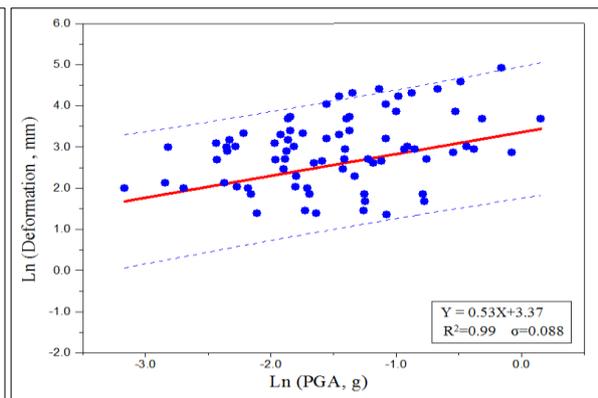
### 5.8 Modèles probabilistes de la demande sismique

Cette section consiste à déterminer les modèles probabilistes de la demande sismique associés à chaque modèle de pont. Ces derniers ont été générés suivant la formulation décrite dans le chapitre 04. Cette formulation sert à établir une relation de corrélation entre les demandes des composants et la mesure de l'intensité sismique, prise en terme de PGA.

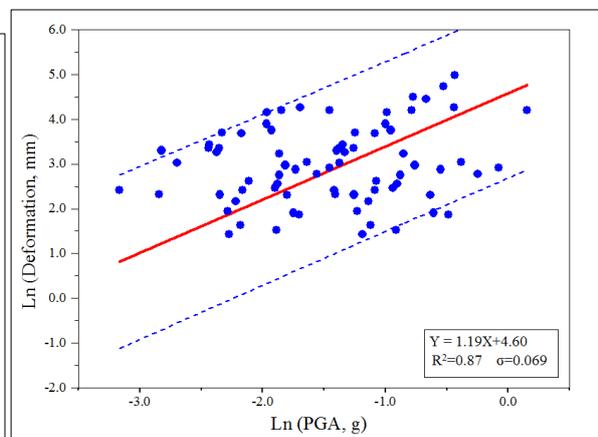
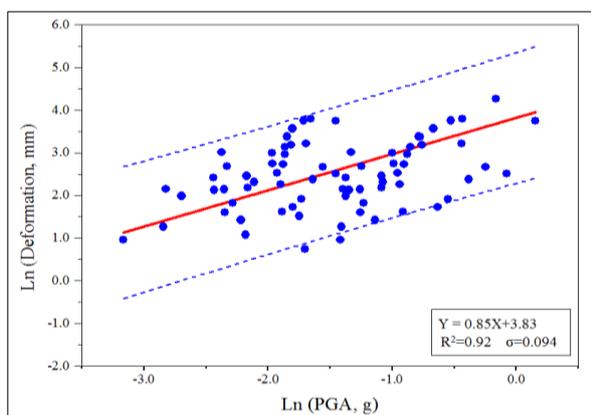
Des modèles probabilistes de la demande sismique ont été développés en traçant les déplacements maximums par rapport à la mesure d'intensité sismique pour chaque accélérogramme. Ceci est suivi par une analyse de régression de ces données pour estimer les paramètres de ces modèles probabilistes.



Direction Longitudinale  
(a) Modèle 01 (H=6m)



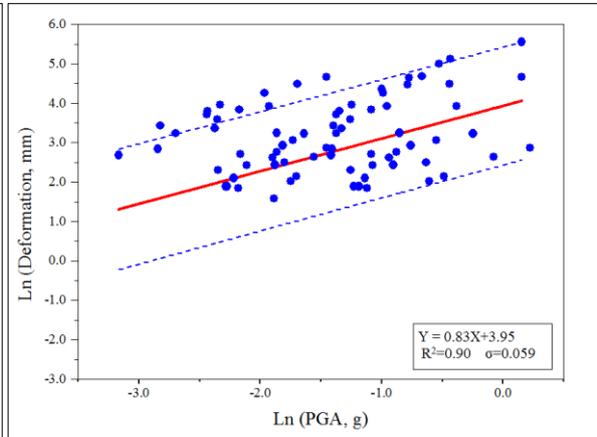
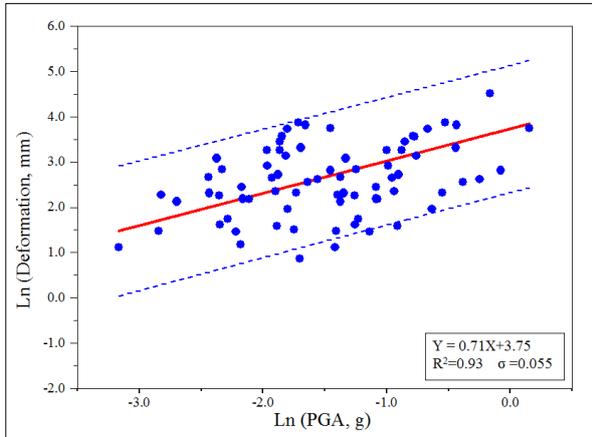
Direction Transversale



Direction Longitudinale

Direction Transversale

(b) Modèle 02 (H=9m)

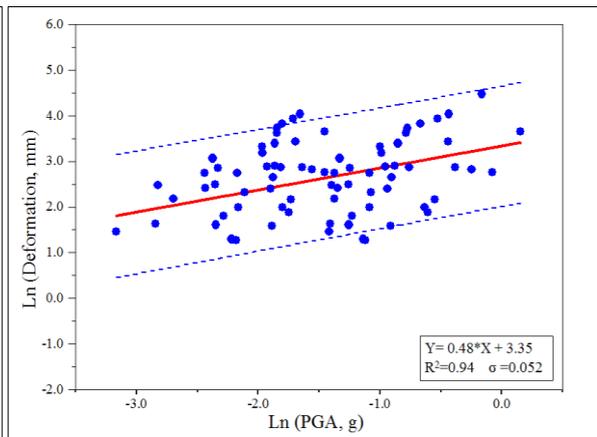
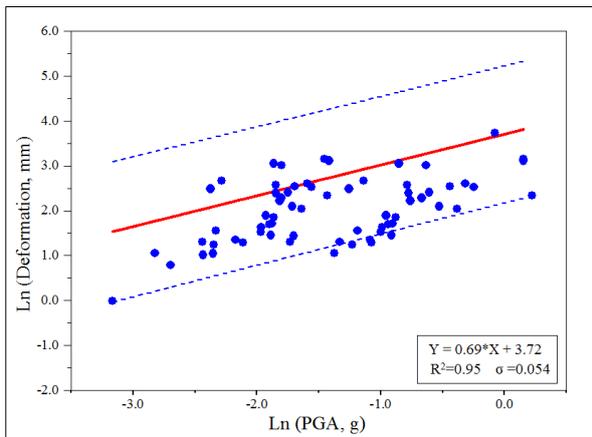


Direction Longitudinale

Direction Transversale

(c) Modèle 03 (H=12m)

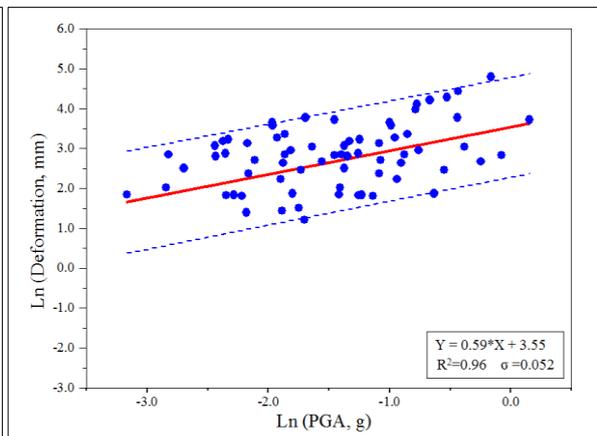
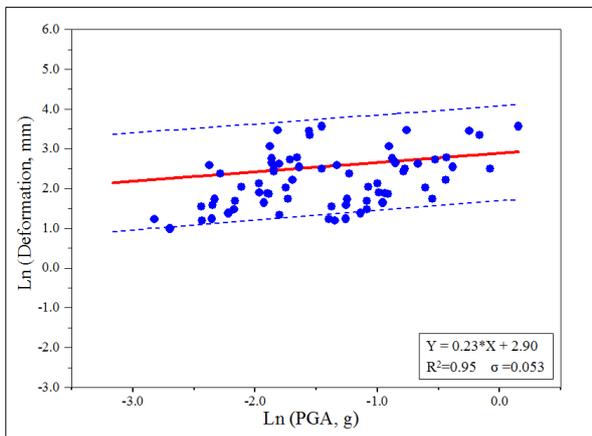
Figure 5.6 : Modèles probabilistes de la demande sismique des modèles de pont à pile à colonnes multiples dans les directions longitudinale et transversale



Direction Longitudinale

Direction Transversale

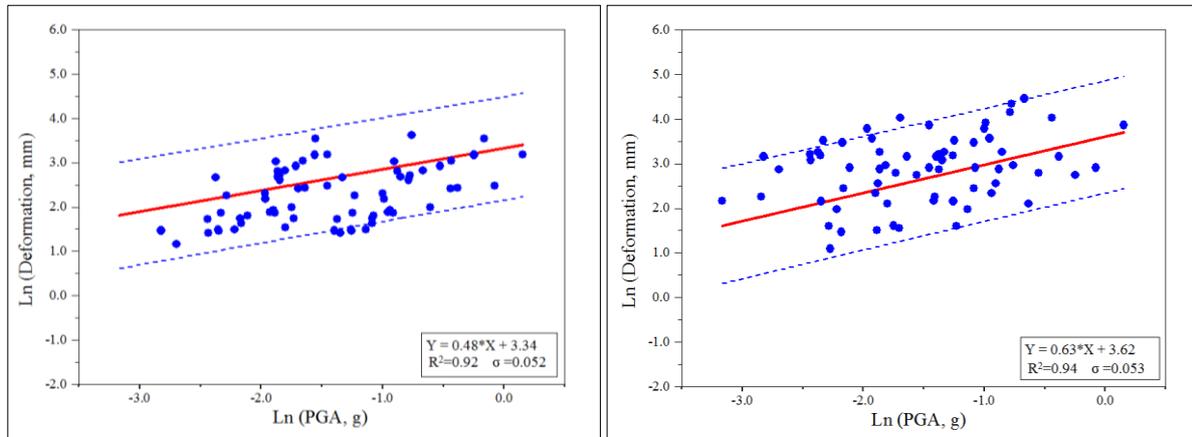
(a) Modèle 04 (H=6m)



Direction Longitudinale

Direction Transversale

(b) Modèle 05 (H=9m)



Direction Longitudinale

Direction Transversale

(c) Modèle 06 (H=12m)

Figure 5.7 : Modèles probabilistes de la demande sismique des modèles de pont à pile voile dans les directions longitudinale et transversale

Tableau 5.5: PSDM des modèles de pont à pile à colonnes multiples

Modèles	Directions	Ln(a)	b	$\beta_{D/IM}$	R <sup>2</sup>
01	Longitudinale	3,39	0,55	0,088	0,96
	Transversale	3,37	0,53	0,088	0,99
02	Longitudinale	3,83	0,85	0,094	0,92
	Transversale	4,60	1,19	0,069	0,87
03	Longitudinale	3,75	0,71	0,055	0,93
	Transversale	3,95	0,83	0,059	0,90

Tableau 5.6: PSDM des modèles de pont à pile voile

Modèles	Directions	Ln(a)	b	$\beta_{D/IM}$	R <sup>2</sup>
04	Longitudinale	3,72	0,69	0,054	0,95
	Transversale	3,35	0,48	0,052	0,94
05	Longitudinale	2,90	0,23	0,053	0,95
	Transversale	3,55	0,59	0,052	0,96
06	Longitudinale	3,34	0,48	0,052	0,92

	Transversale	3,62	0,63	0,053	0,94
--	--------------	------	------	-------	------

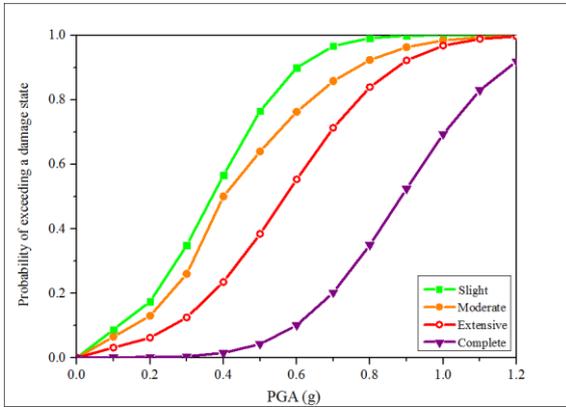
Les Figures 5.6 et 5.7 montrent les modèles probabilistes de la demande sismique des modèles de pont à pile à colonnes multiples et à pile voile dans les directions longitudinale et transversale respectivement. Les paramètres associés à ces modèles probabilistes sont exposés dans les tableaux 5.5 et 5.6, où les coefficients de régression ( $\ln(a)$  et  $b$ ), la dispersion ( $\beta_{D/IM}$ ) et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) relatif à la qualité de la régression sont représentés. La régression correspondante à tous les modèles est jugée de bonne qualité suite à valeurs élevées des coefficients de détermination ( $R^2$ ).

En raison de la nature et des formats de ces modèles probabilistes, une discussion spécifique des modèles de demande sismique est difficile. Les comparaisons entre les résultats obtenus sont mieux effectuées à l'aide des courbes de fragilité qui seront développées ultérieurement.

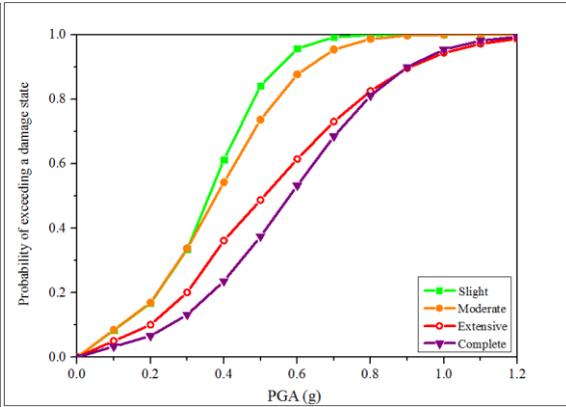
### 5.9 Courbes de fragilité spécifique

Afin d'examiner l'effet de la typologie et la hauteur des piles sur la vulnérabilité sismique des ponts, des courbes de fragilité sismique pour les six modèles étudiés ont été générées à l'aide des résultats numériques obtenus à partir des analyses temporelles non linéaires et suivant la méthode décrite auparavant. Ces courbes de fragilité ont été développées selon les deux sens longitudinal et transversal en termes de déplacements maximums au niveau des sommets des piles.

En supposant une distribution log-normale par rapport à la médiane de l'intensité sismique (PGA), ces courbes de fragilité ont été obtenues à l'aide de l'équation (4.7) du chapitre 04 et calibrées avec les états limites d'endommagement des appareils d'appuis fixes proposés par Choi (2002)[384] (Voir tableau 4.5, Chapitre 04).

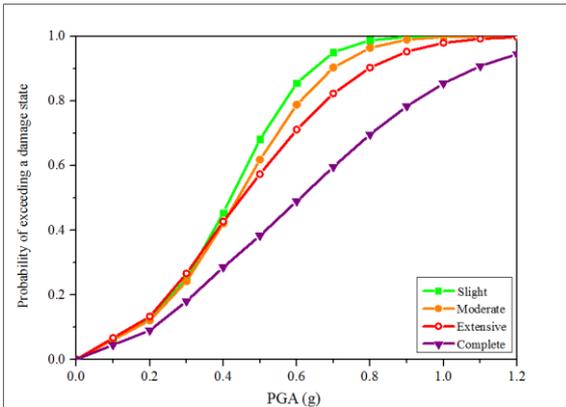


Direction Longitudinale

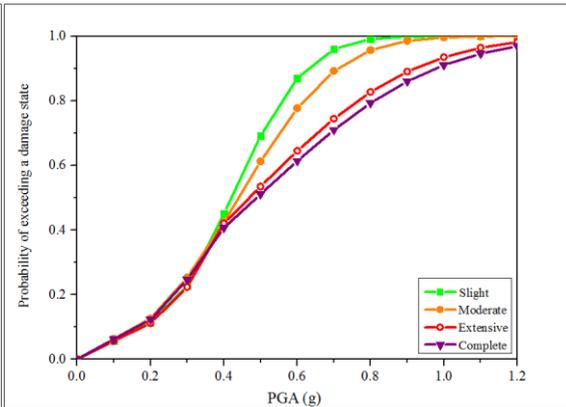


Direction Transversale

(a) Modèle 01 (H=6m)

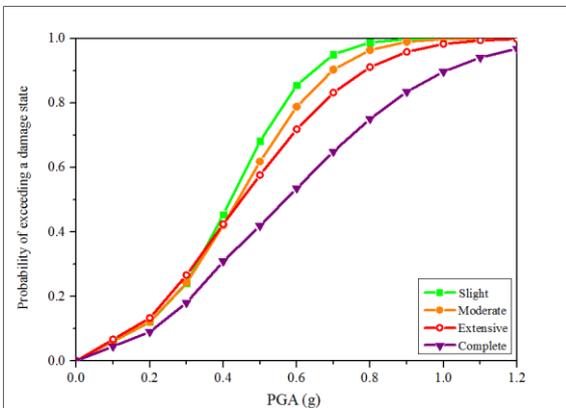


Direction Longitudinale

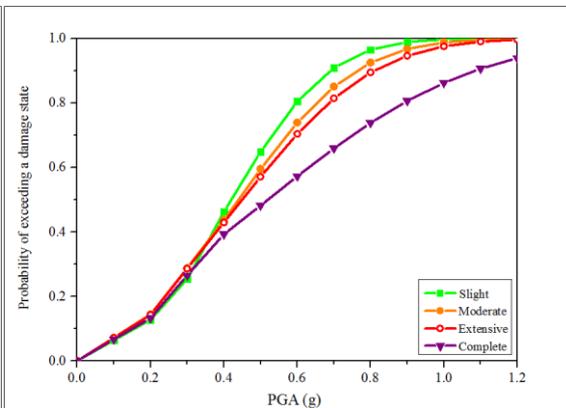


Direction Transversale

(b) Modèle 02 (H=9m)



