



Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

Thèse de Doctorat en Sciences

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

HEMAIDI ZOURGUI NADJIB

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics

Diplômée de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Thème

**Développement des courbes de fragilité des ponts
en béton armé en Algérie**

Soutenu publiquement le 25 Avril 2019 devant le jury composé de :

M. HADID	Professeur, ENSTP	Président
M. TAKI	Professeur, ENSTP	Rapporteur
A. KIBBOUA	Directeur de recherche, CGS	Co-Rapporteur
M. ABED	Professeur, USDB	Examineur
Y. MEHANI	Directeur de recherche, CGS	Examineur
M. AMIEUR	Maître de conférences A, ENSTP	Examineur
M. BELAZOUGUI	Directeur du CGS	Invité

DEDICACES

A mes parents

A mes frères

A ma femme et mes enfants

A tous mes amis

REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, je tiens à remercier Allah le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour achever ce travail.

Je tiens à remercier également mon Directeur de thèse, Pr. **Mohamed TAKI**, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP) pour m'avoir accepté comme doctorant. Je lui dois ma gratitude pour m'avoir encadré et dirigé avec succès mes travaux de thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Je remercie tout particulièrement mon Co-directeur de thèse, Dr. **Abderrahmane KIBBOUA**, Directeur de recherche au CGS et chef d'équipe ouvrages d'art au CGS, qui a encadré ma thèse avec attention et fermeté et sa connaissance scientifique m'a beaucoup apporté tout au long de ce parcours. Je lui en suis profondément reconnaissant et je lui garde toute mon amitié.

Je remercie les membres du jury Pr. **HADID Mohamed** de L'ENSTP, Pr. **ABED Mohamed** de USD BLIDA, Dr. **MEHANI Youcef** Directeur de recherche au CGS et Dr. **AMIEUR Mohamed** de L'ENSTP d'avoir accepté l'examinations de ce travail.

Je remercie vivement mes collègues, Dr. **Fouad KEHILA**, Mr. **Mebarek KHELFI**, Mr. **Djilali BOUZIANE**, Dr. **Samir Badr**, Dr. **Benazouz CHIEKH**, Dr. **Abdelkader BENYOUCEF**, Dr. **Mustapha REMKI**, Dr. **Youcef Mehani** et Dr. **Hakim BECHTOULA** qui ont toujours répondu à mes appels et m'ont sans relâche accordé leur confiance, je ne peux être que reconnaissant.

Mes sincères remerciements vont à tous mes collègues chercheurs du CGS, pour leur soutien et leurs encouragements.

A tous mes enseignants, à Melle **Rachida MOHRI** et à toute l'équipe de l'ENSTP.

Un dernier remerciement s'adresse encore à toutes les autres personnes que j'ai oublié d'énumérer ici. Que ces personnes soient ici remerciées.

Je remercie aussi Dr. **Mohamed BELAZOUGUI**, Directeur du CGS, pour l'honneur qu'il me fait en s'associant au jury en tant qu'invité d'honneur.

Enfin, je tiens à remercier tout spécialement ma mère, mes frères **OUSSAMA** et **TAREK** et mon épouse, pour la patience, l'énorme soutien et les nombreux encouragements à travers toutes les épreuves surmontées lors de mes travaux de recherche.

ملخص

يتعرض شمال الجزائر منذ حوالي أكثر من 30 سنة لعدّة هزات زلزالية معتبرة ممّا جعل الخبراء في البلد يعيدون النظر في تصنيف وتقسيم المناطق بحسب قوّة النشاط الزلزالي وغيره من الأسباب , وكذا في مدى الاهتمام بالمنشآت المنجزة.

ومن هذه المنشآت المنجزة, المنشآت الفنية بصفة عامة وعلى وجه الخصوص الجسور الخرسانية, لما لها من أهمية في العصر الحديث, والتي لوحظ أنّها لم تنل حظّها من الاهتمام والدراسة تحت تأثير الهزات الزلزالية.

ولهذا جاء عنوان بحثنا هذا و المقدم قصد نيل شهادة الدكتوراه في الهندسية المدنية

"تطوير منحنيات الهشاشة للجسور الخرسانية في الجزائر"

ليسد الفراغ الحاصل في ميدان دراسة تأثير الهزات الزلزالية على المنشآت الفنية.

الهدف الرئيسي من هذا البحث هو تطوير منحنيات الهشاشة للجسور الخرسانية في الجزائر.

و يرتكز عملنا هذا على محوري بحث:

1- تطوير نماذج رقمية لجسور خرسانية منجزة في الجزائر قصد دراستها في الميدان الديناميكي اللا خطي.

2- إجراء دراسة إحصائية قصد تطوير منحنيات هشاشة للجسور خرسانية في الجزائر.

كلمات دلالية :

منحنيات هشاشة , جسور خرسانية, الميدان الديناميكي اللا خطي.

RESUME

Depuis presque 30 ans, le nord de l'Algérie a connu plusieurs séismes avec des intensités plus ou moins importantes. Ces mouvements telluriques ont poussé les experts Algériens à réviser l'aléa sismique du pays en prenant en compte cette activité pour l'élaboration de nouvelles cartes de zonage et de s'intéresser au comportement des ouvrages existants sous ce genre d'excitations.

Parmi ces ouvrages existants, les ouvrages d'art, et plus particulièrement les ponts en béton armé, sont sans doute vulnérables. Une étude du comportement post-sismique de ces derniers est indispensable dans notre pays car il y a un manque très remarquable d'études de vulnérabilité de ces ouvrages.

Pour cette raison, on a entamé cet axe de recherche dans le but de préparer une thèse de doctorat en science et de participer au développement de l'Algérie dans le domaine du génie parasismique appliqué au domaine des ouvrages d'arts.

L'objectif principal de ce travail, est de développer des courbes de fragilité des ponts en béton armé en Algérie, en tenant en compte de l'ensemble de leurs éléments constitutifs (piles, culées et appareils d'appui).

Ce travail de thèse est subdivisé en deux axes de recherche :

- 1 - Développement des modèles numériques des ponts existants en béton armé en Algérie pour effectuer des études dynamiques non linéaires.
- 2 - Réalisation des études probabilistes pour le développement des courbes de fragilité des ponts en béton armé en Algérie.

Mots-clefs :

Courbes de fragilité, Ponts en béton armé, Dynamique non linéaire.

ABSTRACT

Bridges are one of the most vulnerable components of a transport network subjected to seismic excitations. This network is indeed essential for carrying out rescue and economic activities, quickly following a seismic event. A considerable negative effect of closing these transportation networks can be observed on the country's economic growth, after an earthquake. However, developing an appropriate methods, capable of assessing the seismic performance of the bridges is necessary for the elaboration of action plans to prevent the seismic risk.

A performing tool to evaluate the seismic vulnerability of RC and prestressed bridges is the development of fragility curves; they express the probability of structural damage due to earthquakes as a function of ground motion indices.

In this study, we developed the analytical fragility curves of a constructed current RC bridges in Algeria. A three dimensional model has been implemented, incorporating all components, piers, abutments, elastomeric bearings and shear keys.

The studied bridges located in Bousmail-Cherchell highway, which is classified according to the RPOA-2008 in the highest level of seismicity (Zone III).

Keywords: Fragility curves, Non Linear Analysis, Seismic Vulnerability.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	X
REMERCIEMENTS	XI
RESUME XIII	
ABSTRACT	XIV
TABLE DES MATIERES	XV
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES SYMBOLES	XVI
LISTE DES ABREVIATION.....	XVIII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Problématique	5
Objectifs 5	
Présentation de la thèse	6
SYNTHESE DES TRAVAUX ANTERIEURS	8
1.1 Introduction	8
1.2 Dommages constatés sur les ponts	9
1.2.1 Tablier	10
1.2.2 Perte d'appuis.....	14
1.2.3 Piles:.....	15
1.2.4 Dés, appareils d'appuis et joints de chaussées	21

1.2.5	Les culées.....	23
1.2.6	Domages observés dans les fondations profondes.....	25
1.3	Courbes de fragilité :	28
1.3.1	Courbes de fragilité basées sur les opinions d'experts:.....	29
1.3.2	Courbes de fragilité empiriques:	29
1.3.3	Courbes de fragilité analytiques:	30
1.4	Définition des niveaux de dommages pour la construction des fonctions de fragilité:	32
1.5	Conclusion	35
2	36	
	MODELISATION DES PONTS EN BETON ARME	36
2.1	Introduction	36
2.2	Présentation des ouvrages étudiés.....	39
2.2.1	Pont à poutres en BP au PK. 21+400	40
2.2.2	Pont à poutres en BP au PK. 40+300	42
2.2.3	Pont à poutres en BP au PK. 49+000	44
2.3	Sélection des enregistrements sismiques	46
2.4	Modélisation des ponts	53
2.4.1	Modèles pour les matériaux:	53
2.5	Modélisation des éléments des ponts	56
2.5.1	InfrmDB element:	56
2.5.2	InfrmFB element:	57
2.6	Spectre de réponse élastique du RPOA-2008.....	60
2.7	Analyses statique et dynamique des ouvrages	62
2.8	Conclusion	64
3	DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITE ANALYTIQUES DES PONTS	65
3.1	Introduction	65
3.2	Méthodologie utilisée pour le développement des courbes de fragilité analytiques des piles.....	66
3.3	Développement des courbes de fragilité pour la pile du pont à poutres en BP au PK. 21+400:.....	70
3.4	Analyse statique non linéaire (Pushover):	71

3.5	Analyse dynamique non linéaire (NTHA):	73
3.6	Définition des états de dommage.....	76
3.7	Développement des courbes de fragilité pour les culées et les appareils d'appuis du pont à poutres en BP au PK. 21+400	83
3.7.1	La culée:	83
3.7.2	L'appareil d'appui:	88
3.8	Développement des courbes de fragilité pour la pile du pont à poutres en BP au PK. 49+000:.....	92
3.9	Développement des courbes de fragilité pour les culées et les appareils d'appuis du pont à poutres en BP au PK. 49+000:	102
3.9.1	La culée:	102
3.9.2	L'appareil d'appui:	107
3.10	Conclusion	111
4	INFLUENCE DU MODELE NUMERIQUE DE CALCUL SUR LES COURBES DE FRAGILITE.	112
3.10	Introduction	112
3.11	Méthodologie de développement des courbes de fragilité des piles	114
3.11.1	Procédure A	114
3.11.2	Procédure B	117
3.12	Etude de cas (pont sur la voie express)	118
3.13	Modèles de calcul	119
3.14	Moment de courbure et analyse Push over:	120
3.15	Analyse dynamique non-linéaire de l'ouvrage	124
	(Nonlinear Time History Analysis-NLTHA)	124
3.16	Courbes de fragilité	124
3.17	Discussion des résultats.....	134
3.18	Conclusion	136
	CHAPITRE 05.....	137
6	CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS	137
7	REFERENCES.....	128
8	ANNEXES	135

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Carte des événements sismiques ayant lieu en Algérie	4
Figure 1. 2 : Classification des dommages	9
Figure 1. 3 : L'effondrement du Pont de Rio Bananito en 1991 séisme de Costa Rica	10
Figure 1. 4 : L'effondrement du pont Tsu Wei du au glissement de terrain durant le séisme de Ji Ji, Taiwan.	11
Figure 1. 5 : La ruine du Gavin Canyon Undercrossing en 1994 durant le séisme de Northridge	11
Figure 1. 7 : Rotation d'axe vertical.....	12
Figure 1. 6 : Déplacement latéral du tablier d'un pont lors du séisme de Kobe en 1995.....	12
Figure 1. 8 : Effondrement du pont Struve Slough par poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale lors du séisme de Loma Prieta (USA, 1995)	13
Figure 1. 9 : Effondrement du tablier du à la liquéfaction du sol	13
Figure 1. 10 : Perte d'appuis tirée de CTOA (1999)	14
Figure 1. 11 : Les défaillances possibles des piles.	15
Figure 1. 12 : Echappement d'appui dû à une courbure importante lors du séisme de San Fernando (USA, 1971)	16
Figure 1. 13 : Rupture d'une pile de pont à mi-hauteur en 1995 séisme de Hyogo-Ken.	16
Figure 1. 14 : Rupture de la pile Interstate 10, La Cienega-Venice Undercrossing en 1994 lors du séisme de Northridge	17
Figure 1. 15 : Rupture de la pile Interstate 10, La Cienega-Venice Undercrossing en 1994 lors du séisme de Northridge	17
Figure 1. 16 : Ruine de piles de ponts en béton armé lors du séisme de Kobe en 1995	18
Figure 1. 17 : Exemple de butées latérales	18
Figure 1. 18 : Rupture des piles par cisaillement ou effort tranchant lors du séisme de Chi-Chi	19
Figure 1. 19 : Rotules plastiques dans les piles d'un pont suite au séisme de Northridge, 1994	19
Figure 1. 20 : Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du séisme de Kobe en 1995...	20
Figure 1. 21 : Appui longitudinal arraché sur la culée d'un pont poutre, Kobe 1995	21
Figure 1. 22 : Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont-poutre, Boumerdes 2003	21
Figure 1. 23 : Distorsion des appareils d'appui, due aux effets du séisme du 21 mai 2003 - Pont sur Oued Sebaou (Kibboua,2012).....	22
Figure 1. 24 : Joints de chaussées endommagés "Taiwan 1999"	22
Figure 1. 25 : Joints de chaussées endommagées suite au séisme de Taiwan en 1999	23
Figure 1. 26 : Tassements faibles derrière la culée d'un pont-route suite au séisme de Boumerdes, Algérie en 2003	24
Figure 1. 27 : Tassement derrière la culée d'un pont à Boumerdes, "Algérie 2003"	24
Figure 1. 28 : Glissement des culées, Tirée de Priestley et coll. (1996)	25
Figure 1. 29 : Endommagement des pieux sous un pont	26
Figure 1. 30 : Damage observé sur une tête de pieux.....	27
Figure 1. 31 : Exemple d'effondrements liés à la liquéfaction du sol porteur suite aux séismes de Niigata au Japon en 1964 et de Costa Rica en 1990.....	27
Figure 1. 32 : Effondrement du pont route 1, Struve Slough, Watson Ville.....	28
Figure 1. 33 : Description des états de dommages pour les piles de pont de Hanshin Expressway Corperation (Shinozuka et al. 2000c)	33
Figure 2. 1 : Les différents niveaux de modélisation pour l'analyse sismique des ponts.....	38
Figure 2. 2 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 21+400	41
Figure 2. 3 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 21+400.....	41
Figure 2. 4 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 40+300	42
Figure 2. 5 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 40+300.....	43
Figure 2. 6 : Coupe transversale sur pile.....	43

Figure 2. 7 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 49+000	44
Figure 2. 8 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 49+000.....	45
Figure 2. 9 : Le réseau de stations accélérométriques du CGS au le Nord de l'Algérie.....	46
Figure 2. 10 : Spectres des réponse des accélérogrammes utilisés et du RPOA-2008 avec un amortissement de 5%	48
Figure 2. 11 : Quinze (15) accélérogrammes réels sélectionnés pour les analyses dynamiques non linéaires..	52
Figure 2. 12 : Modèle non linéaire du béton de Mander et al adopté utilisé dans Seismostruct 2016	53
Figure 2. 13 : Comportement non linéaire de l'acier adopté dans Seismostruct 2016	54
Figure 2. 14 : Discrétisation d'une section circulaire	56
Figure 2. 15 : Élément barre multifibres utilisés dans Seismostruct (manuel siesmostruct, 2016)	57
Figure 2. 16 : Modèle de calcul proposé pour un pont sélectionné	58
Figure 2. 17 : La raideur effective de la culée (type courante, tablier simplement appuyé) (SDC, 2006)	59
Figure 2. 18 : Spectre RPOA pour le site considéré.....	61
Figure 2. 19 : Développement de la courbe Pushover	62
Figure 2. 20 : Exemple d'une courbe Pushover de la pile de l'ouvrage au PK. 40+300	63
Figure 3. 1 :Un organigramme décrivant la procédure de développement des courbes de fragilité analytiques des piles.....	69
Figure 3. 2 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 21+400.....	70
Figure 3. 3 : Modèle de calcul de l'ouvrage au PK. 21+400	71
Figure 3. 4 : Courbe Pushover de la pile	72
Figure 3. 5 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger-pile.....	79
Figure 3. 6 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-pile	80
Figure 3. 7 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-pile	81
Figure 3. 8 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage complet-pile.....	82
Figure 3. 9 : Courbes de fragilité de la pile de tous les états de dommages.....	82
Figure 3. 10 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- culée	85
Figure 3. 11 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-culée.....	86
Figure 3. 12 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-culée.....	87
Figure 3. 13 : Courbes de fragilité de la culée de tous les états de dommages	88
Figure 3. 14 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- appareil.....	90
Figure 3. 15 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage Modéré- appareil	91
Figure 3. 16 : Courbes de fragilité de l'appareil d'appui de tous les états de dommages	91
Figure 3. 17 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 49+000.....	92
Figure 3. 18 : Modèle de calcul de l'ouvrage au PK. 49+000	92
Figure 3. 19 : Courbe Pushover de la pile	93
Figure 3. 20 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger-pile	98
Figure 3. 21 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-pile	99
Figure 3. 22 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-pile	100
Figure 3. 23 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage complet-pile.....	101
Figure 3. 24 : Courbes de fragilité de la pile de tous les états de dommages	101
Figure 3. 25 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- culée	104
Figure 3. 26 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-culée.....	105
Figure 3. 27 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-culée.....	106
Figure 3. 28 : Courbes de fragilité de la culée de tous les états de dommages.....	106
Figure 3. 29 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- appareil.....	109
Figure 3. 30 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage Modéré- appareil	110
Figure 3. 31 : Courbes de fragilité de l'appareil d'appui de tous les états de dommages	110

Figure 4. 1 : Un organigramme décrivant la procédure A.....	116
Figure 4. 2 : Perspective de l'ouvrage au PK. 40+300	118
Figure 4. 3 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 40+300.....	118
Figure 4. 4 : Vue en plan de l'ouvrage au PK. 40+300.....	119
Figure 4. 5 : Système SDOF	120
Figure 4. 6 : Diagramme Moment- courbure d'une colonne de la pile (SDOF).....	120
Figure 4. 7 : Procédure Pushover	122
Figure 4. 8 : Courbe Pushover _ direction Y (Modèle global)	122
Figure 4. 9 : Comparaison entre les deux courbes Pushover	123
Figure 4. 10 : Courbes de fragilité de la pile (Modèle SDOF)	129
Figure 4. 11 : Courbes de fragilité de la pile (Modèle global)	133
Figure 4. 12 : Comparaison entre les courbes de fragilité des deux modèles	135

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 0. 1 : Exemple de séismes qui ont eu lieu en Algérie	4
Tableau 1. 1 :Description qualitative des états de dommages aux ponts selon HAZUS- 97	34
Tableau 2. 1 : Accélérogrammes utilisés.....	47
Tableau 2. 2 : Propriétés des matériaux utilisés dans Seismostruct.....	55
Tableau 3. 1 : L'indice de dommage (DI) en fonction de l'état de dommage de la pile	68
Tableau 3. 2 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique	73
Tableau 3. 3 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique	74
Tableau 3. 4 : Indice de Dommage pour le Séisme de Boumerdes -Station Dar El Beida (L)	75
Tableau 3. 5 : Indice de Dommage pour le Séisme de Boumerdes -Station Dar El Beida (T).....	75
Tableau 3. 6 : Etats limites qualitatives (HAZUS, MH, 2003)	76
Tableau 3. 7 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$	77
Tableau 3. 8 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$	77
Tableau 3. 9 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$	78
Tableau 3. 10 : L'optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$	79
Tableau 3. 11 : L'optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$	80
Tableau 3. 12 : L'optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$	81
Tableau 3. 13 : Définition des états de dommage des composantes de ponts	83
Tableau 3. 14 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$	84
Tableau 3. 15 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$	84
Tableau 3. 16 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $4mm < \delta < 8mm$	85
Tableau 3. 17 : L'optimisation pour la classe de dommage modéré $8mm < \delta < 25mm$	86
Tableau 3. 18 : L'optimisation pour la classe de dommage étendu $25 < \delta < 50$	87
Tableau 3. 19 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$	88
Tableau 3. 20 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$	89
Tableau 3. 21 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $50mm < \delta < 100mm$	89
Tableau 3. 22 : L'optimisation pour la classe de dommage Modéré $150mm < \delta < 255mm$	90
Tableau 3. 23 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique.....	94
Tableau 3. 24 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique	94
Tableau 3. 25 : Indice de Dommage pour le séisme de Boumerdes -Station Keddara 1_EW	95

Tableau 3. 26 : Indice de Dommage pour le séisme de Boumerdes -Station Keddara 2_EW	96
Tableau 3. 27 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$	96
Tableau 3. 28 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$	97
Tableau 3. 29 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$	97
Tableau 3. 30 : L'optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$	98
Tableau 3. 31 : L'optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$	99
Tableau 3. 32 : L'optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$	100
Tableau 3. 33 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$	102
Tableau 3. 34 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$	103
Tableau 3. 35 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $4mm < \delta < 8mm$	103
Tableau 3. 36 : L'optimisation pour la classe de dommage modéré $8mm < \delta < 25mm$	104
Tableau 3. 37 : L'optimisation pour la classe de dommage étendu $25 < \delta < 50$ mm.....	105
Tableau 3. 38 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$	107
Tableau 3. 39 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$	107
Tableau 3. 40 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $50mm < \delta < 100mm$	108
Tableau 3. 41 : L'optimisation pour la classe de dommage Modéré $150mm < \delta < 255mm$	109
Tableau 4. 1 : Nombre d'occurrences des classes de dommages (Modèle SDOF).....	125
Tableau 4. 2 : Probabilité cumulée (Modèle SDOF)	126
Tableau 4. 3 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$ (Modèle SDOF)	126
Tableau 4. 4 : L'optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$ (Modèle SDOF).....	127
Tableau 4. 5 : L'optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$ (Modèle SDOF).....	127
Tableau 4. 6 : L'optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$ (Modèle SDOF).....	128
Tableau 4. 7 : Nombre d'occurrences des classes de dommages (Modèle global)	128
Tableau 4. 8 : Probabilité cumulée (Modèle global)	130
Tableau 4. 9 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$ (Modèle global)	130
Tableau 4. 10 : L'optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$ (Modèle global).....	131
Tableau 4. 11 : L'optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$ (Modèle global).....	131
Tableau 4. 12 : L'optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$ (Modèle global).....	132

LISTE DES SYMBOLES

$\int dE$	Énergie dissipée par hystérésis.
A_g	Aire de la section .
A_{sp}	Aire de la section d'acier transversal.
D	Diamètre des frettes ou spirales.
d	Hauteur effective de la section.
d_b, d_{bl}	Diamètre des armatures longitudinales.
E_c	Module d'élasticité du béton.
E_{ei}	Énergie élastique.
E_i	Énergie dissipée au cours d'un cycle.
E_{sec}	Module d'élasticité sécant du béton.
f'_{cc}, f_{cc}	Résistance en compression du béton confiné.
f_{co}	Résistance en compression du béton non confiné.
f_D	Force d'amortissement.
f_t	Résistance en traction du béton.
f_y, F_y	Limite élastique des armatures longitudinales.
f_{yh}	Limite élastique des armatures transversales.
k	Rigidité à un drift donné.
k_0	Rigidité élastique initiale.
l	Longueur de la pile.
L_p	Longueur de rotule plastique.
P	Charge axiale.
s	Espacement.

$S_a(T_1)$	Accélération spectrale de calcul pour la période du mode fondamental de vibration.
γ	Poids volumique.
$\delta_{\max}$	Déplacement maximal.
δ_u	Déplacement ultime.
Δ_y	Déplacement limite élastique.
ε_{cc}	Déformation à la contrainte maximum pour le béton confiné.
ε_{co}	Déformation à la contrainte maximum pour le béton non confiné.
ε_{cu}	Déformation ultime pour le béton confiné.
ε_{sp}	Déformation ultime pour le béton non confiné.
ε_{su}	Déformation correspondante à l'écrouissage de l'acier.
ε_t	Déformation en traction.
μ	Ductilité.
μ_Δ	Ductilité en déplacement.
σ_{cp}	Contrainte moyenne de compression dans la section.
τ_{rd}	Valeur de calcul de la résistance conventionnelle au cisaillement.
Φ	Fonction de répartition de la loi log normale.
φ_u	Courbure ultime.
φ_y	Courbure limite.

LISTE DES ABREVIATION

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	American concrete institute.
ATC	Applied technology council.
Caltrans	California Department of Transportation.
EDP	Paramètres typiques de demande d'ingénierie.
FEMA	Federal Emergency Management Agency.
HAZUS	Earthquake loss estimation methodology.
IM	Mesure d'intensité.
PGA	Peak ground acceleration.
PGV	Peak ground velocity.
PSDM	Probabilistic Seismic Demand Model.
RPOA	Règles Parasismiques Algériennes applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

INTRODUCTION

GENERALE

Les séismes survenus lors de ces quarante dernières années en Algérie ont eu de graves impacts sur les ponts. Ces structures ont été construites alors que les procédures d'évaluation parasismique étaient peu développées ou inexistantes dans le pays. De plus, particulièrement dans le nord de l'Algérie, le niveau des sollicitations sismiques dont il faut tenir compte pour des fins d'évaluation a considérablement augmenté au cours des dernières années. Or, l'Algérie n'est pas un territoire à l'abri de séismes majeurs.

Les tremblements de terre d'El ASNAM 10/10/1980 et de BOUMERDES en 2003 ont causé d'importants dommages et l'effondrement de plusieurs ouvrages.

La plupart des ouvrages endommagés lors de ces tremblements de terre avaient été construits avant les années 1990 alors que le génie sismique n'était pas encore bien traitée en Algérie. Les experts en ouvrages d'arts ont mis en lumière la vulnérabilité de ces ouvrages par l'investigation directe sur les lieux après les séismes.

Les ponts et les viaducs doivent demeurer fonctionnels avec des critères minimaux de capacité après un séisme. Selon une étude menée par "Transports Québec" les récents dégâts causés par les secousses sismiques ont démontré que les ponts et viaducs sont les éléments les plus vulnérables d'un réseau de transport routier.

Cela souligne l'importance du développement de méthodes capables d'évaluer la performance du réseau des ponts existants, avant et après un tremblement de terre, ainsi que la génération ou l'amélioration de plans de priorité pour la réhabilitation des structures déficientes en Algérie.

Une méthode fiable pour l'évaluation de la performance qui a gagné en popularité ces dernières années est l'utilisation des courbes de fragilité. Elles peuvent aussi être utilisées pour optimiser les méthodes de réhabilitation et dans la génération des plans de

décision post sismique. Les courbes de fragilité sont un outil statistique qui décrit la probabilité qu'un élément structural ou que la structure au complet atteigne ou dépasse un niveau de dommage spécifique en fonction de l'intensité de la secousse sismique. Elles constituent des données clés pour l'évaluation du risque sismique d'une région. Une question importante est de savoir comment diminuer le risque sismique d'une région étant donné un portefeuille de ponts qui ont été construits avant les exigences explicites de conception parasismique, comme c'est le cas en Algérie.

Les récentes études d'applications in situ démontrent que les ponts isolés se comportent très bien face aux séismes grâce à la dissipation d'énergie qui a lieu au niveau des dispositifs d'isolation.

Les courbes de fragilité pour les ponts réhabilités constituent un outil puissant pour évaluer l'impact d'une méthode de réhabilitation sur la performance des différentes classes de pont. L'approche pour l'obtention de la fragilité analytique utilise des analyses temporelles non linéaires avec des modèles détaillés en trois dimensions pour les configurations typiques des ponts routiers.

Les ponts avec poutres en béton armé et/ou précontraint sont plus vulnérables que les ponts avec poutres en acier en raison de la plus grande masse de la superstructure impliquée dans la réponse sismique.

Les ponts sont des ouvrages qui sont souvent durement endommagés car il y a peu de redondance de leurs éléments structuraux. L'endommagement de l'un de ces éléments affecte directement le reste de l'ouvrage.

Au niveau d'Alger par exemple, plus de la moitié des ponts ont été construits avant 2008, date de la première version du code des ponts routiers en Algérie mais aussi avant l'introduction des normes parasismiques (Ministère des TP). De plus, un grand nombre de ces ponts doit être réhabilité ou remplacé car ils présentent des signes de fatigue tels que de la fissuration, de la corrosion ou encore de l'éclatement du béton de recouvrement.

Une réduction des armatures longitudinales permettrait une économie substantielle en termes de matériaux, d'acheminement et de mise en place.

Dans l'éventualité d'un futur séisme majeur en Algérie, l'intégrité structurale de plusieurs ponts ne pourrait être assurée, d'autant plus que ces ouvrages d'un certain âge présentent des configurations d'armatures identiques à ceux qui ont connu des problèmes importants lors de séismes en Californie (San Fernando, 1971 ; San Francisco, 1989 ; et

Northridge, 1994). On doit toutefois reconnaître que la situation californienne ne peut être transposée directement au nord de l'Algérie, à cause des différences relatives aux conditions géologiques et aux mouvements des sols.

Les gestionnaires de certaines villes d'Algérie expriment certaines inquiétudes concernant le maintien en service des ponts situés sur des axes routiers critiques après un sinistre majeur causé par un séisme. La circulation des véhicules d'urgences devrait en effet être assurée. De plus, advenant une telle situation, il serait souhaitable de disposer d'une technique fiable pour réparer et rétablir par exemple la capacité portante des piles de ponts endommagés.

Jusqu'à maintenant, peu d'études portant sur le comportement parasismique des ponts ont été faites et plusieurs ponts sont sans doute vulnérables à des sollicitations sismiques importantes.

L'évaluation de la vulnérabilité parasismique des ponts constitue aujourd'hui une préoccupation majeure pour les propriétaires d'ouvrages d'art.

Au cours des trois dernières décennies, l'Algérie ainsi que sa population et son économie ont souffert des conséquences dommageables de moins de 10 séismes, dont trois dévastateurs (El Asnam 1980, MW 7.2, Tipasa 1989, MW 6.2, Boumerdes 2003, MW 6.8). Le tableau I.1. résume les séismes de magnitude supérieure à 5.2. On peut donc constater qu'un nombre élevé d'importants séismes a eu lieu et on doit en tenir compte lors de la conception d'ouvrages d'art.

Ayant acquis une expérience appréciable suite au séisme dévastateur d'El Asnam du 10 octobre 1980, le gouvernement algérien a adopté depuis le 19 mai 1985, un plan national de prévention des catastrophes et technologiques majeures qui a été actualisé et renforcé en juillet 2003 à la suite des leçons tirées des différents séismes et autres catastrophes, et notamment du séisme dévastateur de Boumerdes du 21 mai 2003 qui a fait près de 2300 morts et plus de 3 milliard de dollars de dommages.