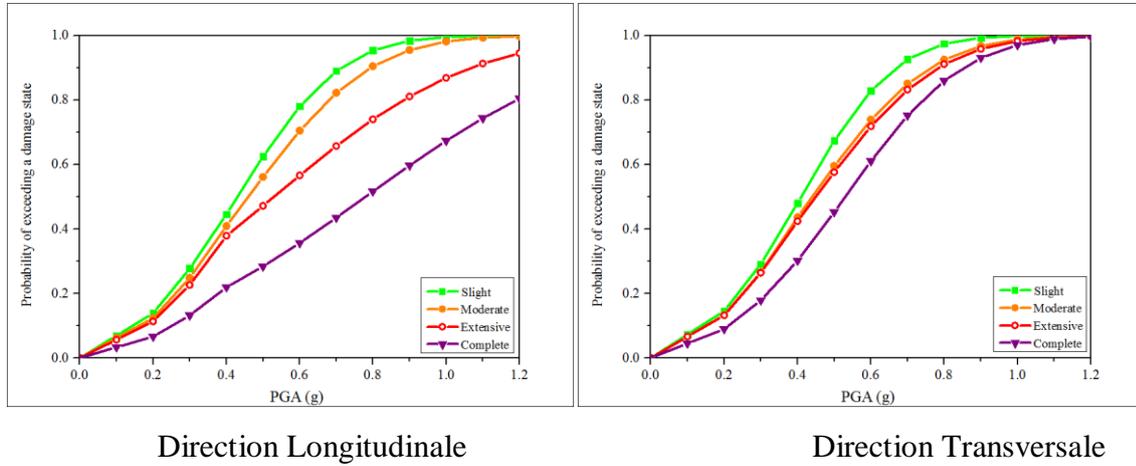
Direction Longitudinale



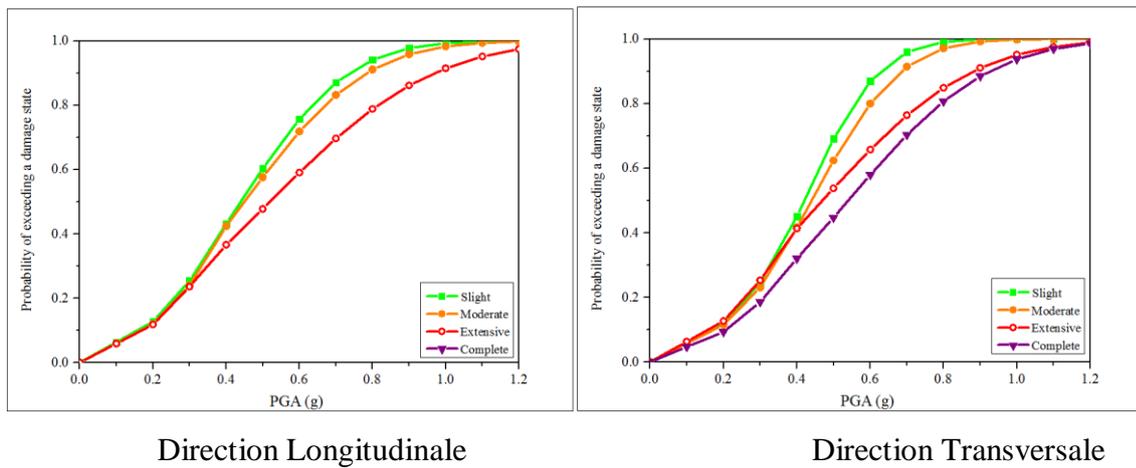
Direction Transversale

(c) Modèle 03 (H=12m)

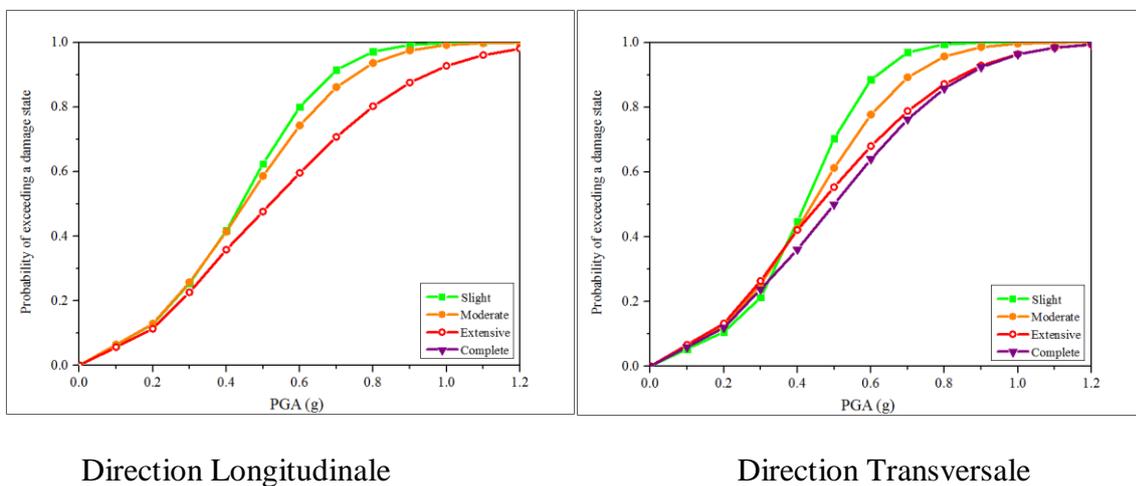
Figure 5.8 : Courbes de fragilité sismique pour les modèles de pont à pile à colonnes multiples dans les directions longitudinale et transversale



(a) Modèle 04 (H=6m)



(b) Modèle 05 (H=9m)



## (c) Modèle 06 (H=12m)

Figure 5.9: Courbes de fragilité sismique pour les modèles de pont à pile voile dans les directions longitudinale et transversale

Tableau 5.7: Paramètres de fragilité pour les états limites des modèles du pont à pile à colonnes multiples

Modèles du ponts	Directions	Faible (Slight)		Modéré (Moderate)		Étendu (Extensive)		Complet (Complete)	
		IM <sub>m</sub> (g)	β						
Modèle 01 (H=6m)	Long.	0.17	0.18	0.20	0.28	0.37	0.23	0.69	0.22
	Trans.	0.16	0.14	0.18	0.19	0.31	0.31	0.38	0.25
Modèle 02 (H=9m)	Long.	0.22	0.17	0.24	0.20	0.25	0.27	0.41	0.37
	Trans.	0.22	0.16	0.24	0.21	0.27	0.35	0.29	0.38
Modèle 03 (H=12m)	Long.	0.22	0.17	0.24	0.20	0.25	0.26	0.37	0.34
	Trans.	0.22	0.21	0.24	0.25	0.25	0.28	0.32	0.44

Tableau 5.8: Paramètres de fragilité pour les états limites des modèles du pont à pile voile.

Modèles du ponts	Directions	Faible (Slight)		Modéré (Moderate)		Étendu (Extensive)		Complet (Complete)	
		IM <sub>m</sub> (g)	β						
Modèle 04 (H=6m)	Long.	0.23	0.22	0.26	0.26	0.33	0.42	0.58	0.49
	Trans.	0.21	0.20	0.24	0.25	0.25	0.26	0.33	0.25
Modèle 05 (H=9m)	Long.	0.24	0.23	0.25	0.26	0.32	0.35	N/A	N/A
	Trans.	0.22	0.16	0.24	0.19	0.27	0.32	0.34	0.30
Modèle 06 (H=12m)	Long.	0.24	0.19	0.25	0.23	0.32	0.33	N/A	N/A
	Trans.	0.22	0.15	0.24	0.21	0.26	0.30	0.30	0.28

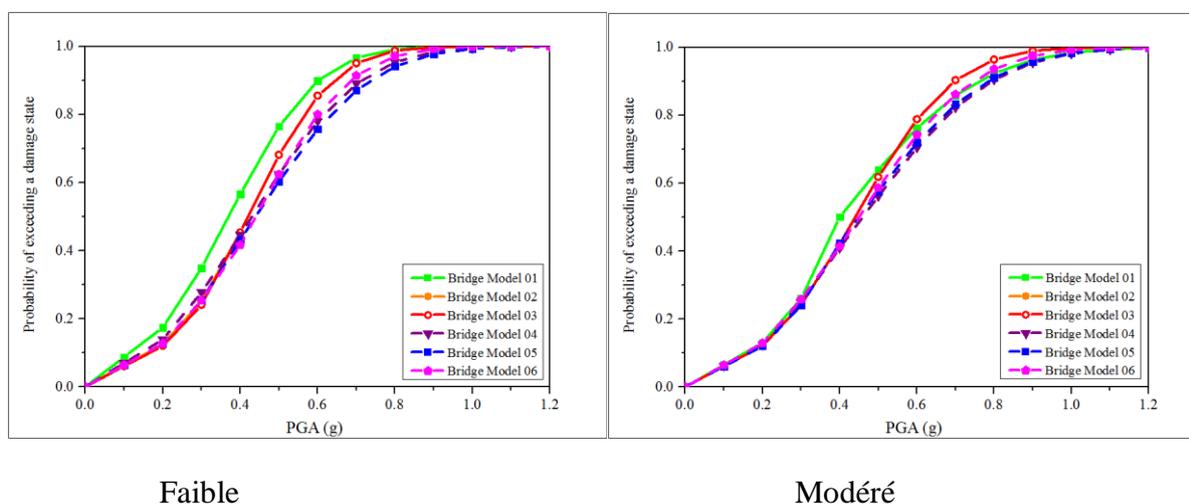
Les figures 5.7 et 5.8 montrent les courbes de fragilité de la réponse du composant étudiés modèles de pont à pile à colonnes multiples et à pile voile, respectivement, pour les différents états de dommages dans les deux directions. L'évaluation des courbes de

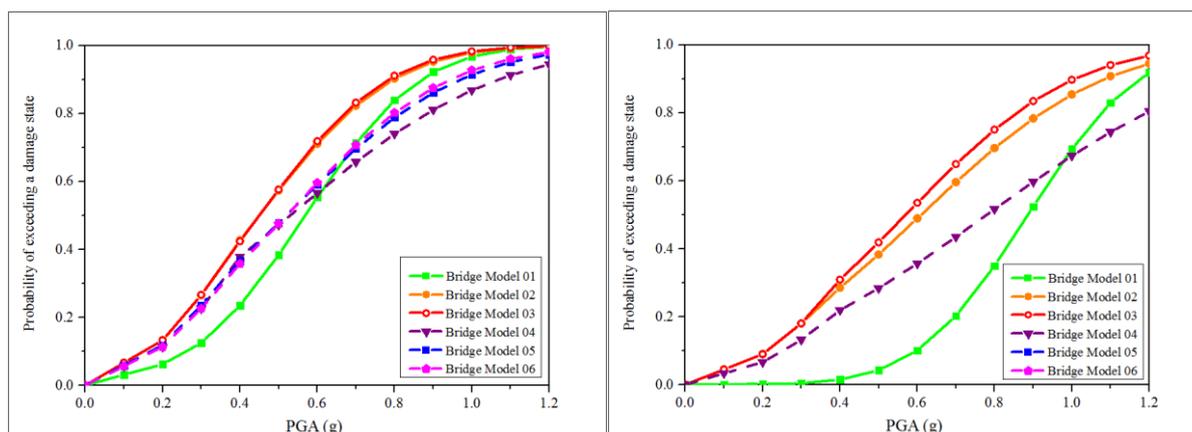
fragilité des composants offre un aperçu précieux de la vulnérabilité relative et de la probabilité de dommages des différents types et hauteurs des piles, ainsi que leurs effets sur la fragilité sismique. Les tableaux 5.7 et 5.8 résumant les paramètres des courbes de fragilité correspondants aux modèles étudiés.

### 5.10 Discussion des résultats

Les courbes de fragilité précédemment schématisées sont regroupées séparément dans les Figures 5.10 et 5.11, pour les quatre états limites de dommages, cela va permettre de comparer l'effet des deux paramètres étudiés sur la fragilité des ponts.

L'examen de ces figures permet de constater que les tracés des courbes de fragilité de l'ensemble des modèles de ponts dans la direction longitudinale sont plus au moins rapprochés pour les deux premiers états limites d'endommagement (faible et modéré), ce qui montre que ces modèles étudiés ont la même probabilité d'endommagement. Cependant, pour les deux autres états limites de dommage, ces courbes sont séparées ce qui montre la différence de probabilité d'endommagement relative à chaque modèle. Par contre, une faible différence est constatée entre les courbes de fragilité de ces modèles dans le sens transversal pour la totalité des états de dommage.

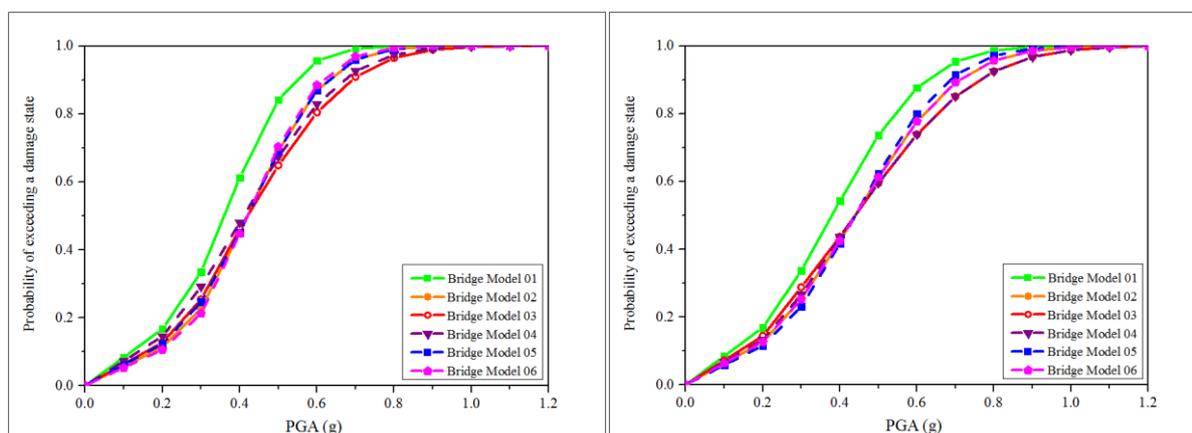




Extensive

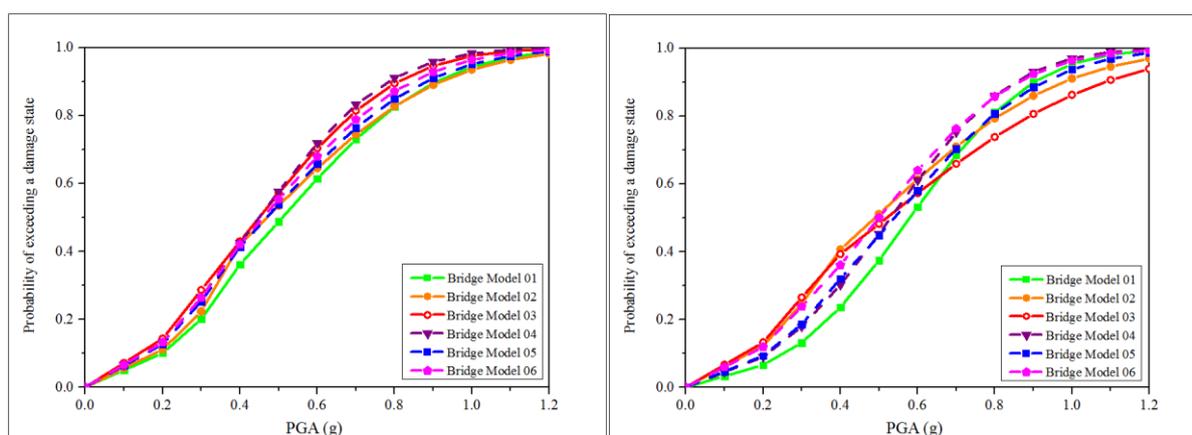
Complet

Figure 5.10: Courbes de fragilité sismique pour l'ensemble des modèles de ponts dans la direction longitudinale pour les quatre états limites d'endommagement



Faible

Modéré



Extensive

Complet

Figure 5.11: Courbes de fragilité sismique pour l'ensemble des modèles de pont dans la direction transversale pour les quatre états limites d'endommagement

Pour une meilleure étude de l'effet de ces deux paramètres sur la fragilité sismique des ponts, une comparaison des valeurs médianes de PGA a été établie pour tous les modèles de ponts dans les deux sens, tel qu'illustré dans les figures 5.12 et 5.13.

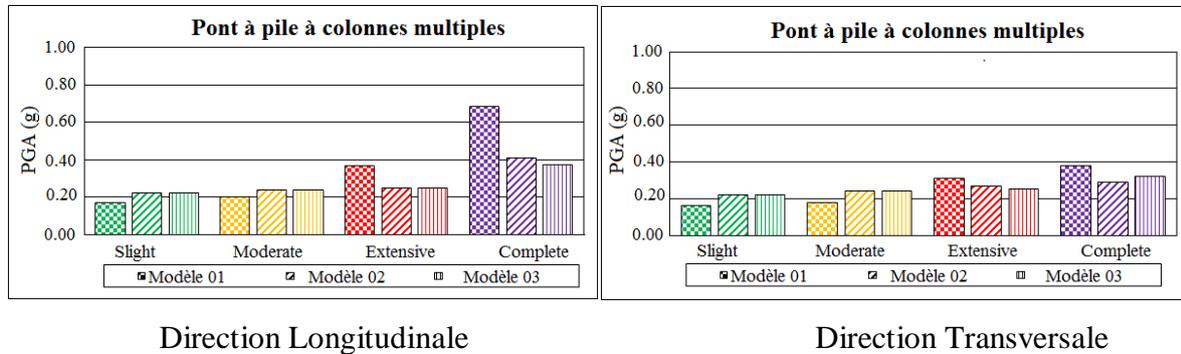


Figure 5.12: Comparaison des valeurs médianes de PGA pour les modèles de ponts à pile à colonnes multiples dans les deux directions

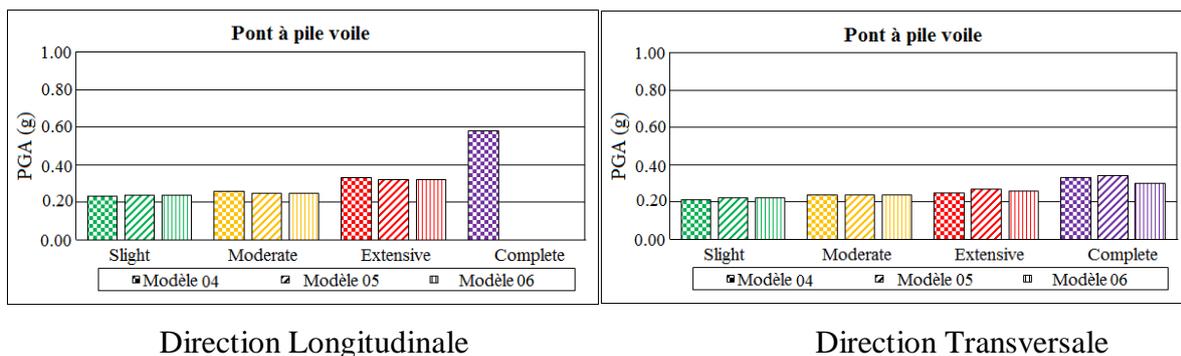


Figure 5.13: Comparaison des valeurs médianes de PGA pour les modèles de pont à pile voile dans les deux directions

Dans le sens longitudinal, les valeurs médianes de l'accélération maximale du sol (PGA) varient entre 0,17 et 0,69g dans le cas des modèles de ponts à pile à colonnes multiples, et entre 0,23 et 0,48g pour les modèles à pile voile. Dans le sens transversal, les PGA varient de 0,16 à 0,38 pour les modèles de pont à pile à colonnes multiples et de 0,21 et 0,34 g pour les modèles de pont à pile voile.