Tableau 1. 1 : Séismes de magnitudes supérieures à 5.2 demeureurs en Algérie

Endroit	Date	Année	Magnitude (M_w)
El Asnam	10 octobre	1980	7.2
Constantine	27 octobre	1985	5.9
Bordj Bounaama	26 janvier	1987	5.3
Oued Djer	31 octobre	1988	5.3
Tipasa	29 octobre	1989	6.2
Mascara	18 août	1994	5.6
Ain Benian	04 septembre	1996	5.6
Ain Témouchent	22 décembre	1999	5.5
Béni Ourtilane	10 novembre	2000	5.4
Boumerdes	21 mai	2003	6.8

La Figure 1.1, présente une carte des événements sismiques (séismicité historique) survenus en Algérie au cours de ces trois cent dernières années. On peut voir plusieurs séismes de grandes magnitudes et de grande récurrence.

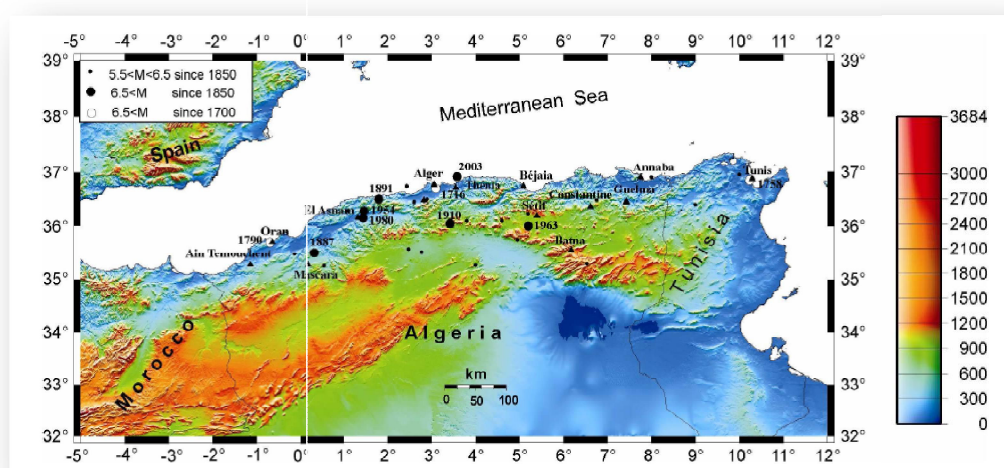


Figure 1. 1 : Carte des événements sismiques ayant eu lieu au nord de l'Algérie

Un document technique réglementaire appelé « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, RPOA-2008 » a été rajouté aux codes algériens et qui concerne la conception de structures neuves .

Problématique

Dans le cadre de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts en béton armé et/ou précontraint, le développement des courbes de fragilité de ces ouvrages par la méthode analytique est devenu un axe de recherche très important dans le monde ces dernières années, surtout dans le domaine des structures construites en béton armé.

En Algérie on a constaté le manque ou bien l'inexistence des études détaillées et approfondies de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'arts et précisément les ponts en béton armé et/ou précontraint.

La participation avec un sujet de recherche pour le développement dans ce domaine très important est devenue une véritable préoccupation pour nous en temps qu'experts en ouvrages d'arts et à la fois des chercheurs en génie parasismique.

Et même pour les maitres d'ouvrages, la détermination de la courbe de fragilité constitue une étape essentielle pour l'élaboration des cartes du risque sismique dans le but de gérer les situations après des séismes majeurs probables.

Notre champ d'investigation de cette recherche se restreindra à la mise au point d'une méthodologie pour le développement des courbes de fragilité des ponts en tenant en compte des composantes essentielles de l'ouvrage tels que les piles, les culées, les plots parasismiques et les appareils d'appuis.

Objectifs

L'objectif principal de ce travail de recherche est d'étudier le comportement sismique des ponts en béton armé et/ou précontraint en Algérie et d'élaborer les courbes de fragilité de ces ouvrages d'arts.

Pour cela on peut classer les objectifs de ce projet en deux catégories :

Les objectifs de la première catégorie sont les suivants:

- ✓ Une recherche bibliographique sur la vulnérabilité des ponts.

- ✓ Développement des modèles pour les ponts en BA et BP en Algérie pour le calcul dynamique non linéaire (NTHA).
- ✓ Une étude de cas (cas des ponts Algériens).

Les objectifs de la deuxième catégorie sont les suivants:

- ✓ Faire une étude probabiliste pour la détermination des courbes de fragilité des ponts en béton armé et/ou précontraint puis faire une étude comparative sur l'effet du modèle de calcul des ponts sur ces courbes.
- ✓ Définition des états de dommage.

Présentation de la thèse

Après avoir présenter une introduction, la problématique et les objectifs de cette recherche été définis.

- ✓ L'introduction générale traite de la problématique ainsi que des objectifs fixés dans le cadre de ce travail.
- ✓ Le chapitre I présent un état de l'art en matière d'illustration des dommages observés dans les ponts et de développement des courbes de fragilité analytiques et empiriques des ponts en béton armé et/ou précontraint, suite à une revue aussi générale que possible des principaux travaux antérieurs réalisés dans les derniers quatre décennies.
- ✓ Le chapitre II illustre une description détaillée des modèles de calcul proposés et /ou adoptés dans le cadre de notre recherche, les enregistrements sismiques et les hypothèses de calcul.
- ✓ Le chapitre III expose quant à lui les différentes étapes fondamentales de la méthodologie proposée et adoptée dans le cadre de ce travail pour développer les courbes de fragilité analytiques des ponts en béton armé et/ou béton précontraint. Une étude détaillée sur le développement de ces courbes est exposée en considérant deux ponts dans la même zone et avec une morphologie différente.

- ✓ Le chapitre IV présente une étude comparative entre deux procédures de calcul pour construire les courbes de fragilité des piles de ponts . Celle-ci nous a permis d'illustrer les avantages et les inconvénients des deux procédures présentées.
- ✓ Le chapitre V porte sur la conclusion générale et quelques recommandations qui peuvent constituer une suite à ce travail ainsi que des perspectives pour des travaux de recherche futurs.

Synthèse des Travaux Antérieurs

1.1 Introduction

L'étude des dommages subis à la suite des derniers tremblements de terre aux États-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988), El-Asnam 1980, Costa Rica 1991, Kocaeli 1999 a permis de mieux comprendre la nature des mouvements sismiques et d'identifier les faiblesses des éléments structuraux des ponts et le comportement des fondations et des sols sur lesquels elles reposent (Mitchell et Tinawi, 1992 ; Priestley et al., 1994 ; Anderson et al., 1996 ; Yashinski, 1998; Priestley et al., 1996). Au niveau des structures, l'expérience a démontré que les dommages subis par les ponts et les viaducs les plus fréquemment observés sont : (a) la perte d'appuis des travées, (b) la rupture des colonnes et des piles, (c) la rupture des culées servant de murs de soutènement, et (d) l'effondrement ou l'affaissement du remblai situé aux accès des ponts. Il est reconnu que la dissipation de l'énergie induite par les vibrations sismiques dépend des principaux éléments structuraux d'un pont, soient : le tablier, le système d'appuis, les piles, les culées et les fondations. Par ailleurs, la nature du sol et les effets de sites qui en résultent contribuent grandement à augmenter la vulnérabilité sismique des ouvrages.

L'analyse des dommages a conduit à l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages et à la construction de leurs courbes de fragilité. Cette étape permettra aux autorités de prendre les décisions idoines quant à l'adaptation ou la mise à niveau parasismique de ces ouvrages, d'une part, et d'autre part, à la mise en place d'une planification rationnelle face aux désastres susceptibles de se produire (planification des secours avant et après un séisme) en mettant à leur disposition un outil en mesure de caractériser la perte matérielle directe, et l'estimation de la perte de fonctionnalité des réseaux routiers (Kibboua, 2012).

1.2 Dommages constatés sur les ponts

La figure 1.2 résume les différents niveaux de dommages qui peuvent subir les ponts routes:

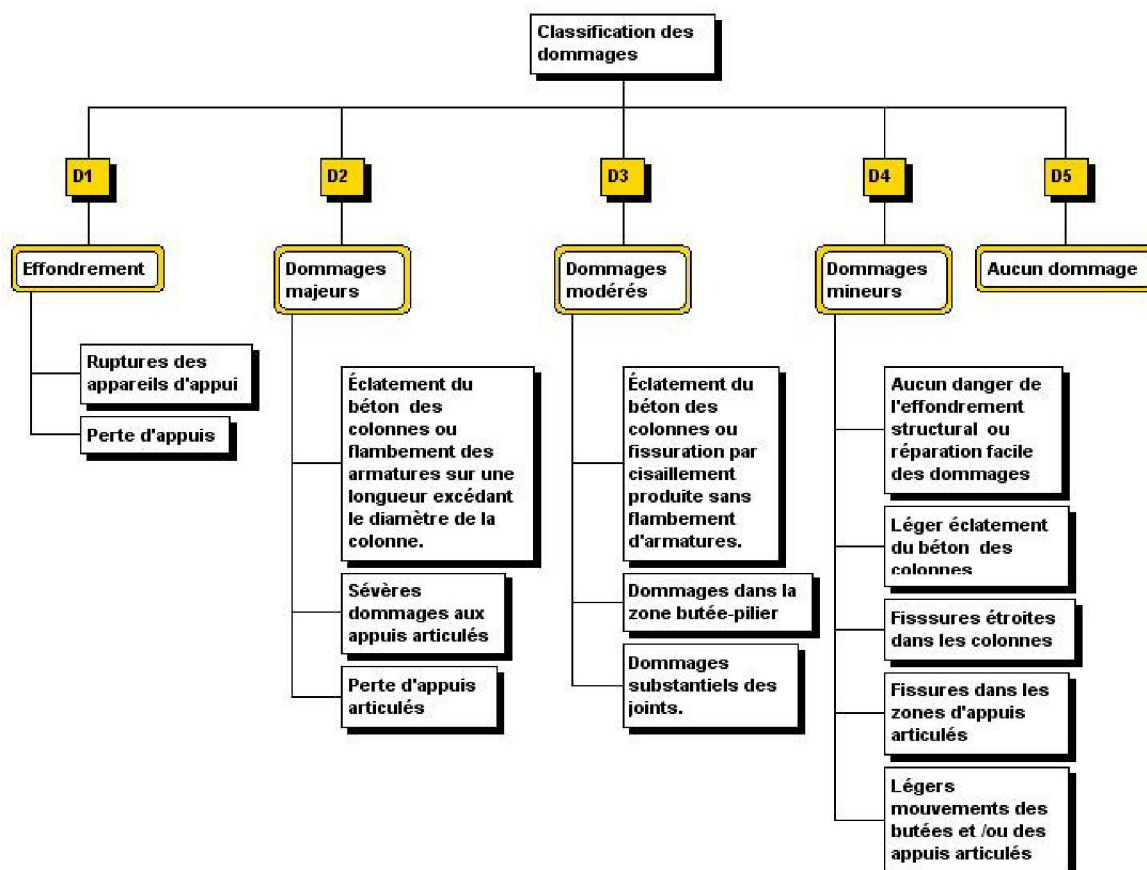


Figure 1. 2 : Classification des dommages (Basoz, 1999).

1.2.1 Tablier

Le cas typique de dommage aux ponts poutres est la chute du tablier en raison des largeurs d'appui trop courtes dans le sens longitudinal ; lorsque les distances de repos d'appui sont insuffisantes, le déplacement relatif entre le tablier et ses appuis peut entraîner un échappement (Figure I.3).



Figure 1. 3 : L'effondrement du Pont de Rio Bananito en 1991 séisme de Costa Rica

Les ponts constitués de poutres simples simplement appuyées, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement du tablier lors de séismes (Figures I.4et I.5).



Figure 1. 4 : L'effondrement du pont Tsu Wei dû au glissement de terrain durant le séisme de Ji Ji, Taiwan.



Figure 1. 5 : La ruine du Gavin Canyon Undercrossing en 1994 durant le séisme de Northridge.

L'effondrement de tabliers occasionne parfois une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé. La figure I.6 montre le déplacement latéral d'un tablier de pont à l'endroit d'un joint de dilatation .



Figure 1. 6 : Déplacement latéral du tablier d'un pont lors du séisme de Kobe en 1995.

Sur les ponts biais, les chocs des culées sur le tablier créent un moment de rotation d'axe vertical dans la structure (Figure I.7) qui a pour conséquence de pousser le tablier hors de ses appuis.

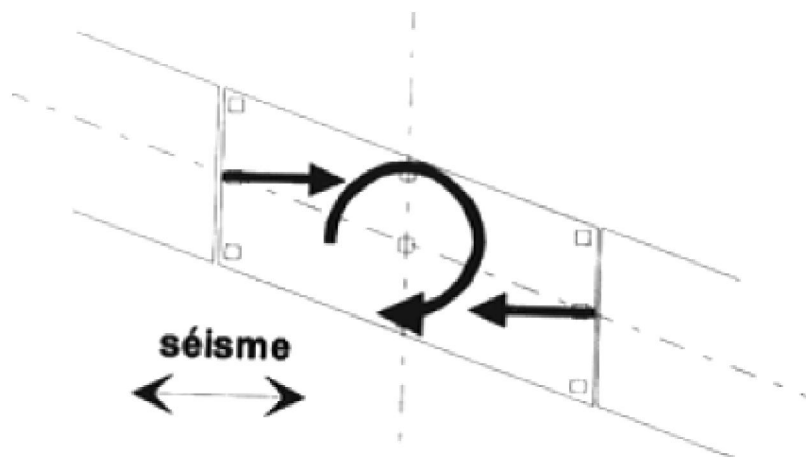


Figure 1. 7 : Rotation d'axe vertical.

Un dommage a été observé lors du séisme de Loma Prieta en 1989, près de San Francisco en Californie est celui de l'effondrement du pont Struve Slough par poinçonnement du tablier (Figure I.8).



Figure 1. 8 : Effondrement du pont Struve Slough par poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale lors du séisme de Loma Prieta (USA, 1995).



Figure 1. 9 : Effondrement du tablier dû à la liquéfaction du sol.

1.2.2 Perte d'appuis

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

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

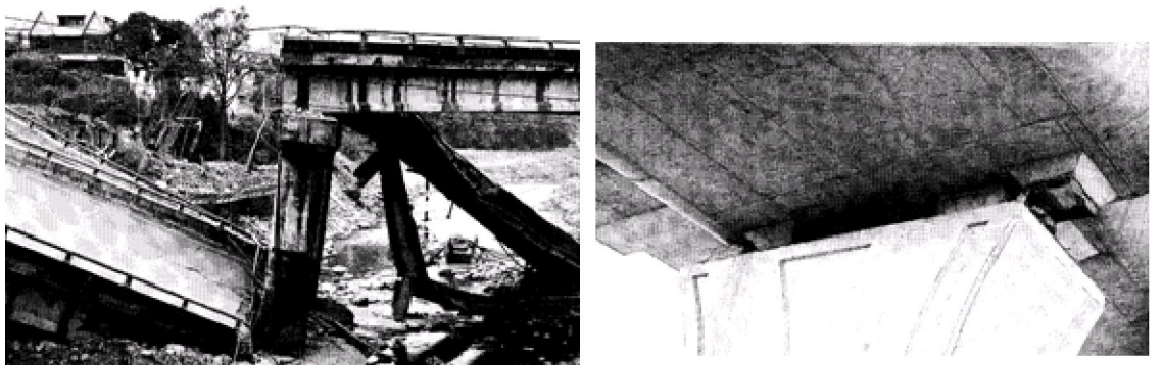


Figure 1. 10 : Perte d'appuis tirée de CTOA (1999).

1.2.3 Piles:

Le deuxième cas typique de dommages aux ponts-routes est l'endommagement des piles, qui peut aller jusqu'à l'effondrement. Cela concerne avant tout les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec des armatures transversales faibles, n'assurant pas un confinement adéquat du béton (Figure I.11).



Figure 1. 11 : Les défaillances possibles des piles.

Ce phénomène, qui peut se produire selon la direction longitudinale ou transversale et concerne plus particulièrement les ponts à travées indépendantes. Selon la direction transversale, le risque peut être accentué par un biais ou une courbure importante. Les figures I.12 à I.16 montrent les différents dommages subis par les piles.



Figure 1.12 : Echappement d'appui dû à une courbure importante lors du séisme de San Fernando (USA, 1971).



Figure 1.13 : Rupture d'une pile de pont à mi-hauteur durant le séisme de Hyogo-Ken en 1995.



Figure 1. 14 : Rupture de la pile Interstate 10, La Cienega-Venice Undercrossing en 1994 séisme de Northridge.



Figure 1. 15 : Rupture de la pile Interstate 10, La Cienega-Venice Undercrossing en 1994 séisme de Northridge.



Figure 1. 16 : Ruine de piles de ponts en béton armé lors du séisme de Kobe en 1995.

La présence de butées latérales (Figure I.17) supprime généralement le risque d'échappement transversal. Toutefois, les butées comme toute autre connexion rigide du tablier sur ses appuis (encastrement, appareils d'appuis à pot monodirectionnels...,etc.), peuvent conduire à une forte augmentation des efforts dans ces derniers. Ces efforts sont alors susceptibles de provoquer des ruptures fragiles notamment dans les piles (Figure I.18) si leur résistance est insuffisante.



Figure 1. 17 : Exemple de butées latérales.



Figure 1. 18 : Rupture des piles par cisaillement ou effort tranchant lors du séisme de Chi-Chi.

Les rotules plastiques dans un élément de structure (fût, poutre, poteau, voile,...etc.) peuvent subir des déformations irréversibles sont capables de dissiper de l'énergie sismique sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elles se comportent comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

La figure I.19 montre les rotules plastiques qui se sont produites au niveau des piles de ponts provoquées par le séisme de Northridge en 1994.



Figure 1. 19 : Rotules plastiques dans les piles d'un pont suite au séisme de Northridge, 1994.

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées aux sollicitations de cisaillement, car d'une part en raison de leur grande rigidité elles reprennent les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible élancement, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduisent souvent à une rupture fragile par cisaillement (Figure I.20).



Figure 1. 20 : Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du séisme de Kobe en 1995.

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Les forces sismiques au niveau de l'appui fixe sont très importantes au point d'endommager facilement l'appui ou provoquer sa rupture (Figure I.21).



Figure 1.21 : Appui longitudinal arraché sur la culée d'un pont poutre, Kobe 1995.

1.2.4 Dés, appareils d'appuis et joints de chaussées

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Le va-et-vient dans le jeu de l'appui fixe provoque des forces de choc très importantes qui peuvent facilement endommager l'appui.



Figure 1.22 : Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont-poutre, Boumerdes 2003.

En cas d'appui longitudinal fixe, il faut s'attendre en général à l'effondrement du tablier, après destruction de l'appui longitudinal dans la phase initiale du tremblement de terre. Si la chute du tablier peut être évitée, les dommages restent faibles. La figure I.24 montre des joints de chaussée d'un pont-poutre endommagé aux culées, du fait des déplacements horizontaux importants entre le tablier et la culée. Selon l'ampleur des dégâts, le pont peut encore être utilisé immédiatement après un séisme, ou il peut être muni d'un élément adéquat, par exemple une plaque métallique provisoire, comme à droite sur la figure I.24.



Figure 1. 23 : Distorsion des appareils d'appui, due aux effets du séisme du 21 mai 2003 - Pont sur Oued Sebaou (Kibboua, 2012).



Figure 1. 24 : Joints de chaussées endommagés "Taiwan 1999".

La figure I.25 montre des joints de chaussée d'un pont à poutres endommagé au niveau des culées, du fait des déplacements horizontaux importants entre le tablier et la culée.



Figure 1. 25 : Joints de chaussées endommagées suite au séisme de Taiwan en 1999.

1.2.5 Les culées

Les culées peuvent être endommagées par des tassements des fondations, du remblai arrière et de la dalle de transition. Des tassements dans la zone de transition à l'arrière des culées peuvent être rapidement égalisés comme le montre la figure I.26 lors du séisme de Boumerdes au nord de l'Algérie en 2003 (MW = 6,7).



Figure 1. 26 : Tassements faibles derrière la culée d'un pont-route suite au séisme de Boumerdes, Algérie en 2003.



Figure 1. 27 : Tassement derrière la culée d'un pont à Boumerdes, "Algérie 2003".

Les rotations des culées dues à l'augmentation des poussées des terres pendant le tremblement de terre, ou à des tassements différentiels, sont plus dangereuses. Les culées élevées, à partir d'une hauteur libre d'environ 7 m, sont particulièrement vulnérables, car de petites rotations peuvent engendrer de grands déplacements horizontaux du banc d'appui. Des tassements et des rotations permanentes au niveau de la culée peuvent également être provoqués par une liquéfaction du sol. Les sols contenant des couches

étendues de sable meuble en zone immergée sont particulièrement sensibles à la liquéfaction. Une fondation sur pieux ne suffit en général pas, car le remblai derrière la culée peut s'effondrer tout de même par suite de la liquéfaction du sol. Les mesures envisageables sont le remplacement, le compactage ou le drainage des couches sensibles du sol.

L'opposition des forces des poussées dynamiques des terres et des chocs du tablier sur les culées peut provoquer un endommagement de celles-ci (Figure I.28).



Figure 1. 28 : Glissement des culées, Tirée de Priestley et coll. (1996).

Les culées sont des composantes structurales qui assurent la liaison entre le tablier et les remblais. Elles sont sensibles aux mouvements latéraux extrêmes du sol. Pendant un séisme, le glissement des culées se produit généralement dans les zones où le sol est mal consolidé. Les observations effectuées sur les ponts endommagés ont montré que le glissement des culées est causé par des efforts en rotation et en translation (Priestley et al, 1996).

1.2.6 Dommages observés dans les fondations profondes

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

capacité portante suffisante.



Figure 1. 29 :Endommagement des pieux sous un pont.

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

La figure I.30 montre une tête de pieux endommagée suite à des efforts sismiques très importants. Ce type de rupture peut être dû à une insuffisance de résistance en cisaillement, ou à un ancrage inadéquat, entraînant une diminution de la capacité en traction des pieux (Priestley et al, 1996).



Figure 1. 30 : Dommage observé sur une tête de pieux.



Figure 1. 31 : Exemple d'effondrements liés à la liquéfaction du sol porteur suite aux séismes de Niigata au Japon en 1964 et de Costa Rica en 1990.



Figure 1.32 : Effondrement du pont route 1, Struve Slough, Watson Ville.

L'analyse de ces dommages a conduit à l'évaluation de la vulnérabilité des ponts et à la dérivation des courbes de fragilité correspondantes (Karim et Yamazaki, 2000 ; 2001 ; 2003). Cette étape essentielle et importante dans l'évaluation du risque sismique permettra aux autorités compétentes de prendre les décisions idoines quant à l'adaptation ou la mise à niveau parasismique de ces ouvrages, d'une part, et d'autre part, à la mise en place d'une planification rationnelle face aux désastres susceptibles de se produire (prévention des secours avant et après un séisme) en mettant à leur disposition un outil en mesure de caractériser la perte matérielle directe, et l'estimation de la perte de fonctionnalité des réseaux routiers.

1.3 Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité expriment la probabilité pour qu'un pont atteigne un niveau de dommage en fonction des paramètres caractérisant le mouvement du sol, tels que l'accélération maximale du sol, la vitesse maximale du sol ou l'accélération spectrale.

Elles sont des outils émergents dans l'évaluation du risque sismique (Seismic Risk Assessment- SRA). Elles sont des outils statistiques qui reflètent la probabilité conditionnelle qu'un élément structural ou la structure au complet atteigne ou dépasse un certain niveau d'endommagement pour une intensité d'excitation donnée. L'utilisation

des courbes de fragilité n'est pas limitée à l'évaluation du risque sismique, Mais peuvent aussi être utilisées comme une manière efficace pour évaluer la fonctionnalité et la priorité de réparation des ponts après un tremblement de terre.

Il existe trois Méthodes pour développer les courbes de fragilité :

- ✓ *Méthode expérimentale*, qui vient en complément à l'approche analytique.
- ✓ *Méthode empirique*, qui se base sur l'évaluation des dommages après séisme.
- ✓ *Méthode analytique*, qui se base sur l'interprétation des résultats obtenus suite à une analyse dynamique non linéaire de la réponse des modèles numériques de structures représentatives.

1.3.1 Courbes de fragilité basées sur les opinions d'experts:

Ce type de fonction de fragilité a été utilisé lors du développement du rapport ATC-13. À cause de la quantité réduite des documents disponibles lors de la production des matrices de probabilité de dommage, l'opinion des experts a été sollicitée pour la création de ces matrices.

Les experts avaient enquêtés sur la probabilité pour qu'une structure subisse un état de dommage particulier pour différentes intensités de secousses sismiques.

Plusieurs chercheurs ont développé ces courbes expérimentalement ; Vosooghi et al (2012), ayant utilisé des données provenant de 32 modèles testés sur colonne pour développer des courbes de fragilité. Perrault et al (2013), ont utilisé des données expérimentales pour évaluer la fragilité de la tour BRD à Bucarest. Choi et al (2016), ont utilisé des résultats expérimentaux de colonnes en béton armé pour développer des modèles non linéaires, et des analyses dynamiques non linéaires avec des enregistrements accélérométriques (accélérogrammes) de mouvements du sol (séismes) ont été effectuées et finalement des courbes de fragilité des colonnes ont été établis.

1.3.2 Courbes de fragilité empiriques:

Les courbes de fragilité empiriques peuvent être développées empiriquement à partir des rapports de dommages des séismes antérieurs (Shinozuka et al., 2000; Elnashai et al., 2004), elles offrent une estimation du niveau d'endommagement actuel des ponts d'une région en considérant l'intensité d'un séisme et en se basant sur les données des

dommages antérieurs des ponts secoués par des événements sismiques. Son développement requiert l'utilisation des données actuelles de l'endommagement des ponts, qui sont usuellement dérivées des anciens rapports d'inspection post sismique, ainsi que des informations de la distribution spatiale des séismes.

La méthodologie pour le développement des courbes de fragilité empiriques a été présentée par différents groupes de chercheurs pour les séismes de Loma Prieta en 1989 et Northridge en 1994. Shinozuka et al (2000), ont générés les courbes de fragilité empiriques à partir des dommages observés lors du séisme qui a ébranlé la région de Kobe au Japon en 1995.

Les méthodologies sont assez comparables parce qu'elles combinent le niveau de dommage observé dans une gamme d'intensité de mouvement du sol et attribuent une probabilité de dépassement pour différents niveaux d'endommagement.

1.3.3 Courbes de fragilité analytiques:

Quand les données de l'actuel niveau d'endommagement et de mouvement de sol ne sont pas disponibles, les courbes de fragilité sont développées à partir des méthodes analytiques (Pan et al., 2007; Padgett et DesRoches, 2009 ; Kibboua et al., 2011 ; Agrawal et al., 2012 ; Alam et al., 2012 ; Ramanathan et al., 2015 ; Hemaïdi Zourgui et al., 2018).

Au Japon, aux États-Unis et dans d'autres pays développés, plusieurs courbes de fragilité analytique ont été générées pour les ponts (Hwang et Huo, 1998 ; Dezfuli et Alam, 2016).

Bhuiyan et Alam (2012) ; Alam et al (2012) ; Abbasi et al (2016), ont établi des courbes de fragilité basées sur des méthodes de simulations analytiques.

Pendant 15 ans, plus de 50% des travaux de recherche ont montré que la fragilité des ponts est basé essentiellement sur la fragilité de leurs piles (Ramanathan et al., 2015).

Karim et Yamazaki (2001), ont utilisé un modèle structurel simplifié pour construire des courbes de fragilité analytique pour les piles de pont. En Algérie, Kibboua et al (2011), ont développé des courbes de fragilité analytiques pour des piles de pont en béton armé couramment réalisées en utilisant le modèle de dommage proposé par Park et

Ang en 1985.

Cependant, compte tenu de l'ensemble des composantes du pont, pour prédire le comportement réel de cette structure, Nielson et DesRoches (2007), ont développé des courbes de fragilité analytique en considérant les différentes composantes vulnérables des ponts. Ghotbi, (2014) a considéré le système du pont en entier pour l'évaluation de la fragilité de ce dernier. D'après les études qui ont été faites par les auteurs pour dériver les courbes de fragilité, on peut dire que le niveau d'endommagement est lié à la capacité structurale, et l'intensité du séisme à celle de la demande structurale. Donc, un modèle approprié d'évaluation de la fragilité d'un système structural d'un ouvrage (pont), peut se traduire par la probabilité que la demande sismique dépasse la capacité structurale, comme montré dans l'équation (1.1) où pf est définie comme étant la probabilité que la demande sismique dépasse la capacité structurale, D est la demande sismique et C est la capacité structurale.

$$pf = P \left[\frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad (1.1)$$

Il a été remarqué que dans la plupart des études relatives à la dérivation des courbes de fragilité, la demande sismique et la capacité structurale sont supposées suivre une distribution log normale.

Un grand nombre de chercheurs ont développé les fonctions de vulnérabilité en termes de deux paramètres de distribution log-normale, exprimées soit en termes de pic d'accélération du sol ou en fonction de pic de vitesse du sol ou encore en fonction de l'accélération spectrale.

1.4 Définition des niveaux de dommages pour la construction des fonctions de fragilité:

Pour le développement des fonctions de vulnérabilité, les rapports des enquêtes post sismiques sur les dommages survenus sont exploités pour établir la relation entre l'intensité du mouvement du sol et le niveau de dommages de chaque pont (Shinozuka et al., 2001).

Une courbe de fragilité décrit donc la probabilité de dépassement d'un certain niveau de dommage correspondant à une certaine intensité du mouvement de sol.

Au Japon, le rapport de l'enquête post-sismique sur les dommages, liés aux piles de pont en béton armé, résultant du séisme de Kobe, établi par le Hanshin Expressway Public Corporation's (HEPC's) sur un échantillon de 770 cas de piles, de géométrie et ferrailage identique, a été considéré pour définir cinq classes de dommages (Shinozuka et al., 2000c ; 2001), comme illustré sur la figure I.33.

Ces états de dommages répertoriés en classe As, A, B, C et D sont schématisés par des illustrations correspondant à quatre modes de ruine ou de rupture, définis comme suit :

Etats d'effondrement ou de ruine (Collapse - As) ;

Dommage majeur (Major damage - A) ;

Dommage modéré (Moderate damage - B) ;

Dommage léger (Slight damage - C) ;

Aucun dommage (No damage - D).

Damage State		Damage Mode		A	B	C	D	Remarks
Damage Mode	1. Bending damage at ground level	Damage through entire cross section		Damage mainly at two opposite sides		Light cracking and Partial Spalling	No Damage	This mode ultimately produces buckling of rebars, spalling and crushing of core concrete
	2. Combined bending & shear damage at ground level	Internal Damage		Damage at two sides		Light cracking and Partial Spalling	No damage	Bending and shear cracks progress with more wide-spread spalling than model and hoops detached from anchorage
	3. Combined bending & shear damage at the level of reduction of longitudinal rebars	Internal Damage		Internal damage		Partial damage	No damage	Damage and collapse are observed at about the location (typically 4-5m above ground) of reduction of longitudinal rebars, accompanying buckling of rebars and detached hoops.
	4. Shear damage at ground level	Damage through entire cross-section		Damage through column		Light cracking	No Damage	Columns with low aspect ration sheared at 45° angle

Figure 1. 33 : Description des états de dommages pour les piles de pont de Hanshin Expressway Corporation (Shinozuka et al. 2000c).

Quant à l'outil HAZUS adopté par FEMA il définit cinq états de dommages comme montrés dans le tableau I.2.

Tableau 1. 1 :Description qualitative des états de dommages aux ponts selon HAZUS- 97.

États de Dommages	Description	Etat de service du pont
Aucun Dommage (N)	Pas de dommage sur le pont.	Ouvert au trafic
Dommage Léger (S)	Légères fissures aux appuis (piles et culées) ou au tablier. Ces dommages exigent de petites réparations.	Opérationnel sans réparation
Dommage Modéré (M)	Fissures de cisaillement aux piles / colonnes. Un déplacement modéré du tablier.	Opérationnel après réparation
Dommage Étendu (E)	Piles / colonnes dégradées sans effondrement, déplacement important dans les joints, déplacement du tablier, tassement au niveau des culées.	Fermé au trafic (réparation coûteuse ou remplacement).
Dommage total (C)	Effondrement de n'importe quelle pile/colonne, perte d'appui pouvant entraîner la rupture du tablier, inclinaison de la structure suite à la rupture de fondation.	Rupture (remplacement).

1.5 Conclusion

Une revue de l'état de l'art relative à l'établissement des courbes de fragilité a été présentée dans ce premier chapitre. Les courbes de fragilité sont un outil fondamental dans l'évaluation du dommage sismique potentiel des ponts. Une illustration des dommages observés dans les ponts a été présentée. Plusieurs méthodes pour la génération de ces courbes ont été développées en utilisant soit une approche empirique ou analytique.

La procédure pour obtenir les modèles de demande sismique probabiliste pour les composantes d'un pont et pour l'ensemble du système structural a été revue et examinée. Finalement, les états limites adoptés dans ce chapitre sont présentés afin d'estimer les paramètres de la demande et de la capacité et, les courbes de fragilité peuvent être générées pour chaque composante du pont (piles, appareils d'appui et culées). Bien que ces courbes donnent une indication sur la plus vulnérabilité des composantes dans un pont, il est nécessaire de développer les courbes de fragilité du système pont en entier. Par exemple, pour les ponts types, couramment utilisés en Californie, les courbes de fragilité des piles sont souvent considérées comme représentatives de la vulnérabilité du système ou pont en entier. Donc, les courbes de fragilité du pont ou du système pont et non pas d'une composante individuelle exigent toujours des informations sur les demandes et capacités de l'ensemble des composantes d'un pont.

Les courbes de fragilité sont développées en utilisant des modèles analytiques tridimensionnels de ponts, un ensemble d'accélérogrammes réels et des analyses dynamiques non-linéaires. Elles sont utilisées pour déterminer le résultat des pertes potentielles du aux séismes, les priorités des renforcements ainsi que les décisions d'inspection post sismiques.

Dans le prochain chapitre, des modèles de calcul pour l'élaboration des courbes de fragilité analytiques du système pont en entier incluant toutes ces composantes vont être présentés pour des ponts courants, fréquemment réalisés en Algérie

Chapitre 02

Modélisation des ponts en béton arme

2.1 Introduction

Afin de générer des courbes de fragilité pour faire une étude de vulnérabilité des ponts, il est jugé nécessaire de modéliser convenablement dans la mesure du possible leurs structures telles qu'elles sont réalisées sur site.

Dans cette deuxième partie de ce projet de recherche, on présentera la modélisation tridimensionnelle des ponts sélectionnés. Des modèles analytiques de ponts ont été développés suivant les recommandations de l'auteur du département des transports californien (Caltrans, 2006) ainsi que d'autres chercheurs et ingénieurs de la pratique.

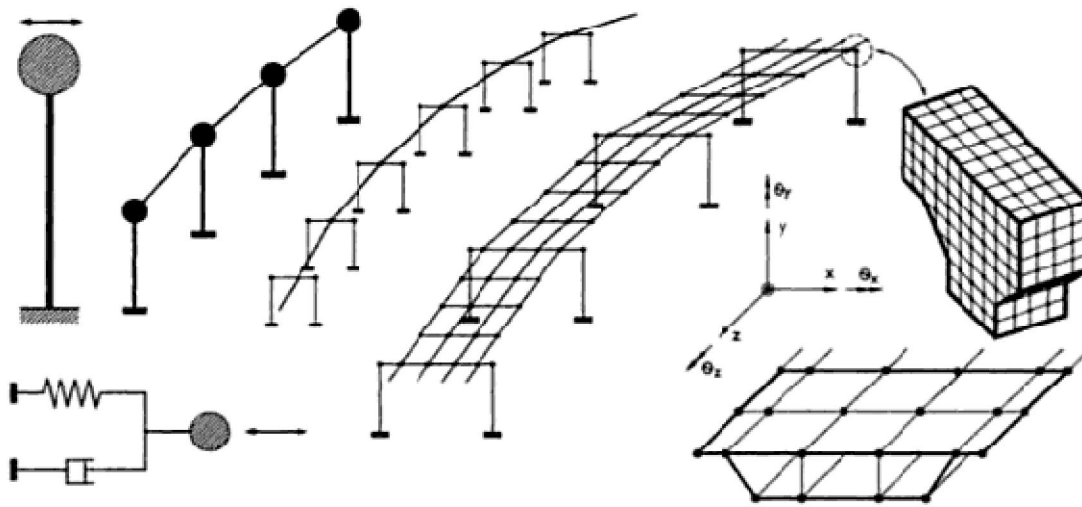
Ces modèles de ponts doivent être élaborés pour calculer leur réponse sismique, qui sera utilisée dans le développement des courbes de fragilité analytiques.

Les déplacements structurels globaux, les efforts et les déformations locaux des ponts sont déterminés à l'aide de modèles numériques et d'analyses statiques et dynamiques non linéaires pour évaluer la réponse sismique de ces ponts.

Les modèles analytiques doivent être développés en prenant en compte certaines hypothèses et simplifications pendant la modélisation en tant que système complet avec toutes les composantes qui constituent les ponts (tablier, piles, culées, appareils d'appui,...etc.).

Les hypothèses faites au cours de la phase de modélisation ont une influence directe sur les résultats de calcul ainsi que sur la fiabilité des courbes de fragilité, des soins spéciaux sont donnés lorsque des simplifications sont nécessaires. Les modèles de pont devraient être générés en détail avec un niveau suffisant pour être gérable et aussi le modèle analytique peut être contrôlé facilement à chaque étape si nécessaire.

Les modèles devraient être aussi simples que possible afin que les ingénieurs puissent les développer facilement et le temps requis pour l'analyse et l'évaluation des résultats ne devrait pas être excessif. Et enfin, le critère le plus important pendant le processus de modélisation est celui qui soit correct et qui se rapproche le plus de la réalité pour estimer la réponse sismique réelle des ponts. La figure 2.1, (Priestley et al., 1996) représente schématiquement les différents niveaux de modélisation pour l'analyse sismique des ponts allant du modèle de masse concentrée, au modèle avec les différentes composantes structurels détaillées en éléments finis.



Modèles de masse concentrée Modèles avec composantes structurelles Modèles en éléments finis

Figure 2. 1 : Les différents niveaux de modélisation pour l'analyse sismique des ponts.

La performance des ponts routiers dépend fortement de celle des composantes individuelles ainsi que la connectivité de ces dernières. Par conséquent, la précision dans l'estimation de la réponse sismique du pont s'appuie sur les modèles analytiques de ses composantes qui devraient représenter le comportement sismique réel du pont.

Les composantes structurelles des ponts peuvent être classées en deux groupes, celles de la superstructure (poutres, dalle...etc.) et celles de l'infrastructure (piles, culées, appareils d'appuis....etc.). Les modèles analytiques des ponts complets seront développés en utilisant le logiciel Siesmostuct (Seismosoft, 2016).

Sur la base des résultats rapportés dans la littérature (Priestley et al., 1996; Aviram et al., 2008), nous avons opté pour le choix des modèles en éléments barres pour le groupe des ponts sélectionnés. Ce type de modèle présente un bon équilibre entre l'efficacité et la précision de calcul.

Le comportement non linéaire des éléments du pont est inclus, y compris les rotules plastiques des piles ainsi que les raideurs transversales, longitudinales et les plots parasismiques. Sur la base d'un ensemble réduit de simulations préliminaires, la superstructure et le chevêtre sont considérés comme des éléments élastiques linéaires. De même, la connexion des fûts avec le chevêtre est considérée rigide.

Les modèles de ponts ont été créés en utilisant un programme de calcul non linéaire d'éléments finis, (Siesmostruct, 2016). Ce programme fournit une bibliothèque d'éléments et de matériaux adéquats pour les applications d'ingénierie et particulièrement pour analyser le comportement sismique des structures en béton armé. La performance de ce logiciel dans la prédiction de la réponse sismique non linéaire des structures a été rapportée dans la littérature (Alam et al., 2012).

Le programme permet aussi l'exécution des séries d'analyses dynamiques non linéaires pour lesquels les paramètres du modèle et les accélérogrammes peuvent être variés. Une description détaillée des modèles sera présentée dans ce chapitre. Trois ponts routiers en béton précontraint représentatifs de la réalité des ouvrages fréquemment réalisés en Algérie ont été sélectionnés pour cette étude. Ils ont été conçus en 2004 et réalisés en 2008. Des simulations analytiques détaillées ont été menées sur ces ponts, les hypothèses de modélisation adoptées sont basées sur plusieurs recherches tel que mentionnées par l'auteur Aviram (Aviram et al., 2008).

Les piles, les culées, les tabliers, les équipements de l'ouvrage (appareils d'appuis et joints de chaussée) ont été modélisés avec leurs lois de comportement réelles.

2.2 Présentation des ouvrages étudiés

Les ponts étudiés sont des ponts à poutres en béton précontraint sur la voie express Bousmail- Cherchell, On présente ci-après l'ensemble des ouvrages sélectionnés pour cette étude (Les ponts ont les mêmes caractéristiques mécaniques des matériaux).

2.2.1 Pont à poutres en BP au PK. 21+400

Le pont est constitué de deux travées de portée $l = 24.70$ m chacune (voir Figs. 2.2 et 2.3), pour une longueur totale $L = 51.50$ m.

Le tablier est composé d'un hourdis en béton armé coulé sur place ayant une épaisseur $e_h = 20$ cm, surmonté d'une couche en béton bitumineux $e_{bb} = 8$ cm d'épaisseur. Il repose sur $N_p = 06$ poutres isostatiques en béton précontraint (BP), de hauteur $H_p = 1.30$ m et d'entre axe $\lambda = 1.68$ m. La largeur totale du tablier est de $L_r = 10.00$ m.

Le pont possède une largeur roulable de $L_{roul} = 07.00$ m et deux trottoirs identiques de largeur $l_{trt} = 1.50$ m. Les poutres reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté. La pile est composée de deux ($N_f = 02$) fûts circulaires de diamètre $D = 1.40$ m et de hauteur $H_f = 6.50$ m. Le ferrailage longitudinal des piles est constitué de 27 T 32, quant au ferrailage transversal, en cerces de diamètre T16 avec un espacement $e_s = 15$ cm est adopté.

2.2.1.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

2.2.1.1.1 Béton

Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage est :

- Ciment CPA 325 dosé à 400 kg/m^3

- Résistance à la compression : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ si $j \leq 28$ jours

Pour le cas de cette étude : $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$

- Résistance à la traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

2.2.1.1.2 Acier

Les armatures utilisées pour la pile sont des aciers naturels dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Nuance FeE40 Type HA
- Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité : $E = 2.10^5 \text{ Mpa}$
- Déformation ultime : $\epsilon_{su} = 10 \text{ ‰}$



Figure 2. 2 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 21+400.



Figure 2. 3 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 21+400.

2.2.2 Pont à poutres en BP au PK. 40+300

Le pont fait partie du projet "voie express Bousmail-Cherchell", il est constitué de deux travées de portée $l=24.70$ m chacune, pour une longueur totale $L=51.50$ m.

Le tablier est composé d'un hourdis en béton armé coulé sur place ayant une épaisseur $eh=20$ cm, surmonté d'une couche en béton bitumineux $ebb=8$ cm d'épaisseur. Il repose sur $Np=10$ poutres isostatiques en béton précontraint (BP), de hauteur $Hp=1.30$ m et d'entre axe $\lambda=1.67$ m.

La largeur totale du tablier est de $Lr=16.50$ m. Le pont possède une largeur roulable de $Lroul=11.00$ m et deux trottoirs identiques de $l_{trt}=1,75$ m de largeur. Les poutres reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté. La pile est composée de cinq ($Nf=05$) fûts circulaires de diamètre $D=1.40$ m et de hauteur $Hf=6.00$ m (voir Figs. 2.4, 2.5 et 2.6).

Le ferrailage longitudinal des piles est constitué de 27 T 32, quant au ferrailage transversal, en cerces de diamètre T16 avec un espacement $es=15$ cm est adopté.



Figure 2. 4 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 40+300.



Figure 2. 5 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 40+300.

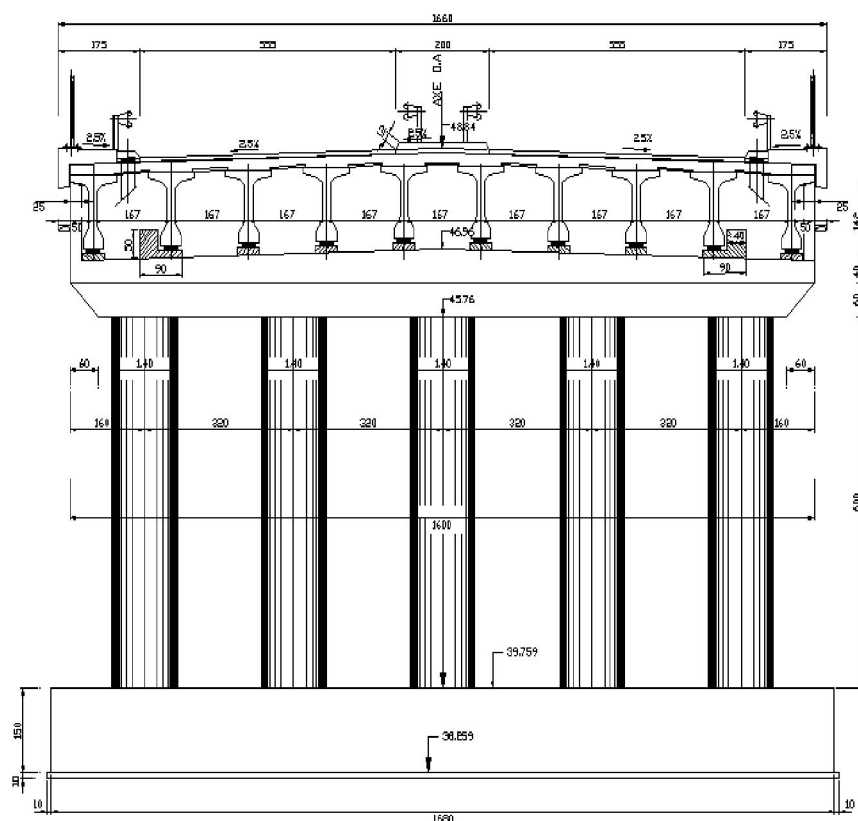


Figure 2. 6 : Coupe transversale sur pile.

2.2.3 Pont à poutres en BP au PK. 49+000

Le pont est constitué de deux travées de portée $l = 24.70$ m chacune, pour une longueur totale $L=52.00$ m.

Le tablier est composé d'un hourdis en béton armé coulé sur place ayant une épaisseur $eh = 25$ cm, surmonté d'une couche en béton bitumineux $ebb = 8$ cm d'épaisseur. Il repose sur $Np = 07$ poutres isostatiques en béton précontraint (BP), de hauteur $H_p = 1.30$ m et d'entre axe de $\lambda = 1.50$ m. La largeur totale du tablier est de $L_r = 10.00$ m. Le pont possède une largeur roulable de $L_{roul} = 07.00$ m et deux trottoirs identiques de $l_{trt} = 1.50$ m de largeur. Les poutres reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté. La pile est composée de trois ($N_f = 03$) fûts circulaires de diamètre $D = 1.40$ m et de hauteur $H_f = 5.85$ m (voir Figs. 2.7, 2.8 et 2.9).

Le ferrailage longitudinal des piles est constitué de 27 T 32, quant au ferrailage transversal, en cerces de diamètre T16 avec un espacement $es = 15$ cm est adopté.



Figure 2. 7 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 49+000.



Figure 2. 8 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 49+000.

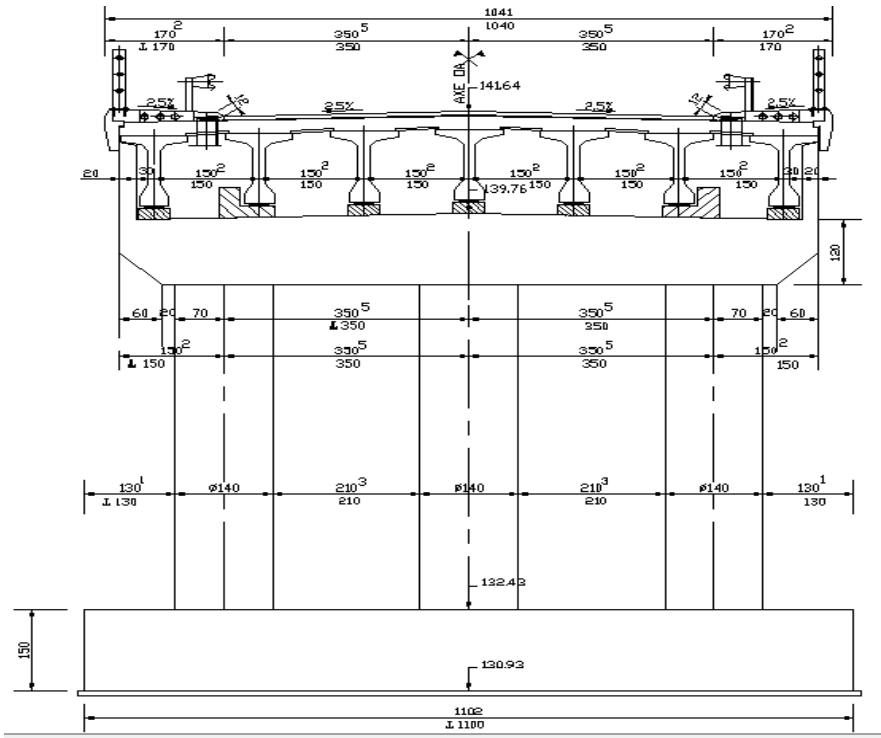


Figure 2.9: Coupe transversale sur pile.

2.3 Sélection des enregistrements sismiques

Pour effectuer des analyses dynamiques non-linéaires, une suite de 15 enregistrements du mouvement sismique ont été utilisés avec une gamme différente de PGA. Ces enregistrements devraient être représentatifs des caractéristiques sismiques de la zone du projet, deux types d'enregistrements ont été employés, des enregistrements locaux ont été pris du séisme de Boumerdes comme indiqué dans la figure 2.10, ces données ont été enregistrées et contrôlées par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) pendant et après le choc principal du séisme ; tandis que, les enregistrements internationaux sont obtenus à partir de la base de données américaine (PEER-DATABASE). Selon le spectre de réponse élastique (cible) du règlement national algérien appelé : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA- 2008), les enregistrements utilisés dans cette étude dont les spectres de réponses compatibles avec celui du RPOA-2008 sont classés dans le Tableau 2.1.

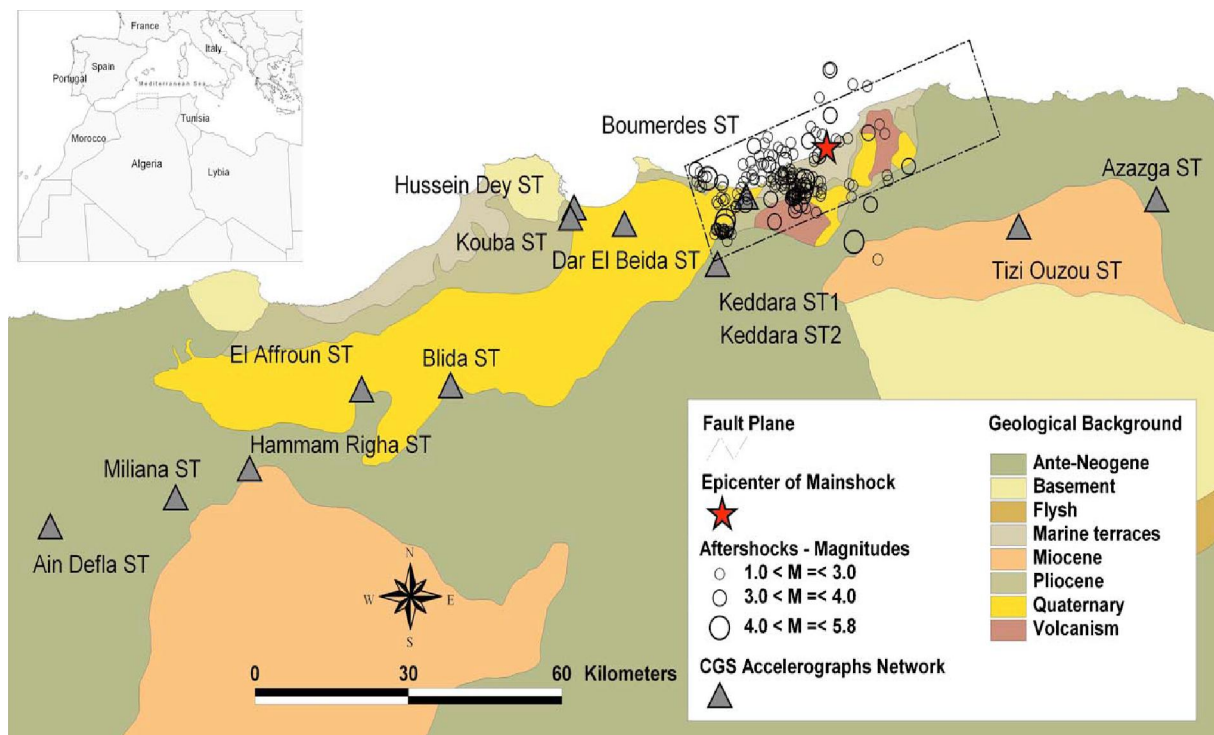


Figure 2. 10 : Le réseau des stations accélérometriques du CGS sur le Nord de l'Algérie

Pour cette analyse, des séismes réels (voir Tableau 2.1) compatibles avec le spectre de réponse élastique du RPOA- 2008 (voir Fig. 2.11) ont été générés en utilisant Siesmostruct (2016).

Tableau 2. 1 : Accélérogrammes sélectionnés

No.	Magnitude	PGA(g)	Nom du séisme	Station et direction	Année
1	6.8	0.548	Boumerdes	Dar El Beida _L	2003
2	6.8	0.511	Boumerdes	Dar El Beida _T	2003
3	6.8	0.275	Boumerdes	H-Dey _L	2003
4	6.8	0.237	Boumerdes	H-Dey _T	2003
5	6.8	0.339	Boumerdes	Keddara _EW1	2003
6	6.8	0.588	Boumerdes	Keddara _EW2	2003
7	6.8	0.167	Boumerdes	El Affroun _EW	2003
8	6.24	0.372	Managua _Nicaragua-01	Managua _ ESSO,90	1972
9	6.24	0.329	Managua _Nicaragua-01	Managua _ ESSO,180	1972
10	6.61	0.320	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route,ORR021	1971
11	6.61	0.275	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route,ORR091	1971
12	6.19	0.368	Park field	Cholame - Shandon Array #5,C05355	1966
13	6.19	0.444	Park field	Cholame - Shandon Array #5,C05085	1966
14	6.95	0.254	Imperial Valley	El Centro Array#9, 180	1940
15	6.95	0.150	Imperial Valley	El Centro Array #9, 270	1940

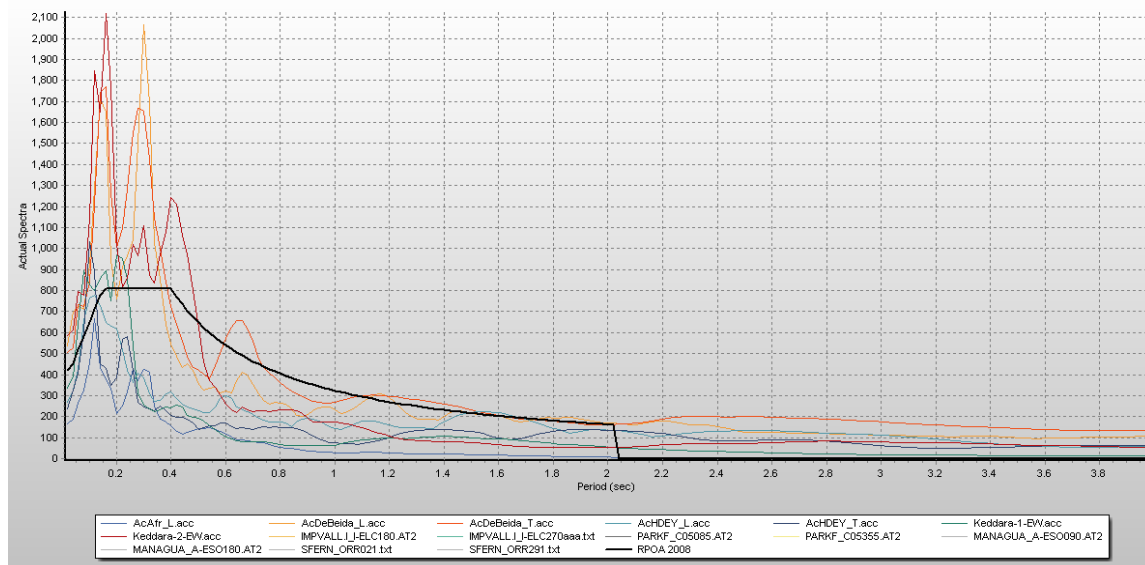
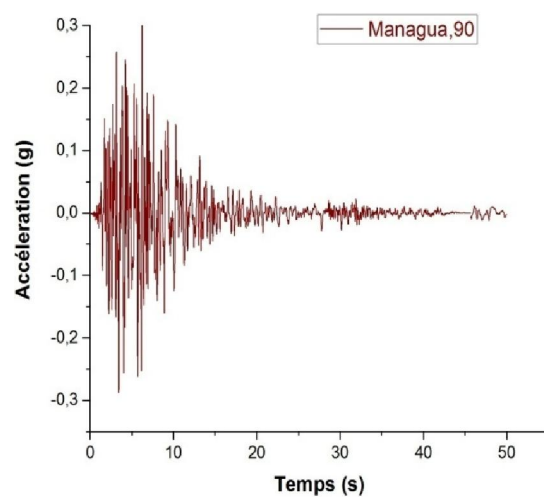
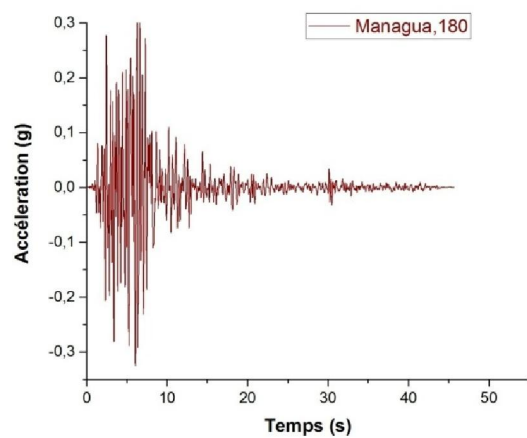
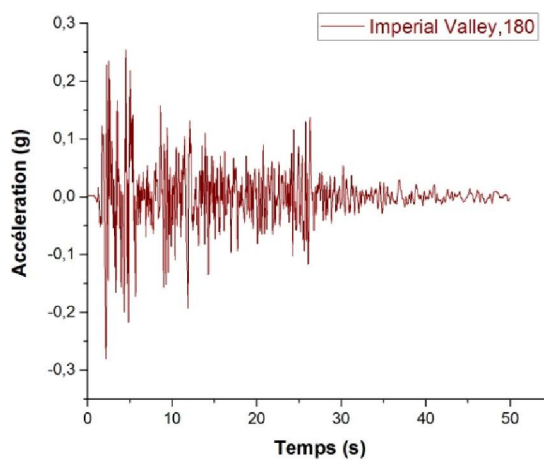
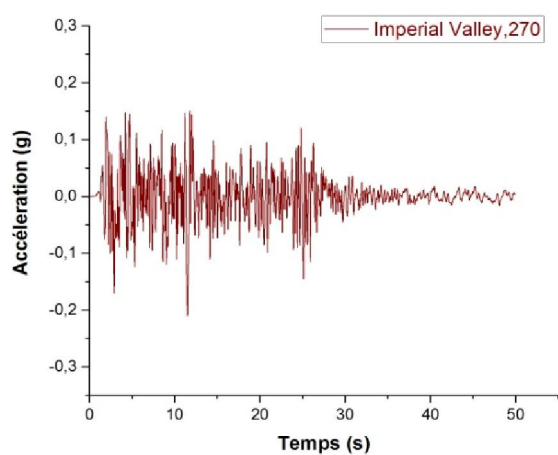


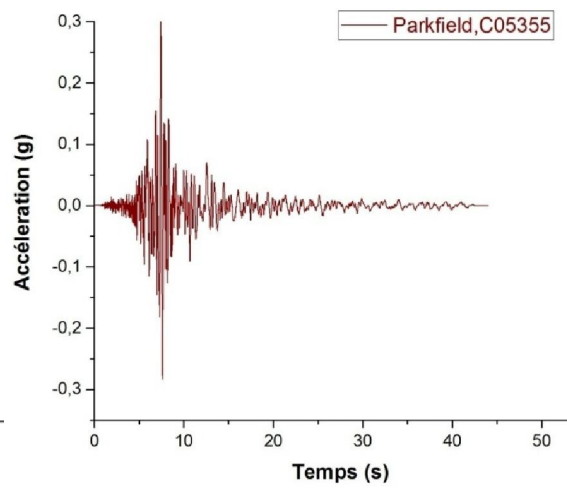
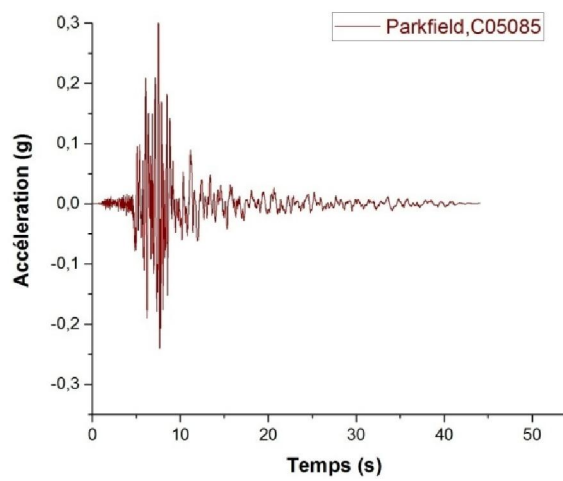
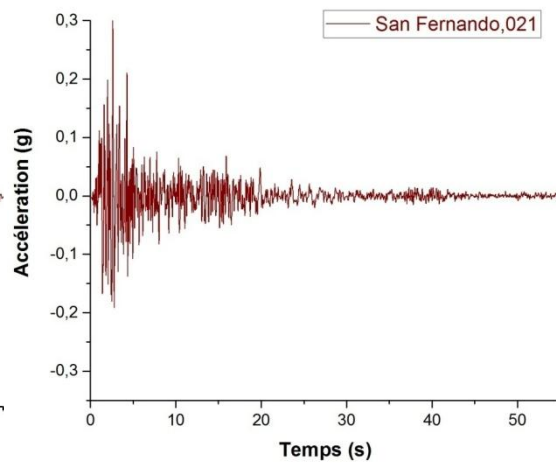
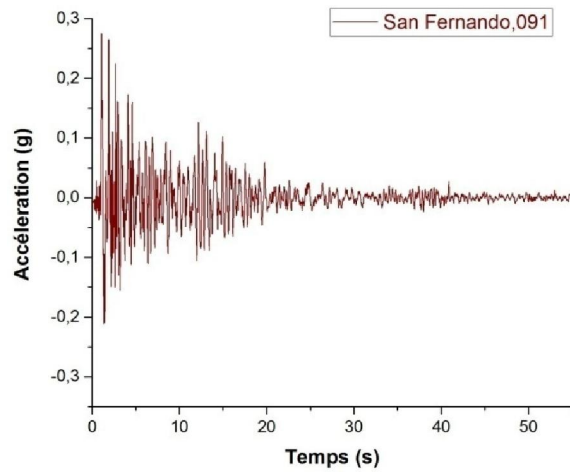
Figure 2. 11 : Spectres de réponse des accélérogrammes utilisés et du RPOA-2008 avec un amortissement de 5%.