L'évaluation de la fragilité suivant la direction longitudinale révèle que pour tous les états d'endommagement; de faible à complet ; les modèles de ponts à pile à colonnes multiples sont plus vulnérables que les modèles à pile voile. En revanche, une petite différence dans le degré de fragilité des deux types de modèles de ponts est constatée dans le sens transversal.

De ce fait, un effet significatif de la hauteur des piles sur la fragilité des ponts à pile à colonnes multiples est constaté dans les deux directions pour tous les états limites d'endommagement. Par contre, un effet minuscule de la hauteur des piles sur la fragilité des autres modèles quels que soient les états d'endommagement et la direction a été noté.

Malgré l'introduction des valeurs élevées des PGA dans l'analyse sismique des modèles des ponts, aucune déformation dans le sens longitudinal dépassant la limite d'endommagement complète n'a été enregistrée pour les modèles 05 et 06. Ceci explique l'absence des courbes de fragilité pour ces deux modèles pour cet état de dommage. Cela confirme que les modèles de ponts à pile voile sont les moins fragiles.

Sur la base des résultats ci-dessus, l'effet de la typologie et la hauteur de la pile d'un pont sur sa fragilité est considéré comme important pour l'ensemble des états limites de dommages, et il doit être pris en compte.

#### 5.11 Conclusion

Les courbes de fragilité spécifiques aux ponts ont été générées en considérant l'effet de certains paramètres géométriques et typologiques de pont, à savoir la hauteur et le type de piles sur sa fragilité. Ceci a été effectué par une analyse de la fragilité sismique de différentes configurations géométriques de modèles de ponts à poutres en béton à plusieurs travées continues, menée suivant les directions longitudinale et transversale.

Après la génération des courbes de fragilité spécifique à ces deux paramètres, une comparaison des résultats a été effectuée pour juger l'impact de chaque paramètre sur la fragilité sismique de pont, les principales conclusions tirées sont :

- Les ponts soutenus par une pile voile sont considérés comme les moins fragiles pour tous les états limites de dommage, puisqu'ils résistent mieux aux forces sismiques par rapport aux autres modèles.

- La fragilité relative aux réponses longitudinales et transversales dépend des états d'endommagement considérés. Par exemple dans cette étude, les réponses transversales sont critiques pour tous les modèles de ponts dans tous les cas de dommages.

- L'effet de la hauteur des piles sur la fragilité du pont peut varier selon le type de piles. Un effet significatif de la hauteur des piles est observé pour les ponts à pile à colonnes multiples pour tous les états limite d'endommagement. Par contre, un effet minime pour les autres types de piles est enregistré.

D'après les investigations établies dans ce travail, on peut conclure que les résultats obtenus correspondent à ceux acquis lors des enquêtes précédentes et des constats d'observations post sismique. Par conséquent, les deux paramètres étudiés contribuent dans la fragilité des ponts en béton armé.

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les courbes de fragilité constituent un outil clé du génie parasismique, permettant d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures et d'anticiper les dommages potentiels. La présente étude s'appuie sur la méthode analytique pour développer ces courbes, en ciblant spécifiquement trois types de ponts ordinaires en béton armé : les ponts à travée unique, les ponts à multi-travées continues, et les ponts à multi-travées isostatiques.

L'objectif principal de cette évaluation était d'estimer les pertes économiques potentielles liées aux séismes, tout en fournissant une base pour la planification des interventions post-sismiques et la mise en œuvre de programmes de réhabilitation adaptés. La démarche suivie inclut la modélisation tridimensionnelle non linéaire des ponts, la sélection d'accélérogrammes appropriés, et la définition des états limites de dommages pour générer des fonctions de fragilité spécifiques à chaque type de pont.

Les principaux résultats obtenus montrent que :

1. Les ponts à poutres en béton à multi-travées isostatiques sont les plus fragiles, suivis des ponts à multi-travées continues. Les ponts à travée unique présentent une meilleure résistance sismique.
2. Les appareils d'appui fixes et mobiles en élastomère fretté constituent les composants les plus vulnérables, soulignant l'importance de leur renforcement dans les stratégies de mitigation des risques.
3. Les accélérogrammes sélectionnés influencent significativement les résultats, rendant leur choix critique pour la robustesse des analyses.
4. Les courbes de fragilité obtenues montrent une divergence notable par rapport à celles issues de sources précédentes, tout en restant cohérentes avec les tendances observées dans la méthode HAZUS.

La seconde partie de cette étude approfondit l'effet de la typologie et de la hauteur des piles sur la vulnérabilité sismique des ponts. Les conclusions principales révèlent que :

- Les piles à colonnes multiples augmentent significativement la fragilité des ponts par rapport aux piles voiles, pour tous les états limites de dommage.

- La hauteur des piles a un effet marqué sur la vulnérabilité, particulièrement pour les ponts à colonnes multiples, tandis que cet effet est moindre pour les piles voiles.

Ces résultats confirment l'importance de ces paramètres dans la performance sismique des ponts et s'accordent avec les observations post-sismiques existantes.

Enfin, plusieurs perspectives de recherche sont identifiées pour approfondir ce domaine :

- Intégrer d'autres composants critiques, tels que les piles et fondations, dans les analyses de fragilité.
- Étendre les études aux ponts en arc, suspendus ou à haubans, ainsi qu'à des configurations structurelles complexes (courbures, irrégularités).
- Explorer l'effet de phénomènes tels que l'interaction sol-structure et la liquéfaction.
- Développer des méthodologies standardisées pour intégrer les courbes de fragilité dans les codes de conception parasismique.

En conclusion, bien que l'analyse de la fragilité soit un outil prometteur, elle nécessite des études complémentaires pour renforcer sa fiabilité et son adoption dans les pratiques de conception. Cette thèse contribue de manière significative à la compréhension de la vulnérabilité sismique des ponts et ouvre la voie à de futures investigations dans ce domaine critique.

## ANNEXE 01

## Liste des accélérogrammes sélectionnés

N°	Références	Accelero	Stations	Date	Magnitude	Epicentre l(km)	Epicentral distance (km)	PGA	Period (s)
1	EF001	2000/10/07 03:58 W Tottori Pref. (M=3.6, h=9 km)	Yonago City Hall (YNG)	07/10/2000	3.6		9	10	0.010
2	EF002	2011/04/21 22:37 E Off Chiba Pref. (M=6, h=46 km)	Toda City Hall (TDS)	21/04/2011	6		46	92	0.010
3	EF003	2003/04/29 10:04 Off Iwate Pref. (M=4.3, h=45 km)	Miyako City Hall (MYK)	29/04/2003	4.3		45	14	0.015
4	EF004	2012/08/03 22:19 S Ibaraki Pref. (M=4.6, h=43 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	03/08/2012	4.6		43	16	0.017
5	EF005	2008/04/04 19:01 S Ibaraki Pref. (M=5, h=53 km)	Toda City Hall (TDS)	04/04/2008	5		53	36	0.021
6	EF006	1994/08/16 19:09 Off Fukushima Pref. (M=6, h=22 km)	Arahama Elementary School (ARAH)	16/08/1994	6		22	148	0.022
7	EF007	2013/02/02 23:17 S Tokachi (M=6.5, h=108 km)	Hachinohe City Hall (HCN)	02/02/2013	6.5		108	282	0.027
8	EF008	2005/08/16 11:46 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=42 km)	Koshigaya Branch, Saitama Legal Affairs Bureau (KSG)	16/08/2005	7.2		42	333	0.027
9	EF009	2007/05/29 07:36 Off Iwate Pref. (M=4, h=48 km)	Miyako City Hall (MYK)	29/05/2007	4		48	12	0.032
10	EF010	2005/04/20 09:09 W Off Fukuoka Pref. (M=5.1, h=13 km)	Fukuoka Government Office Bldg. #2 (FKO)	20/04/2005	5.1		13	16	0.032
11	EF011	2004/04/12 03:06 Off Kushiro (M=5.8, h=47 km)	Kushiro Government Office Bldg. (KGC)	12/04/2004	5.8		47	53	0.036
12	EF012	2011/04/16 11:19 S Tochigi Pref. (M=5.9, h=79 km)	Tsukuba City Hall (TKC)	16/04/2011	5.9		79	30	0.036
13	EF013	1998/09/15 17:56 S Miyagi Pref. (M=3.8, h=13 km)	Nagamachi Elementary School (NAGA)	15/09/1998	3.8		13	10	0.042
14	EF014	2012/05/18 17:18 S Ibaraki Pref. (M=4.8, h=51 km)	Tsukuba City Hall (TKC)	18/05/2012	4.8		51	22	0.044
15	EF015	2015/07/10 03:32 N Inland, Iwate Pref. (M=5.7, h=88 km)	Miyako City Hall (MYK)	10/07/2015	5.7		88	86	0.046
16	EF016	2012/06/01 17:48 NW Chiba Pref. (M=5.1, h=44 km)	Annex and Main Bldg., Building Research Institute (ANX)	01/06/2012	5.1		44	21	0.049
17	EF017	2011/04/11 18:05 Hama-dori, Fukushima Pref. (M=5.1, h=12 km)	Iwaki City Hall (IWK)	11/04/2011	5.1		12	15	0.052
18	EF018	2016/07/17 13:24 S Ibaraki Pref. (M=5, h=42 km)	Koshigaya Branch, Saitama Legal Affairs Bureau (KSG)	17/07/2016	5		42	19	0.053
19	EF019	2011/07/15 21:01 S Ibaraki Pref. (M=5.4, h=66 km)	Toda City Hall (TDS)	15/07/2011	5.4		66	53	0.058
20	EF020	2011/03/15 22:31 E Shizuoka Pref. (M=6.4, h=14 km)	Yamanashi Prefectural Office (YMN)	15/03/2011	6.4		14	41	0.059
21	EF021	2016/01/14 12:25 Off Utsunomiya Pref. (M=6.7, h=52 km)	Annex, Hachinohe City Hall (HCN2)	14/01/2016	6.7		52	195	0.062
22	EF022	2010/03/13 21:46 Off Fukushima Pref. (M=5.5, h=78 km)	Oridate Elementary School (ORID2)	13/03/2010	5.5		78	92	0.064
23	EF023	2000/12/19 06:18 E Shimane Pref. (M=3.9, h=11 km)	Yonago City Hall (YNG)	19/12/2000	3.9		11	5	0.067
24	EF024	2016/07/20 07:25 S Ibaraki Pref. (M=5, h=42 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	20/07/2016	5		42	21	0.068
25	EF025	1987/10/04 19:27 Off Fukushima Pref. (M=5.8, h=42 km)	Nakano Elementary School (NAKA)	04/10/1987	5.8		42	124	0.070
26	EF026	2014/08/10 12:43 E Off Aomori Pref. (M=6.1, h=50 km)	Annex, Hachinohe City Hall (HCN2)	10/08/2014	6.1		50	95	0.073
27	EF027	2004/11/27 07:42 Tokachi-shicho (M=5.6, h=51 km)	Hiroo Town Office (HRO)	27/11/2004	5.6		51	19	0.077
28	EF028	2008/06/14 08:43 S Inland, Iwate Pref. (M=7.2, h=8 km)	Tamagawa Junior High School (TAMAJ2)	14/06/2008	7.2		8	79	0.078
29	EF029	2016/06/16 14:21 Uchihara Bay (M=5.3, h=11 km)	Hakodate Development and Construction Department (HKD)	16/06/2016	5.3		11	26	0.083
30	EF030	2012/11/24 05:21 Off Miyagi Pref. (M=5.2, h=57 km)	Tsurumaki Elementary School (TRMA2)	24/11/2012	5.2		57	72	0.083
31	EF031	2007/07/16 15:37 Off Iochuetsu, Niigata Pref. (M=5.8, h=23 km)	Ojiya Primary School (OJP2)	16/07/2007	5.8		23	25	0.087
32	EF032	2005/07/23 16:34 NW Chiba Pref. (M=6, h=73 km)	Educational Center, Funabashi City (FNB)	23/07/2005	6		73	18	0.087
33	EF033	2014/07/05 07:42 Off Iwate Pref. (M=5.9, h=49 km)	Miyako City Hall (MYK)	05/07/2014	5.9		49	15	0.092
34	EF034	2003/07/26 07:13 N Miyagi Pref. (M=6.4, h=12 km)	Miyagi Elementary School (MIYA2)	26/07/2003	6.4		12	27	0.093
35	EF035	2010/03/14 17:08 Off Fukushima Pref. (M=6.7, h=40 km)	Tsurumaki Elementary School (TRMA2)	14/03/2010	6.7		40	95	0.095
36	EF036	2010/03/13 21:46 Off Fukushima Pref. (M=5.5, h=78 km)	Tsurumaki Elementary School (TRMA2)	13/03/2010	5.5		78	84	0.097
37	EF037	2016/05/16 21:23 S Ibaraki Pref. (M=5.5, h=42 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	16/05/2016	5.5		42	15	0.100
38	EF038	1999/05/13 02:59 Kushiro-shicho (M=6.3, h=106 km)	Hiroo Town Office (HRO)	13/05/1999	6.3		106	88	0.101
39	EF039	1998/09/15 16:24 S Miyagi Pref. (M=5.2, h=13 km)	Tsurumaki Elementary School (TRMA)	15/09/1998	5.2		13	17	0.101
40	EF040	2005/02/26 21:37 E Off Aomori Pref. (M=5.7, h=45 km)	Annex, Hachinohe City Hall (HCN2)	26/02/2005	5.7		45	95	0.102

Liste des accélérogrammes sélectionnés pour le niveau d'intensité sismique faible.

Liste des accélérogrammes sélectionnés pour le niveau d'intensité sismique modérée.

N°	Références	Accéléro	Stations	Date	Magnitude	Epicentre h	Epicentral	PGA	Period (s)
41	EM001	2011/03/11 15:15 Off Ibaraki Pref. (M=7.6, h=43 km)	Main Building, National Museum of Western Art (NMW)	11/03/2011	7.6	43	141	0.102	2.50E-04
42	EM002	2011/04/11 17:16 Hama-dori, Fukushima Pref. (M=7, h=6 km)	Oridate Elementary School (ORID2)	11/04/2011	7	6	146	0.102	2.38E-04
43	EM003	2005/08/16 11:46 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=42 km)	Sandai Government Office Bldg. #2 (SND)	16/08/2005	7.2	42	123	0.102	3.00E-02
44	EM004	2001/03/24 15:27 Aki-nada (M=6.7, h=46 km)	Takamatsu Regional Taxation Bureau (TKM)	24/03/2001	6.7	46	126	0.103	2.50E-04
45	EM005	2004/10/06 23:40 S Ibaraki Pref. (M=5.7, h=66 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	06/10/2004	5.7	66	34	0.103	2.50E-04
46	EM006	2004/01/13 05:12 Off Tokachi (M=4.6, h=43 km)	Hiroo Town Office (HRO)	13/01/2004	4.6	43	12	0.105	3.00E-02
47	EM007	2014/09/16 12:28 S Ibaraki Pref. (M=5.6, h=47 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	16/09/2014	5.6	47	15	0.106	2.50E-04
48	EM008	2012/06/01 17:48 NW Chiba Pref. (M=5.1, h=44 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	01/06/2012	5.1	44	14	0.107	2.50E-04
49	EM009	1988/05/07 10:59 Off Tokachi (M=6.1, h=93 km)	Kushiro Local Meteorological Observatory, JMA (KSR)	07/05/1988	6.1	93	69	0.108	1.13E+00
50	EM010	2011/03/19 18:56 N Ibaraki Pref. (M=6.1, h=5 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	19/03/2011	6.1	5	113	0.109	2.50E-04
51	EM011	1996/12/03 07:17 Hyuga-nada (M=6.7, h=38 km)	Miyazaki Prefectural Office (MYZ)	03/12/1996	6.7	38	29	0.112	3.00E-02
52	EM012	2011/11/21 19:16 N Hiroshima Pref. (M=5.4, h=12 km)	Yonago City Hall (YNG)	21/11/2011	5.4	12	73	0.113	1.20E-01
53	EM013	2004/10/23 17:56 Chuetsu, Niigata Pref. (M=6.8, h=13 km)	Joetsu Social Education Office (JET)	23/10/2004	6.8	13	57	0.114	3.00E-02
54	EM014	2011/04/07 23:32 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=66 km)	Annex, Hachinohe City Hall (HCN2)	07/04/2011	7.2	66	259	0.116	2.50E-04
55	EM015	2003/07/26 07:13 N Miyagi Pref. (M=6.4, h=12 km)	Nakano Elementary School (NAKA2)	26/07/2003	6.4	12	21	0.117	2.38E-04
56	EM016	2001/03/24 15:27 Aki-nada (M=6.7, h=46 km)	Hiroshima Government Office Bldg. #2 (HRS)	24/03/2001	6.7	46	36	0.119	3.00E-02
57	EM017	2011/04/11 17:16 Hama-dori, Fukushima Pref. (M=7, h=6 km)	Annex and Main Bldg., Building Research Institute (ANX)	11/04/2011	7	6	105	0.121	2.50E-04
58	EM018	1997/06/15 13:54 Kushiro-shicho (M=5.1, h=98 km)	Kushiro Local Meteorological Observatory, JMA (KSR)	15/06/1997	5.1	98	14	0.121	3.00E-02
59	EM019	2005/03/20 10:53 W Off Fukuoka Pref. (M=7, h=9 km)	Fukuoka Government Office Bldg. #2 (FKO)	20/03/2005	7	9	28	0.121	2.50E-04
60	EM020	2016/04/16 01:25 Kumamoto, Kumamoto Pref. (M=7.3, h=12 km)	Nobeoka Office, Miyazaki Prefecture (NBO)	16/04/2016	7.3	12	87	0.125	2.50E-04
61	EM021	1991/10/25 19:39 Kushiro-shicho (M=5.7, h=105 km)	Kushiro Local Meteorological Observatory, JMA (KSR)	25/10/1991	5.7	105	25	0.127	3.00E-02
62	EM022	2005/01/18 23:09 Off Kushiro (M=6.4, h=50 km)	Kushiro Government Office Bldg. (KGC)	18/01/2005	6.4	50	52	0.127	2.50E-04
63	EM023	2008/06/14 08:43 S Inland, Iwate Pref. (M=7.2, h=8 km)	Oridate Elementary School (ORID2)	14/06/2008	7.2	8	85	0.129	2.38E-04
64	EM024	2012/08/30 04:05 Off Miyagi Pref. (M=5.6, h=60 km)	Tsurumaki Elementary School (TRMA2)	30/08/2012	5.6	60	84	0.130	2.38E-04
65	EM025	2004/09/05 23:57 Off Tokaido (M=7.4, h=44 km)	Matsusaka Office, Mie Prefecture (MTS)	05/09/2004	7.4	44	169	0.133	3.00E-02
66	EM026	2003/09/28 09:23 Tokachi-shicho (M=5, h=43 km)	Hiroo Town Office (HRO)	28/09/2003	5	43	2	0.134	3.00E-02
67	EM027	2004/11/29 03:32 Off Kushiro (M=7.1, h=48 km)	Hiroo Town Office (HRO)	29/11/2004	7.1	48	176	0.137	3.00E-02
68	EM028	2003/07/26 07:13 N Miyagi Pref. (M=6.4, h=12 km)	Tsurumaki Elementary School (TRMA2)	26/07/2003	6.4	12	23	0.139	2.38E-04
69	EM029	2005/10/16 16:05 S Ibaraki Pref. (M=5.1, h=47 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	16/10/2005	5.1	47	20	0.142	2.50E-04
70	EM030	2003/05/26 18:24 Off Miyagi Pref. (M=7.1, h=72 km)	Nakano Elementary School (NAKA2)	26/05/2003	7.1	72	84	0.143	2.38E-04
71	EM031	1998/09/15 16:24 S Miyagi Pref. (M=5.2, h=13 km)	Miyagino Elementary School (MIYA)	15/09/1998	5.2	13	13	0.145	0.00E+00
72	EM032	1998/09/15 16:24 S Miyagi Pref. (M=5.2, h=13 km)	Sandai Government Office Bldg. #2 (SND)	15/09/1998	5.2	13	9	0.148	3.00E-02
73	EM033	2012/08/25 23:16 S Tokachi (M=6.1, h=49 km)	Hiroo Town Office (HRO)	25/08/2012	6.1	49	17	0.148	3.00E-02
74	EM034	2003/05/26 18:24 Off Miyagi Pref. (M=7.1, h=72 km)	Oridate Elementary School (ORID2)	26/05/2003	7.1	72	96	0.148	2.38E-04
75	EM035	1999/05/13 02:59 Kushiro-shicho (M=6.3, h=106 km)	Kushiro Local Meteorological Observatory, JMA (KSR)	13/05/1999	6.3	106	41	0.149	3.00E-02
76	EM036	2011/03/11 15:15 Off Ibaraki Pref. (M=7.6, h=43 km)	Seismological Training Laboratory, Building Research Institute (BR)	11/03/2011	7.6	43	107	0.151	3.00E-02
77	EM037	2011/03/11 15:15 Off Ibaraki Pref. (M=7.6, h=43 km)	Annex and Main Bldg., Building Research Institute (ANX)	11/03/2011	7.6	43	107	0.151	0.00E+00
78	EM038	2008/07/24 00:26 N Coast, Iwate Pref. (M=6.8, h=108 km)	Miyako City Hall (MYK)	24/07/2008	6.8	108	29	0.156	2.50E-04
79	EM039	1998/09/15 16:24 S Miyagi Pref. (M=5.2, h=13 km)	Okino Elementary School (OKIN)	15/09/1998	5.2	13	14	0.157	0.00E+00
80	EM040	2003/07/26 00:13 N Miyagi Pref. (M=5.6, h=12 km)	Tamagawa Junior High School (TAMAA2)	26/07/2003	5.6	12	18	0.157	0.00E+00