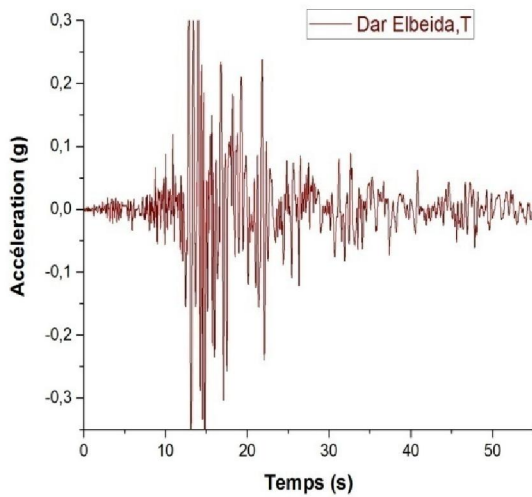
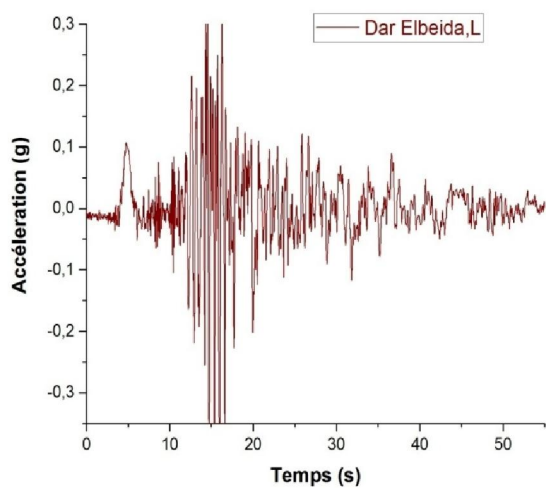
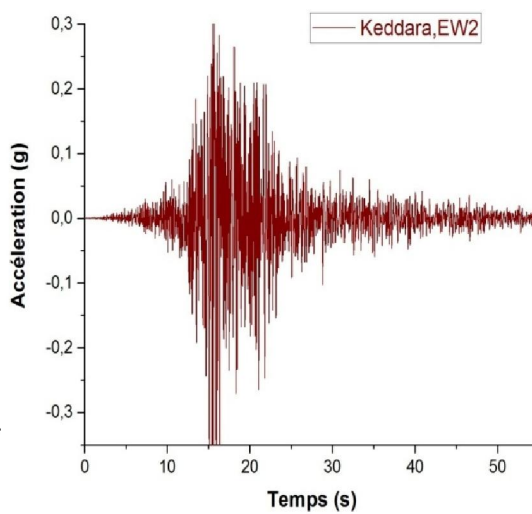
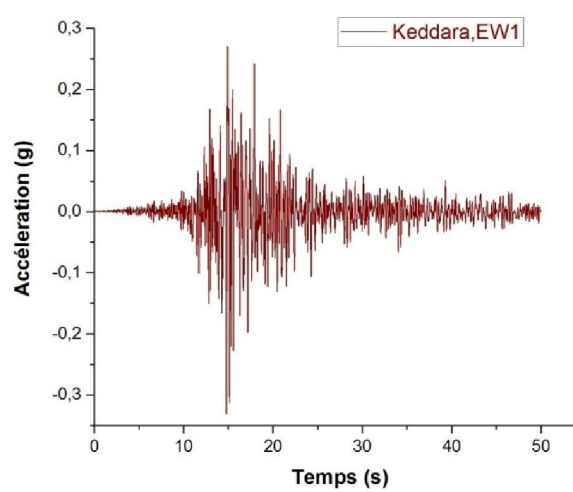
L'approche préconisée dans cette étude est de sélectionner un enregistrement réel qui correspond au spectre de réponse sismique du site. Par contre, en raison du mouvement aléatoire du sol lors d'un séisme, il n'est pas possible de représenter le spectre de réponse à l'aide d'un accélérogramme unique. Donc, plusieurs enregistrements doivent être utilisés afin de représenter correctement le spectre de réponse correspondant à la région.

L'utilisation des enregistrements des autres régions tectoniquement actives du globe doit être considérée pour la recherche d'accélérogrammes compatibles avec les conditions géologiques du site considéré (Kehila, 2016).

La figure 2.12 suivante montre les quinze (15) accélérogrammes réels qui ont été sélectionnés pour notre étude.







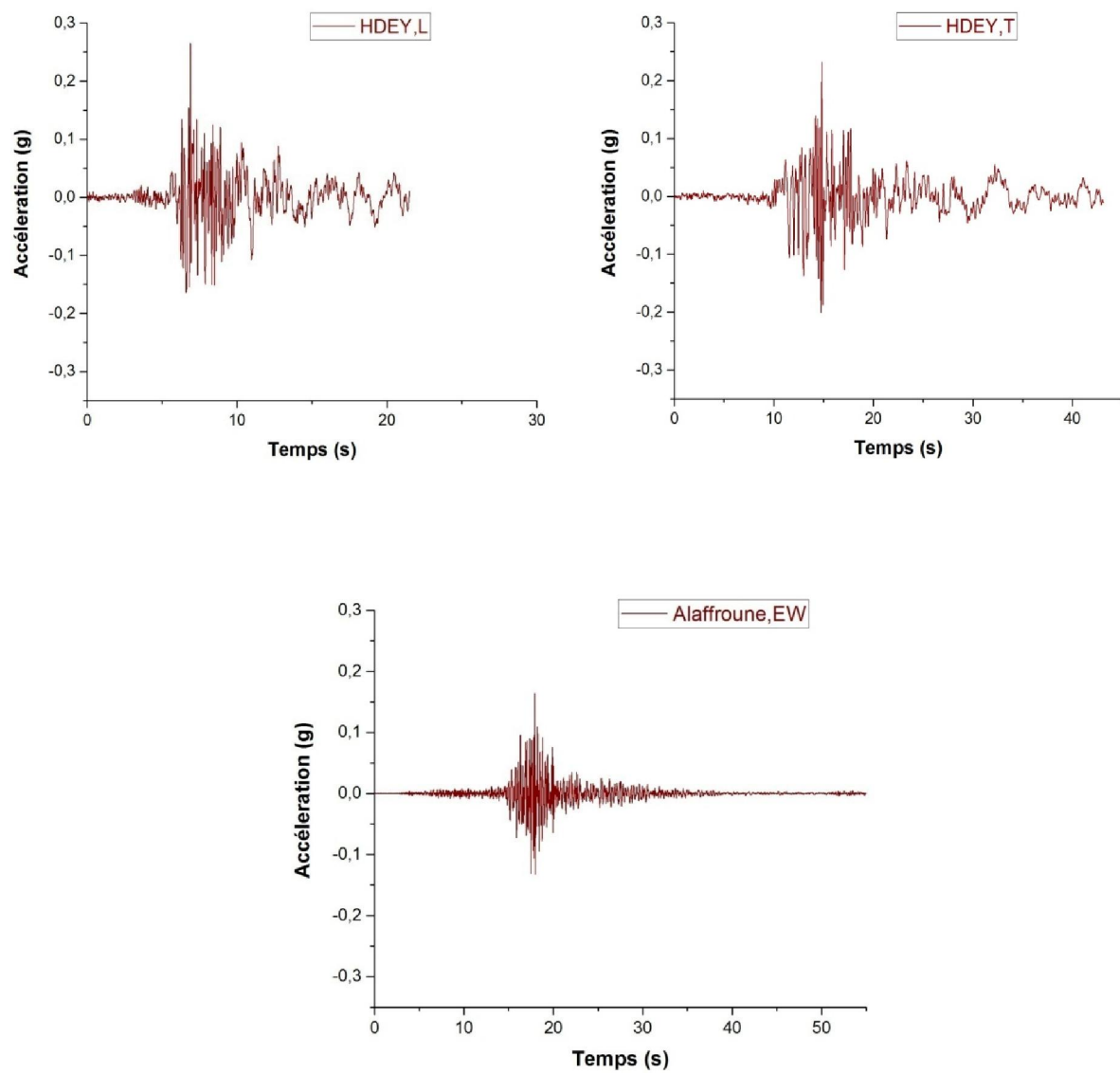


Figure 2. 12 : Quinze (15) accélérogrammes réels sélectionnés pour les analyses dynamiques non linéaires.

2.4 Modélisation des ponts

Pour évaluer la performance de l'ensemble des ponts sélectionnés et afin de prédire avec précision leurs comportements lors d'un chargement sismique, la modélisation de ce type d'ouvrages est plus que nécessaire.

Deux lois de comportement sont utilisées pour les deux matériaux béton et acier.

2.4.1 Modèles pour les matériaux:

2.4.1.1 Béton

Le modèle de Mander (Mander et al, 1988) a été utilisé pour définir le comportement du béton. Les paramètres caractéristiques de ce béton sont montrés dans la figure 2.13.

Pour le modèle, 05 paramètres doivent être définis pour déterminer les propriétés mécaniques du matériau : résistance à la compression (f_c), résistance à la traction (f_t), déformation ultime (ϵ_u), facteur de confinement (k_c), poids volumique (γ).

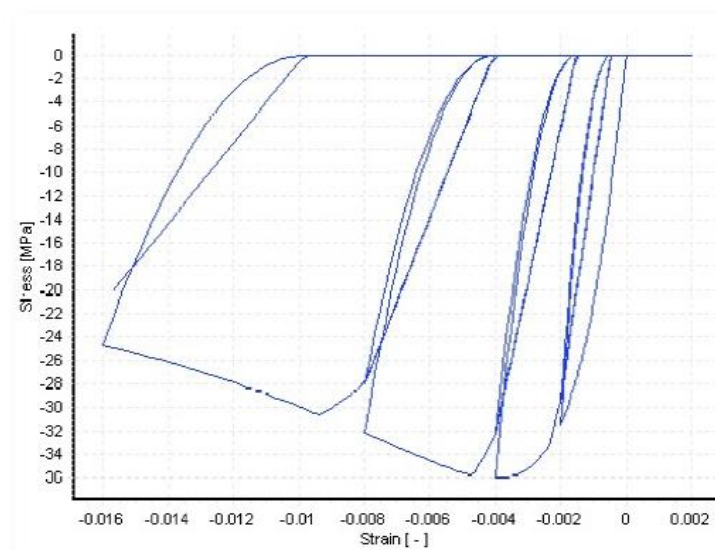


Figure 2. 9 : Modèle non linéaire du béton de Mander et al adopté utilisé dans Seismostruct 2016.

2.4.1.2 Acier

Le modèle modifié de Menegotto et Pinto (Menegotto et Pinto 1973) a été utilisé pour la loi de comportement de l'acier (Fig. 2.14).

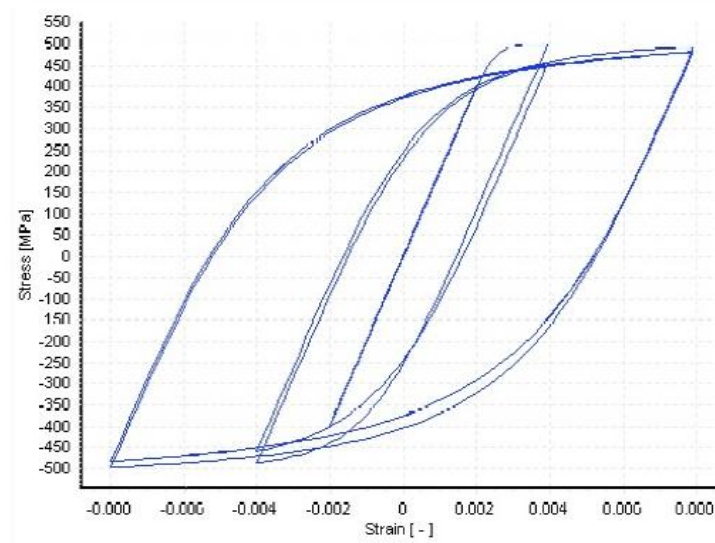


Figure 2. 10 : Comportement non linéaire de l'acier adopté dans Seismostruct 2016.

Pour ce modèle, certains paramètres doivent être définis pour déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau, tels que le module d'élasticité (E), la limite d'élasticité (F_y), le paramètre de durcissement (μ), le paramètre de contrôle de la forme initiale de la transition à partir de la courbe (R_o), les coefficients d'étalonnage de forme de la courbe de transition (a_1 et a_2), et du poids volumique (γ).

Les propriétés des matériaux (béton-acier) utilisés pour la modélisation des ponts sont récapitulés dans le tableau 2.2.

Tableau 2. 2 : Propriétés des matériaux utilisés dans le logiciel Seismostruct

Paramètre des matériaux		Valeurs
Béton	Résistance à la compression	27 MPa
	Résistance à la traction	2.1 MPa
	Module d'élasticité	33000 MPa
	Déformation au peak des contraintes	0.002
	Densité	25 KN/m ³
Acier	Module d'élasticité	200000 MPa
	Contrainte limite élastique	400 MPa
	Paramètre d'écrouissage	0.005
	Densité	78 KN/m ³

2.5 Modélisation des éléments des ponts

Les ponts ont été modélisés en utilisant le logiciel Seismostruct (2016), pour simuler la réponse sismique non linéaire des ouvrages. Nous avons utilisé des éléments fibres pour les piles, des liaisons rigides pour relier les fondations avec les piles, et les chevêtres avec la superstructure. Les tabliers et les chevêtres sont considérés se comporter de manière linéaire dans le domaine élastique. Pour les appareils d'appuis, un comportement bilinéaire a été supposé dans cette étude.

Des sections à fibres pour effectuer des analyses inélastiques ont été choisies, des sections circulaires ont été modélisées pour simuler le comportement non linéaire des fûts. Une section de ces colonnes circulaires discrétisées est présentée à la figure 2.15, où les matériaux sont régis par une loi de comportement uni-axiale propre au matériau qu'ils représentent. Les fondations des piles sont supposées rigides.

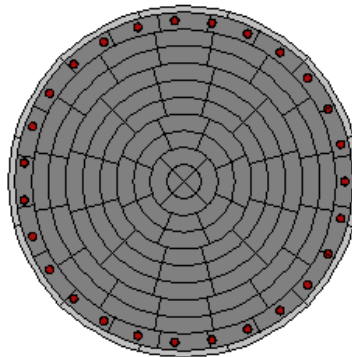


Figure 2. 11 : Discrétisation d'une section circulaire.

Le logiciel utilisé permet de choisir deux types d'élément poteaux-poutres pour modéliser le comportement non linéaire des piles de ponts.

2.5.1 InfrmDB element:

Ce type d'élément est basé essentiellement sur les déplacements, ses déformations sont interpolées le long de l'élément à l'aide de polynômes d'Hermite en fonction des déplacements aux nœuds.

2.5.2 InfrmFB element:

Ce type d'élément est basé essentiellement sur les forces, en tenant compte de la non linéarité géométrique et matérielle. Ce type d'élément est le plus représentatif parmi les éléments existant dans le programme utilisé, car il est capable de simuler le comportement inélastique le long de la longueur entière d'un membre structural du pont.

Dans ce travail de recherche, des éléments barres multi-fibres basés sur la force ont été utilisés pour simuler le comportement non linéaire des piles de ponts.

Les figures 2.16 et 2.17 montrent respectivement les éléments barres multifibres utilisés pour la modélisation dans le logiciel SeismoStruct ainsi que modèle de calcul proposé pour les ponts sélectionnés.

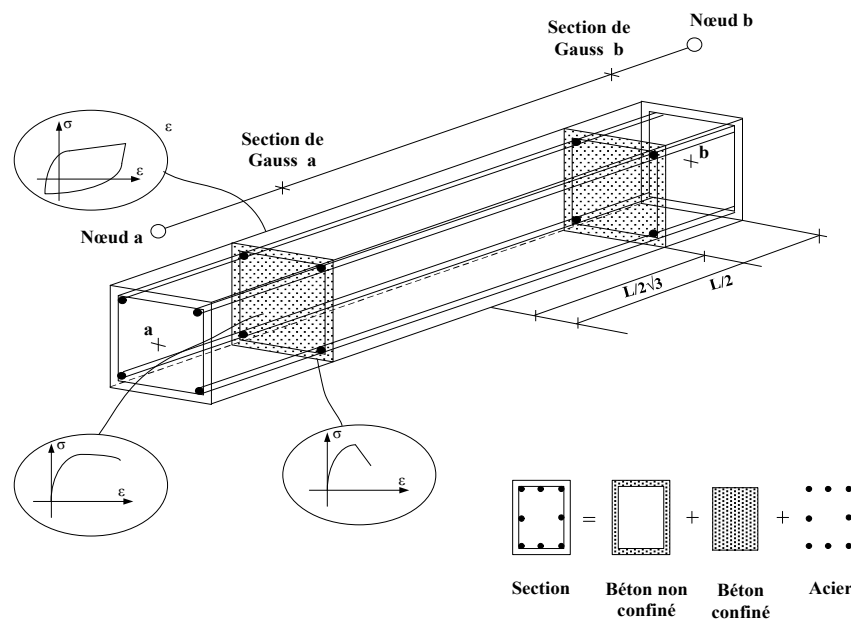


Figure 2. 12 : Élément barre multifibres utilisé dans Seismostruct (manuel siesmostruct, 2016).

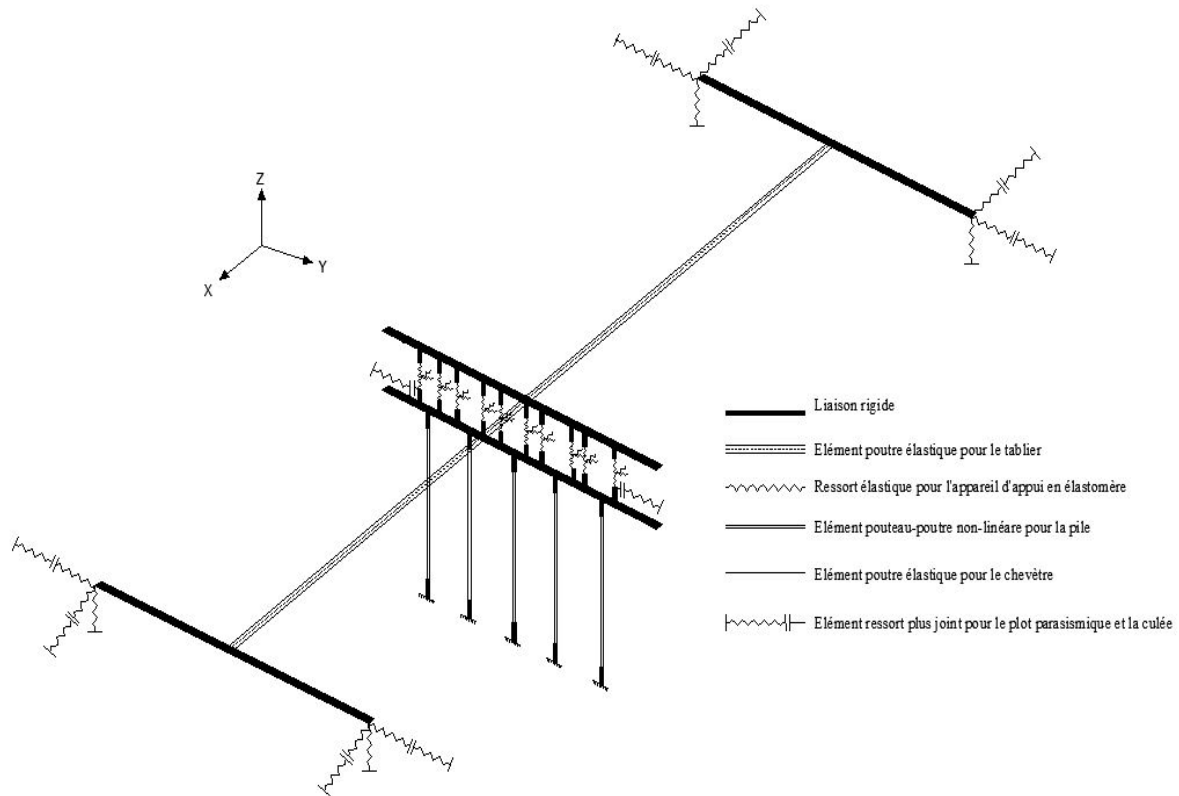


Figure 2. 13 : Modèle de calcul proposé pour un pont sélectionné.

Le comportement des chevêtres et des tabliers est supposé linéaire élastique (linear elastic element) sous l'effet des excitations sismiques utilisés.

Ces éléments du pont sont connectés aux piles par l'intermédiaire d'éléments rigides.

Dans cette étude, les piles sont supposés encastrees dans les fondations, conformément aux recommandations SDC (Caltrans, 2006).

Les culées sont modélisées en utilisant un modèle proposé par Aviram et al (2008) et SDC (2006).

Elles sont connectées à la superstructure avec des éléments de liaison de rigidité équivalente K_{abut} .

$$K_{abut} = K_i \cdot w \cdot (h_{bw}/1.7) \quad (2.1)$$

$$P_{bw} = A_e \cdot 239 \cdot (h_{bw}/1.7) \quad (2.2)$$

Avec:

K_{abut} : La raideur initiale de la culée.

K_i : La raideur initiale de la culée basée sur les résultats expérimentaux
(11.5 KN/mm/ml)

w : La largeur du mur frontal.

h_{bw} : La hauteur du mur frontal.

P_{bw} : La force maximale de la poussée passive.

A_e : La surface effective de la culée.

La loi de comportement des culées pour les tabliers simplement appuyés est donnée dans la figure 2.18.

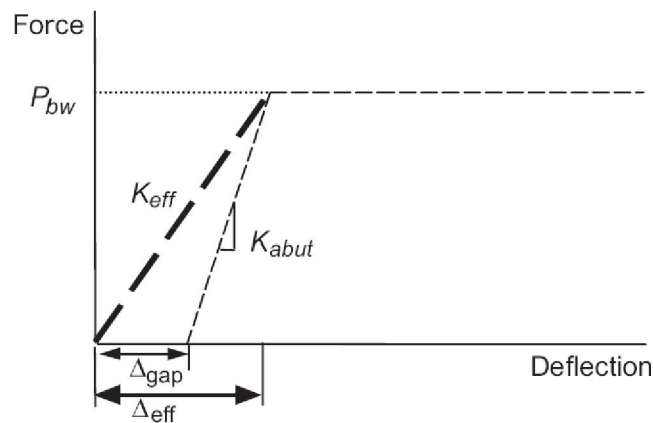


Figure 2. 14 : La raideur effective de la culée (type courante, tablier simplement appuyé) (SDC, 2006).

Le processus suivi consiste à calculer les déplacements généralisés dans les nœuds des barres de la structure. A partir de ces déplacements, on déduit les déformations dans chaque fibre de la section. Finalement, on calcule les contraintes dans chaque fibre en tenant compte des lois de comportement des matériaux. Avec les contraintes de chaque section on déduit les efforts généralisés aux nœuds des barres.

Le modèle a été construit avec des éléments inélastiques plastiques, Dans ce modèle il est nécessaire de définir un nombre de fibres suffisant dans la section pour assurer la reproduction adéquate de la distribution de contrainte-déformation à travers la section transversale de l'élément .

La section de chaque fût de la pile est discrétisée en 150 fibres comme indiqué sur la figure 2.15.

Dans cette étude, les culées sont modélisées en utilisant des ressorts dans l'axe longitudinal de la superstructure, le modèle étant constitué d'un ressort relié au tablier, nous supposons que les plots parasismiques contribuent à la rigidité transversale après que le déplacement transversal atteigne la dimension du joint.

Les appareils d'appui sont modélisés par des éléments à comportement bilinéaire.

2.6 Spectre de réponse élastique du RPOA-2008

Selon le RPOA 2008, les ponts étudiés sont situés dans une zone de forte sismicité (Zone III), implantés sur des sols de fondation supposés être ferme, de type S2.

Le spectre de réponse élastique est défini comme suit :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} A_g S [1 + (T/T_1)(2.5\eta - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta A_g S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta A_g S (T_2 / T) & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta A_g S (3T_2 / T^2) & 3.0 \leq T \end{cases}$$

Où :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

S : coefficient du site.

A : coefficient d'accélération de zone A, défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

ξ : taux d'amortissement.

La figure 2.19 montre l'allure du spectre de réponse élastique (RPOA 2008).

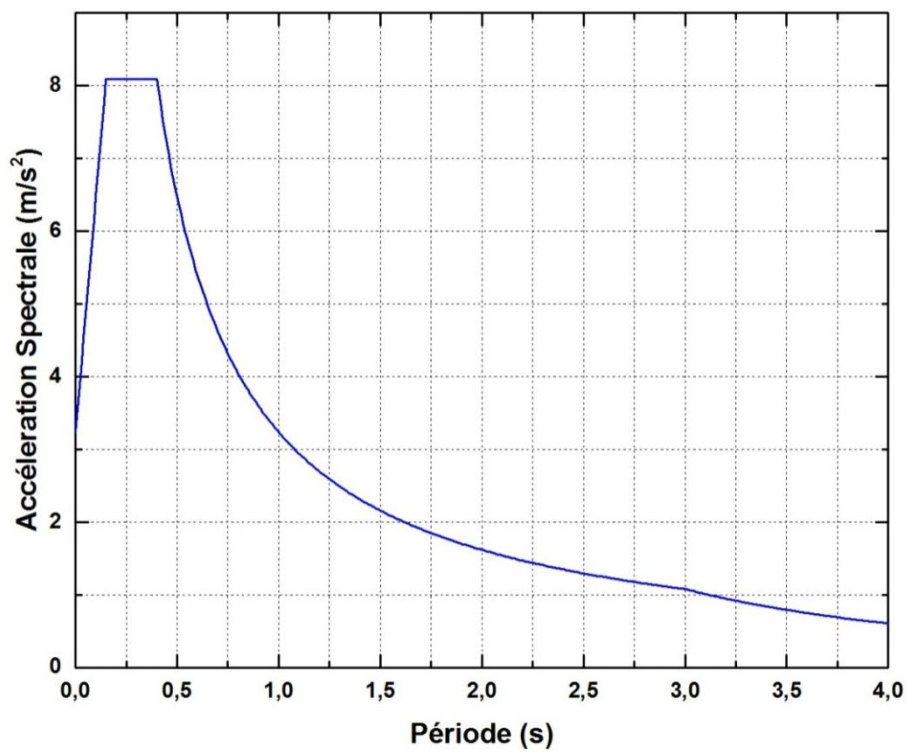


Figure 2. 15 : Spectre de réponse élastique de la composante horizontale du RPOA-2008 pour le site considéré.

2.7 Analyses statique et dynamique des ouvrages

Deux types d'analyses ont été utilisés pour la prédiction des réponses des ponts modélisés en 3D à savoir des analyses statiques non linéaires (Pushover Analysis) et des analyses temporelles non linéaires.

Une analyse temporelle non linéaire (Time History Analysis) est effectuée afin de déterminer les déplacements maximums de la pile ainsi que l'énergie dissipée durant le mouvement sismique.

Cette dernière analyse est considérée comme étant la plus rigoureuse pour estimer les demandes sismiques inélastiques des structures. Bien qu'elle soit très compliquée et coûteuse en temps, elle permet d'obtenir des courbes de fragilité fiables et représentatives (Shinozaki et al. 2000).

L'analyse Pushover est une procédure statique non-linéaire dans laquelle les charges latérales appliquées au pont sont incrémentées suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que des modes de ruine apparaissent dans l'ouvrage (Fig. 2.20), c'est à dire que l'on « pousse » jusqu'à ce que l'ouvrage atteigne un déplacement prédéfini (attendu).

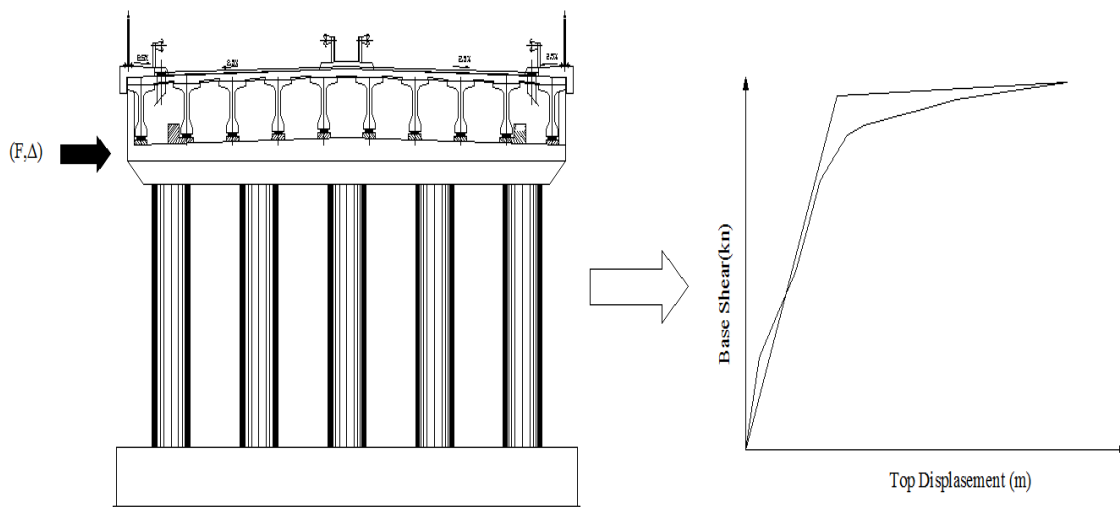


Figure 2. 20 : Développement de la courbe Pushover.

Les résultats de cette analyse pour la pile par exemple sont obtenus sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la pile (voir Fig. 2.21).

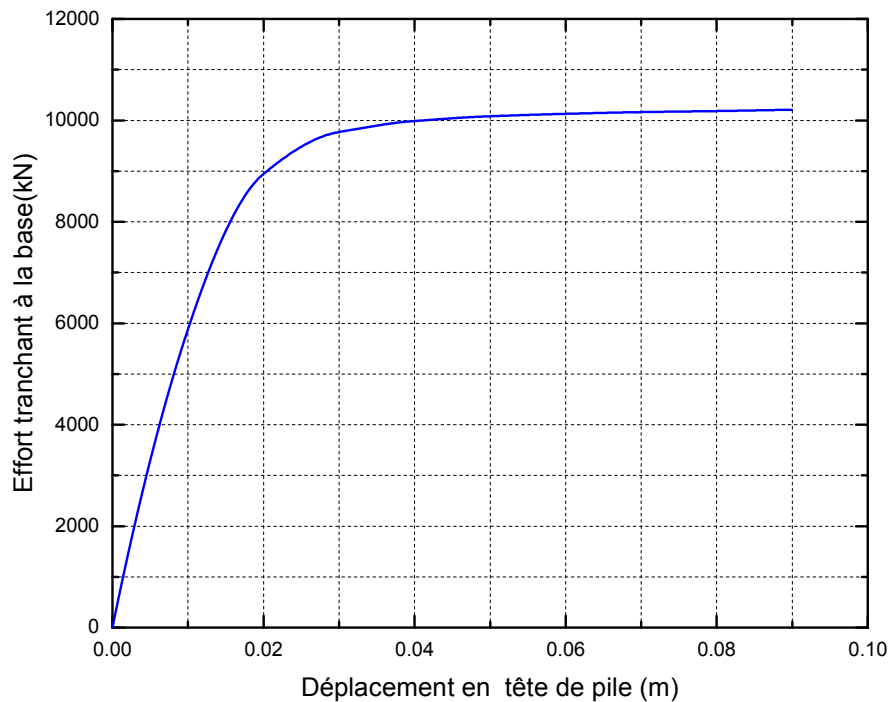


Figure 2. 21 : Exemple d'une courbe Pushover de la pile de l'ouvrage au PK. 40+300.

Cette courbe définit donc la performance de la pile jusqu'à la rupture, elle est obtenue à l'aide, d'une part, de modèles mathématiques, des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'élément, et d'autre part, d'une analyse statique non linéaire jusqu'à la rupture. La ductilité structurale a été déterminée à l'aide de l'analyse Pushover.

2.8 Conclusion

La majorité des ponts en Algérie ont été construits avec des méthodes de calcul et des excitations sismiques que l'on peut considérer inadéquates selon les normes actuelles.

Par conséquent, il est nécessaire de modéliser ces ouvrages d'arts pour analyser leurs comportements réels lors d'un événement sismique.

En d'autres termes, des analyses dynamiques non linéaires couplées avec la méthode statique non linéaire (Pushover) ont permis d'évaluer la vulnérabilité de ces ponts.

L'objectif principal de ce deuxième chapitre étaient donc : de présenter les hypothèses de calcul pour les modèles numériques des ponts en béton précontraint situés sur la voie express Bou Ismail- Cherchell proposés, et simuler leurs comportements dynamiques non linéaires afin de développer les courbes de fragilité de ces derniers en suivant la méthodologie qui sera présentée dans les chapitres suivants de ce travail.

Un logiciel de calcul dynamique non linéaire a été utilisé pour la modélisation de l'ensemble des ponts. Les modèles ont été construits en tenant en compte de toutes les composantes de l'ouvrage (le tablier, les piles, les culées, les appareils d'appuis et les plots parasismiques).

Un nombre important d'analyses a été exécuté en utilisant 15 accélérogrammes nationaux et internationaux afin d'obtenir les réponses sismiques des éléments de ponts et de les exploiter pour le développement des courbes de fragilité.

Développement des Courbes de Fragilité Analytiques des ponts

3.1 Introduction

Les courbes de fragilité expriment la probabilité pour qu'un ouvrage atteigne un niveau de dommage en fonction des paramètres caractérisant le mouvement du sol, tels que la vitesse maximale du sol, l'accélération spectrale ou l'accélération maximale du sol. Elles constituent une méthode efficace pour évaluer différentes alternatives pour la réhabilitation. Elles peuvent être dérivées à partir des données empiriques (Shinozuka et al, 2000) ou à partir des méthodes analytiques (Pan et al, 2007 ; Padgett et DesRoches, 2009 ; Agrawal et al, 2012 ; Kibboua et al., 2011; Hemaïdi Zourgui et al., 2018).

L'utilisation des courbes de fragilité n'est pas limitée à l'évaluation du risque sismique, elles peuvent être utilisées comme une manière efficace pour évaluer la fonctionnalité et la priorité de réparation des ouvrages après un séisme.

L'objectif principal de ce chapitre est de développer les courbes de fragilité analytiques des ponts courants sélectionnés sur un tronçon autoroutier dans la wilaya de Tipasa.

Les ouvrages sont soumis à 15 enregistrements accélérométriques pour faire les analyses dynamiques non linéaires, en proposant un modèle numérique tridimensionnel global de calcul.

3.2 Méthodologie utilisée pour le développement des courbes de fragilité analytiques des piles

Dans cette partie, la méthode proposée pour développer les courbes de fragilité prend en considération les paramètres structuraux et la variation de mouvement du sol d'entrée. Les ouvrages ont été conçus selon le RPOA-2008.

Les courbes de fragilité des ponts sont construites en supposant une distribution log-normale des dommages (Kibboua et al., 2011).

La probabilité cumulée P_R de l'occurrence des dommages, égaux ou plus importants que le rang R (Karim et Yamazaki, 2000 ; 2001 ; 2003; Kibboua et al., 2011), est définie comme suit :

$$P_R = \Phi \left[\frac{\ln X - \lambda}{\zeta} \right] \quad (3.1)$$

Où Φ représente la fonction standard de distribution normale, X est l'indice de mouvement du sol (par exemple, le pic d'accélération du sol- PGA), λ et ζ sont la moyenne et l'écart-type du $\ln X$.

Pour développer la courbe de fragilité d'un élément, deux analyses statique non linéaire (Pushover) et dynamique non linéaire de la structure ont été effectuées sur des ponts modélisés avec des modèles globaux. Les analyses de la réponse dynamique non-linéaires sont exécutées pour différents niveaux d'excitation des inputs des enregistrements de mouvement de sol préalablement sélectionnés et normalisés.

L'évaluation des dommages subis par les piles de pont est alors quantifiée par l'indice de dommages DI , obtenu en utilisant le modèle de dommages proposé par Park et Ang (1985), et exprimé comme suit :

$$DI = \frac{\mu_d + \beta \mu_h}{\mu_u} \quad (3.2)$$

Où β est le facteur de chargement cyclique dont la valeur est égale à 0,15 (Karim et Yamazaki, 2001). Le coefficient μ_u représente la ductilité ultime définie comme étant le rapport du déplacement maximum au déplacement à l'état limite élastique .

μ_d est la demande en ductilité exprimée par :

$$\mu_d = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (3.3)$$

Où $\delta_{\max}$ et δ_y représentent respectivement le déplacement maximum et le déplacement à la limite élastique des piles de pont.

μ_h est la ductilité cumulative d'énergie par hystérésis (Uang et Bertero, 1990), μ_h s'exprime comme :

$$\mu_h = \frac{E_h}{E_e} \quad (3.4)$$

Où E_h et E_e sont respectivement l'énergie cumulée par hystérésis et l'énergie élastique à la limite élastique des piles .

Les indices de dommage (DI) obtenus pour chaque input de mouvement du sol sont calibrés pour obtenir la relation entre DI et la classe de dommage (DR) correspondants à différents niveaux d'excitation. Ce calibrage est effectué en utilisant le Tableau 3.1 proposé par (Ghobarah et al., 1997) qui permet d'établir la classe de dommage pour chaque niveau d'excitation.

Tableau 3. 1 : L'indice de dommage (DI) en fonction de l'état de dommage de la pile.

Etat de dommage	Indices de Dommage (DI)	Classe de Dommage (DR)
Aucun Dommage	$0.00 < DI \leq 0.14$	D
Légers Dommages	$0.14 < DI \leq 0.40$	C
Dommages Modérés	$0.40 < DI \leq 0.60$	B
Dommages Etendus	$0.60 < DI < 1.00$	A
Dommages Complètes	$1.00 \leq DI$	As

Les deux paramètres de la fonction standard de distribution normale représentés par la moyenne λ et l'écart-type ζ sont obtenus par la méthode des moindres carrés (the Least-Squares Method) en utilisant une distribution de probabilité log-normale.

Le diagramme schématique (voir Figure 3.1) montre la procédure suivie pour générer les courbes de fragilité analytiques .

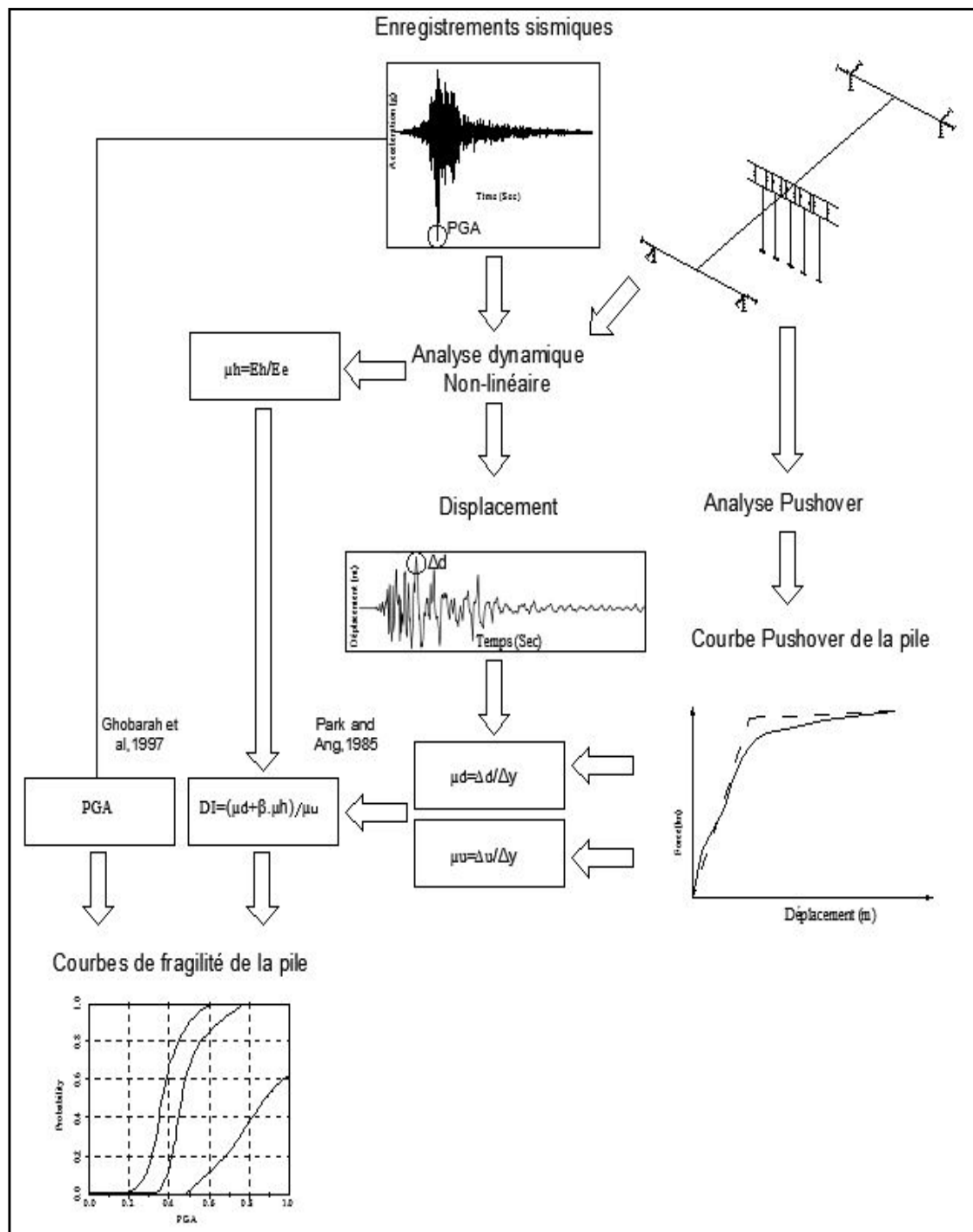


Figure 3. 1 : Organigramme décrivant la procédure de développement des courbes de fragilité analytiques des piles.

3.3 Développement des courbes de fragilité pour la pile du pont à poutres en BP au PK. 21+400:

Le pont est constitué de deux travées de portée $l = 24.70$ m chacune, pour une longueur totale $L = 51.50$ m (cf. Chapitre 2 page 40 pour la description détaillée de l'ouvrage).

La figure 3.2 et 3.3 montrent respectivement une vue de dessus du pont concerné et le modèle de calcul approprié.



Figure 3. 2 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 21+400

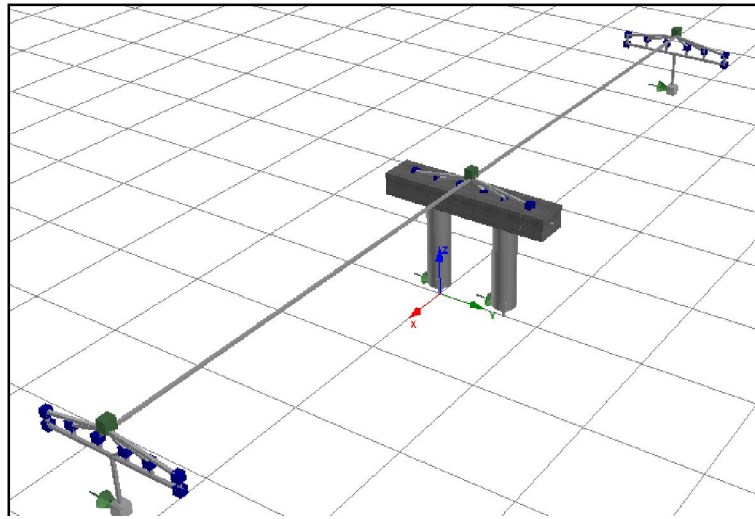


Figure 3.3 : Modèle de calcul de l'ouvrage au PK. 21+400

3.4 Analyse statique non linéaire (Pushover):

Afin de déduire la courbe de capacité de la pile en termes d'effort tranchant à la base - déplacement en tête, celle-ci est soumise en premier lieu à une analyse pushover qui consiste à soumettre la pile de pont à un chargement latéral progressif, et qui causera la plastification au pied de la pile puis sa rotation ultime.

La relation effort tranchant à la base- déplacement en tête a été déterminée sous une charge verticale (axiale) correspondant à la charge de gravité, incluant le poids de la superstructure tributaire ainsi qu'une partie des charges d'exploitations.

Une courbe bilinéaire idéalisée a été déduite en utilisation le programme BILIN (Panagopoulos and Kappos., 2009). La rigidité à l'état limite élastique K_0 et la ductilité structurale des piles de pont ont été obtenues en utilisant les valeurs de la force et le déplacement à l'état limite élastique.

Le facteur de ductilité μ_d au sommet de la pile de pont est obtenu par une analyse dynamique non-linéaire. La demande en ductilité totale est calculée en considérant simultanément la ductilité du déplacement et de l'énergie hystérétique.

La ductilité de l'énergie hystérétique est considérée comme un paramètre dont l'effet contribue à des dommages significatifs au niveau de la structure.

Le chargement latéral et le déplacement induit sont calculés de façon incrémentale en fonction de la plastification progressive de la pile.

La figure 3.4 représente la courbe de capacité de la pile de pont considéré.

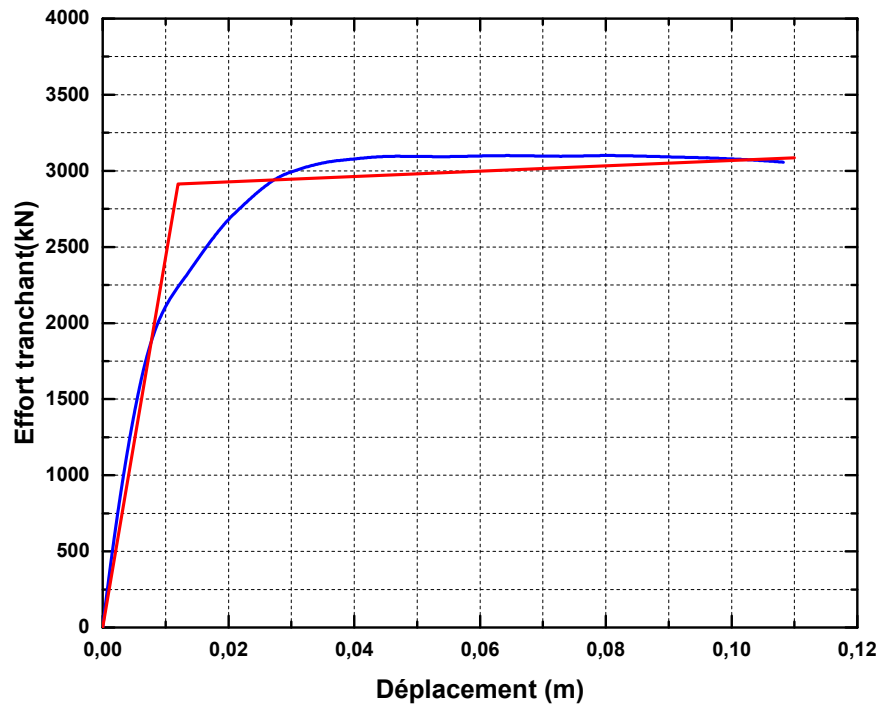


Figure 3. 4 : Courbe Pushover de la pile.

La demande en ductilité a été évaluée à partir d'une analyse dynamique non-linéaire. La rigidité structurale initiale a été estimée selon les résultats de l'analyse Pushover. Une valeur d'amortissement $\xi = 7 \%$ a été considérée. Au total, dix (10) enregistrements accélérométriques ont été utilisés dans le cadre de l'analyse dynamique non-linéaire (voir Annexe "A").

Pour le calcul de la demande en ductilité de la pile ainsi que les énergies hystérésis et élastique, les étapes suivantes ont été suivies :

- ✓ Normalisation des dix (10) enregistrements accélérométriques à 1.0 g ;
- ✓ Evaluation de la demande en ductilité ainsi que les énergies pour un intervalle régulier du niveau d'accélération pris égal à 0.1g dans le cadre de cette étude ;
- ✓ Calcul des énergies pour chaque intervalle.

3.5 Analyse dynamique non linéaire (NTHA):

L'analyse dynamique non linéaire est la méthode la plus précise pour analyser l'ouvrage et prédire la réponse inélastique non linéaire du pont sous une excitation sismique. Elle prend en compte la non-linéarité des éléments constitutifs du pont en utilisant la procédure d'intégration pas à pas, qui est la technique la plus efficace pour ce type d'analyses. Pour effectuer des analyses dynamiques non linéaires du pont, le modèle a été analysé à l'aide d'une série de 10 enregistrements normalisés .

Le nombre d'analyses non linéaires est supérieur à 300, pour construire des courbes de fragilité analytiques et évaluer la vulnérabilité sismique du pont.

Les demandes en ductilité, les ductilités ultimes, les énergies cumulatives par hystérésis, les énergies élastiques et les ductilités cumulatives d'énergie par hystérésis calculés avec les différents enregistrements accélérométriques sont présentées dans les tableaux suivants:

Tableau 3. 2 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique.

PGA	μ_d	μ_u	énergie hystérésis E_h	énergie élastique E_e	μ_h
0.1g	0,02	6,84	0,31	1,57	0,20
0.2g	0,05	6,84	1,25	4,91	0,25
0.3g	0,05	6,84	3,33	4,91	0,68
0.4g	0,11	6,84	7,09	9,81	0,72
0.5g	0,16	6,84	12,80	14,72	0,87
0.6g	0,21	6,84	20,44	19,63	1,04
0.7g	0,26	6,84	29,29	24,53	1,19
0.8g	0,32	6,84	40,17	29,44	1,36
0.9g	0,32	6,84	51,98	29,44	1,77
1.0g	0,39	6,84	66,84	36,80	1,82

Tableau 3. 3 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique.

PGA	μ_d	μ_u	énergie hystérésis E_h	énergie élastique E_e	μ_h
0.1g	0,05	6,84	1,21	4,91	0,25
0.2g	0,11	6,84	6,72	9,81	0,68
0.3g	0,21	6,84	18,18	19,63	0,93
0.4g	0,32	6,84	33,85	29,44	1,15
0.5g	0,42	6,84	54,55	39,25	1,39
0.6g	0,42	6,84	81,36	49,06	1,66
0.7g	0,63	6,84	116,29	58,88	1,98
0.8g	0,74	6,84	161,95	68,69	2,36
0.9g	0,84	6,84	218,64	78,50	2,79
1.0g	1,21	6,84	318,44	93,22	3,42

Ensuite les indices de dommages de la pile de pont sont calculés, l'ouvrage est soumis à différentes accélérations sélectionnées par la formule (3.3) de Park et Ang (1985). Les indices de dommage évalués avec les 10 accélérogrammes utilisés dans cette étude ont été déterminé en faisant varier les niveaux de chaque accélération de 0.1g à 1.0g .

Les Tableaux suivants donnent les résultats de calcul des indices de dommage pour le séisme de Boumerdes- station de Dar El Beida :

Tableau 3. 4 : Indice de Dommage pour le Séisme de Boumerdes -Station Dar El Beida (L).

PGA	μ_d	μ_h	μ_u	β	DI
0.1g	0,02	0,20	6,84	0,15	0,01
0.2g	0,05	0,25	6,84	0,15	0,01
0.3g	0,05	0,68	6,84	0,15	0,02
0.4g	0,11	0,72	6,84	0,15	0,03
0.5g	0,16	0,87	6,84	0,15	0,04
0.6g	0,21	1,04	6,84	0,15	0,05
0.7g	0,26	1,19	6,84	0,15	0,06
0.8g	0,32	1,36	6,84	0,15	0,08
0.9g	0,32	1,77	6,84	0,15	0,08
1.0g	0,39	1,82	6,84	0,15	0,10

Tableau 3. 5 : Indice de Dommage pour le Séisme de Boumerdes -Station Dar El Beida (T).

PGA	μ_d	μ_h	μ_u	β	DI
0.1g	0,11	0,25	6,84	0,15	0,02
0.2g	0,21	0,68	6,84	0,15	0,05
0.3g	0,32	0,93	6,84	0,15	0,07
0.4g	0,42	1,15	6,84	0,15	0,09
0.5g	0,53	1,39	6,84	0,15	0,11
0.6g	0,63	1,66	6,84	0,15	0,13
0.7g	0,74	1,98	6,84	0,15	0,15
0.8g	0,84	2,36	6,84	0,15	0,17
0.9g	1,21	2,79	6,84	0,15	0,24
1.0g	1,21	3,42	6,84	0,15	0,25

Pour développer les courbes de fragilité de la pile de pont soumis à 10 enregistrements accélérométriques, les relations entre l'indice de dommage DI et la classe de dommage DR doivent être établies. Le nombre d'occurrence de chaque rang

de dommages doit être comptabilisé et employé pour obtenir le rapport de dommages correspondant à chaque classe de dommage (Kibboua, 2012).

3.6 Définition des états de dommage

En règle générale, les états limites LS sont définis en termes de degré acceptable du dommage et sont associés avec la fonctionnalité du pont et de ses composantes. Les états limites sont généralement définis d'une manière aussi bien qualitative que quantitative. Les états limites qui sont utilisés dans ce projet sont ceux qui sont définis dans FEMA, module estimation de dommage (HAZUS-MH, 2003). FEMA compte quatre états de dommage à savoir : léger, modéré, étendu et complet. Une description détaillée de ces états est donnée dans le tableau 3.6.

Tableau 3. 6 : Etats limites qualitatives (HAZUS, MH, 2003).

États de Dommages	Description	Etat de service du pont
Aucun Dommage (N)	Pas de dommage sur le pont.	Ouvert au trafic
Dommage Léger (S)	Légères fissures aux appuis (piles et culées) ou au tablier. Ces dommages exigent de petites réparations.	Opérationnel sans réparation
Dommage Modéré (M)	Fissures de cisaillement aux piles /colonnes. Un déplacement modéré du tablier.	Opérationnel après réparation
Dommage Étendu (E)	Piles/ colonnes dégradées sans effondrement, déplacement important dans les joints, déplacement du tablier, tassement au niveau des culées.	Fermé au trafic (réparation couteuse ou remplacement).
Dommage total (C)	Effondrement de n'importe quelle pile/colonne, perte d'appui pouvant entraîner la rupture du tablier, inclinaison de la structure suite à la rupture de fondation.	Rupture (remplacement).

Les tableaux 3.7 et 3.8 résument le nombre d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour le séisme de Managua en 1972 (Voir Annexe "A" pour le cas des différents accélérogrammes utilisés dans le cadre de cette étude) .

Tableau 3. 7 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$.

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,61	1	1	1	0
0.2g	0,40	1	0	0	0
0.3g	0,41	1	1	0	0
0.4g	0,31	1	0	0	0
0.5g	0,35	1	0	0	0
0.6g	0,32	1	0	0	0
0.7g	0,32	1	0	0	0
0.8g	0,36	1	0	0	0
0.9g	0,55	1	1	0	0
1.0g	0,81	1	1	1	0

Tableau 3. 8 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$.

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0.36	1	0	0	0
0.2g	0.22	1	0	0	0
0.3g	0.21	1	0	0	0
0.4g	0.20	1	0	0	0
0.5g	0.20	1	0	0	0
0.6g	0.29	1	0	0	0
0.7g	0.47	1	1	0	0
0.8g	0.66	1	1	1	0
0.9g	0.83	1	1	1	0
1.0g	1,07	1	1	1	1

Afin d'obtenir les deux paramètres qui définissent la distribution log-normale (μ , σ), l'outil SOLVEUR de Microsoft Excel® a été utilisé.

Les tableaux 3.9 à 3.12 résument les codes d'optimisation de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération.

Tableau 3. 9 : Optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,95	0,95	0
0.2	1,00	1	6,99441E-15
0.3	1,00	1	1,11022E-16
0.4	1,00	1	0
0.5	1,00	1	0
0.6	1,00	1	0
0.7	1,00	1	0
0.8	1,00	1	0
0.9	1,00	1	0
1.0	1,00	1	0
			7,10543E-15

Moyenne	3,99
Ecart type	0,87

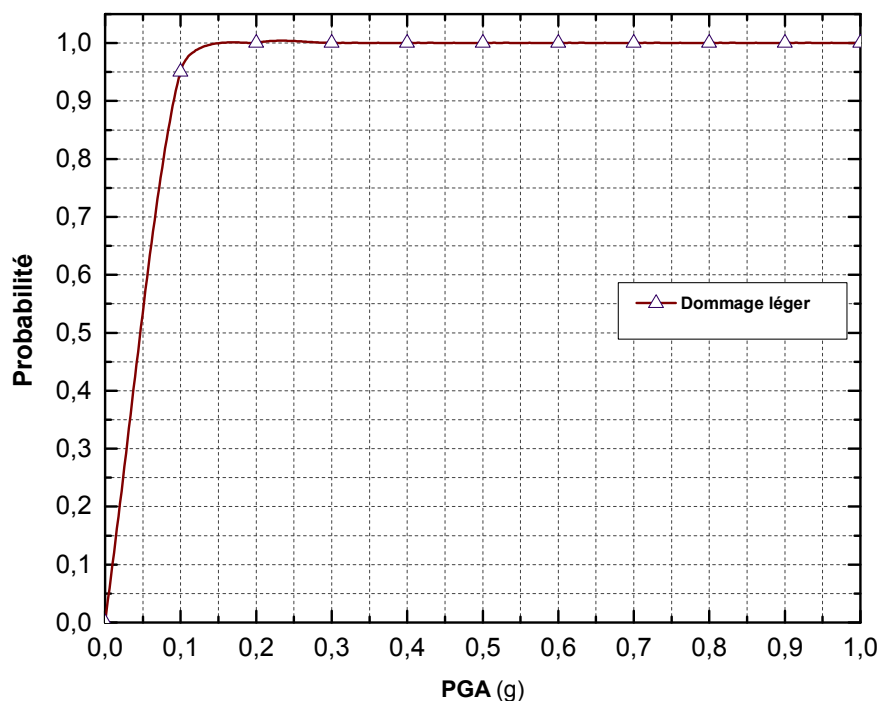


Figure 3. 5 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger-pile.