Liste des accélérogrammes sélectionnés pour le niveau d'intensité sismique forte.

N°	Références	Accéléro	Stations	Date	Magnitude	Epicentre h(km)	Epicentral distance (km)	PGA	Period (s)
81	ES001	2003/05/21 18:44 Boumerdes, Zennouri (M=6.8, h=12 km)	Dar-El Beida-L	21/05/2003	6.8	12	29	0.548	5.00E-03
82	ES002	2003/05/21 18:44 Boumerdes, Zennouri (M=6.8, h=12 km)	Dar-El Beida-T	21/05/2003	6.8	12	29	0.511	5.00E-03
83	ES003	2003/05/21 18:44 Boumerdes, Zennouri (M=6.8, h=12 km)	Husseïn Dey-L	21/05/2003	6.8	12	36	0.275	5.00E-03
84	ES004	2003/05/21 18:44 Boumerdes, Zennouri (M=6.8, h=12 km)	Husseïn Dey-T	21/05/2003	6.8	12	36	0.237	5.00E-03
85	ES005	2003/05/21 18:44 Boumerdes, Zennouri (M=6.8, h=12 km)	Keddara_EW1	21/05/2003	6.8	12	20	0.339	5.00E-03
86	ES006	2003/05/21 18:44 Boumerdes, Zennouri (M=6.8, h=12 km)	Keddara_EW2	21/05/2003	6.8	12	20	0.588	5.00E-03
87	ES007	2003/05/21 18:44 Boumerdes, Zennouri (M=6.8, h=12 km)	Ej Alfrout_EW	21/05/2003	6.8	12	86	0.167	5.00E-03
88	ES008	2011/04/12 14:07 Naka-dori, Fukushima Pref. (M=6.4, h=15 km)	Iwaki City Hall (IWK)	12/04/2011	6.4	15	21	0.190	3.00E-02
89	ES009	2005/04/20 06:11 W Off Fukushima Pref. (M=5.8, h=14 km)	Fukuoaka Government Office Bldg #2	20/04/2005	5.8	14	16	0.194	2.50E-04
90	ES010	2011/06/23 06:50 Off Iwate Pref. (M=6.9, h=36 km)	Annex, Hachinohe City Hall (HCN2)	23/06/2011	6.9	36	112	0.197	2.50E-04
91	ES011	2005/08/16 11:46 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=42 km)	Tsunmaki Elementary School (TRMA2)	16/08/2005	7.2	42	115	0.201	2.38E-04
92	ES012	2011/04/07 23:32 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=66 km)	Serkai Government Office Bldg #2 (SND)	07/04/2011	7.2	66	91	0.203	3.00E-02
93	ES013	1993/07/12 22:17 SW Off Hokkaido (M=7.8, h=35 km)	Hakodate Development and Construction Department (HKD)	12/07/1993	7.8	35	168	0.210	3.00E-02
94	ES014	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	Toda City Hall (TDS)	11/03/2011	9	24	380	0.210	1.00E-00
95	ES015	2005/08/16 11:46 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=42 km)	Nakano Elementary School (NAKA2)	16/08/2005	7.2	42	112	0.228	2.38E-04
96	ES016	2008/07/24 00:26 N Coast, Iwate Pref. (M=6.8, h=108 km)	Kiuhara Culture Hall (KRH)	24/07/2008	6.8	108	123	0.232	0.00E-00
97	ES017	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	Nippon Institute of Technology (NIT)	11/03/2011	9	24	362	0.235	2.50E-04
98	ES018	2000/10/06 13:30 W Tohoku Pref. (M=7.3, h=9 km)	Yonago City Hall (YNG)	06/10/2000	7.3	9	17	0.243	3.00E-02
99	ES019	1998/09/15 16:24 S Miyagi Pref. (M=5.2, h=13 km)	Oridate Elementary School (ORID)	15/09/1998	5.2	13	4	0.259	0.00E-00
100	ES020	2003/09/26 04:50 Off Kushiro (M=8, h=42 km)	Kushiro Government Office Bldg. (KGC)	26/09/2003	8	42	136	0.265	2.50E-04
101	ES021	2011/03/11 15:08 Off Iwate Pref. (M=7.4, h=32 km)	Annex, Hachinohe City Hall (HCN2)	11/03/2011	7.4	32	132	0.267	2.50E-04
102	ES022	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	Main Building, National Museum of Western Art (NMW)	11/03/2011	9	24	381	0.271	2.50E-04
103	ES023	1994/10/04 22:22 E Off Hokkaido (M=8.2, h=28 km)	Hiroo Town Office (HRO)	04/10/1994	8.2	28	376	0.284	3.00E-02
104	ES024	1995/01/07 07:37 Off Iwate Pref. (M=7.2, h=48 km)	Hachinohe City Hall (HCN)	07/01/1995	7.2	48	76	0.286	3.00E-02
105	ES025	2009/08/11 05:07 Suruga Bay (M=6.5, h=23 km)	Shimoda Office, Shizuoka Prefecture (SMS)	11/08/2009	6.5	23	42	0.291	3.00E-02
106	ES026	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	Yachyo City Hall (YCY)	11/03/2011	9	24	361	0.319	1.00E-00
107	ES027	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	Tohoku University (THU)	11/03/2011	9	24	177	0.340	0.00E-00
108	ES028	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	University of Tokyo (UTK)	11/03/2011	9	24	382	0.367	1.00E-00
109	ES029	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	Miyagi Elementary School (MIYA2)	11/03/2011	9	24	170	0.373	2.38E-04
110	ES030	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	National Center for Teachers Development (NCTD)	11/03/2011	9	24	330	0.383	0.00E-00
111	ES031	1994/10/04 22:22 E Off Hokkaido (M=8.2, h=28 km)	Kushiro Local Meteorological Observatory, JMA (KSR)	04/10/1994	8.2	28	270	0.400	3.00E-02
112	ES032	2011/04/07 23:32 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=66 km)	Tsunmaki Elementary School (TRMA2)	07/04/2011	7.2	66	83	0.403	2.38E-04
113	ES033	1994/12/28 21:19 Off Saunku (M=7.6, h=40 km)	Hachinohe City Hall (HCN)	28/12/1994	7.6	40	191	0.424	3.00E-02
114	ES034	1998/09/15 16:24 S Miyagi Pref. (M=5.2, h=13 km)	Tohoku University (THU)	15/09/1998	5.2	13	7	0.460	3.00E-02
115	ES035	2011/03/11 14:46 Off Saunku (M=9, h=24 km)	Tanigawa Junior High School (TAMA2)	11/03/2011	9	24	163	0.460	2.38E-04
116	ES036	2011/04/07 23:32 Off Miyagi Pref. (M=7.2, h=66 km)	Miyagi Elementary School (MIYA2)	07/04/2011	7.2	66	87	0.497	2.38E-04
117	ES037	1993/01/15 20:06 Off Kushiro (M=7.5, h=101 km)	Hiroo Town Office (HRO)	15/01/1993	7.5	101	110	0.529	1.17E-00
118	ES038	2003/09/26 04:50 Off Kushiro (M=8, h=42 km)	Hiroo Town Office (HRO)	26/09/2003	8	42	84	0.576	3.00E-02
119	ES039	1993/01/15 20:06 Off Kushiro (M=7.5, h=101 km)	Kushiro Local Meteorological Observatory, JMA (KSR)	15/01/1993	7.5	101	7	0.726	3.00E-02
120	ES040	2008/07/24 00:26 N Coast, Iwate Pref. (M=6.8, h=108 km)	Annex, Hachinohe City Hall (HCN2)	24/07/2008	6.8	108	87	0.779	2.50E-04

ANNEXE 02**HAZUS' Qualitative Limit States (FEMA, 2003)**

<b>Limit State</b>	<b>Description</b>
Slight	Minor cracking and spalling to the abutment, cracks in shear keys at abutments, minor spalling and cracks at hinges, minor spalling at the column (damage requires no more than cosmetic repair) or minor cracking to the deck.
Moderate	Any column experiencing moderate (shear cracks) cracking and spalling (column structurally still sound), moderate movement of the abutment (<2"), extensive cracking and spalling of shear keys, any connection having cracked shear keys or bent bolts, keeper bar failure without unseating, rocker bearing failure or moderate settlement of the approach.
Extensive	Any column degrading without collapse – shear failure – (column structurally unsafe), significant residual movement at connections, or major settlement approach, vertical offset of the abutment, differential settlement at connections, shear key failure at abutments.
Complete	Any column collapsing and connection losing all bearing support, which may lead to imminent deck collapse, tilting of substructure due to foundation failure.

## REFERENCES

- [1] J. Moehle et M. Eberhard, *Earthquake Damage to Bridges*, Boca Raton, FL United States: Ed. Wai-Fah Chen and LianDuan Boca Raton: CRC Press, 2000.
- [2] M. J. N. Priestley, F. Seible et G. M. Calvi, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, New York: John Wiley and Sons, 1996.
- [3] A. Kibboua, *Développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts Algériens*, Alger, 2012.
- [4] A. S. Elnashai et L. D. Sarno, *Fundamentals of Earthquake Engineering: From Source to Fragility*, UK: Wiley Interscience, 2015.
- [5] W. Chen et E. Lui, *Earthquake engineering for structural design*, UK: Boca Raton : CRC/Taylor & Francis, 2006.
- [6] H. Hida, *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et des viaducs*, Montréal, 2009.
- [7] A. Elnasha et L. Sarno, *Fundamentals Of earthquake engineering*, US: Wiley–Blackwell, 2015.
- [8] G. Calvi, *Seismic bridge design and retrofit : structural solutions state-of-art report*, Lausanne: Internat. Federation for Structural Concrete, 2007.
- [9] H. Sandi, «Seismic vulnerability and seismic intensity,» chez *Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering*, Athens, 1982.
- [10] Y. K. Wen, B. R. Ellingwood et J. Bracci, «Vulnerability Function Framework for Consequence-based Engineering,» MAE Center, 2004.
- [11] D. Combescure, P. Guéguen et B. Lebrun, «Vulnérabilité sismique du bâti existant: approche d'ensemble,» Association Française de Génie Parasismique (AFPS), 2005.
- [12] Seismocare, «Seismocare Computed Aided Reduction of Seismic Risk with application to existing cities, town planning and construction -Directions to fill in the vulnerability form GNDT levels 1 and 2,» 1998.
- [13] GNDT, «Rischio Sismico di Edifici Pubblici -Parte I:aspettimetodologici,» CentoServiziQuasco, Bologna, 1993.
- [14] RISK-UE, «An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns, ProjetEuropéen, EVK4-CT-2000-00014,» EVK4-CT-2000-00014, 2003.

- [15] Z. Milutinovic et G. Trendafiloski, «Vulnerability of current buildings,» 2003.
- [16] FEMA, «FEMA :HAZUS-MH MR3,» Federal Emergency Management Agency, Washington, 2003.
- [17] S. Molina-Palacios, «State-of-the-art in seismic vulnerability,» 2004. [En ligne]. Available: <http://hdl.handle.net/10045/2626>.
- [18] A. T. C. 5. T. D. Drive, ATC-13 Earthquake Damage Evaluation Data for California, Washington, DC : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY , 1985.
- [19] R. Whitman, J. Briggs, H. Brennan, C. A. Cronell, R. Deneuille et E. Vanmarcke, «Seismic Design Decision Analysis,» *Journal of the Structural Division ASCE*, pp. 101 (1067-1084), 1975.
- [20] N. Basoz et A. S. Kiremidjian, «Evaluation of Bridge Damage Data From the Loma Prieta and Northridge, CA Earthquakes,» MCEER, 1997.
- [21] A. Der Kiureghian, «Bayesian Methods for Seismic Fragility Assessment of Lifeline Components, Acceptable Risk Processes: Lifelines and Natural Hazards, Monograph,» *ASCE*, p. 61–77 vol 21 , 2002.
- [22] M. Shinozuka, M. Q. Feng, H. Kim, T. Uzawa et T. Ueda, «Statistical Analysis of Fragility Curves,» MCEER, 2003.
- [23] A. Elnashai, B. Borzi et S. Vlachos, «Deformation-Based Vulnerability Functions for RC Bridges,» *Structural Engineering and Mechanics*, pp. 17(2), 215–244, 2004.
- [24] M. Shinozuka, M. Q. Feng, H.-K. Kim et S.-H. Kim, «Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. 126(12),1287–1296, 2000.
- [25] M. Shinozuka, M. Q. Feng, J. Lee et T. Naganuma, «Statistical Analysis of Fragility Curves,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. 126(12), 1224–1231, 2000.
- [26] F. Yamazaki, T. Hamada, H. Motoyama et H. Yamauchi, «Earthquake Damage Assesment of Expressway Bridges in Japon,» *Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph*, pp. Vol (16), p 361–370, 1999.
- [27] N. Basoz et A. S. Kiremidjian, «Evaluation of Bridge Damage Data From the Loma Prieta and Northridge, CA Earthquakes,» MCEER, 1997.
- [28] M. Shinozuka, M. Q. Feng, J. Lee et T. Naganuma, «Statistical Analysis of Fragility Curves,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. 126(12), 1224-1231, 2000.

- [29] F. Yamazaki, T. Hamada, H. Motoyama et H. Yamauchi, «Earthquake Damage Assessment of Expressway Bridges in Japan,» *Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph*, pp. (16), p 361–370, 1999.
- [30] N. Basoz et A. S. Kiremidjian, «Development of Empirical Fragility Curves for Bridges,» chez *5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Seattle, WA, USA, 1999.
- [31] M. Shinozuka, «Statistical Analysis of Bridge Fragility Curves,» chez *US-Italy Workshop on Protective Systems for Bridges*, New York, 1998.
- [32] A. özgür, *Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment of Ordinary Highway Bridges in Turkey*, Middle east technical university, 2009.
- [33] G. N. Bryant, *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*, Georgia: Georgia Institute of Technology , 2005.
- [34] A. Vosooghi et M. S. Saiidi, «Experimental Fragility Curves for Seismic Response of Reinforced Concrete Bridge Columns,» *ACI Struct. J.* , pp. 109 (6), 825–834, 2012.
- [35] E. Shoushtari, M. Saiidi et A. Itani, «Pretest Analysis of Shake Table Response of a Two-Span Steel Girder Bridge Incorporating Accelerated Bridge Construction Connection,» *Front. Struct. Civ. Eng*, pp. 14, 169–184, 2020.
- [36] S. Banerjee et C. Chi, «State-Dependent Fragility Curves of Bridges Based on Vibration Measurements,» *Probabilistic Engineering Mechanics* , pp. 33, 116-125, 2013.
- [37] C. Kun, B. Li et N. Chouw, «Seismic Fragility Analysis of Bridge Response Due to Spatially Varying Ground Motions,» *Coupled Systems Mechanics*, pp. Vol. 4, 297-316, 2015.
- [38] R. A. Imbsen, S. Vahdani, M. SaiidSaiidi, H. Sedarat et F. Nobar, «Fragility curves for the rapid post-earthquake safety evaluation of bridges,» chez *SMIP16 Seminar*, Irvine, California, USA., 2016.
- [39] Y. Pang, «Seismic Fragility Assessment of an Isolated Multipylon Cable-Stayed Bridge Using Shaking Table Tests,» *Advances in Civil Engineering* , p. 12 pages, 2017,.
- [40] K. Mackie et B. Stojadinovic, «Fragility curves for reinforced concrete highway overpass bridges,» chez *13th World Conference on Earthquake Engineering* , Vancouver, Canada, 2004.

- [41] A. H. M. Muntasir Billah et M. Shahria Alam, «Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol. 11, No. 6, 804–832,, 2015.
- [42] S. Jeong et A. S. Elnashai, «Probabilistic fragility analysis parameterized by fundamental response quantities,» *Engineering Structures*, p. 29:1238–125, 2007.
- [43] K. Pitilakis, P. Franchin, B. Khazai et H. Wenzel, SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk: Buildings, Lifelines, Transportation Networks and Critical Facilities, Springer, 2014.
- [44] A. Kappos, G. Panagopoulos, C. Panagiotopoulos et G. Penelis, «A Hybrid Method for the Vulnerability Assessment of R/C and URM Buildings,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. 4 (4), 391–413, 2006.
- [45] G. G. Penelis, D. Sarigiannis, E. Stavrakakis et K. C. Stylianidis, «A Statistical Evaluation of Damage to Buildings in the Thessaloniki, Greece, Earthquake of June, 20, 1978,» chez *9th World Conf. on Earthq. Engng.*, Tokyo:Maruzen, 1989.
- [46] A. Kappos, K. Stylianidis et K. Pitilakis, «Development of Seismic Risk Scenarios Based on a Hybridmethod of Vulnerability Assessment,» *Natural Hazards*, pp. 17(2), 177–192, 1998.
- [47] A. Kappos et P. Georgios, «Fragility Curves for Reinforced Concrete Buildings in Greece,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 6, pp 39–53, 2010.
- [48] M. Tantala et G. Deodatis, «Essential Facilities Performance Study for Seismic, Scenarios in Manhattan,» chez *The Urban Hazards Forum: Mitigation Engineering and Infrastructure*, New York, , 2002.
- [49] S. LinLin, J. Li, A. S. Elnashai et B. F. Spencer, «Jr. NEES Integrated Seismic Risk Assessment Framework (NISRAF),» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. Vol 42, pp 219-228, 2012.
- [50] A. J. Kappos, «An Overview of the Development of the Hybrid Method for Seismic Vulnerability Assessment of Buildings,» *Structure and Infra Structure engineering*, pp. Vol 12, pp 1573–1584, 2016.
- [51] T. Frankie, A. Abdelnaby, P. Silva et D. Sanders, «Hybrid Simulation of Curved Four-Span Bridge: Comparison of Numerical and Hybrid Experimental/Analytical Results and Methods of Numerical Model Calibration,» chez *Structures Congress*, 2013.
- [52] A. E. Abdelnaby, T. M. Frankieb, A. S. Elnashai, B. F. Spencer, D. A. Kuchma, P. Silva et C. M. Chang, «Numerical and Hybrid Analysis of a Curved Bridge and

- Methods of Numerical Model Calibration,» *Engineering Structures*, pp. Vol 70, 234-245, 2014.
- [53] J. Li, F. Billie, J. Spencer, F. ASCE et A. S. Elnashai, «Bayesian Updating of Fragility Functions Using Hybrid Simulation,» *Journal of Structural Engineering ASCE*, pp. Vol 139, pp 1160-1171, 2013.
- [54] Z. Wang, I. Zentner et E. Zioc, « A Bayesian Framework for Estimating Fragility Curves Based on Seismic Damage Data and Numerical Simulations by Adaptive Neural Networks,» *Nuclear Engineering and Design* , pp. Vol 338, pp 232-246, 2018.
- [55] A. MuntasirBillah et M. ShahriaAlam, «Seismic Fragility Assessment of Highway Bridges: a State-of-the-Art Review,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 11, No. 6, pp 804–832, 2015.
- [56] Z. Liu et Z. Zhang, «Artificial Neural Network Based Method for Seismic Fragility Analysis of steel frames,» *KSCE Journal of Civil Engineering* , pp. Vol 22(5), pp 708-717, 2018.
- [57] K. K. Moridani, P. Zarfam et G. Ashtiany, «A Novel and Efficient Hybrid Method to Develop the Fragility Curves of Horizontally Curved Bridges,» *Ksce Journal of Civil Engineering*, pp. Vol 24, pp 508-524, 2020.
- [58] M. Mekki, *Approche Probabiliste dans la Détermination des Courbes de Vulnérabilité des Structures en Génie Civil*, Oran, Algérie: Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf, 2015.
- [59] T. M. Schultz, B. P. Gouldby, J. D. Simm et J. L. Wibowo, «Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability,» Geotechnical and Structures Labo, 2010.
- [60] T. M. Schultz, P. B. Gouldby, D. J. Simm et L. J. Wibowo, «Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability,» Geotechnical and Structures Labo, US, 2010.
- [61] B. Nielson, *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*, Atlanta, Georgia: Georgia Institute of Technology, 2005.
- [62] K. Lang, *Seismic vulnerability of existing buildings*. No. 273. vdfHochschulverlag AG, 2002., Zurich: Verlag der Fachvereine Hochschulverlag AG an der ETH Zurich, 2002.
- [63] A. P. K. Clemson, *Seismic Risk Assessment of Masonry Arch Bridges in the United States*, UniversityTiger, 2017.

- [64] K. Karim et F. Yamazak, «Effect of Earthquake Ground Motions on Fragility Curves of Highway Bridge Piers Based on Numerical Simulation,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 1839–1856, Vol 30(12), 2001.
- [65] M. Mekki, *Approche Probabiliste dans la Détermination des Courbes de Vulnérabilité des Structures en Génie Civil*, Bordeaux: Université de Bordeaux, 2015.
- [66] M. T. Schultz, B. P. S. J. D. Gouldby et J. L. Wibowo, «Beyond the Factor of Safety : Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability,» 2010.
- [67] D. H. Tavares, *Evaluation de la Vulnérabilité Sismique des Ponts Routiers au Québec à l'Aide des Courbes de Fragilité*, Sherbrooke: Faculté de Technologie, 2012.
- [68] C. T. Dang, *Méthodes de Construction des Courbes de Fragilité Sismique par Simulations Numériques*, France: Université Blaise Pascal-Clermont II, 2014.
- [69] T. Martin, B. Schultz, P. Gouldby, D. S. Jonathan et L. W. Johannes, «Water Resources Infrastructure Program Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability,» *Geotechnical and Structures Laboratory*, 2010.
- [70] S. Maskey et V. Guinot, «Improved first-order second moment method for uncertainty estimation in Flood forecasting Hydrological Sciences,» *Journal des Sciences Hydrologiques*, p. Vol 48(2), 2003.
- [71] M. Rosenblatt, «Remarks on a Multivariate Transformation,» *Annals of Mathematical Statistics*, p. 23:470–472, 1952.
- [72] R. E. Melchers, *Structural Reliability Analysis and Prediction 2d ed.*, West Sussex, England: John Wiley & Sons, 1999.
- [73] M. T. Schultz, B. P. Gouldby, J. D. Simm et J. L. Wibowo, «Water Resources Infrastructure Program Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability,» *Army Engineer Research and Development Center*, US, 2010.
- [74] A. Ang et W. Tang, *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol.II:Decision, Risk, and Reliability.*, New York: John Wiley & Sons, 1984.
- [75] H. Madsen, S. Krenk et N. Lind, *Methods of Structural Safety*, New Jersey: Prentice-Hall, 1986.
- [76] A. Ang et W. Tang, *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol.II:Decision, Risk, and Reliability*, New York: John Wiley & Sons Inc,

- 1984.
- [77] M. Shinozuka, «Basic Analysis of Structural Safety,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol. 109(3) pp. 721-740, 1983.
- [78] H. Madsen, S. Krenk et N. Lind, *Methods of Structural Safety*, New Jersey: Prentice-Hall, 1986.
- [79] B. Yong et J. M. Wei-Liang, *Structural Design Book 2nd Edition*, 2015.
- [80] A. Haldar et S. Mahadevan, «First-Order and Second-Order Reliability Methods,» chez *Probabilistic Structural Mechanics Handbook: Theory and Industrial Applications*, Houston, USA, Springer, Boston, MA, 1995, pp. 27-52.
- [81] K. Breitung, «Asymptotic Approximations for Multinormal Integrals,» *Journal of Engineering Mechanics*, p. Vol(4)187–190, 1984.
- [82] R. E. Melchers, *Structural Reliability Analysis and Prediction*, 2d ed, West Sussex, England: JohnWiley& Sons, 1999.
- [83] K. Korkmaz, «Evaluation of Seismic Fragility Analyses,» chez *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [84] N. Pnevmatikos, G. Papagiannopoulos et G. Papavasileiou, «Fragility Curves Formixed Concrete/Steel Frames Subjected to Seismic Excitation,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , pp. Vol, 709–713, 2019.
- [85] R. Reuven, *Simulations and the Monte Carlo Method*, John Wiley and Sons, 1981.
- [86] J. Nie et B. Ellingwood, «Directional Methods for Structural Reliability Analysis,» *Structural Safety*, pp. vol 22(3), 233-249, 2000.
- [87] P. Bjerager, *Methods for Structural Reliability Computations*, Vienna: Springer , 1991.
- [88] L. Li, *Sequential Design of Experiments to Estimatea Probability of Failure*, Supélec : Thèse de doctorat , 2012.
- [89] I. Déak, «Three Digits Accurate Multiple Normal Probabilities,» *Math*, pp. vol 35, 369-380, 1980.
- [90] P. Bjerager, « Probability Integration by Directional Simulation,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. vol 114(8),1285-1302, 1988.
- [91] J. Liu, *Monte Carlo Strategies in Scientific Computing*, Springer Science & Business Media, 2008.

- [92] S. Tokdar et R. Kass, «Importance Sampling: A Review,» *Wiley Interdisciplinary Reviews: Computational Statistics*, pp. vol 2(1),54-60, 2010.
- [93] C. Huang, A. El Hami et R. Bouchaïb, Overview of Structural Reliability Analysis Methods Part II: Sampling Methods, London, UK: ISTE Ltd, 2016.
- [94] R. Melchers, «Radial Importance Sampling for Structural Reliability,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. vol 116(1),189-203, 1990.
- [95] C. G. Bucher, «Adaptive Sampling: An Iterative Fast Monte Carlo Procedure,» *Structural Safety*, pp. vol5(2),119–126, 1988.
- [96] R. Rubinstein, Simulations and the Monte Carlo Method., John Wiley and Sons, 1981.
- [97] G. Hervet, Guide Méthodique sur les Méthodes de Simulations de Monte Carlo Support technique Tome 2, RNC-CNES, 2005.
- [98] M. Shields, K. Teferra, A. Hapij et R. Daddazio, «Refined Stratified Sampling for Efficient Monte Carlo Based Uncertainty Quantification,» *Reliability Engineering & System Safety*, pp. Vol142, 310-325, 2015.
- [99] C. T. Dang, Méthodes de Construction des Courbes de Fragilité Sismique par Simulations Numériques, Thèse de Doctorat, France: Université Blaise Pascal-Clermont II, 2014.
- [100] S.-K. Au et J. Beck, «Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation,» *Probab. Eng. Mech.*, pp. Vol 16(4), 263–277, 2001.
- [101] E. Zio, The Monte Carlo Simulation Method for System Reliability and Risk Analysis, Springer Series in Reliability Engineering, 2013.
- [102] Z. Wang, M. Broccardo et J. Song, «Hamiltonian Monte Carlo Methods for Subset Simulation in Reliability Analysis,» *Structural Safety*, pp. Vol 76, 51-67, 2019.
- [103] F. Miao et M. Ghosn, «Modified Subset Simulation Method for Reliability Analysis of Structural Systems,» *StructSaf*, pp. Vol 33, 251–60, 2011.
- [104] I. Papaioannou, W. Betz et K. Zwirgmaier, «MCMC Algorithms for Subset Simulation,» *Probab Eng Mech*, pp. Vol 41, 89–103, 2015.
- [105] R. Myers, Response Surface Methodology, Boston: Allyn and Bacon, Inc, 1971.
- [106] G. Box et N. Draper, Empirical Model-Building and Response Surface, New York: J. Wiley & Sons, 1996.

- [107] D. Griffiths et G. Fenton, *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, New York: Springer Wien, 2007.
- [108] C. Bucher et U. Bourgund, «A Fast and Efficient Response Surface Approach for Structural Reliability Problems,» *Structural Safety*, pp. Vol 7, 57-66, 1990.
- [109] C. A. Pagni et L. Lowes, «Fragility Functions for Older Reinforced Concrete Beam-Column Joints,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 22(1), 215–238, 2006.
- [110] O. Ditlevsen, R. Olesen et G. Mohr, «Solution of a Class of Load Combination Problems by Directional Simulation,» *Structural Safety*, pp. Vol 4(2), 95–109, 1987.
- [111] M. Schotanus, P. Franchin, A. Lupoi et P. Pinto, «Seismic Fragility Analysis of 3D Structures,» *Structural Safety*, pp. Vol 26(4), 421–441, 2004.
- [112] M. Shinozuka, S. Kim, S. Kushiyama et J. Yi, «Fragility curves of concrete bridges retrofitted by column jacketing,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, pp. Vol 1, 195–205., 2002.
- [113] S.-H. Kim et M. Shinozuka, «Development of Fragility Curves of Bridges Retrofitted by Column Jacketing,» *Probabilistic Engineering Mechanics*, pp. Vol 19, 105–112, 2004.
- [114] T. Le, C.-T. Dang et P. Ray, «A Comparative Study of Construction Methods for Seismic Fragility Curves Using Numerical Simulations,» *Mechanics and Industry*, p. Vol 17(6), 2016.
- [115] J. E. Padgett, *Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Bridges using Probabilistic Methods*, Ph.D. Dissertation, Atlanta, GA,: Georgia Institute of Technology, 2007.
- [116] A. C. Cornell, F. Jalayer et R. O. Hamburger, «Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 128(4), 526–532, 2002.
- [117] M. Rotaab, A. Pennab et G. Magenesab, «A Methodology for Deriving Analytical Fragility Curves for Masonry Buildings Based on Stochastic Nonlinear Analyses,» *Engineering Structures*, pp. Vol 32(5), 1312-1323, 2010.
- [118] M. Rota, A. Penna et G. Magenes, «A Framework for the Seismic Assessment of Existing Masonry Buildings Accounting for Different Sources of Uncertainty,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 43, 1045-1066 , 2014.
- [119] M. Oropeza, C. Miche et P. Lestuzzi, «A Simplified Analytical Methodology for Fragility Curves Estimation in Existing Buildings,» chez *14th European Conference*

on *Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia, 2010.

- [120] M. Remki, F. Kehila et A. Kibboua, «Analytically Derived Fragility Curves and Damage Assessment of Masonry Buildings,» chez *16th World Conference on Earthquake*, Santiago Chile, 2017.
- [121] M. Remki, C. Benazouz, A. Kibboua, F. Kehila, Y. Mehani et B. Fettar, «Seismic Vulnerability and Damage Assessment of an Existing URM Building, Transac,» *Iranian Journal of Science and Technology*, pp. Vol 43, 569-581, 2019.
- [122] A. Karbassi et P. Lestuzzi, «Fragility Analysis of Existing Unreinforced Masonry Buildings through a Numerical-based Methodology,» *Open Civil Engineering Journal*, pp. Vol 6, 121-130, 2012.
- [123] A. Abo-El-Ezz, M. Nollet et M. Nastev, «Seismic Fragility Assessment of Low-rise Stone Masonry Buildings,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* , pp. Vol12, 87–97, 2013.
- [124] M. Altuğ Erberik, «Generation of Fragility Curves for Turkish Masonry Buildings Considering in-plane Failure Modes,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 37, 387–405, 2008.
- [125] M. Altug Erberik et H. B. Ceran, «Evaluation of Seismic Safety of Masonry Buildings in Turkey by Using Fragility Curves,» chez *8th International Seminar on Structural Masonry*, Istanbul, Turkey, 2008.
- [126] H. Ceran et M. Altug Erberik, «Effect of out-of-plane Behavior on Seismic Fragility of Masonry Buildings in Turkey,» *Bulletin of Earthquake Engineering* , pp. Vol11(5),1775–1795, 2013.
- [127] D. D’Ayala, «Force and Displacement Based Vulnerability Assessment for Traditional Buildings,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. Vol 3(3), 235-265, 2005.
- [128] B. Borzi, H. Crowley et R. Pinho, «Simplified Pushover-based Earthquake Loss Assessment (SP-BELA) Method for Masonry Buildings,» *International Journal of Architectural Heritage*, pp. Vol2(4), 353–376, 2008.
- [129] L. Pasticier, C. Amadio et M. Fragiaco, «Non-linear Seismic Analysis and Vulnerability Evaluation of a Masonry Building by Means of the SAP2000 V.10 Code,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 37, 467-485, 2008.
- [130] A. Kappos, V. Lekidis, G. Panagopoulos, I. Sous, N. Theodulidis, C. Karakostas et B. Margaris, «Analytical Estimation of Economic Loss for Buildings in the Area

- Struck by the 1999 Athens Earthquake and Comparison with Statistical Repair Costs,» *Earthquake Spectra* , pp. Vol 23(2), 333-355, 2007.
- [131] F. Karantoni, G. Tsionis, F. Lyrantzaki et M. Fardis, «Seismic Fragility of Regular Masonry Buildings for in-plane and out-of-plane Failure,» *Earthquake and Structures*, pp. Vol 6(6), 689-713, 2014.
- [132] M. Oropeza, C. Michel, M. Bigler et P. Lestuzzi, «New Analytical Fragility Curves for Existing URM Buildings in Regions with Moderate Seismicity,» chez *In Proceedings of the 8th International Masonry Conference*, Dresden, Germany, 2010.
- [133] L. Pagnini, R. Vicente, S. Lagomarsino et H. Varum, «A Mechanical Model for the Seismic Vulnerability Assessment of Old Masonry Buildings,» *Earthquakes and Structures*, pp. Vol 2, 25-42, 2011.
- [134] V. Silva, H. Crowley, H. Varum et R. Pinho, «Seismic Risk Assessment for Mainland Portugal,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2014.
- [135] A. Simões, J. Milošević, H. Meireles, R. Bento, S. Cattari et S. Lagomarsino, «Fragility Curves for Old Masonry Building Types in Lisbon,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015.
- [136] S. Akkar, H. Sucuoğlu et A. Yakut, «Displacement-Based Fragility Functions for Low- and Mid- Rise Ordinary Concrete Buildings,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 21(4), 901-927, 2005.
- [137] A. Özer et M. Erberik, «Vulnerability of Turkish Low-Rise and Mid-Rise Reinforced Concrete Frame Structures,» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. Vol 12(2), 2–11, 2008.
- [138] H. Bilgin, «Fragility-Based Assessment of Public Buildings in Turkey,» *Engineering Structures*, pp. Vol 56, 1283–1294, 2013.
- [139] M. Kircil et Z. Polat, «Fragility Analysis of RC Frame Buildings on Firm Sites,» chez *In Proceedings of the 2nd International Congress Fédération Internationale du Béton*, Naples, Italy, 2006.
- [140] V. Silva, H. Crowley, H. Varum, R. Pinho et R. Sousa, «Evaluation of Analytical Methodologies Used to Derive Vulnerability Functions,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 43(2), 1- 4, 2013.
- [141] U. Hancilar et E. Çakır, «Fragility Functions for Code Complying RC Frames via Best Correlated IM–EDP Pairs,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. Vol 13(11), 3381-3400, 2015.