Tableau 3. 10 : Optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,60	0,399987426	0,200012574
0.2	0,40	0,399991702	8,29772E-06
0.3	0,40	0,399994203	5,79653E-06
0.4	0,10	0,399995978	0,299995978
0.5	0,30	0,399997355	0,099997355
0.6	0,30	0,399998479	0,099998479
0.7	0,40	0,39999943	5,69804E-07
0.8	0,40	0,400000254	2,53913E-07
0.9	0,50	0,40000098	0,09999902
1.0	0,60	0,40000163	0,19999837
			1,000016693

Moyenne	63,15
Ecart type	250,26

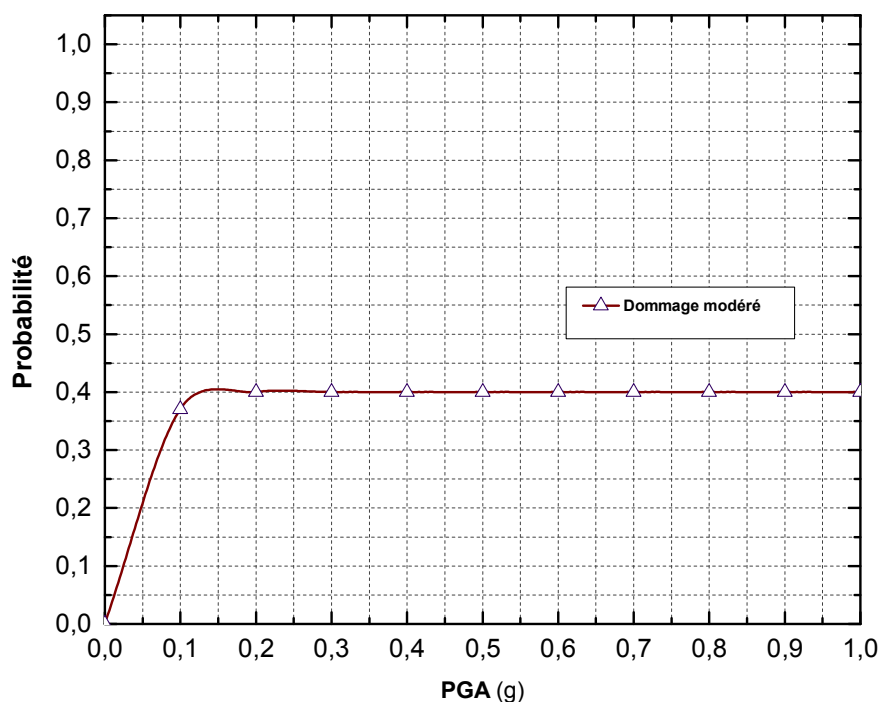


Figure 3. 6 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-pile.

Tableau 3. 11 : Optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,4	7,26755E-05	0,39992732
0.2	0,1	0,003967112	0,09603289
0.3	0	0,023536399	0,0235364
0.4	0	0,065415694	0,06541569
0.5	0,2	0,126615268	0,07338473
0.6	0,2	0,200000352	3,5152E-07
0.7	0,3	0,278535513	0,02146449
0.8	0,4	0,356881548	0,04311845
0.9	0,4	0,431558209	0,03155821
1.0	0,5	0,500593155	0,00059316
			0,75503169

Moyenne	0,00
Ecart type	0,78

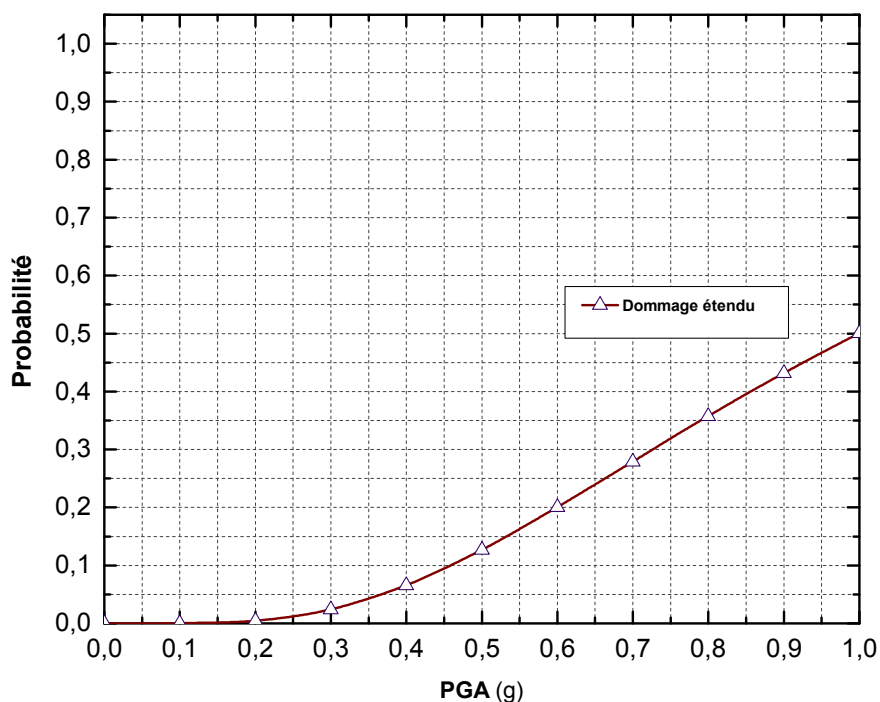


Figure 3. 7 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-pile.

Tableau 3. 12 : Optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0	5,08903E-07	5,08903E-07
0.2	0	0,000238862	0,000238862
0.3	0	0,003716512	0,003716512
0.4	0	0,017964669	0,017964669
0.5	0	0,049618287	0,049618287
0.6	0,1	0,099995811	4,18896E-06
0.7	0,2	0,165702115	0,034297885
0.8	0,3	0,241181443	0,058818557
0.9	0,3	0,320813689	0,020813689
1.0	0,4	0,400000016	1,61943E-08
			0,185473175

Moyenne	0,07
Ecart type	0,70

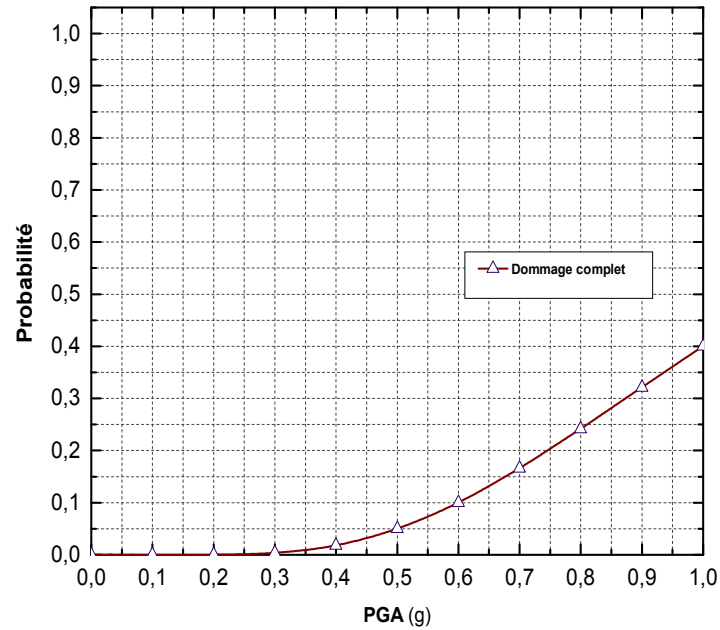


Figure 3. 8 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage complet-pile

Les courbes de fragilité de la pile correspondant aux différents états de dommages sont illustrées dans la Figure 3.9.

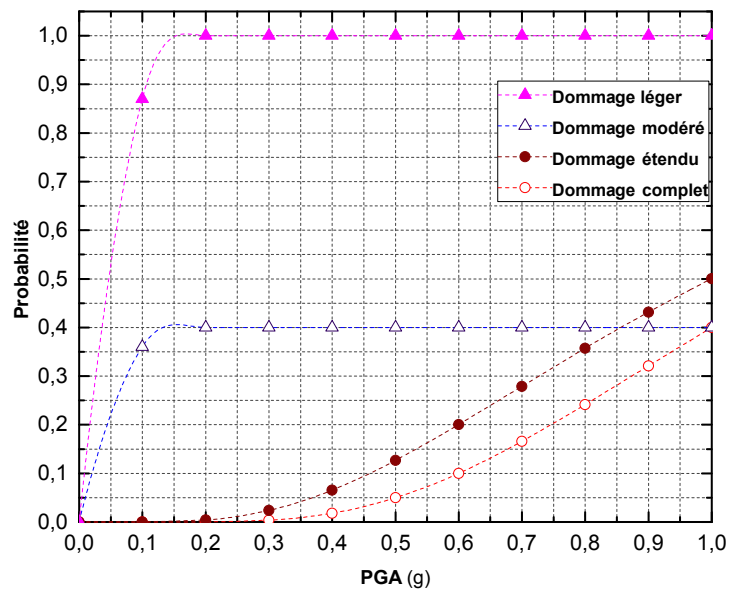


Figure 3. 9 : Courbes de fragilité de la pile pour tous les états de dommages.

La même procédure pour développer les courbes de fragilité de cette pile de pont a été adoptée pour générer les autres courbes de fragilité des piles des autres ponts.

3.7 Développement des courbes de fragilité pour les culées et les appareils d'appuis du pont à poutres en BP au PK. 21+400

La définition des états de dommage des différentes composantes de ponts sont illustrés dans le tableau 3.13. D'après HAZUS (1999), cinq niveaux de dommage sont définis : Aucun dommage, Léger, Modéré, Etendu et Complet. Chaque état de dommage provoqué à la suite des mouvements du tablier au niveau des joints de chaussée est déterminé d'après l'inventaire des ponts dans la région du CSUS (Central and South Eastern United States) aux Etats Unis. Les états de dommage dus aux déformations des appareils d'appuis en élastomère fretté et pour les culées sont estimés d'après le comportement des modèles analytiques basé sur l'étude de Choi (Choi, 2002).

Tableau 3. 13 : Définition des états de dommage des composantes de ponts.

Etat de dommage	Aucun dommage	Dommage léger	Dommage modéré	Dommage étendu	Dommage complet
Appareils d'appuis en élastomère (δ , mm)	$\delta < 50$	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
Culées actives (δ , mm)	$\delta < 4$	$4 < \delta < 8$	$8 < \delta < 25$	$25 < \delta < 50$	$50 < \delta$

δ : déplacement

3.7.1 La culée:

Les tableaux 3.14 et 3.15 résument le nombre d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour le séisme de Managua en 1972 (Voir Annex "B" pour le cas de différents accélérogrammes utilisés dans le cadre de cette étude) .

Tableau 3. 14 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$.

PGA	δ (mm)	$4 < \delta < 8$	$8 < \delta < 25$	$25 < \delta < 50$	$\delta > 50$
0.1g	0,32	0	0	0	0
0.2g	0,65	0	0	0	0
0.3g	1	0	0	0	0
0.4g	1	0	0	0	0
0.5g	1,7	0	0	0	0
0.6g	2	0	0	0	0
0.7g	3,2	0	0	0	1
0.8g	7,4	1	0	0	1
0.9g	14	1	1	0	0
1.0g	24	1	1	0	0

Tableau 3. 15 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$.

PGA	δ (mm)	$4 < \delta < 8$	$8 < \delta < 25$	$25 < \delta < 50$	$\delta > 50$
0.1g	0,36	0	0	0	0
0.2g	0,75	0	0	0	0
0.3g	1,2	0	0	0	0
0.4g	1,6	0	0	0	0
0.5g	2,4	0	0	0	0
0.6g	14	1	1	0	0
0.7g	28	1	1	1	0
0.8g	41	1	1	1	0
0.9g	51	1	1	1	0
1.0g	61	1	1	1	0

Les tableaux 3.16 et 3.17 résument les codes d'optimisation de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération sont donnés ci-dessous.

Et les figures 3.10 à 3.13 résument graphiquement les courbes de fragilité de la culée.

Tableau 3. 16 : Optimisation pour la classe de dommage léger $4\text{mm} < \delta < 8\text{mm}$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	3,72779E-05	3,72779E-05
0.2	0,00	0,004247939	0,004247939
0.3	0,00	0,031872541	0,031872541
0.4	0,10	0,096433899	0,003566101
0.5	0,20	0,191026442	0,008973558
0.6	0,30	0,299999999	1,05387E-09
0.7	0,40	0,409544491	0,009544491
0.8	0,50	0,510936013	0,010936013
0.9	0,60	0,599997686	2,31375E-06
1.0	0,70	0,67560294	0,02439706
			0,093577294

Moyenne	0,14
Ecart type	0,72

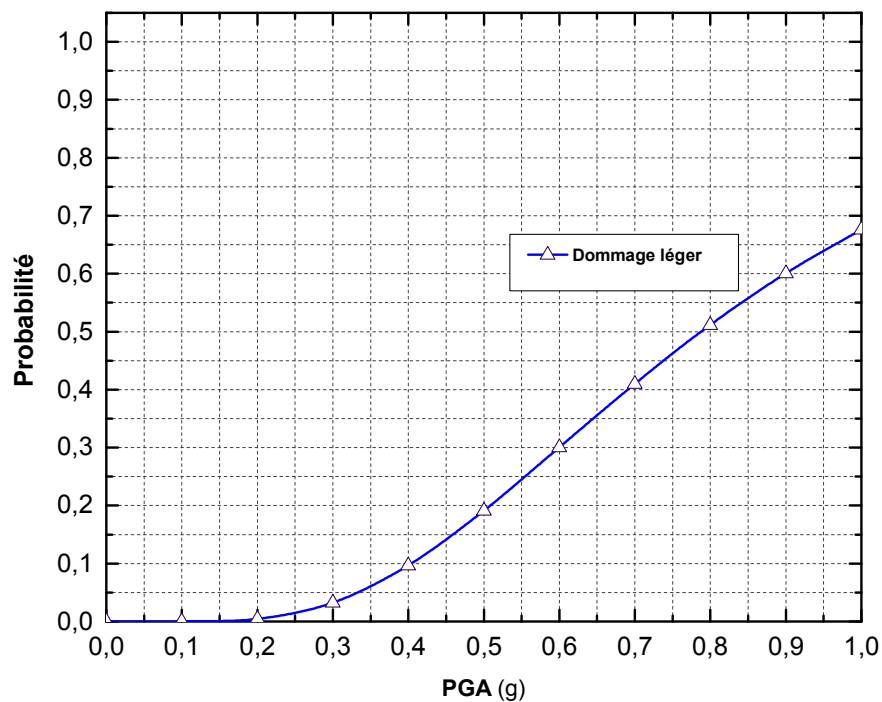
**Figure 3. 10** : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- culée.

Tableau 3. 17 : Optimisation pour la classe de dommage modéré $8\text{mm} < \delta < 25\text{mm}$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,000359972	0,000359972
0.2	0,00	0,011081575	0,011081575
0.3	0,00	0,049734817	0,049734817
0.4	0,00	0,116385553	0,116385553
0.5	0,20	0,200184589	0,000184589
0.6	0,30	0,290090239	0,009090239
0.7	0,40	0,378373619	0,021626381
0.8	0,40	0,460592251	0,060592251
0.9	0,50	0,534667708	0,034667708
1.0	0,60	0,599999997	2,65712E-09
			0,30454261

Moyenne	0,09
Ecart type	0,799

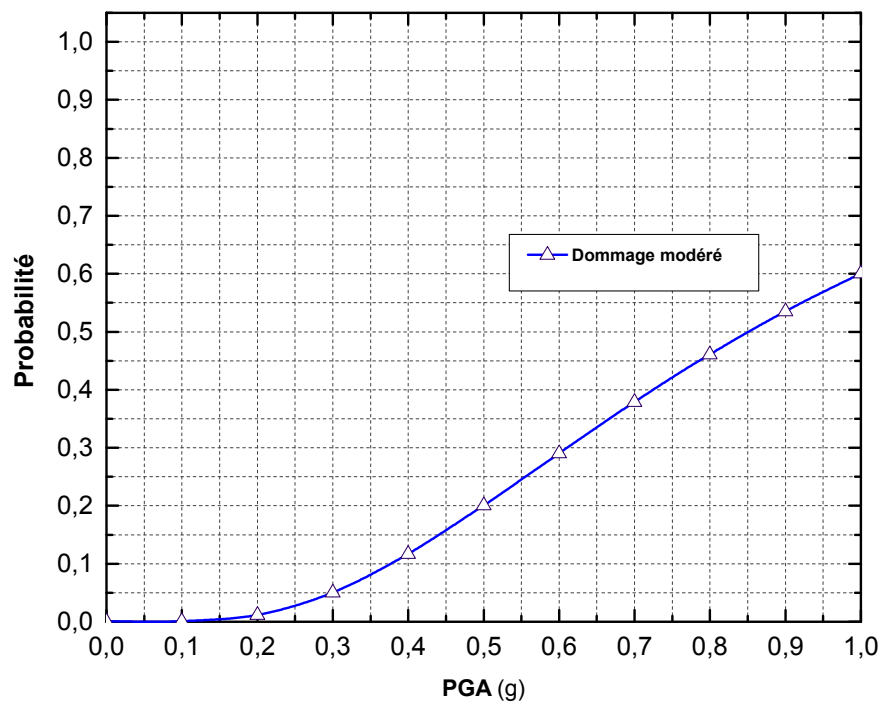
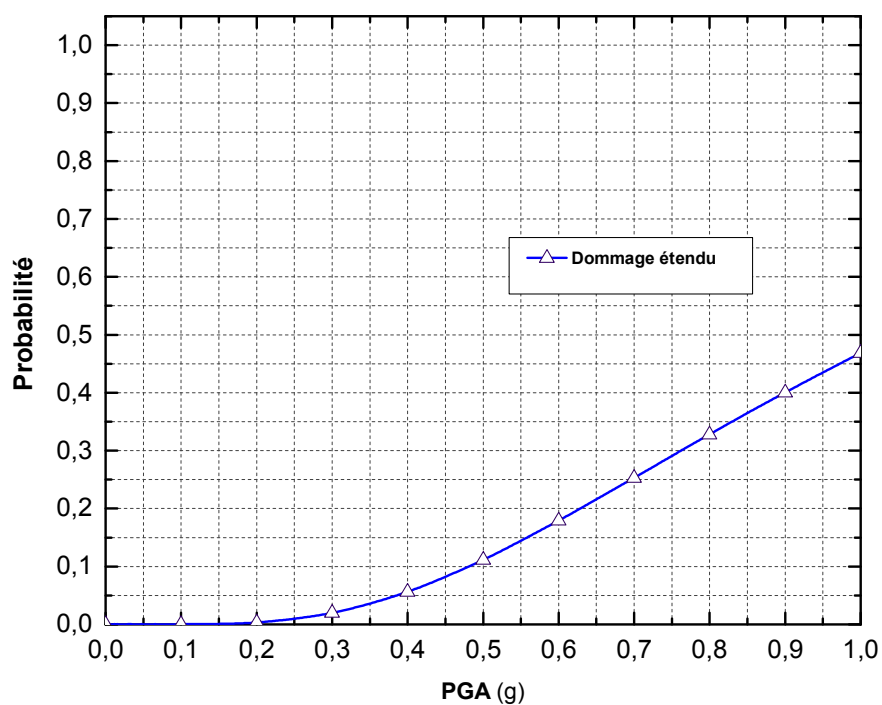
**Figure 3. 11 :** Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-culée.

Tableau 3. 18 : Optimisation pour la classe de dommage étendu $25 < \delta < 50$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0	5,44445E-05	5,4445E-05
0.2	0	0,003176425	0,00317643
0.3	0	0,019622281	0,01962228
0.4	0	0,056131682	0,05613168
0.5	0	0,111077585	0,11107759
0.6	0,2	0,178597189	0,02140281
0.7	0,4	0,252386309	0,14761369
0.8	0,4	0,327360787	0,07263921
0.9	0,4	0,400000034	3,3554E-08
1.0	0,4	0,468147119	0,06814712
			0,49986529

Moyenne	0,027
Ecart type	0,78

**Figure 3. 12 :** Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-culée.

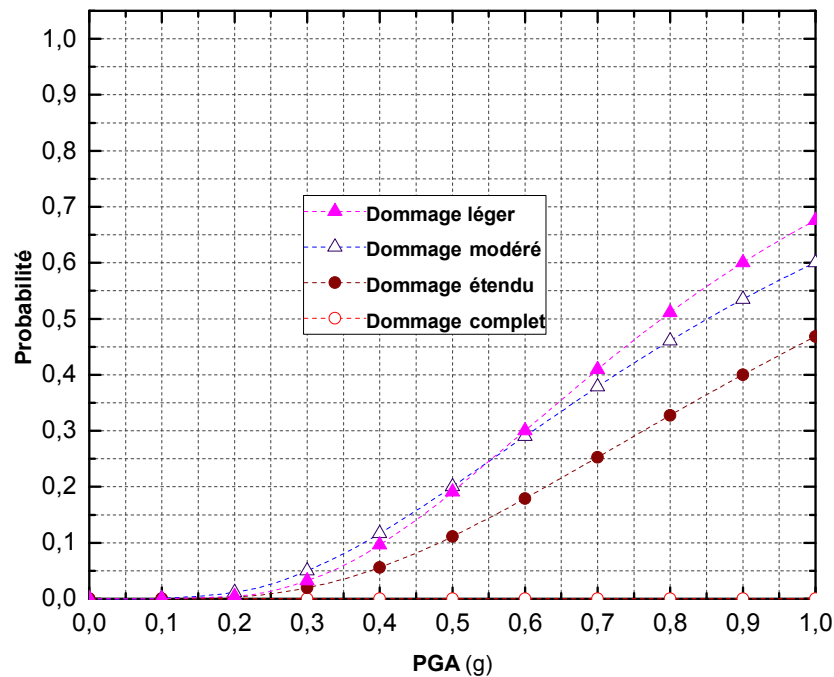


Figure 3. 13 : Courbes de fragilité de la culée pour tous les états de dommages.

3.7.2 L'appareil d'appui:

Les tableaux 3.19 et 3.20 résument le nombre d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour le séisme de Managua en 1972 (Voir Annex "C" pour le cas de différents accélérogrammes utilisés).

Tableau 3. 19 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: Amax = 0.372g.

PGA	δ (mm)	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
0.1g	13	0	0	0	0
0.2g	25	0	0	0	0
0.3g	36	0	0	0	0
0.4g	48	0	0	0	0
0.5g	59	1	0	0	0
0.6g	71	1	0	0	0
0.7g	80	1	0	0	0
0.8g	84	1	0	0	0
0.9g	89	1	0	0	0
1.0g	93	1	0	0	0

Tableau 3. 20 : Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$.

PGA	δ (mm)	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
0.1g	17	0	0	0	0
0.2g	32	0	0	0	0
0.3g	48	0	0	0	0
0.4g	65	1	0	0	0
0.5g	80	1	0	0	0
0.6g	86	1	0	0	0
0.7g	92	1	0	0	0
0.8g	101	1	1	0	0
0.9g	106	1	1	0	0
1.0g	111	1	1	0	0

Afin d'obtenir les deux paramètres qui définissent la distribution log-normale (μ , σ), l'outil SOLVEUR de Microsoft Excel® a été utilisé. Les tableaux 3.21 et 3.22 résument les codes d'optimisation les codes d'optimisation de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération.

Tableau 3. 21 : Optimisation pour la classe de dommage léger $50mm < \delta < 100mm$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,000799968	0,000799968
0.2	0,00	0,044131476	0,044131476
0.3	0,20	0,19608601	0,00391399
0.4	0,40	0,400000004	3,54267E-09
0.5	0,50	0,584672862	0,084672862
0.6	0,60	0,724278947	0,124278947
0.7	0,90	0,820783603	0,079216397
0.8	0,90	0,884529519	0,015470481
0.9	0,90	0,925707585	0,025707585
1.0	1,00	0,952058394	0,047941606
			0,426133316
Moyenne	0,47		
Ecart type	0,69		

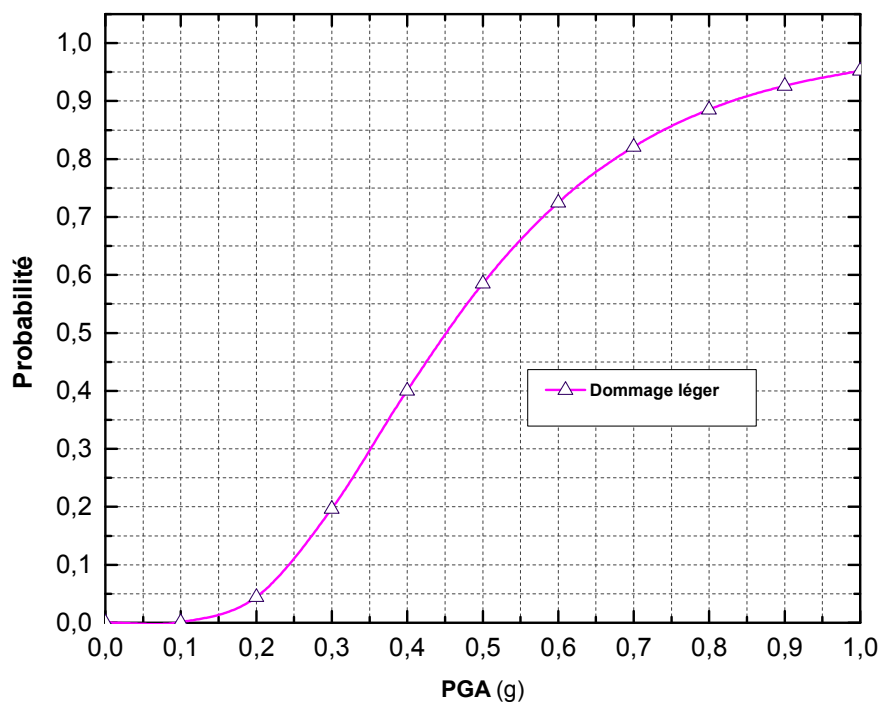


Figure 3. 14 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- appareil.

Tableau 3. 22 : Optimisation pour la classe de dommage Modéré $150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	2,8545E-08	2,8545E-08
0.2	0,00	5,20417E-05	5,20417E-05
0.3	0,00	0,001459972	0,001459972
0.4	0,00	0,009796367	0,009796367
0.5	0,00	0,033171849	0,033171849
0.6	0,00	0,076469173	0,076469173
0.7	0,20	0,138909964	0,061090036
0.8	0,30	0,215569598	0,084430402
0.9	0,30	0,299999661	3,38563E-07
1.0	0,30	0,386183146	0,086183146
			0,352653354
Moyenne	0,08		
Ecart type	0,67		

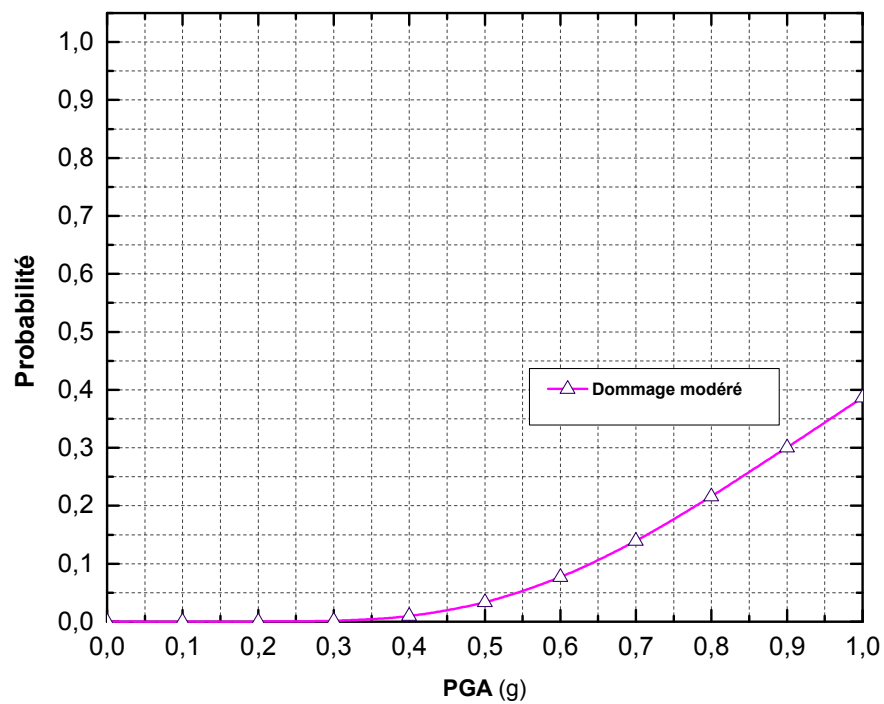


Figure 3. 15 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage Modéré- appareil.

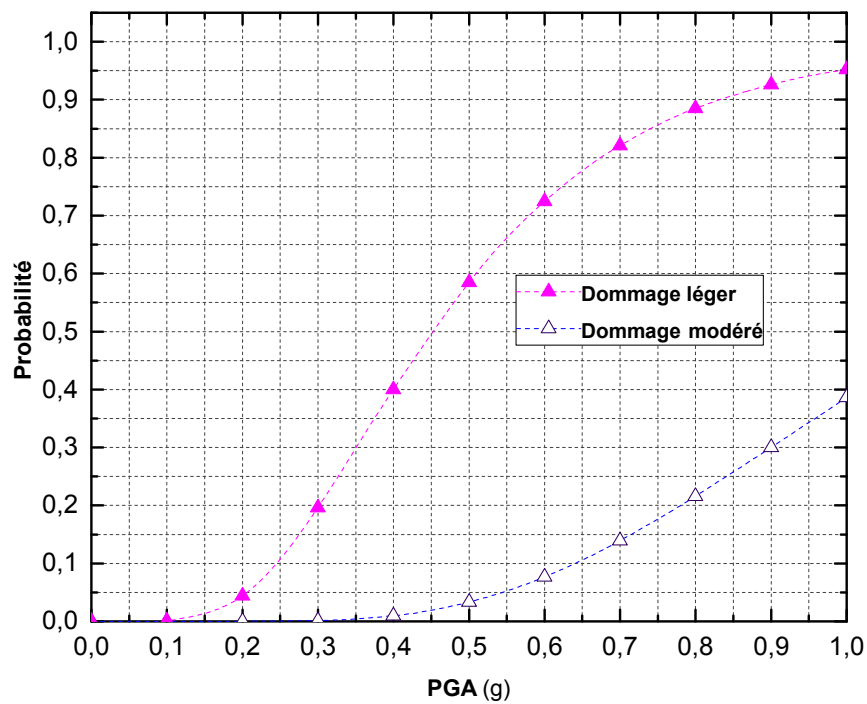


Figure 3. 16 : Courbes de fragilité de l'appareil d'appui pour tous les états de dommages.

3.8 Développement des courbes de fragilité pour la pile du pont à poutres en BP au PK. 49+000:

Le pont est constitué de deux travées de portée $l = 24.70$ m chacune, pour une longueur totale $L=52.00$ m m (cf. Chapitre 2 pages 41 et 42, pour une description détaillée de l'ouvrage). Les figures 3.17 et 3.18 illustrent une vue de dessus du tablier du pont et sa modélisation respectivement.



Figure 3. 17 : Vue de dessous de l'ouvrage au PK. 49+000.