- [142] B. Borzi, H. Crowley et R. Pinho, «The Influence of Infill Panels on Vulnerability Curves for RC Buildings,» chez *The 14th World Conference on Earthquake Engineering WCEE*, Beijing, China, 2008.
- [143] B. Borzi, R. Pinho et H. Crowley, «Simplified Pushover-Based Vulnerability Analysis for Large- Scale Assessment of RC Buildings,» *Engineering Structures*, pp. Vol 30(3), 804–820, 2008.
- [144] C. Del Gaudio, P. Ricci, G. Verderame et G. Manfredi, «Development and Urban-Scale Application of a Simplified Method for Seismic Fragility Assessment of RC Buildings,» *Engineering Structures*, pp. Vol 91, 40-57, 2015.
- [145] M. Polese, G. Verderame, C. Mariniello, I. Iervolino et G. Manfredi, «Vulnerability Analysis for Gravity Load Designed RC Buildings in Naples - Italy,» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. Vol 12(S2),234-245, 2008.
- [146] A. Kappos et G. Panagopoulos, «Fragility Curves for Reinforced Concrete Buildings in Greece,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 6(1-2), 39-53, 2009.
- [147] K. Pitilakis, S. Karapetrou et S. Fotopoulou, «Consideration of Aging and SSI Effects on Seismic Vulnerability Assessment of RC Buildings,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. Vol 12(4), 1755-1776, 2014.
- [148] M. Fardis, A. Papailia et G. Tsionis, «Seismic Fragility of RC Framed and Wall-Frame Buildings Designed to the EN-Eurocodes,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. Vol 10(6),1767-1793, 2012.
- [149] T. Koktong, A. Hashim, S. Meldi et L. Dagang, «Fragility Curves of a RC Frame Building Subjected to Seismic Ground Motions,» *Journal of Civil Engineering Research*, pp. Vol 4 (3A), 159-163, 2014.
- [150] K. Lang, *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*, Switzerland: Institute of Structural Engineering of the Swiss Federal Institute of Technology, 2002.
- [151] G. Tsionis et M. Fardis, «Seismic Fragility Curves for Reinforced Concrete Buildings and Bridges in Thessaloniki,» chez *In Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (ECEES)*, Istanbul, Turkey, 2014.
- [152] R. Vacareanu, A. Chesca, B. Georgescu et M. Seki, «Case Study on the Expected Seismic Losses of Soft and Weak Groundfloor Buildings,» chez *In Proceedings of the International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation* , Bucharest, Romania, 2007.
- [153] E. Dumova-Jovanoska, «Fragility Curves for Reinforced Concrete Structures in

- Skopje (Macedonia) region,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. Vol 9(6),455-466, 2000.
- [154] A. Barbat, L. Pujades et N. Lantada, «Performance of Buildings Under Earthquakes in Barcelona, Spain.,» *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 21(8), 573-593, 2006.
- [155] R. Vacareanu, R. Radoi, C. Negulescu et A. Aldea, «Seismic Vulnerability of RC Buildings in Bucharest, Romania,» chez *In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Vancouver, Canada, 2004.
- [156] C. Magna-Verdugo, M. Hube, P. P. Favier et F. Saitua, «Analytical Fragility Curves of High-Rise Reinforced Concrete Shear Wall Buildings,» chez *6th World Conference on Earthquake*, Santiago, Chile, 2017.
- [157] A. Ioannis et G. P. Nikos, «Seismic Fragility Curves for Industrial Steel Buildings,» chez *9th Hellenic Conference of Steel Structures*, 2017.
- [158] N. Ioannis et P. Nikos, «Seismic Vulnerability Curves for Industrial Steel Structures,» chez *16th European Conference on Earthquake Engineering 16 ECEE*, Thessaloniki, 2018.
- [159] A. Norazah, A. Azlan, Z. R. Mohd, N. Aizon, N. Alel, M. Muhammad Yuzir et N. Abu Bakar, «Seismic Fragility Curves of Steel Structure Industrial Building Using IDA Method,» chez *The 7th AUN/SEED-Net Regional Conference on Natural Disaster (RCND 2019)*, 2020.
- [160] A. Formisano, G. Di Lorenzo et R. Landolfo, «Non-linear Analyses and Fragility Curves of European Existing Single-Story Steel Buildings,» 2019.
- [161] A. Formisano, C. Castaldo et I. Iannuzzi, «Seismic Vulnerability and Fragility of Industrial Steel Buildings Affected by the Emilia-Romagna Earthquake,» chez *Europe and the Mediterranean Towards a Sustainable Built Environment*, Malta, 2016.
- [162] A. Antonio Formisano, G. Di Lorenzo, I. Iannuzzi et R. Landolfo, «Seismic Vulnerability and Fragility of Existing Italian Industrial Steel Buildings,» *The Open Civil Engineering Journal*, pp. 1122-1137, 2017.
- [163] F. Nazri, S. Syamimi Tahar, S. Siti Nur Aqilah Saruddin et S. Shahidan, «Seismic Fragility Curves of Industrial Buildings by Using Nonlinear Analysis,» chez *International Symposium on Civil and Environmental Engineering (ISCEE 2016)*, 2016.
- [164] R. Ahmadi, R. Mulyani, F. M. Nazri, K. Pilakoutas et I. Hajirasouliha, «Seismic

- Vulnerability Assessment of an Industrial Building in Peninsular Malaysia,» chez *5th Brunei Int. Conf. on Engineering and Technology (BICET 2014)*, Bandar Seri Begawan, 2014.
- [165] F. Pavel, I. Calotescu et D. e. a. Stanescu, «Life-Cycle and Seismic Fragility Assessment of Code-Conforming Reinforced Concrete and Steel Structures in Bucharest, Romania,» *Int J Disaster Risk Sci*9, p. 263–274, 2018.
- [166] A. Bakhshian et H. Soltanieh, «Development of Fragility Curves for Existing Residential Steel Buildings with concentrically Braced Frames,» *Scientia Iranica*, pp. Vol 26(4), 2212-2228, 2019.
- [167] H. Faghihmaleki, H. Roosta, A. H. Aini et E. K. Najafi, «Using Fragility Curves for the Evaluation of Seismic Improvement of Steel Moment Frames,» *AKÜFEMÜBİD*, pp. Vol 16, 323-337, 2016.
- [168] E. Farsangi, F. Rezvani, M. Talebi et S. Hashemi, «Seismic Risk Analysis of Steel-Mrfs by Means of Fragility Curves in High Seismic Zones,» *Adv. Struct. Eng.*, pp. Vol 17,1227-1240, 2014.
- [169] S. Gur, Y. Xie et R. DesRoches, «Seismic Fragility Analyses of Steel Building Frames Installed with Superelastic Shape Memory Alloy Dampers: Comparison with Yielding Dampers,» *Journal of Intelligent Material Systems and Structures* , pp. Vol 30, 2670-2687, 2019.
- [170] B. Silwal, Q. Huang, O. E. Ozbulut et M. Dyanati, «Comparative Seismic Fragility Estimates of Steel Moment Frame Buildings with or without Superelastic Viscous Dampers,» *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, pp. 1-16, 2018.
- [171] L. Liu, B. Yang, C. Fang et B. L. Jing, «Present Research and Prospect of Seismic Fragility for Steel-Concrete Mixed Structures,» *Applied Mechanics and Materials* , p. 2197–2201, 2012.
- [172] S. Cattari et S. Lagomarsino, «Seismic Assessment of Mixed Masonry-Reinforced Concrete Buildings by Non-Linear Static Analyses,» *J Earthq Struct* , pp. Vol 4(3), 241–264, 2013.
- [173] J. Milosevic, S. Cattari et R. Bento, «Definition of Fragility Curves Through Nonlinear Static Analyses: Procedure and Application to a Mixed Masonry-RC Building Stock,» *Bull Earthquake Eng*, pp. Vol 18, 513–545 , 2020.
- [174] K. Skalomenos, G. Hatzigeorgiou et D. Beskos, «Modeling Level Selection for Seismic Analysis of Concrete-Filled Steel Tube Moment-Resisting Frames by using Fragility Curves,» *Earthq Eng Struct Dyn*, pp. Vol 44(2),199–220, 2015.

- [175] A. Lupoi et C. Callari, «A Probabilistic Method for the Seismic Assessment of Existing Concrete Gravity Dams,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 8(10), 985–998, 2011.
- [176] P. B. Tekie et B. Ellingwood, «Seismic Fragility Assessment of Concrete Gravity Dams,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 32(14), 2221–2240, 2003.
- [177] Y. Ghanaat, P. Hashimoto, O. Zuchuat et R. P. Kennedy, «Seismic Fragility of Muhlberg Dam using Nonlinear Analysis with Latin Hypercube Simulation,» chez *31st Annual United States Society on Dams Conference*, 2011.
- [178] Y. Ghanaat, «The Impact of Earthquake Ground Motion on Design and Evaluation of Concrete Dams,» chez *United States Society on Dams Annual Meeting and Conference*, United States, 2014.
- [179] Y. Ghanaat, R. Patevet et K. A. Chudgar, «Seismic Fragility Analysis of Concrete Gravity Dams,» chez *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [180] S. Mirzahosseinkashani et M. Ghaemian, «Seismic Fragility Assessment of Concrete Gravity Dams,» chez *29th Annual United States Society on Dams Conference*, 2009.
- [181] H. Zhong, G. Lin, H. Liet et X. Y. Li, «Seismic Vulnerability Analysis of a Gravity Dam Based on Typical Failure Modes,» chez *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [182] M. A. Hariri-Ardebili et V. E. Saouma, «Collapse Fragility Curves for Concrete Dams: Comprehensive Study,» *Journal of Structural Engineering*, p. Vol 142(10), 2016.
- [183] C. Bernier, R. Monteiro, P. Paultre, C. Bernier, R. Monteiro et P. Paultre, «Using the Conditional Spectrum Method for Improved Fragility Assessment of Concrete Gravity Dams in Eastern Canada,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 32 (3), 1449-1468, 2016.
- [184] C. Bernier, J. Padgett, J. Proulx et P. Paultre, «Seismic Fragility of Concrete Gravity Dams with Spatial Variation of Angle of Friction: Case Study,» *Journal of Structural Engineering*, p. 142 (5), 2016.
- [185] R. Segura, C. Bernier, R. Monteiro et P. Paultre, «On the Seismic Fragility Assessment of Concrete Gravity Dams in Eastern Canada,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 35 (1), 211-231, 2019.
- [186] A. Hebbouche, M. Bensaïbi, H. Mroueh et M. Bensalah, «Seismic Fragility Curves

and Damage Probabilities of Concrete Gravity Dam Under Near–Far Faults Ground Motions,» *Structural Engineering International*, p. Vol 30, 2019.

- [187] G. Sevier, *The Seismic Assessment of Existing Concrete Gravity Dams: FE Model Uncertainty Quantification and Reduction* Ph. D. thesis, Pisa: Technical University of Braunschweig, 2019.
- [188] X. Yao, A. Elnashai et J. Jiang, «Analytical Seismic Fragility Analysis of Concrete Arch Dams,» chez *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [189] V. Kadkhodayan, S. Aghajanzadeh et H. Mirzabozorg, «Seismic Assessment of Arch Dams Using Fragility Curves,» *Civil Engineering Journal*, p. Vol 1(2), 2015.
- [190] C. Gasser, M. Goldgruber et C. Bucher, «Seismic Fragility Curves of an Arch Dam with Special Regard to Ultimate Limit State,» *Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part B: Mechanical Engineering*, 2019.
- [191] H. Grissel et M. Juan, «Fragility Curves for Hardfill Dams under Seismic Loading,» *Tecnol. cienc. agua*, p. Vol 11(1), 2020.
- [192] C. Jin et S. Chi, «Seismic Fragility Analysis of High Earth-Rockfill Dams Considering the Number of Ground Motion Records,» *Mathematical Problems in Engineering*, 2019.
- [193] A. Di Carluccio, G. Fabbrocino et G. Manfredi, «FEM Seismic Analysis of Steel Tanks for Oil Storage in Industrial Facilities,» chez *The World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [194] Y. Pan, A. Agrawal, M. Ghosn et S. Alampalli, «Seismic Fragility of Multi-Span Simply Supported Steel Highway Bridges in New York State. I: Bridge Modeling, Parametric Analysis, and Retrofit Design,» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 1, 448–461, 2010.
- [195] Y. Pan, A. Agrawal, M. Ghosn et S. Alampalli, «Seismic Fragility of Multi-Span Simply Supported Steel Highway Bridges in New York State. I: Fragility Analysis, Fragility Curves, and Fragility Surfaces,» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 15, 462–472, 2010.
- [196] E. Choi, R. DesRoches et B. Nielson, «Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones,» *Engineering Structures*, pp. Vol 26, 187–199, 2004.
- [197] B. Nielson et R. DesRoches, «Seismic Fragility Curves for Typical Highway Bridge Classes in the Central and South- Eastern United States,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 23, 615–633, 2007.

- [198] B. Nielson et R. DesRoches, «Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges Using a Component Level Approach,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 36, 823–839, 2007.
- [199] J. Padgett et R. DesRoches, «Methodology for the Development of Analytical Fragility Curves for Retrofitted Bridges,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 37, 157–174, 2008.
- [200] K. Ramanathan, R. DesRoches et J. Padgett, «Analytical Fragility Curves for Multispan Continuous Steel Girder Bridges in Moderate Seismic Zones,» *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, pp. Vol 2202, 173–182, 2010.
- [201] K. Ramanathan, R. DesRoches et J. Padgett, «A comparison of Pre- and Post-Seismic Design Considerations in Moderate Seismic Zones through the Fragility Assessment of Multi-Span Bridge Classes,» *Engineering Structures*, pp. Vol 45, 559–573, 2012.
- [202] K. Mackie et B. Stojadinovic, «Fragility Basis for California Highway Overpass Bridge Seismic Decision Making,» Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA: University of California, 2005.
- [203] K. Ramanathan, Next Generation Seismic Fragility Curves for California Bridges Incorporating the Evolution in Seismic Design Philosophy, Ph.D. Dissertation, Atlanta, GA: Georgia Institute of Technology, 2012.
- [204] D. Tavares, J. Padgett et P. Paultre, «Fragility Curves of Typical as-Built Highway Bridges in Eastern Canada,» *Engineering Structures*, pp. Vol 40, 107–118, 2012.
- [205] D. Lau, C. Waller, K. Vishnukanthan et S. Sivathayalan, «Fragility Relationship for Probabilistic Performance Based Seismic Risk Assessment of Bridge Inventories,» chez *3rd International Structural Specialty Conference, CSCE*, Alberta, Canada, 2012.
- [206] A. Billah et M. Alam, «Seismic Vulnerability Assessment of a Typical Multi-Span Continuous Concrete Highway Bridge in British Columbia,» *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2013.
- [207] K. Karim et F. Yamazaki, «Effect of Isolation on Fragility Curves of Highway Bridges Based on Simplified Approach,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. Vol 7, 414–426, 2007.
- [208] G. De Felice et R. Giannini, «An Efficient Approach for Seismic Fragility Assessment with Application to Old Reinforced Concrete Bridges,» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. Vol 14, 231–251, 2010.

- [209] D. Cardone, G. Perrone et M. Dolce, «A Numerical Procedure for the Assessment of Highway Bridges in Seismic Area,» chez *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn)*, Rethymno, Crete, Greece, 2007.
- [210] O. Avsar, A. Yakut et A. Caner, «Analytical Fragility Curves for Ordinary Highway Bridges in Turkey,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 27, 971–996, 2011.
- [211] I. Moschonas, A. Kappos, P. Panetsos, V. Papadopoulos, T. Makarios et P. Thanopoulos, «Seismic Fragility Curves for Greek Bridges: Methodology and Case Studies,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. Vol 7, 439–468, 2009.
- [212] A. Kibboua, M. Naili, D. Benouar et F. Kehila, «Analytical Fragility Curves for Typical Algerian Reinforced Concrete Bridge Piers,» *Structural Engineering and Mechanics*, pp. Vol 39, 411–425, 2011.
- [213] M. Akiyama, D. Frangopol et H. Matsuzaki, «Life- Cycle Reliability of RC Bridge Piers Under Seismic and Airborne Chloride Hazards,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 40, 1671–1687, 2011.
- [214] M. Akiyama, D. Frangopol et K. Mizuno, «Performance Analysis of Tohoku-Shinkansen Viaducts Affected by the 2011 Great East Japan Earthquake,» *Structure and Infrastructure Engineering*, 2013.
- [215] S. Tanaka, H. Kameda, N. Nojima et S. Ohnishi, «Evaluation of Seismic Fragility for Highway Transportation Systems,» chez *The 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
- [216] G. Felice, R. Giannini et A. Rasulo, «A Probabilistic Approach for Seismic Assessment of R.C. Structures: Application to Highway Bridges,» chez *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 2004.
- [217] W. Liao et C. Loh, «Preliminary Study on the Fragility Curves for Highway Bridges in Taiwan,» *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, pp. Vol 27, 367–375, 2004.
- [218] Y. Sung, C. Hsu, H. Hung et Y. Chang, «Seismic Risk Assessment System of Existing Bridges in Taiwan,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 9, 903–917, 2013.
- [219] J. Dukes, Application of Bridge Specific Fragility Analysis in the Seismic Design Process of Bridges in California, Ph.D. Thesis, Georgia: Georgia Institute of Technology, 2013.
- [220] S. Stefanidou et A. Kappos, «Methodology for the Development of Structure-

- Specific Fragility Curves for Bridges in a Roadway Network,» chez *Proc COMPDYN Crete I*, 2015.
- [221] S. P. Stefanidou et A. J. Kappos, «Methodology for the Development of Bridge-Specific Fragility Curves,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. Vol 46, 73–93, 2017.
- [222] Ö. Avşar, A. Yakut et A. Caner, «Analytical Fragility Curves for Ordinary Highway Bridges in Turkey,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 27(4), 971–996, 2011.
- [223] G. Tsionis et M. Fardis, «Seismic Fragility of Concrete Bridges with Deck Monolithically Connected to the Piers or Supported on Elastomeric Bearings,» chez *The 15th World Conference of Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [224] R. DesRoches, J. Padgett et K. e. a. Ramanathan, «Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships,» Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA, 2012.
- [225] J. Zhang, Y. Huo, S. Brandenberg et P. Kashighandi, «Fragility Functions of Different Bridge Types Subject to Seismic Shaking and Lateral Spreading,» chez *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [226] J. Dukes, S. Mangalathu, J. E. Padgettand et R. DesRoches, «Development of a Bridge-Specific Fragility Methodologyto Improve the Seismic Resilience of Bridges,» *Earthquakes and Structures*, pp. Vol 15(3),253-261, 2018.
- [227] P. S. Sotiria et J. Kappos, «Seismic Capacity and Demand Assessment in Bridge-Specific Fragility Analysis,» *Eccomas Proceedia COMPDYN*, pp. 595-612, 2017.
- [228] M. Djemai, M. Bensaibi et F. Halfaya, «The Effect of Type and Height of Piers on the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridges,» *International Journal of Engineering Research in Africa*, p. Vol 41, 2019.
- [229] G. Tsionis et M. Fardis, «Seismic Fragility of Concrete Bridges with Deck Monolithically Connected to the Piers or Supported on Elastomeric Bearings,» chez *15 WCEE, LISBOA*, 2012.
- [230] P. Tehrani et D. Mitchell, «Effects of column and superstructure stiffness on the seismic response of bridges in the transverse direction,» *Canadian Journal of Civil Engineering*, pp. Vol 40(8), 827-839, 2012.
- [231] J. Jara, J. Reynoso, B. Olmos et M. Jara, «Expected seismic performance of irregular medium-span simplysupported bridges on soft and hard soils,» *Engineering Structures*, pp. Vol 98, 174-185, 2015.

- [232] R. Akbari, «Seismic fragility analysis of reinforced concrete continuous span bridges with irregular configuration,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 8, 873–889, 2012.
- [233] H. Z. Noori, G. G. Amiri, M. Nekooei et B. Zakeri, «Seismic Fragility Assessment of Skewed MSSS-I Girder Concrete Bridges with Unequal Height Columns,» *Journal of Earthquake and Tsunami*, p. Vol10, 2015.
- [234] E. AmiriHormozaki, G. Pekcan et A. Itani, «Analytical fragility curves for horizontally curved steel girder highway bridges,» Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, USA, 2013.
- [235] J. Seo et D. Linzell, «Horizontally curved steel bridge seismic vulnerability assessment,» *Engineering Structures*, pp. Vol 34,21–32, 2012.
- [236] M. Mohseni et T. Norton, «Seismic damage assessment of curved bridges using fragility analysis,» chez *The ICASP-11*, Zurich, Switzerland, 2011.
- [237] M. Samaan, J. Kennedy et K. Sennah, «Dynamic analysis of curved continuous multiple-box girder bridges,» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 12, 184–193, 2007.
- [238] Y. Huo et J. Zhang, «Effects of pounding and skewness on seismic responses of typical multi-span highway bridges using the fragility function method,» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 18, 499–515, 2013.
- [239] I. Moschonas et A. Kappos, «Generalized fragility curves for bearing-supported Skew bridges, for arbitrary angle of incidence of the Seismic action,» chez *The 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN, 2011)*, Corfu, Greece, 2011.
- [240] P. Pottatheere et P. Renault, «Seismic vulnerability assessment of skew bridges,» chez *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [241] I. Sullivan et B. Nielson, «Sensitivity analysis of seismic fragility curves for skewed multi-span simply supported steel girder bridges,» chez *The 19th Analysis & Computation Specialty Conference, Structures Congress*, 2010.
- [242] B. Zakeri, J. Padgett et G. Amiri, «Fragility assessment for seismically retrofitted skewed reinforced concrete box girder bridges,» *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2013.
- [243] B. Zakeri et G. Amiri, «Probabilistic Performance Assessment of Retrofitted Skewed Multi Span Continuous Concrete I-girder Bridges,» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. Vol 18(6), 945-963, 2014.

- [244] Y. Bavaghar et M. Bayat, «Seismic fragility curves for highly skewed highway bridges,» *J.Vibroeng.*, pp. Vol 19(4), 2749-2758, 2017.
- [245] T. Wilson, H. Mahmoud et S. Chen, «Seismic performance of skewed and curved reinforced concrete bridges in mountainous states,» *Engineering Structures* , pp. Vol 70,158-167, 2014.
- [246] S. Brandenberg, J. Zhang, P. Kashighandi, Y. Huo et M. Zhao, «Demand Fragility Surfaces for Bridges in Liquefied and Laterally Spreading Ground,» PEER Center, University of California, Berkeley, CA, 2011.
- [247] M. Chaudhary, M. Abe et Y. Fujino, «Identification of Soil–Structure Interaction Effect in Based Isolated Bridges from Earthquake Records,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. Vol 21, 713–725, 2001.
- [248] R. Boulanger, C. Curras, L. Kutter, D. Wilson et A. Abghari, «Seismic Soil–Pile Structure Interaction Experiments and Analyses,» *ASCE Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, pp. Vol 125, 750–759, 1999.
- [249] M. Bowers, *Seismic Fragility Curves for a Typical Highway Bridge in Charleston, SC Considering Soil-Structure Interaction and Liquefaction Effects*, USA: Clemson University, 2007.
- [250] A. Elgamal, L. Yan, Z. Yang et J. Conte, «Three dimensional seismic response of Humboldt bay bridge foundation- ground system,» *ASCE Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 134, 1165–1176, 2008.
- [251] Y. Zhang, J. Conte, Z. Yang, A. Elgamal, J. Bielak et G. Acero, «Two-dimensional nonlinear earthquake response analysis of a bridge-foundation-ground system,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 24, 343–386, 2008.
- [252] A. Ucak et P. Tsopelas, «Effect of Soil–Structure Interaction on Seismic Isolated Bridges,» *J Struct Eng (ASCE)*, pp. Vol 134(7), 1154 -1164, 2008.
- [253] X. Zong, *Seismic Fragility Analysis for Highway Bridges with Consideration of Soil-Structure Interaction and Deterioration*, Ph.D. Thesis, USA: The City University of New York, 2015.
- [254] A. Muntasir Billah et M. Shahria Alam, «Seismic fragility assessment of multi-span concrete highway bridges in British Columbia considering soil–structure interaction,» *Canadian Journal of Civil Engineering*, p. Vol 48(1) , 2021.
- [255] P. Kashighandi, S. Brandenberg, J. Zhang, Y. Huo et M. Zhao, «Fragility of old-vintage continuous California bridges to liquefaction and lateral spreading,» chez *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.

- [256] O. Kwon et A. Elnashai, «Fragility analysis of a highway over-crossing bridge with consideration of soil–structure interactions,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 6, 159–178, 2010.
- [257] B. Aygun, L. Duenas-Osorio, J. Padgett et R. DesRoches, «Efficient longitudinal seismic fragility assessment of a multi-span continuous steel bridge on liquefiable soils,» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 16, 93–107, 2011.
- [258] Z. Wang, J. Padgett et L. Dueñas-osorio, «Influence of soil structure interaction on the fragility of an isolated bridge-soil-foundation system,» chez *15th World Conf. Earthq. Eng.*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [259] J. Padgett, J. Ghosh et L. Duenas-Osorio, «Effects of liquefiable soil and bridge modelling parameters on the seismic reliability of critical structural components,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 9, 59–77, 2013.
- [260] P. Ni, L. Petrini et R. Paolucci, «Direct displacementbased assessment with nonlinear soil–structure interaction for multi-span reinforced concrete bridges,» *Structure and Infrastructure Engineering*, 2013.
- [261] J. Padgett et R. DesRoches, «Retrofitted bridge fragility analysis for typical classes of multi-span bridges,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 25, 117–141, 2009.
- [262] A. Agrawal, M. Ghosn, S. Alampalli et Y. Pan, «Seismic fragility of retrofitted multi-span continuous steel bridges in New York,» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 17, 562–575, 2012.
- [263] S. Stefanidou et A. Kappos, «Optimum selection of retrofit measures for R/C Bridges using fragility curves,» chez *3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Greece, 2013.
- [264] E. Omranian, A. Abdelnaby, G. Abdollahzadeh, M. Rostamian et M. Hosseinpour, «Fragility Curve Development for the Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted RC Bridges under Mainshock-Aftershock Seismic Sequences,» chez *Structures conference*, 2018.
- [265] D. Choe, P. Gardoni, D. Rosowsky et T. Haukaas, «Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion,» *Structural Safety*, pp. Vol 31, 275–283, 2009.
- [266] P. Gardoni et D. Rosowsky, «Seismic fragility increment functions for deteriorating reinforced concrete bridges,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vo 17, 869–879, 2011.

- [267] J. Ghosh et J. Padgett, «Impact of multiple component deterioration and exposure conditions on seismic vulnerability of concrete bridges,» *Earthquakes and Structures*, pp. Vol 3, 649–673, 2012.
- [268] J. Zhong, P. Gardoni et D. Rosowsky, «Seismic fragility estimates for corroding reinforced concrete bridges,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 8, 55–69, 2012.
- [269] J. Simon, J. Bracci et P. Gardoni, «Seismic response and fragility of deteriorated reinforced concrete bridges,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 136(10), 1273-1281, 2010.
- [270] Y. Sung et C. Su, «Time-dependent seismic fragility curves on optimal retrofitting of neutralised reinforced concrete bridges,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 7, 797–805, 2011.
- [271] J. Ghosh et J. Padgett, «Aging Considerations in the Development of Time-Dependent Seismic Fragility Curves,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 136(12), 1497-1511, 2010.
- [272] Y. Dong, D. Frangopol et D. Saydam, «Time-variant sustainability assessment of seismically vulnerable bridges subjected to multiple hazards,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 42, 1451–1467, 2013.
- [273] M. Choine, A. O'Connor et J. Padgett, «A seismic reliability assessment of reinforced concrete integral bridges subject to corrosion,» *Key Engineering Materials*, p. 366–373, 2013.
- [274] M. Kashani, A. Crewe et N. Alexander, «Nonlinear stress– strain behaviour of corrosion-damaged reinforcing bars including inelastic buckling,» *Engineering Structures*, pp. Vol 48, 417–429, 2013.
- [275] M. Kashani, L. Lowes, A. Crewe et N. Alexander, «Computational modelling strategies for nonlinear response prediction of corroded circular RC bridge piers,» *Advances in Materials Science and Engineering*, 2016.
- [276] J. Ghosh et P. Sood, «Consideration of time-evolving capacity distributions and improved degradation models for seismic fragility assessment of aging highway bridges,» *Reliability Engineering and System Safety*, pp. Vol 154, 197–218, 2016.
- [277] S. Shekhar, J. Ghosh et J. Padgett, «Seismic life-cycle cost analysis of ageing highway bridges under chloride exposure conditions: modelling and recommendations,» *Struct Infrastruct Eng*, 2018.
- [278] F. Biondini, E. Camnasio et A. Palermo, «Lifetime seismic performance of concrete

- bridges exposed to corrosion,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 10(7), 880–900, 2014.
- [279] A. Titi et F. Biondini, «On the accuracy of diffusion models for life-cycle assessment of concrete structures,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 12(9), 1202–1215, 2016.
- [280] S. Basu et M. Shinozuka, «Effect of Ground Motion Directionality on Fragility Characteristics of a Highway Bridge,» *Hindawi Publishing Corporation Advances in Civil Engineering*, 2011.
- [281] H. Elhowary, O. Ramadan et S. Mehanny, «Effect of spatially variable ground motions on the seismic fragility of box girder continuous bridges,» chez *4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2013)*, Kos Island, Greece, 2013.
- [282] S. Kim et M. Feng, «Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation,» *International Journal of Non-Linear Mechanics*, pp. Vol 38, 705–721, 2003.
- [283] B. G. Nielson et W. C. Pang, «Effect of Ground Motion Suite Size on Uncertainty Estimation in Seismic Bridge Fragility Modeling,» chez *Structures Congress 2011*, Las Vegas NV, United States, 2011.
- [284] K. Ramanathan, R. DesRoches et J. E. Padgett, «Analytical Fragility Curves for Seismically and Non-Seismically Designed Multi-Span Continuous Concrete Girder Bridges in Moderate Seismic Zones,» chez *the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Ontario, Canada, 2010.
- [285] M. Torbol et M. Shinozuka, «Effect of the angle of seismic incidence on the fragility curves of bridges,» *Earthquake engineering & structural dynamics*, pp. Vol 41 (14), 2111-2124, 2012.
- [286] M. Veletzos, J. Restrepo et F. Sieble, «Seismic Response of Precast Segmental Bridge Superstructures,» California Department of Transportation, Department of Structural Engineering, San Diego, California, 2006.
- [287] S. K. Kunnath, N. Abrahamson, Y. H. Chai, E. Erduran et Z. Yilmaz, «Development of Guidelines for Incorporation of Vertical Ground Motion Effects in Seismic Design of High-way Bridges,» California Department of Transportation under Contract 59A0434, Department of Civil Engineering Structural Engineering and Structural Mechanics, California, Davis, 2008.
- [288] S. K. Kunnath, E. Erduran, Y. Chai et M. Yashinsky, «Effect of near-fault

- verticalground motions on seismic response of highway overcrossings,» *Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 13, 282–290, 2008.
- [289] S. J. Kim, C. J. Holub et A. Elnashai, «Analytical assessment of the effect of verticalearthquake motion on RC bridge piers,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 137, 252–260, 2011.
- [290] Z. Wang, J. Padgett et L. Dueñas-Osorio, «Influence of Vertical Ground Motionson the Seismic Fragility Modeling of aBridge-Soil-Foundation System,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 29(3), 937–962, 2013.
- [291] Y. Wang, L. Ibarra et c. Pantelides, «Effects of Ground Motion Incidence Angles in a Reinforced Concrete Skewed Bridge Retrofitted with Bucking Restrained Braces,» chez *Structures Congress 2017* , Denver, Colorado, 2017.
- [292] H. Noori, M. Memarpour, M. Yakhchalian et S. Soltanieh, «Effects of ground motion directionality on seismic behavior of skewed bridges considering SSI,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, p. Vol 127, 2019.
- [293] A. Muntasir Billah, A. Alam et M. Bhuiyan, «Fragility analysis of retrofitted multi-column bridge bent subjected to near fault and far field ground motion,» *Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 108 (10), 992-1004, 2013.
- [294] A. Mosleh, M. Razzaghi, J. Jara et H. Varum, «Seismic fragility analysis of typical pre-1990 bridges due to near-and far-field ground motions,» *Int J Adv Struct Eng*, pp. Vol 8, 1–9, 2016.
- [295] A. .. Muntasir Billah, M. Kabir et M. S. hahria Alam, «Comparative Collapse Performance Assessment of Bridge Pier under Near-Fault and Long Duration Ground Motions,» chez *16th World Conference on Earthquake Engineering16WCEE* , Santiago, Chile, 2017.
- [296] M. Rashedul Kabir, A. Muntasir Billah et M. Shahria Alam, «Seismic fragility assessment of a multi-span RC bridge in Bangladeshconsidering near-fault, far-field and long duration ground motions,» *Structures*, pp. Vol19, 333-348, 2019.
- [297] B. Todorov et A. MuntasirBillah, «Seismic fragility and damage assessment of reinforced concrete bridge pier under long-duration, near-fault, and far-field ground motions,» *Structures*, pp. Vol 31, 671-685, 2021.
- [298] M. Shinozuka, V. Saxena et G. Deodatis, «Effect of Spatial Variation of Ground Motion on Highway Structures,» 2000.
- [299] C. Li, H. Hao, H. Li et K. Bi, «Seismic Fragility Analysis of Reinforced ConcreteBridges with Chloride Induced Corrosion Subjected to Spatially Varying

- Ground Motions,» *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, p. Vol 16, 2015.
- [300] J. Zhong, J. Jeon, W. Yuan et R. DesRoches, «Impact of Spatial Variability Parameters on Seismic Fragilities of a Cable-Stayed Bridge Subjected to Differential Support Motions,» *Journal of Bridge Engineering*, p. Vol 22(6), 2017.
- [301] K. Ma, J. Zhong, R. Feng and W. Yuan, «Investigation of ground-motion spatial variability effects on component and system vulnerability of a floating cable-stayed bridge,» *Advances in Structural Engineering*, p. 1–15, 2019.
- [302] J. Jeon, A. Shafieezadeh et R. DesRoches, «Component fragility assessment of a long, curved multi-frame bridge: Uniform excitation versus spatially correlated ground motions,» *Structural Engineering and Mechanics*, pp. Vol 65(5), 633–644, 2018.
- [303] J. Zhang et Y. Huo, «Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method,» *Engineering Structures*, pp. Vol 31, 1648–1660, 2009.
- [304] M. Alam, A. Bhuiyan et A. Billah, «Seismic fragility assessment of SMA-bar restrained multi-span continuous highway bridge isolated with laminated rubber bearing in medium to strong seismic risk zones,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. Vol 10, 1885-1909, 2012.
- [305] J. Jara, A. Galvn, M. Jara et B. Olmos, «Procedure for determining the seismic vulnerability of an irregular isolated bridge,» *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 9, 516–528, 2013.
- [306] G. Siqueira, A. Sanda, P. Paultre et J. Padgett, «Fragility curves for isolated bridges in eastern Canada using experimental results,» *Eng Struct*, pp. Vol 74, 311–24, 2014.
- [307] H. Dezfuli et M. Alam, «Effect of different steel-reinforced elastomeric isolators on the seismic fragility of a highway bridge,» *Struct Contr Health Monit*, p. Vol 24, 2017.
- [308] T. Lee et D. Nguyen, «Seismic vulnerability assessment of a continuous steel box girder bridge considering influence of LRB properties,» *Sadhana*, p. Vol 43, 2018.
- [309] N. Xiang et M. Alam, «Displacement-based seismic design of bridge bents retrofitted with various bracing devices and their seismic fragility assessment under near-fault and far-field ground motions,» *Soil Dynam Earthq Eng*, p. Vol 119:75–90, 2019.