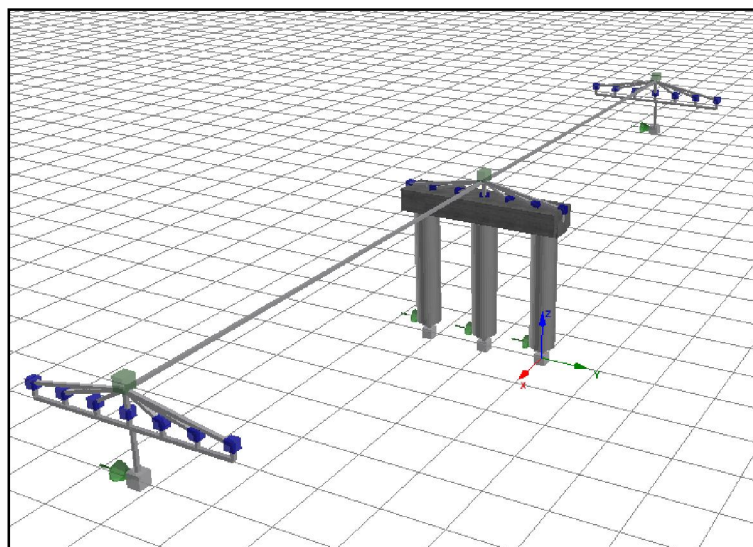


Figure 3. 18 : Modèle de calcul de l'ouvrage au PK. 49+000.

La Figure 3.19 illustre la courbe de capacité (force-déplacement) en tête de la pile de pont, obtenue à partir d'une analyse Pushover.

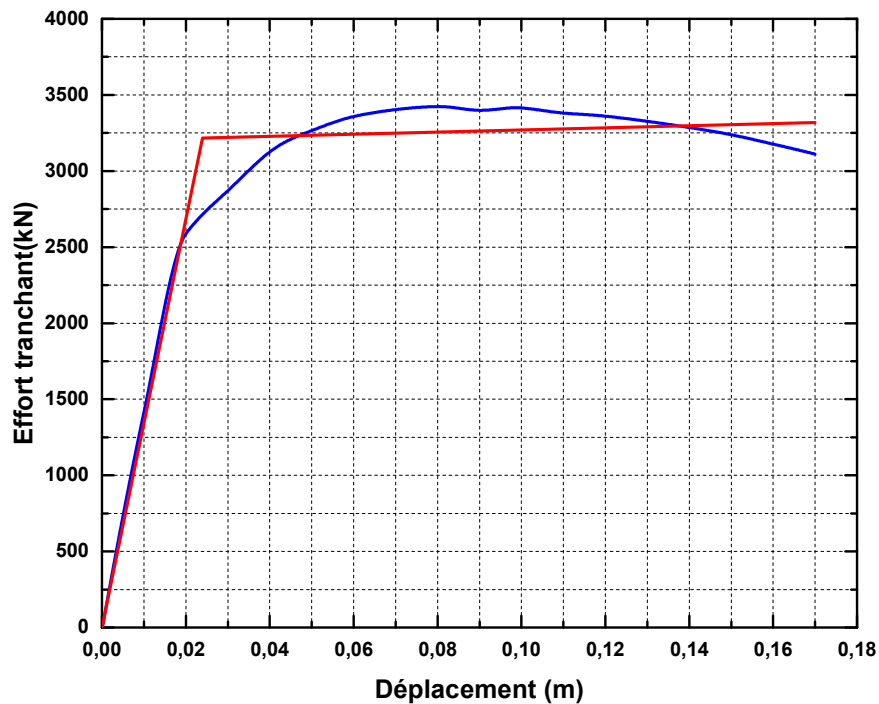


Figure 3. 19 : Courbe Pushover de la pile.

Des analyses dynamiques non-linéaire ont été effectuées afin d'évaluer la demande en ductilité .

Les tableaux 3.23 et 3.24 résument la demande en ductilité, ductilité en déplacement ultime, l'énergie hystérésis, l'énergie élastique et la ductilité hystérésis pour le séisme de Boumerdes-Station de Keddara.

Tableau 3. 23 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique.

PGA	μ_d	μ_u	énergie hystérésis E_h	énergie élastique E_e	μ_h
0.1g	0,04	7,08	2,72	0,07	40,59
0.2g	0,13	7,08	13,21	0,60	21,90
0.3g	0,21	7,08	35,84	1,68	21,39
0.4g	0,33	7,08	67,31	4,29	15,69
0.5g	0,42	7,08	107,14	6,70	0,41
0.6g	0,50	7,08	157,09	9,65	16,28
0.7g	0,67	7,08	218,58	17,15	12,74
0.8g	0,92	7,08	284,63	32,43	8,78
10.9g	1,29	7,08	369,84	38,60	9,58
1.0g	1,58	7,08	477,32	38,60	12,37

Tableau 3. 24 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique.

PGA	μ_d	μ_u	énergie hystérésis E_h	énergie élastique E_e	μ_h
0.1g	0,04	7,08	3,75	0,07	55,96
0.2g	0,15	7,08	19,91	0,87	22,93
0.3g	0,25	7,08	47,79	2,41	19,81
0.4g	0,33	7,08	86,75	4,29	20,23
0.5g	0,46	7,08	135,58	8,11	16,72
0.6g	0,54	7,08	194,79	11,32	17,20
0.7g	0,67	7,08	266,93	17,15	15,56
0.8g	0,75	7,08	345,35	21,71	15,91
0.9g	0,88	7,08	423,46	29,55	14,33
1.0g	1,08	7,08	511,59	38,60	13,25

Ensuite les indices de dommages de la pile de pont sont calculés. Les indices de dommage estimés pour les dix (10) accélérogrammes utilisés dans cette étude ont été déterminé en faisant varier les niveaux de chaque accélération de 0.1g à 1.0g .

Les tableaux 3.25 et 3.26 donnent les résultats de calcul des indices de dommage pour le séisme de Boumerdes- station de Dar El Beida :

Tableau 3. 25 : Indice de Dommage pour le séisme de Boumerdes -Station Keddara 1_EW.

PGA	μ_d	μ_h	μ_u	β	DI
0.1g	0,04	40,59	7,08	0,15	0,87
0.2g	0,13	21,90	7,08	0,15	0,48
0.3g	0,21	21,39	7,08	0,15	0,48
0.4g	0,33	15,69	7,08	0,15	0,38
0.5g	0,42	0,41	7,08	0,15	0,07
0.6g	0,50	16,28	7,08	0,15	0,42
0.7g	0,67	12,74	7,08	0,15	0,36
0.8g	0,92	8,78	7,08	0,15	0,32
0.9g	1,29	9,58	7,08	0,15	0,39
1.0g	1,58	12,37	7,08	0,15	0,49

Tableau 3. 26 : Indice de Dommage pour le séisme de Boumerdes -Station Keddara 2_EW.

PGA	μ_d	μ_h	μ_u	β	DI
0.1g	0,04	55,96	7,08	0,15	1,19
0.2g	0,15	22,93	7,08	0,15	0,51
0.3g	0,25	19,81	7,08	0,15	0,45
0.4g	0,33	20,23	7,08	0,15	0,48
0.5g	0,46	16,72	7,08	0,15	0,42
0.6g	0,54	17,20	7,08	0,15	0,44
0.7g	0,67	15,56	7,08	0,15	0,42
0.8g	0,75	15,91	7,08	0,15	0,44
0.9g	0,88	14,33	7,08	0,15	0,43
1.0g	1,08	13,25	7,08	0,15	0,43

Les tableaux 3.27 et 3.28 ci-dessus résument le nombre d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour les différents accélérogrammes utilisés dans le cadre de cette étude .Les tableaux suivants donnent des résultats de calcul du nombre d'occurrences pour le séisme de Managua :

Tableau 3. 27 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 90: Amax = 0.372g.

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,05	0	0	0	0
0.2g	0,11	0	0	0	0
0.3g	0,16	1	0	0	0
0.4g	0,21	1	0	0	0
0.5g	0,26	1	0	0	0
0.6g	0,33	1	0	0	0
0.7g	0,19	1	0	0	0
0.8g	0,55	1	1	0	0
0.9g	0,92	1	1	1	0
1.0g	1,17	1	1	1	1

Tableau 3. 28 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$.

PGA	DI	$0.14 < DI < 0.40$	$0.40 < DI < 0.6$	$0.6 < DI < 1.00$	$DI > 1$
0.1g	0,35	1	0	0	0
0.2g	0,19	1	0	0	0
0.3g	0,23	1	0	0	0
0.4g	0,21	1	0	0	0
0.5g	0,34	1	0	0	0
0.6g	0,53	1	1	0	0
0.7g	0,74	1	1	1	0
0.8g	0,85	1	1	1	0
0.9g	0,66	1	1	1	0
1.0g	1,08	1	1	1	1

Les tableaux 3.29 à 3.31 ci-dessous résument les codes d'optimisation pour la pile.

Tableau 3. 29 : L'optimisation pour la classe de dommage léger $50mm < \delta < 100mm$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,000629261	0,000629261
0.2	0,00	0,040990081	0,040990081
0.3	0,20	0,192128987	0,007871013
0.4	0,40	0,399999993	7,25054E-09
0.5	0,50	0,589020568	0,089020568
0.6	0,60	0,73101503	0,13101503
0.7	0,90	0,828015645	0,071984355
0.8	0,90	0,891140515	0,008859485
0.9	0,90	0,931243793	0,031243793
1.0	1,00	0,956458485	0,043541515
			0,425155109

Moyenne	0,47
Ecart type	0,68

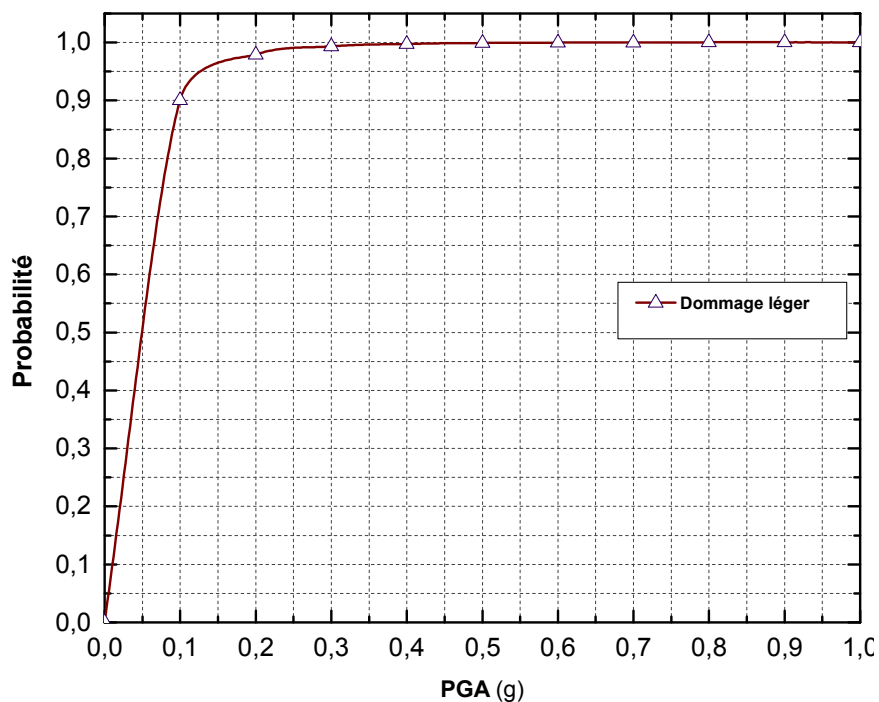


Figure 3. 20 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger-pile.

Tableau 3. 30 : L'optimisation pour la classe de dommage Modéré $150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,000498239	0,000498239
0.2	0,00	0,038161331	0,038161331
0.3	0,20	0,188395372	0,011604628
0.4	0,40	0,399999954	4,57677E-08
0.5	0,50	0,593163097	0,093163097
0.6	0,60	0,737370948	0,137370948
0.7	0,90	0,834746802	0,065253198
0.8	0,90	0,8971967	0,0028033
0.9	0,90	0,936229347	0,036229347
1.0	1,00	0,960351126	0,039648874
			0,424733009
Moyenne	0,48		
Ecart type	0,67		

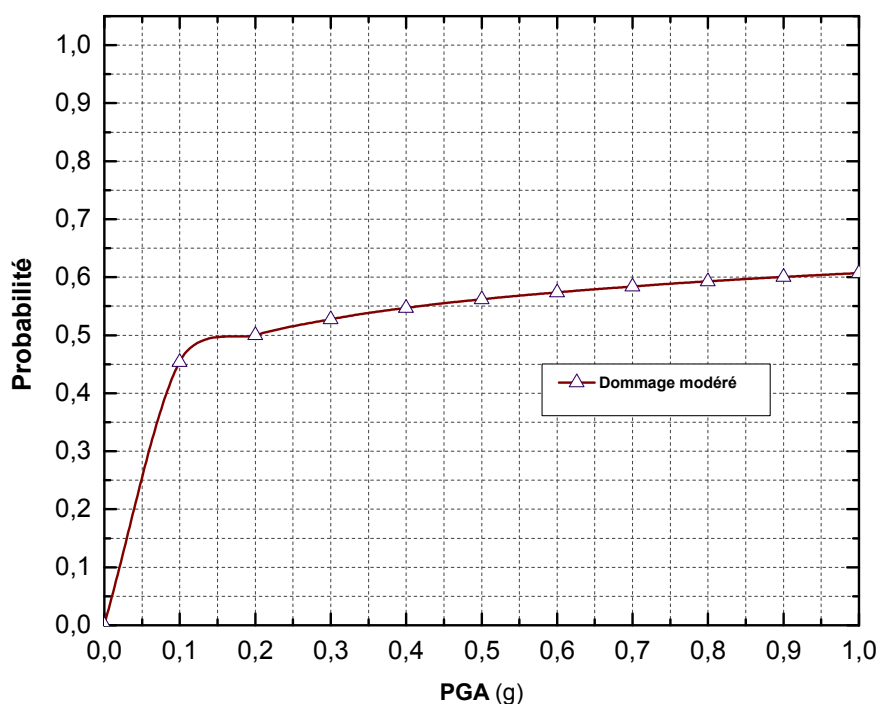


Figure 3. 21 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-pile.

Tableau 3. 31 : Optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,4	0,000993648	0,39900635
0.2	0	0,017144025	0,01714403
0.3	0	0,061044763	0,06104476
0.4	0	0,126891019	0,12689102
0.5	0,3	0,204066296	0,0959337
0.6	0,3	0,284133483	0,01586652
0.7	0,4	0,361792531	0,03820747
0.8	0,4	0,434175032	0,03417503
0.9	0,5	0,49999994	6,0001E-08
1.0	0,5	0,558936051	0,05893605
			0,84720499
Moyenne	-0,06		
Ecart type	0,84		

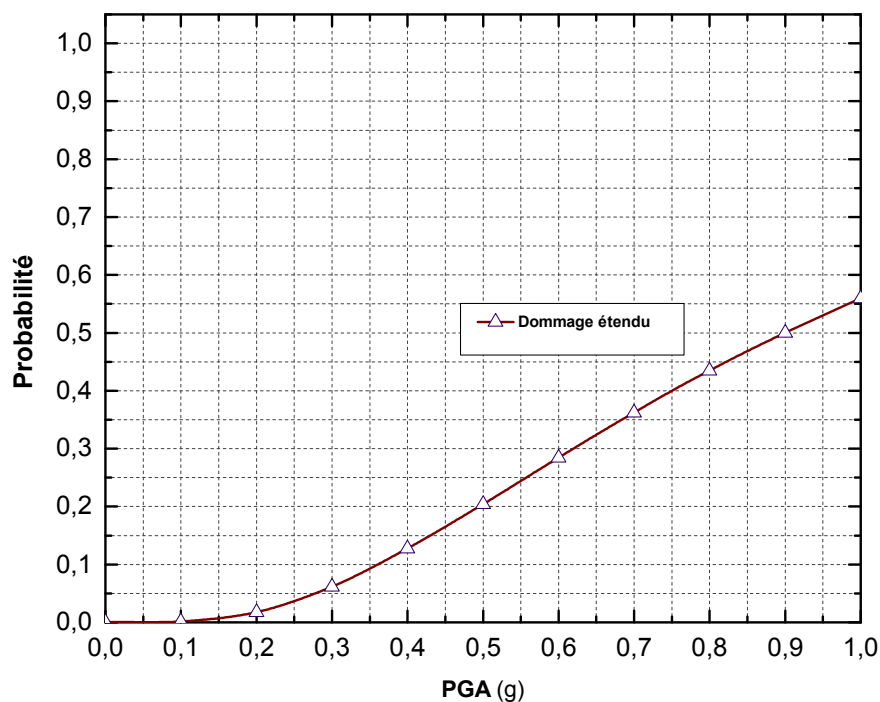


Figure 3. 22 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-pile.

Tableau 3. 32 : Optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,1	5,5882E-05	0,099944118
0.2	0	0,003461914	0,003461914
0.3	0	0,021683737	0,021683737
0.4	0	0,062091587	0,062091587
0.5	0	0,122407458	0,122407458
0.6	0,2	0,19568998	0,00431002
0.7	0,3	0,274764152	0,025235848
0.8	0,3	0,354048183	0,054048183
0.9	0,3	0,429838611	0,129838611
1.0	0,5	0,5	4,21571E-10
			0,523021477
Moyenne	3,5541E-10		
Ecart type	0,77		

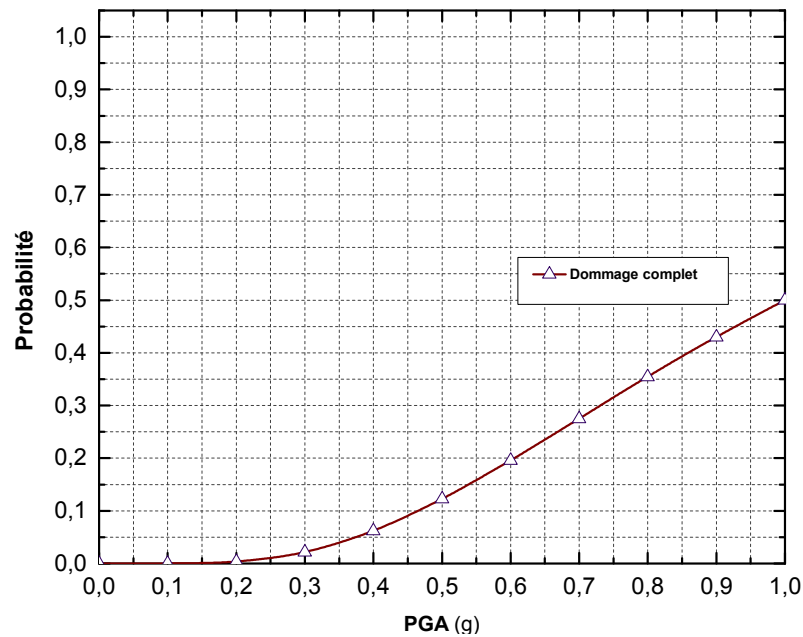


Figure 3.23 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage complet-pile.

Les courbes de fragilité de la pile correspondant aux différents états de dommages sont illustrées dans la Figure 3.24.

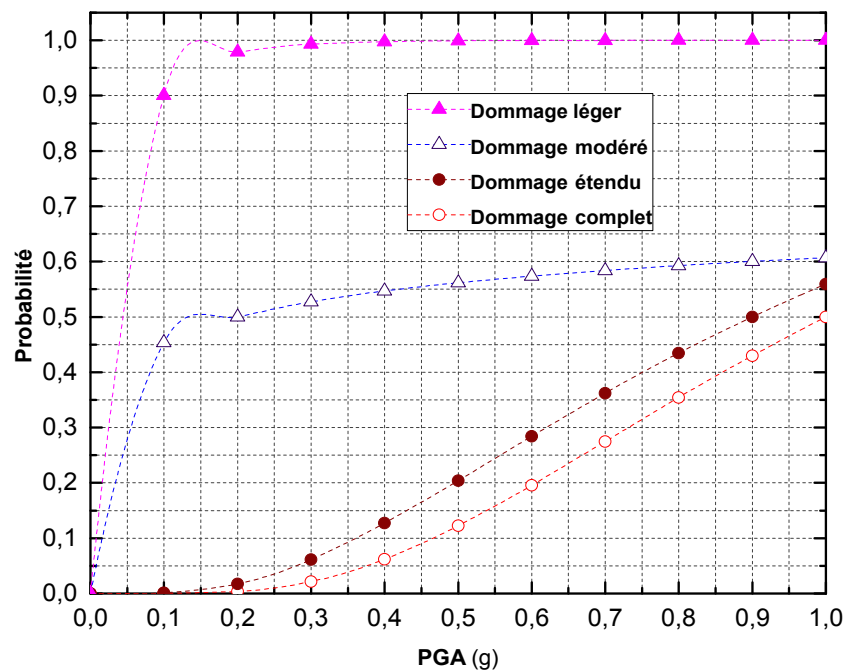


Figure 3.24 : Courbes de fragilité de la pile pour tous les états de dommages.

3.9 Développement des courbes de fragilité pour les culées et les appareils d'appuis du pont à poutres en BP au PK. 49+000:

3.9.1 La culée:

Les tableaux 3.33 à 3.37 résument le nombre d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour le séisme de Managua en 1972 (Voir Annex "B" pour le cas de différents accélérogrammes utilisés dans le cadre de cette étude) .

Tableau 3. 33 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$.

PGA	δ (mm)	$4 < \delta < 8$	$8 < \delta < 25$	$25 < \delta < 50$	$\delta > 50$
0.1g	0,34	0	0	0	0
0.2g	1,2	0	0	0	0
0.3g	2	0	0	0	0
0.4g	11	1	1	0	0
0.5g	14	1	1	0	0
0.6g	27	1	1	1	0
0.7g	2,4	0	0	0	0
0.8g	19	1	1	0	0
0.9g	34	1	1	1	0
1.0g	53	1	1	1	1

Tableau 3. 34 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$.

PGA	δ (mm)	$4 < \delta < 8$	$8 < \delta < 25$	$25 < \delta < 50$	$\delta > 50$
0.1g	0,62	0	0	0	0
0.2g	0,8	0	0	0	0
0.3g	1	0	0	0	0
0.4g	3	0	0	0	0
0.5g	16	1	1	0	0
0.6g	32	1	1	1	0
0.7g	49	1	1	1	0
0.8g	51	1	1	1	1
0.9g	58	1	1	1	1
1.0g	62	1	1	1	1

Tableau 3. 35 : Optimisation pour la classe de dommage léger $4mm < \delta < 8mm$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00011917	0,00011917
0.2	0,00	0,01212981	0,01212981
0.3	0,00	0,077588662	0,077588662
0.4	0,40	0,202842191	0,197157809
0.5	0,50	0,354240235	0,145759765
0.6	0,50	0,500000244	2,4381E-07
0.7	0,40	0,624046974	0,224046974
0.8	0,70	0,722394044	0,022394044
0.9	0,80	0,797158154	0,002841846
1.0	0,90	0,852584559	0,047415441
			0,729453764
Moyenne	0,30		
Ecart type	0,70		

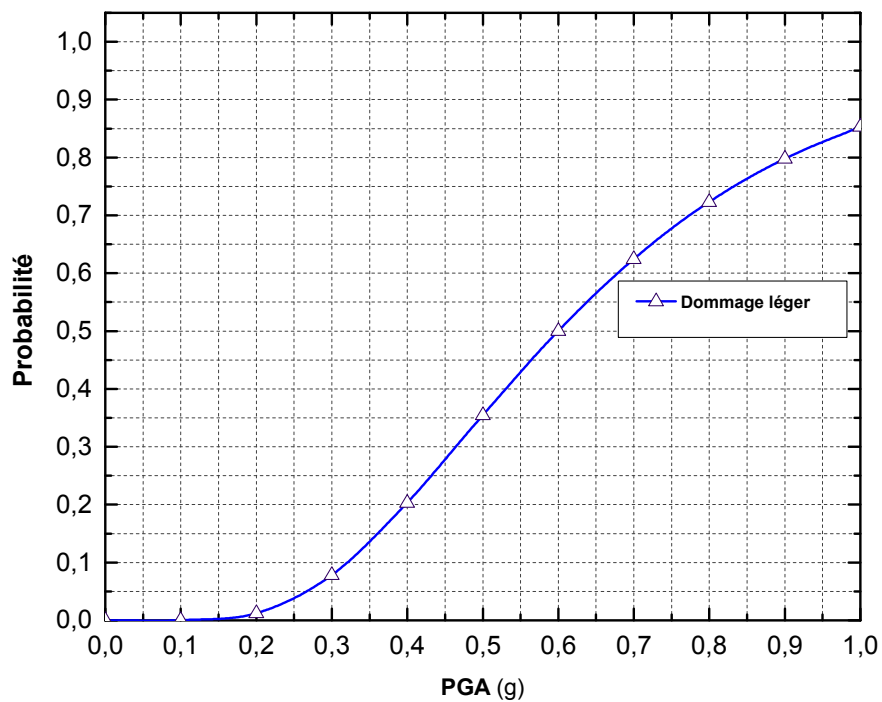


Figure 3. 25 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- culée.

Tableau 3. 36 : Optimisation pour la classe de dommage modéré $8\text{mm} < \delta < 25\text{mm}$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,005854391	0,005854391
0.2	0,00	0,059362549	0,059362549
0.3	0,00	0,159091102	0,159091102
0.4	0,30	0,274422171	0,025577829
0.5	0,50	0,385819725	0,114180275
0.6	0,50	0,485024864	0,014975136
0.7	0,40	0,569890877	0,169890877
0.8	0,60	0,641010716	0,041010716
0.9	0,70	0,70000014	1,39689E-07
1.0	0,80	0,748706027	0,051293973
			0,64

Moyenne	0,26
Ecart type	0,85

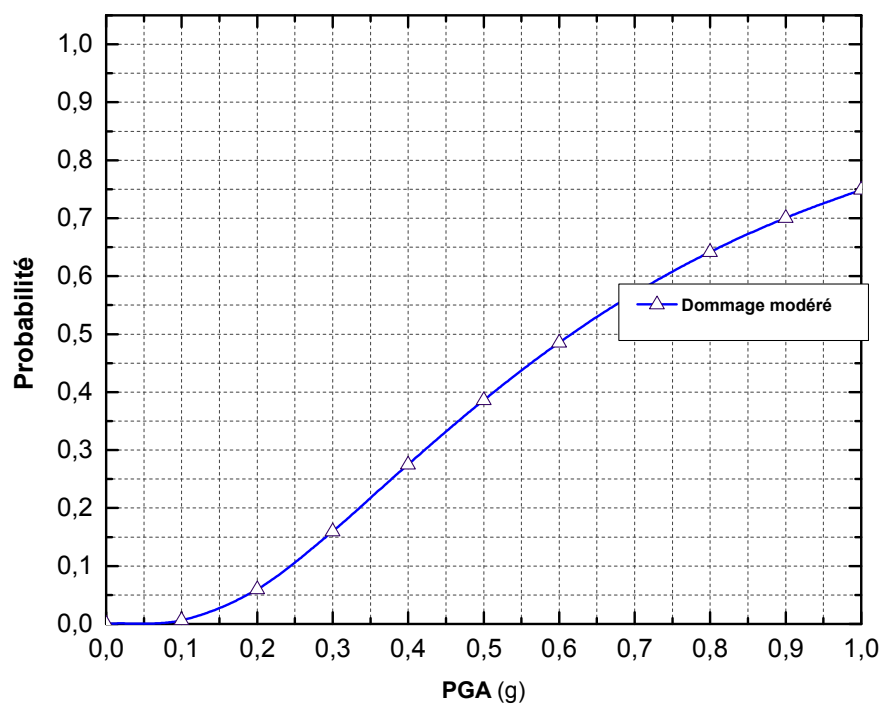


Figure 3. 26 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré-culée.

Tableau 3. 37 : Optimisation pour la classe de dommage étendu $25 < \delta < 50$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0	6,41045E-07	6,4104E-07
0.2	0	0,000468976	0,00046898
0.3	0	0,007950698	0,0079507
0.4	0	0,037990116	0,03799012
0.5	0,1	0,100156139	0,00015614
0.6	0,5	0,190198122	0,30980188
0.7	0,4	0,29597393	0,10402607
0.8	0,4	0,404972471	0,00497247
0.9	0,5	0,508045581	0,00804558
1.0	0,6	0,599998056	1,944E-06
			0,47
Moyenne	0,07		
Ecart type	0,67		

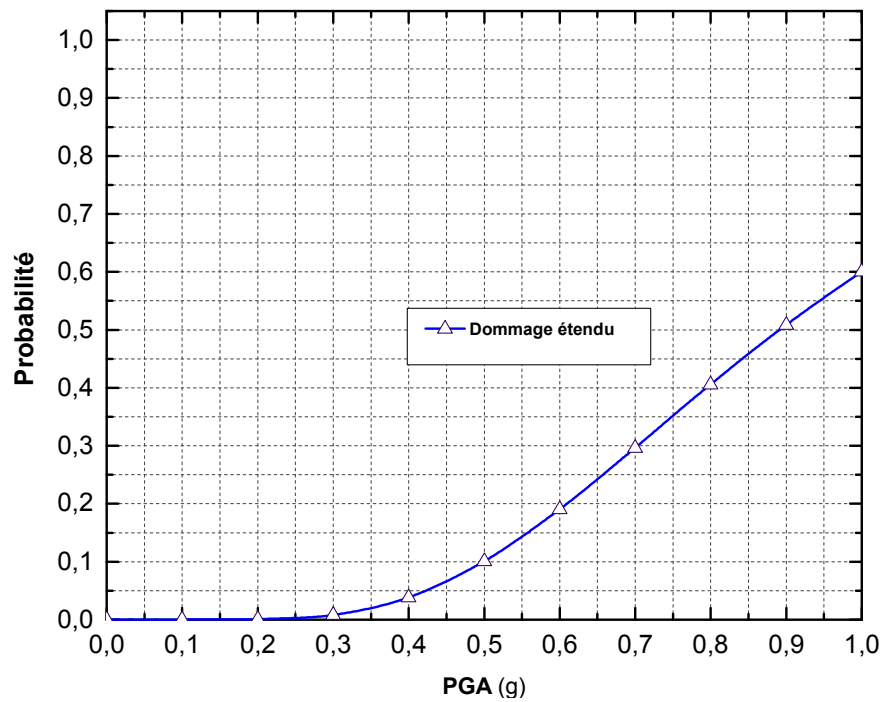


Figure 3. 27 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu-culée.