- [310] M. Abbasi et M. Moustafa, «Probabilistic seismic assessment of as-built and retrofitted old and newly designed skewed multi-frame bridges,» *Soil Dynam Earthq Eng*, p. Vol 119:170–86, 2019.
- [311] N. Xiang et M. Alam, «Comparative seismic fragility assessment of an existing isolated continuous bridge retrofitted with different energy dissipation devices,» *J Bridge Eng*, p. Vol 24, 2019.
- [312] M. Montazeri, G. Amiri et P. Namiranian, «Seismic fragility and cost-benefit analysis of a conventional bridge with retrofit implements,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, p. Vol 141, 2020.
- [313] S. Shekhar, J. Ghosh et S. Ghosh, «Impact of Design Code Evolution on Failure Mechanism and Seismic Fragility of Highway Bridge Piers,» *Journal of Bridge Engineering*, p. Vol 25(2), 2020.
- [314] K. Ramanathan, J. Padgett et R. DesRoches, «Temporal evolution of seismic fragility curves for concrete box-girder bridges in California,» *Engineering Structures*, pp. Vol 97, 29–46, 2015.
- [315] J. Dukes, S. Mangalathu, J. Padgett et R. DesRoches, «Development of a bridge-specific fragility methodology to improve the seismic resilience of bridges,» *Earthquakes and Structures*, pp. Vol 15(3), 253-261, 2018.
- [316] CALTRANS, «Seismic Design Criteria Version 2.0,» Department of Transportation, State of California, 2019.
- [317] AASHTO, LRFD bridge design specifications, US units. 7th Edition, Washington, : DC: AASHTO, 2014.
- [318] JRA, Design specifications for highway bridges, Part V: Seismic design, Tokyo, Maruzen, 1990.
- [319] CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 2: Bridges, EN 1998-2, Brussels, Belgium: CEN: European Committee for Standardization, 2005.
- [320] IRC, Standard specifications and code of practice for road bridges, Section II: Loads and stresses. IRC:6., New Delhi, India: IRC: Indian Roads Congress, 2017.
- [321] RPOA, Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Document Technique Réglementaire, Alger, : MTP, 2010.
- [322] H. Hwang, J. B. Jernigan et Y. W. Lin, «Evaluation of Seismic Damage to Memphis Bridges and Highway Systems,» *Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 5(4), 322–

- 330, 2000.
- [323] S. Kim, H. Mha et S. Lee, «Effects of Bearing Damage upon Seismic Behaviors of a Multi-Span Girder Bridge,» *Engineering Structures*, pp. Vol 28(7), 1071–1080, 2006.
- [324] G. Lupoi, P. Franchin, A. Lupoi et P. Pinto, «Seismic Fragility Analysis of Structural Systems,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. Vol 132(4), 385-395, 2006.
- [325] J. Song et W.-H. Kang, «System Reliability and Sensitivity under Statistical Dependence by Matrix-Based System Reliability Method,» *Structural Safety*, pp. Vol 31(2), 148-156., 2009.
- [326] L. Duenas-Osorio et J. E. Padgett, «Seismic Reliability Assessment of Bridges with User-Defined System Failure Events,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. Vol 137(10), 680-690, 2011.
- [327] A. Singhal et A. S. Kiremidjian, «Bayesian Updating of Fragilities with Application to RC Frames,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 124(8), 922-929, 1996.
- [328] A. Der Kiureghian, «Bayesian Methods for Seismic Fragility Assessment of Lifeline Components,» chez *Acceptable Risk Processes: Lifelines and Natural Hazards*, Reston, VA, Technical Council for Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, 2002, p. Monograph No. 21.
- [329] P. Gardoni, A. Der Kiureghian et K. M. Mosalam, «Probabilistic Capacity Models and Fragility Estimates for Reinforced Concrete Columns Based on Experimental Observations,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. Vol 128(10), 1024-1038, 2002.
- [330] P. Gardoni, K. M. Mosalam et A. Der Kiureghian, «Probabilistic Seismic Demand Models and Fragility Estimates for RC Bridges,» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. Vol 7(1), 79-106, 2003.
- [331] P. S. Koutsourelakis, «Assessing Structural Vulnerability Against Earthquakes Using Multi-Dimensional Fragility Surfaces: A Bayesian Framework,» *Probabilistic Engineering Mechanics*, pp. Vol 25, 49-60, 2010.
- [332] H. Hwang et J. W. Jaw, «Probabilistic Damage Analysis of Structures,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 116(7), 1992–2007, 1990.
- [333] Y. K. Wen, B. R. Ellingwood, D. Veneziano et J. Bracci, «Uncertainty Modeling in Earthquake Engineering,» Mid-America Earthquake Center, America, 2003.
- [334] R. E. Melchers, *Structural Reliability Analysis and Prediction*, West Sussex,

England: JohnWiley& Sons Ltd., second edition, 2001.

- [335] O. Yu, D. L. Allen et V. P. Drnevich, «Seismic Vulnerability Assessment of Bridges on Earthquake Priority Routes in Western Kentucky,» chez *3rd US Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Los Angeles, CA, USA. , 1991.
- [336] O. Yu, D. L. Allen et V. P. Drnevich, «Seismic Vulnerability Assessment of Bridges on Earthquake Priority Routes in Western Kentucky,» chez *3rd US Conference on LifelineEarthquake Engineering*, Los Angeles, CA, USA, 1991.
- [337] J. B. Jernigan et H. Hwang, «Development of Bridge Fragility Curves,» chez *7th US National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, Mass, 2002.
- [338] A. Dutta, On Energy Based Seismic Analysis And Design of Highway Bridges, PhD thesis, State University of New York at Buffalo, 1999.
- [339] T. Rossetto et A. Elnashai, «A New Analytical Procedure for the Derivation of Displacement-Based Vulnerability Curves for Populations of Structures,» chez *13th World Conference on Eartquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, 2004.
- [340] J. B. Mander et N. Basoz, «Seismic Fragility Curve Theory for HighwayBridges,» chez *5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Seattle, WA, USA, 1999.
- [341] M. Shinozuka, Feng, Q. Maria, H.-K. Kim et S.-H. Kim, «Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development,» *Journal of Engineering Mechanics*, pp. Vol 126(12), 1287–1296, 2000.
- [342] M. Fischinger et T. Isakovic, «Inelastic Seismic Analysis of Reinforced Concrete Viaducts,» *Structural Engineering International*, pp. Vol 13(2),111-118, 2003.
- [343] T. Isakovic, M. Nino et M. Fischinger, «Applicability of Pushover Methods for the Seismic Analysis of Single-Column Bent Viaducts,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. Vol 37(8),1185– 1202, 2008.
- [344] T. Paraskeva, A. Kappos et A. Sextos, «Extension of Modal Pushover Analysis to Seismic Assessment of Bridges,» *EarthqEngStructDyn*, pp. Vol 35 (11),1269–1293, 2006.
- [345] C. Casarotti, R. Pinho et G. Calvi, «Adaptive Pushover Based Methods for Seismic Assessment and Design of Bridge Structures,» IUSS Press, Pavia, 2005.
- [346] M. Aydinoglu et G. Önem, «Nonlinear Performance Assessment of Bridges with Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA),» chez *ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake*

*engineering*, Rethymno, 2007.

- [347] T. Paraskeva et A. Kappos, «Further Development of a Multimodal Pushover Analysis Procedure for Seismic Assessment of Bridges,» *EarthqEngStructDyn*, pp. Vol 39, 211–22, 2010.
- [348] T. Isakovic et M. Fischinger, «Applicability of Pushover Methods to the Seismic Analyses of an RC Bridge, Experimentally Tested on Three Shake Tables,» *Journal of Earthquake Engineering*, pp. Vol 15(2), 303-320, 2011.
- [349] S. Banerjee et M. Shinozuka, «Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges,» *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, pp. Vol 22, 293-305, 2007.
- [350] S. H. Jeong et A. S. Elnashai, «Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities,» *Engineering Structures*, pp. Vol 29, 1238-1251, 2007.
- [351] I. Moschonas, A. Kappos, P. Panetsos, V. Papadopoulos, T. Makarios et P. Thanopoulos, «Seismic Fragility Curves for Greek Bridges: Methodology and Case Studies,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. Vol 7, 439-468, 2009.
- [352] C. Perdomo, R. Monteiro et H. Sucuoğlu, «Development of Fragility Curves for Multi-Span RC Bridges using Generalized Pushover Analysis,» chez *IABSE Symposium Guimarães Towards a Resilient Built Environment - Risk and Asset Management*, Guimarães, Portugal, 2019.
- [353] D. Vamvatsikos et C. Cornell, «Incremental Dynamic Analysis,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. Vol 31(3), 491 - 514, 2002.
- [354] S. Yun, R. Hamburger, C. Cornell et D. Foutch, «Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames,» *ASCE Journal of Structural Engineering*, pp. Vol 128, 534–545, 2012.
- [355] D. Vamvatsikos et C. Cornell, «The Incremental Dynamic Analysis and its Application to Performance-Based Earthquake Engineering,» chez *The 12th European Conference on Earthquake*, 2002.
- [356] A. Billah, M. Alam et A. Bhuiyan, «Fragility Analysis of Retrofitted Multi-Column Bridge Bent Subjected to Near Fault and Far Field Ground Motion,» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 18, 992–1004, 2013.
- [357] A. Bhuiyan et M. Alam, «Seismic Vulnerability Assessment of a Multi-Span Continuous Highway Bridge Fitted with Shape Memory Alloy Bar and Laminated Rubber Bearing,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 28, 1379–1404, 2012.

- [358] K. Mackie et B. Stojadinovic, «Fragility Basis for California Highway Overpass Bridge Seismic Decision Making,» Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA: University of California, 2005.
- [359] J. Zhang et Y. Huo, «Evaluating Effectiveness and Optimum Design of Isolation Devices for Highway Bridges Using the Fragility Function Method,» *Engineering Structures*, pp. Vol 31, 1648–1660, 2009.
- [360] J. Zhang et Y. Huo, «Evaluating Effectiveness and Optimum Design of Isolation Devices for Highway Bridges Using the Fragility Function Method,» *Engineering Structures*, pp. Vol 31, 1648–1660, 2009.
- [361] S.-H. Kim et M. Shinozuka, «Effects of Seismically Induced Pounding at Expansion Joints of Concrete Bridges,» *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, pp. Vol 129(11), 1225—34, 2003.
- [362] M. Shinozuka, M. Q. Feng, H. Kim, T. Uzawa et T. Ueda, «Statistical Analysis of Fragility Curves,» Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), The State University of New York at Buffalo, NY, 2003.
- [363] W. Joyner et D. Boore, «Measurement, Characterization, and Prediction of Strong Ground Motion Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground-Motion Evaluation,» chez *Proceedings of the Specialty Conference Park City, UT, USA, 1988* .
- [364] H. Sucuoglu et A. Nurtug, «Earthquake Ground Motion Characteristics and Seismic Energy Dissipation,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. Vol 24(9), 1195–1213, 1995.
- [365] ATC, «Enhancing the Transfer of US Geological Survey Research Results into Engineering Practice,» Applied Technology Council, ATC-35, Redwood City, CA, 1994.
- [366] SAC, «Characterization of Ground Motions During the Northridge Earthquake of January 17,1994,» SAC-95-03, Sacramento, CA, 1995.
- [367] H. Sucuoglu, S. Yucemen, A. Gezer et A. Erberik, «Statistical Evaluation of the Damage Potential of Earthquake Ground Motions,» *Structural Safety*, pp. Vol 20(4), 357–378, 1998.
- [368] L. Ye, Q. Ma, Z. Miao, H. Guan et Y. Zhuge, «Numerical and Comparative Study of Earthquake Intensity Indices in Seismic Analysis,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, pp. Vol 22( 4), 362-381, 2013.
- [369] P. Giovenale, A. Cornell et L. Esteva, «Comparing the Adequacy of Alternative

- Ground Motion Intensity Measures for the Estimation of Structural Responses,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 33, 951–979, 2004.
- [370] J. Baker et C. Cornell, «A Vector-Valued Ground Motion Intensity Measure Consisting of Spectral Acceleration and Epsilon,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. Vol 34 (10), 1193-1217, 2005.
- [371] J. L. T. S. S. a. J. N. Baker, «New Ground Motion Selection Procedures and Selected Motions for the PEER Transportation Research program,» Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, 2011.
- [372] N. Luco et A. Cornell, «Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions,» *Earthquake Spectra* , pp. Vol 23,357–392, 2007.
- [373] J. Padgett, B. Nielson et R. DesRoches, «Selection of Optimal Intensity Measures in Probabilistic Seismic Demand Models of highway Bridge Portfolios,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. Vol 37(5), 711–725, 2008.
- [374] S. Akkar, H. Sucuoğlu et A. Yakut, «Displacement–Based Fragility Functions for Low and Mid–Rise Ordinary Concrete Buildings,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 21(4), 901–927, 2005.
- [375] R. Dhakal, J. Mander et N. Mashiko, «Identification of Critical Ground Motions for Seismic Performance Assessment of Structures,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 35, 989-1008, 2006.
- [376] K. Mackie et B. Stojadinovic, «Probabilistic Seismic Demand Model for California Bridges,» *Journal of Bridge Engineering*, pp. Vol 6, 468–480, 2001.
- [377] M. G. Sfahani, H. Guan et W. Loo, «Seismic Reliability and Risk Assessment of Structures Based on Fragility Analysis – A Review,» *Advances in Structural Engineering*, p. Vol18(10), 2015.
- [378] K. Mackie et B. Stojadinovic, «Performance-Based Seismic Bridge Design for Damage and Loss Limit States,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. Vol 36(13), 1953-1971, 2007.
- [379] C. A. Haselton, A. Whittaker, J. Hortacsu, J. Baker, Bray et D. Grant, «Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses,» chez *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [380] B. Ö. Ay et S. Akkar, «Evaluation of a Recently Proposed Record Selection and Scaling Procedure for Low-Rise to Mid-Rise Reinforced Concrete Buildings and Its Use for Probabilistic Risk Assessment Studies,» *Earthquake Engineering &*

- Structural Dynamics*, pp. Vol(43), 889-908, 2014.
- [381] Y. Wang et D. Rosowsky, «Effects of Earthquake Ground Motion Selection and Scaling Method on Performance-Based Engineering of Wood-Frame Structures,» *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 2014.
- [382] Setra, Appareils d'appui en élastomère fretté, Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Guide technique, 2007.
- [383] AFPS, Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts, Paris: Association française du génie parasismique, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées , 1995.
- [384] E. Choi, Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges, PhD thesis, Georgia Institute of Technology, 2002.
- [385] A. Aviram, K. Mackie et B. Stojadinovic, «Effect of Abutment Modeling on the Seismic Response of Bridge Structures,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, pp. Vol 7(4), 395-402, 2008.
- [386] J. Wang, Piers and Columns Bridge Engineering Handbook, W.F. Chen and L.Duan, eds., CRC Press, 2000.
- [387] K. Mackie et B. Stojadinović, «Seismic Vulnerability of Typical Multi-span California Highway Bridges,» chez *Proceedings of the Fifth National Seismic Conference on Bridges and Highways*, San Francisco, 2006.
- [388] A. Aviram, K. Mackie et B. Stojadinovic, «Effect of Abutment Modeling on the Seismic Response of Bridge Structures,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, pp. Vol 7(4), 395-402, 2008.
- [389] J. LaFave, L. Fahnestock, J. Luo et D. Kozak, «Seismic Performance of Seat-Type Abutment Highway Bridges in Illinois,» Illinois Center for Transportation Series No. 18-015, Illinois, 2018.
- [390] G. A. Chang et J. B. Mander, «Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 – Evaluation of Seismic Capacity,» State University of New York, Buffalo, NY., 1994.
- [391] M. Menegotto et P. E. Pinto, «Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements Under Combined Normal Force and Bending,» chez *Proc. Symp. on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Zurich, Switzerland, 1973.

- [392] F. C. Filippou, V. V. Bertero et E. P. Popov, «Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints,» Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, 1983.
- [393] P. a. C. A. C. Bazzurro, «Vector-Valued Probabilistic Seismic Hazard Analysis (VPSHA),» chez *Proc. of 7th U.S. National Conf. On Earthquake Engineering*, Boston, Massachusetts, 2002.
- [394] Y. Wen et B. R. Ellingwood, «The Role of Fragility Assessment in Consequence-Based Engineering,» *Earthquake Spectra*, pp. Vol 21(3), 861-877, 2005.
- [395] O. Celik et B. Ellingwood, «Seismic Fragilities for Non-Ductile Reinforced Concrete Frames- Role of Aleatoric and Epistemic Uncertainties,» *J. Struct. Safety* , pp. Vol 32(1), 1-12, 2010.
- [396] FEMA, Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model: HAZUSMH MR3 Technical Manual, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [397] J. E. Padgett et R. DesRoches, *Survey of Bridge Inspectors for Highway Bridge Damage Functionality Relationships*, Georgia Institute of Technology, 2005.
- [398] J. B. Mander, D. K. Kim, S. S. Chen et G. J. Premus, «Response of Steel Bridge Bearings to the Reversed Cyclic Loading,» NCEER, 1996.
- [399] FEMA, «NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings Building,» Seismic Safety Council Seismic Rehabilitation Project, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1997.
- [400] J. B. Mander et N. Basoz, «Seismic Fragility Curve Theory for Highway Bridges,» chez *5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Seattle, WA, 1999.
- [401] CSIC, *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*, Berkeley, CA, USA: Computers & Structures Inc, 2015.
- [402] N. Pnevmatikos, G. Papagiannopoulos et G. Papavasileiou, «Fragility Curves fo Mixed Concrete/Steel Frames Subjected to Seismic Excitation,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. Vol 116, 709–713, 2019.
- [403] G. Felice, R. Giannini et A. Rasulo, «A probabilistic approach for Seismic Assessment of R.C. Structures: Application to Highway Bridges,» chez *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*, , Vancouver, Canada, 2004.
- [404] D. Cardone, G. Perrone et M. Dolce, «A Numerical Procedure for the Assessment of Highway Bridges in Seismic Area,» chez *ECCOMAS ThematicConference on Computational Methods in StructuralDynamics and Earthquake Engineering*

(*COMPdyn*), 2007.

- [405] N. Shome, Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures, Stanford University, USA: PhD Thesis, 1999.
- [406] J. B. Mander, M. J. N. Priestley et R. Park, «Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete,» *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol114(8), 1827–1849, 1988.