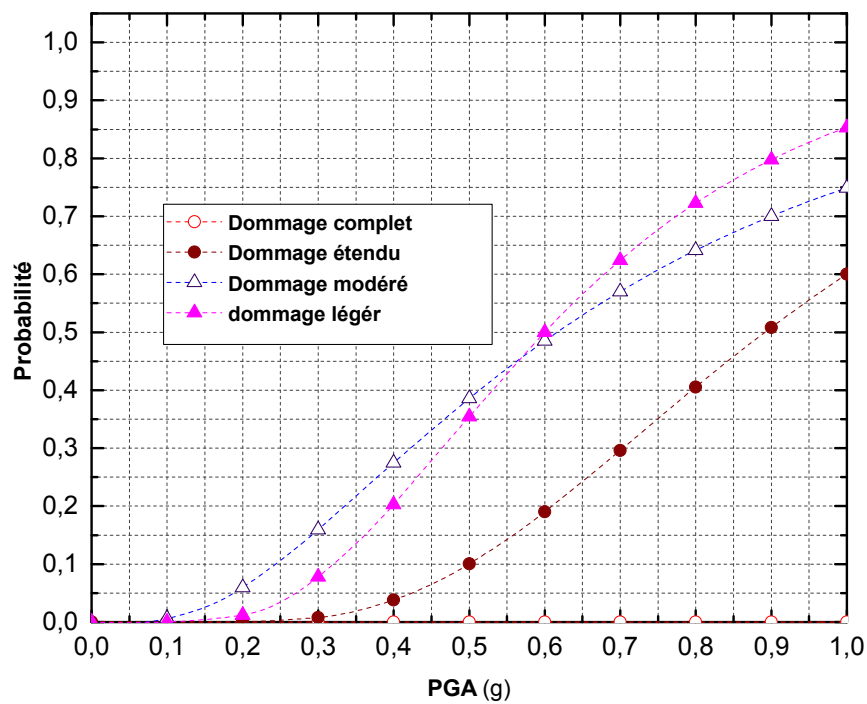


Figure 3. 28 : Courbes de fragilité de la culée pour tous les états de dommages.

3.9.2 L'appareil d'appui:

Les tableaux 3.38 et 3.9 résument le nombre d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour le séisme de Managua en 1972 (Voir Annexe "C" pour le cas de différents accélérogrammes utilisés).

Tableau 3. 38 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$.

PGA	δ (mm)	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
0.1g	9	0	0	0	0
0.2g	18	0	0	0	0
0.3g	27	0	0	0	0
0.4g	35	0	0	0	0
0.5g	43	0	0	0	0
0.6g	49	0	0	0	0
0.7g	26	0	0	0	0
0.8g	61	1	0	0	0
0.9g	69	1	0	0	0
1.0g	70	1	0	0	0

Tableau 3. 39 : Nombre d'occurrences pour le séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$.

PGA	δ (mm)	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
0.1g	14	0	0	0	0
0.2g	27	0	0	0	0
0.3g	41	0	0	0	0
0.4g	51	1	0	0	0
0.5g	54	1	0	0	0
0.6g	57	1	0	0	0
0.7g	60	1	0	0	0
0.8g	61	1	0	0	0
0.9g	63	1	0	0	0
1.0g	68	1	0	0	0

Afin d'obtenir les deux paramètres qui définissent la distribution log-normale

(μ , σ), l'outil SOLVEUR de Microsoft Excel® a été utilisé.

Les tableaux 3.40 et 3.41 résument les codes d'optimisation de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération.

Tableau 3. 40: L'optimisation pour la classe de dommage léger $50\text{mm} < \delta < 100\text{mm}$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,000629261	0,000629261
0.2	0,00	0,040990081	0,040990081
0.3	0,20	0,192128987	0,007871013
0.4	0,40	0,399999993	7,25054E-09
0.5	0,50	0,589020568	0,089020568
0.6	0,60	0,73101503	0,13101503
0.7	0,90	0,828015645	0,071984355
0.8	0,90	0,891140515	0,008859485
0.9	0,90	0,931243793	0,031243793
1.0	1,00	0,956458485	0,043541515
			0,425155109

Moyenne	0,47
Ecart type	0,68

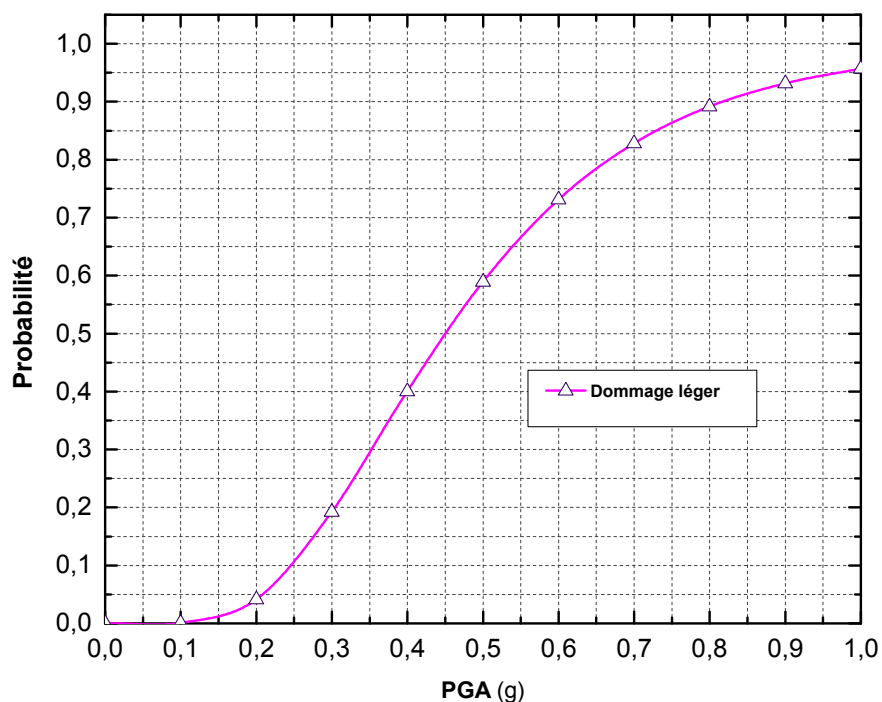


Figure 3. 29 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger- appareil.

Tableau 3. 41 : L'optimisation pour la classe de dommage Modéré $150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$.

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,000498239	0,000498239
0.2	0,00	0,038161331	0,038161331
0.3	0,20	0,188395372	0,011604628
0.4	0,40	0,399999954	4,57677E-08
0.5	0,50	0,593163097	0,093163097
0.6	0,60	0,737370948	0,137370948
0.7	0,90	0,834746802	0,065253198
0.8	0,90	0,8971967	0,0028033
0.9	0,90	0,936229347	0,036229347
1.0	1,00	0,960351126	0,039648874
			0,424733009
Moyenne	0,48		
Ecart type	0,67		

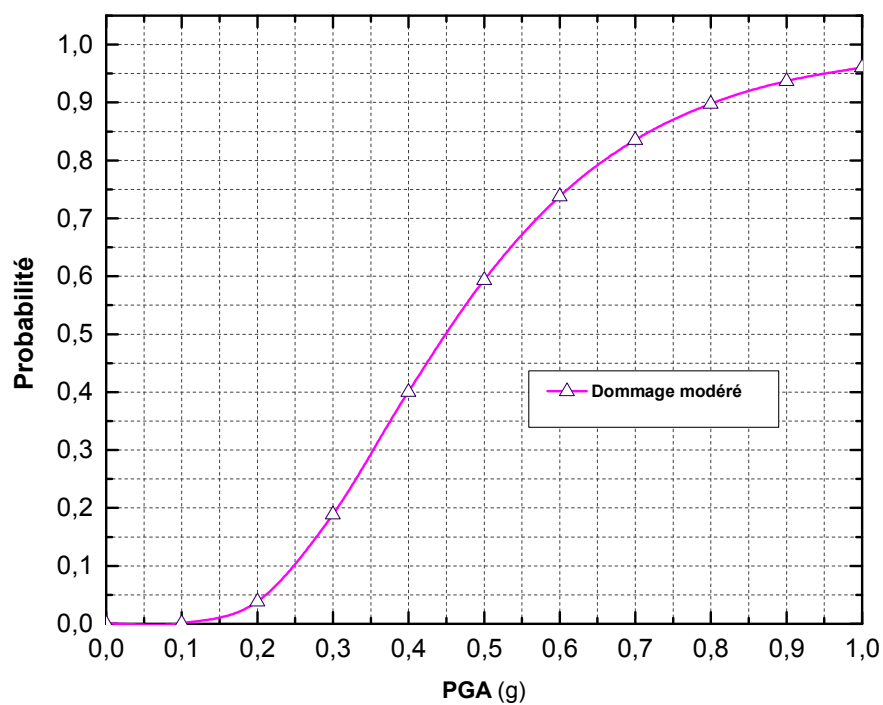


Figure 3.30 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage Modéré- appareil.

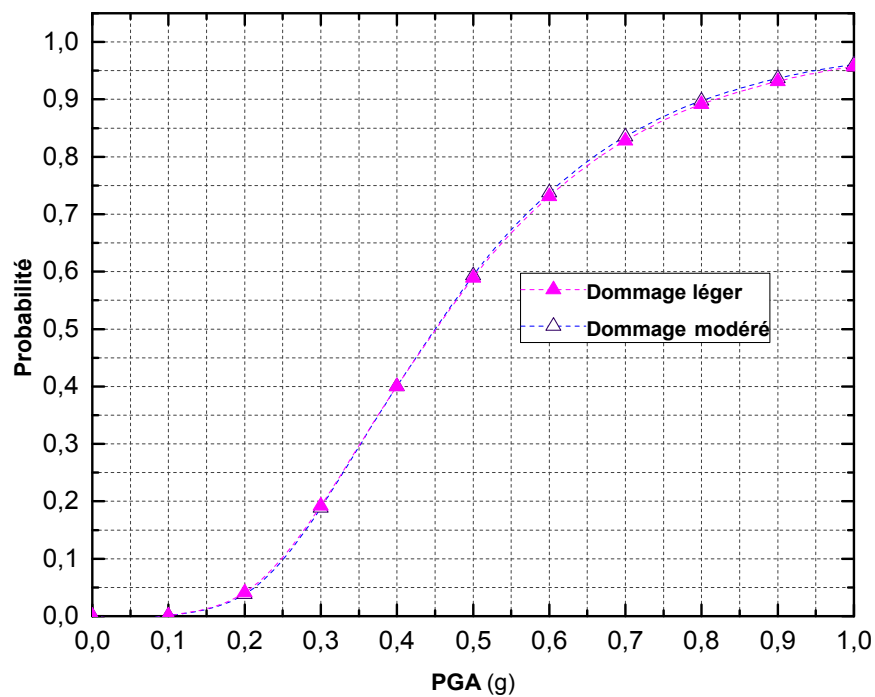


Figure 3.31 : Courbes de fragilité de l'appareil d'appui pour tous les états de dommages.

3.10 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif principal de présenter une méthodologie plus adéquate pour évaluer la performance sismiques des ponts courants en Algérie. Plusieurs programmes et logiciels ont été utilisé pour construire les courbes de fragilité des ponts. Des analyses dynamiques temporelles et statiques non linéaires des ouvrages ont été effectuées, tout d'abord en considérant des accélérogrammes réels sélectionnés selon un spectre de zone conformément aux RPOA, (2008).

Les courbes de fragilité obtenues démontrent qu'il n'y a pas de risque d'endommagement complet pour les culées et les appareils d'appuis des deux (02) ponts analysés. On observe également que la valeur maximale de l'accélération au sol PGA pour atteindre 100 % de la probabilité de dépassement pour l'état de dommage léger ne dépasse pas 0.15g pour les deux ponts.

Plusieurs chercheurs du domaine de vulnérabilité sismique des ponts, Considèrent que la vulnérabilité des piles est équivalente à la vulnérabilité du système tout entier du pont. Dans cette étude on a constaté pour les ponts analysés que pour une valeur maximale de PGA (1g) la probabilité d'endommagement des états modérée, étendu et complet ne dépasse pas les 50%, ce qui illustre clairement la bonne performance sismique de ce type de piles à fûts couramment utilisées en Algérie.

Les résultats d'évaluation de cette analyse de vulnérabilité peuvent être utilisés d'une part, dans le cadre d'une politique de gestion et de la planification de programmes de protection sismique du patrimoine, et d'autre part, pour le développement des stratégies de réduction ou d'atténuation du risque sismique.

Chapitre 04

Influence du modèle numérique de calcul sur les courbes de fragilité

3.10 Introduction

Le nord de l'Algérie est l'une des régions les plus sismiques de la Méditerranée.

Il a connu plusieurs grands séismes au cours de ces quatre dernières décennies, tels que le tremblement de terre d'El Asnam (1980) et le séisme de Boumerdès (2003).

Ces séismes dévastateurs ont causé environ 5300 morts et 8 milliards de dollars américains à l'économie algérienne (Gates et Ritchie, 2007 ; EERI, 2003).

Les autorités reconnaissent la nécessité d'accroître la sensibilisation à l'évaluation sismique des structures, des institutions nationales, des centres et chercheurs spécialisés ont été poussés à travailler sur la vulnérabilité sismique des structures existantes.

Il a été constaté jusqu'à présent qu'une étude approfondie a été menée en Algérie sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments (Kibboua, 1999 ; Mehani et al., 2013). Très peu de recherches ont été effectuées sur les ponts (Kibboua et al., 2011 ; 2014), une infrastructure clé du transport, qui est une condition importante dans la vie quotidienne et le développement économique des populations.

Ainsi, l'Algérie compte environ 12 000 ponts, dont plus de 90% sont des ponts courants. Par conséquent, le besoin de préserver la fonctionnalité de ces structures est très important. En outre, il est fortement recommandé de réaliser des études de recherche pour améliorer leur résistance sismique et les protéger de toute dégradation susceptible de provoquer un effondrement éventuel.

L'un de ces sujets d'étude est l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts courants en béton armé et/ou en béton précontraint, qui sont largement construits en Algérie, est le développement des courbes de fragilité de ces ouvrages.

Un nombre considérable d'études de recherche ont été publiées au cours des dernières décennies afin de développer des courbes de fragilité pour l'évaluation des risques sismiques. On peut en remonter à 1975 quand Whitman et al. (1975) ont formalisé la procédure d'évaluation des risques sismiques (Billah et Alam, 2015).

Les piles de pont sont les éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges et surcharges du tablier aux fondations. Elles sont destinées à supporter aussi bien les charges verticales que les charges horizontales dues aux séismes et au freinage. Elles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou bien partiellement ou totalement encastré.

L'hypothèse adoptée par plusieurs chercheurs en génie parasismique consiste à supposer que la vulnérabilité des piles de pont est équivalente à celle du système entier. (Dutta et Mander, 1998 ; Hwang et al., 2000 ; Mander et Basoz, 1999 ; Shinozuka et al., 2000a ; Shinozuka et al., 2000b ; Kibboua, 2012). Pour cette raison on s'est basé dans ce chapitre sur le développement des courbes de fragilité des piles.

L'objectif principal de ce chapitre est de faire une étude comparative entre deux méthodes de développement des courbes de fragilité analytiques des piles de pont en béton armé et/ou en béton précontraint en Algérie, en utilisant deux modèles structurels (modèle simplifié et modèle global de l'ouvrage), puis comparer les résultats.

Les modèles ont été soumis à quinze (15) enregistrements accélérométriques, en utilisant deux procédures différentes. La procédure proposée par Karim et Yamazaki

(2001) (SDOF model), une deuxième procédure qu'on propose basée sur le modèle global de l'ouvrage.

Le deuxième modèle de calcul utilisé prend en compte toutes les composantes de l'ouvrage telles que les piles, les culées, les appareils d'appuis et les plots parasismiques.

L'ouvrage étudié, se trouve sur la voie express reliant Bousmail- Cherchell qui est considérée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon les Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA, 2008).

Des analyses Pushover et dynamiques non-linéaires sont ensuite effectuées pour développer les courbes de fragilité de la pile.

3.11 Méthodologie de développement des courbes de fragilité des piles

Dans ce travail, les courbes de fragilité ont été construites en utilisant une approche analytique avec deux procédures A et B.

3.11.1 Procédure A

Un modèle à un seul degré de liberté (SDOF) a été utilisé pour effectuer à la fois une analyse statique non-linéaire et des analyses dynamiques non-linéaires. Un total de quinze (15) d'accélérogrammes provenant d'événements sismiques algériens et internationaux ont été exploités pour ces analyses.

Dans cette méthode simplifiée, une masse m est concentrée en haut de la pile à une hauteur h du niveau du sol a été modélisée. k est pour la rigidité de la pile.

Les étapes suivantes ont été suivies pour développer les courbes de fragilité analytiques (Kibboua et al., 2011; Karim et Yamazaki, 2001). comme le montre la Figure 4.1:

- 1- Sélectionner les enregistrements de mouvements du sol après un événement sismique ;
- 2- Normaliser les enregistrements accélérométriques de 0.1 à 1.0 g du pic d'accélération du sol (PGA) ;
- 3- Construire un modèle analytique avec un degré de liberté SDOF de la pile (Priestley et al., 1996 ; Chopra, 2001) ;
- 4- Effectuer une analyse sectionnelle de la pile en utilisant Xtract Software (Chadwell, et Imbsen, 2004), pour obtenir la ductilité en déplacement de la pile de pont ;
- 5- Effectuer des analyses dynamiques non-linéaires sur le modèle SDOF en utilisant les enregistrements sélectionnés, pour obtenir la demande en ductilité et la ductilité hystérétique cumulée (Charney, 1998) ;
- 6- Obtenir les indices de dommages (Park et Ang, 1985) de la pile pour chaque niveau d'excitation ;
- 7- Construire les courbes de fragilité.

Afin de déduire la loi de comportement de la pile en termes de force- déplacement, celle-ci est soumise en premier lieu à une analyse sectionnelle à l'aide du logiciel XTRACT.

La relation moment-courbure a été déterminée sous une charge verticale correspondant à la charge de gravité, incluant le poids de la superstructure tributaire ainsi qu' un pourcentage des charges d'exploitations (A(l)).

La rigidité à l'état limite élastique K_0 des piles de pont est obtenue en utilisant les valeurs de la force et le déplacement à l'état limite élastique.

Dans l'analyse dynamique, le modèle hystérétique bilinéaire est considéré (Priestley et al., 1996 ; Karim et Yamazaki, 2001; Kibboua et al., 2011) avec un facteur d'amortissement de 7%. La demande en ductilité a été évaluée à partir d'une analyse temporelle non-linéaire simplifiée. A cet effet, le logiciel NONLIN (Charney, 1998) a été utilisé pour la modélisation de la pile de pont (Kibboua, 2012). Au total, quinze (15) enregistrements accélérométriques ont été sélectionnés et utilisés dans le cadre de cette analyse.

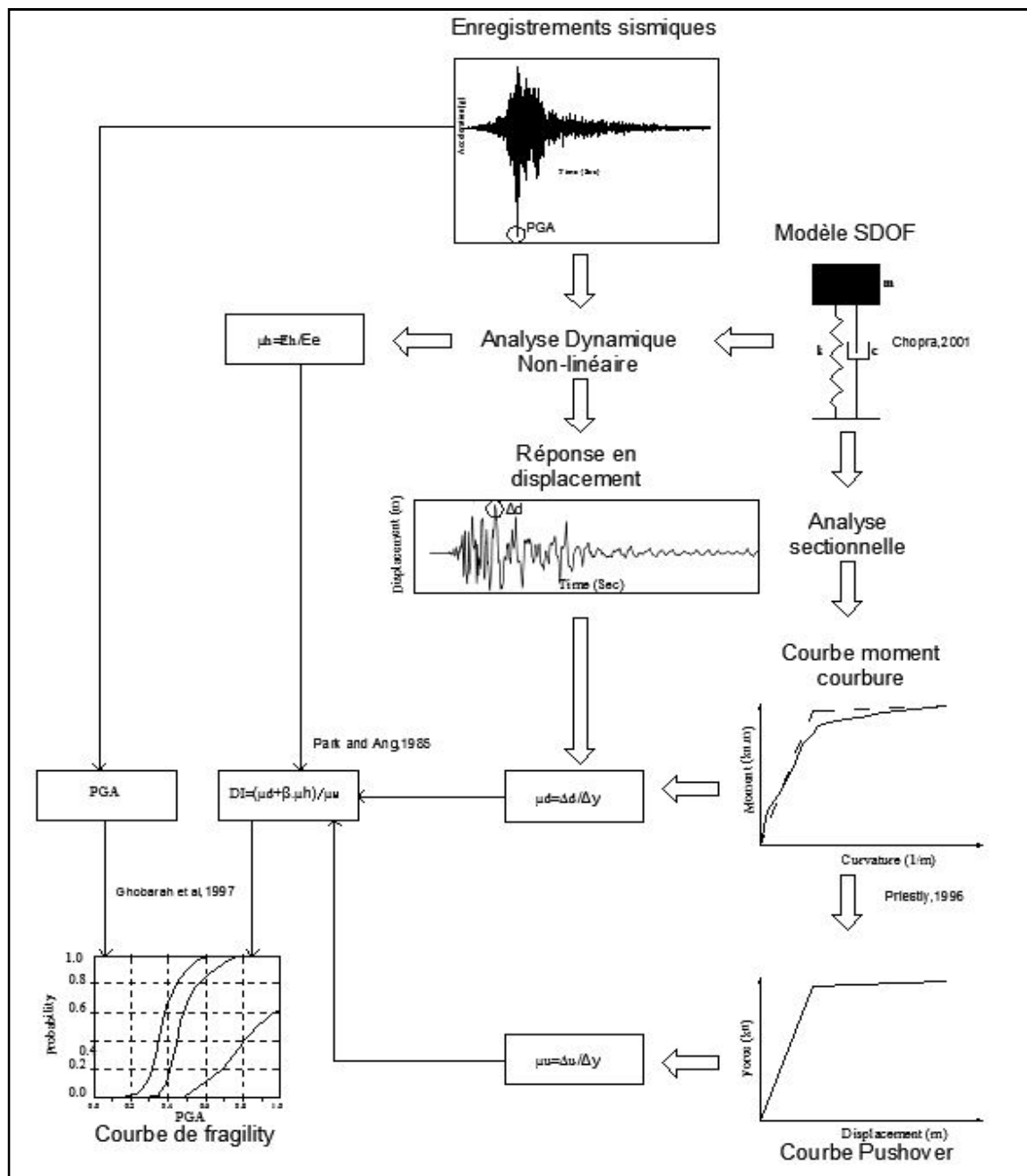


Figure 4. 1 : Organigramme décrivant la procédure A.

3.11.2 Procédure B

Dans cette procédure, l'étape la plus difficile consiste à construire le modèle de pont complet, en raison du comportement non linéaire de ses composants (Piles, appareils d'appuis ,.... etc.), comme le montre la Figure 3.1.

Comme indiqué avant dans la procédure A, le développement de courbes de fragilité repose sur un certain nombre d'étapes:

- 1- Sélectionner les enregistrements des mouvements du sol après un événement sismique ;
- 2- Normaliser les enregistrements accélérométriques de 0.1 à 1.0g du pic d'accélération du sol (PGA) ;
- 3- Construire le modèle global du pont ;
- 4- Effectuer une analyse en poussée progressive (Pushover) pour obtenir la ductilité en déplacement de la pile de pont ;
- 5- Effectuer des analyses dynamiques non-linéaires du modèle global de pont, en utilisant les enregistrements sélectionnés pour obtenir la demande en ductilité ;
- 6- Utiliser le modèle global pour calculer la ductilité hystérétique cumulée ;
- 7- Obtenir les indices de dommages de la pile pour chaque niveau d'excitation ;
- 8- Construire les courbes de fragilité.

3.12 Etude de cas (pont sur la voie express)

L'ouvrage étudié est un pont courant à poutres précontraintes en post-tension, comme le montre la Figure 4.2, conçu conformément aux Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA, 2008). Cette structure simple est composée de deux travées de 25,7 m chacune, soit une longueur totale de 51,5 m (voir figure 4.2).



Figure 4. 2 : Perspective de l'ouvrage au PK. 40+300.

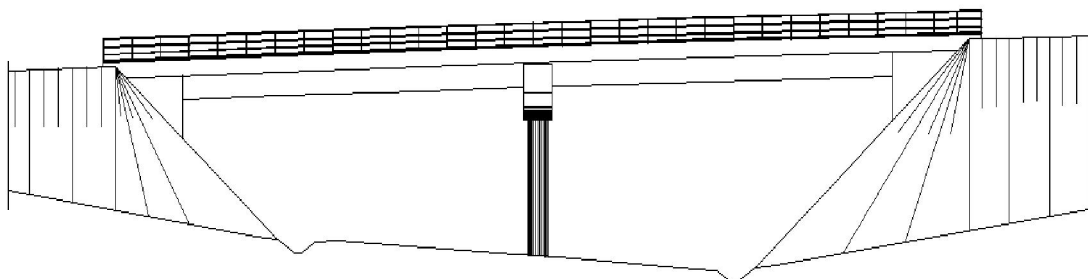


Figure 4. 3 : Vue en élévation de l'ouvrage au PK. 40+300.

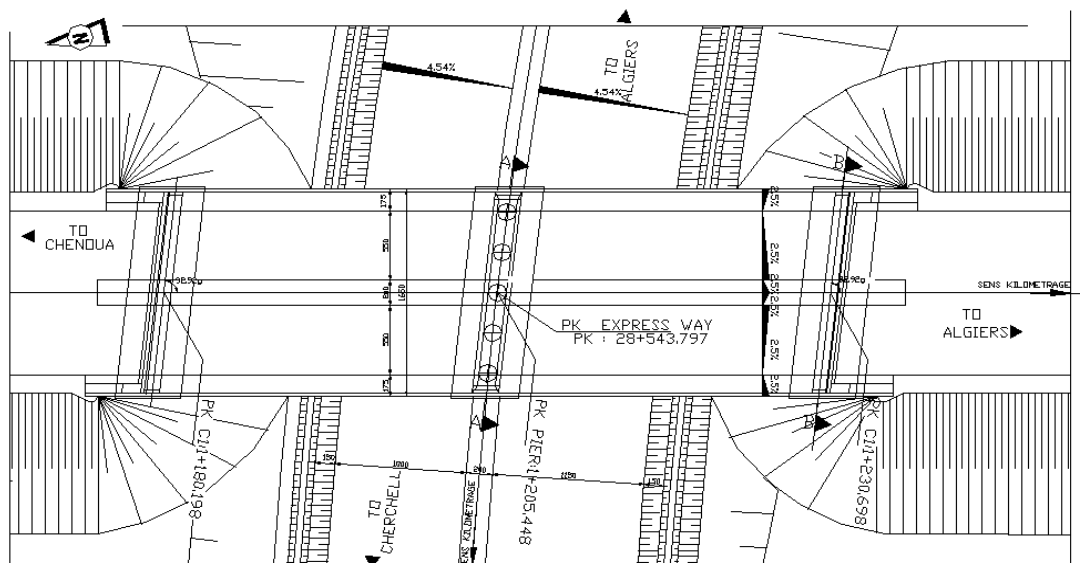


Figure 4. 4 : Vue en plan de l'ouvrage au PK. 40+300.

3.13 Modèles de calcul

L'objectif principal des outils de modélisation et d'analyse pour notre projet est la quantification de la réponse sismique des ponts en termes de déplacements structurels, des efforts et de déformations des éléments. Deux modèles de calcul ont été utilisés dans cette étude, un modèle simplifié de la pile en utilisant un modèle bilinéaire de Priestley et al (1996), comme le montre la figure 4.5, et un modèle global de l'ouvrage sélectionné, voir figure 2.17.

Pour le modèle global, un logiciel basé sur la modélisation et l'analyse sismique de diverses structures (Seismostruct, 2016) a été utilisé pour effectuer des analyses dynamiques et statiques non linéaires du pont, pour prédire le comportement du pont sous conditions sismiques.

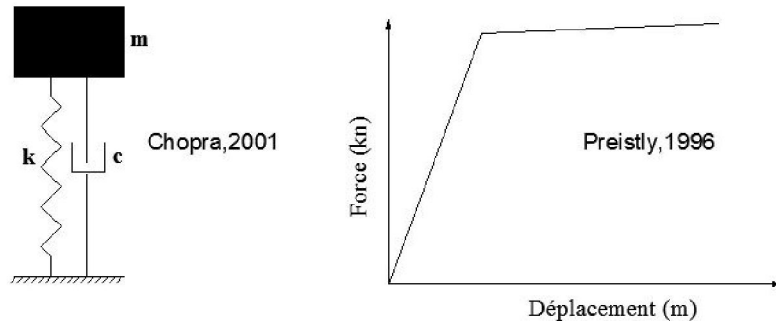


Figure 4. 5 : Système SDOF.

3.14 Moment de courbure et analyse Push over:

L'analyse sectionnelle est utilisée pour déterminer la loi de comportement de la pile. Les données sont obtenues à partir d'un programme informatique et calculées selon Priestley et al (1996).

Dans ce travail, la section transversale de la colonne de la pile est décrite avec un modèle en fibres. Le diagramme du moment de courbure est déterminé à l'aide du logiciel XTRACT (2004), figure 4.6.

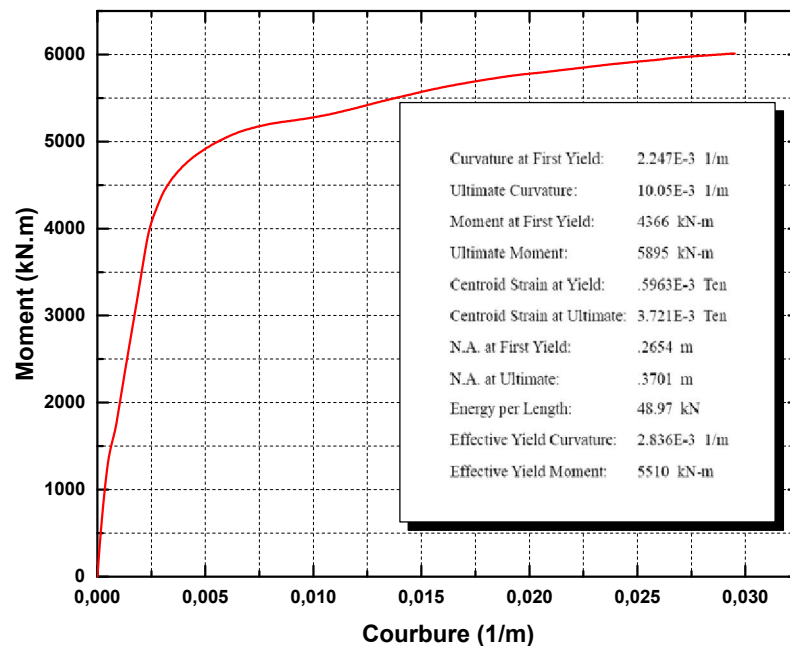


Figure 4. 6 : Diagramme Moment- courbure d'une colonne de la pile (SDOF).

La rigidité du modèle simplifié est déterminée en utilisant le diagramme Moment- Courbure. La masse totale du pont a été utilisée pour évaluer les caractéristiques du modèle.

($K_{\text{elastique}}=183667 \text{ KN/m}$ et $K_{\text{plastique}}=13948.91 \text{ KN/m}$)

Dans le sens transversal, on suppose que la rigidité des plots parasismiques K_{key} est estimée à 500000 KN/m au niveau des culées et 250000 KN/m au niveau des piles (YILMAZ, 2008).

Les appareils d'appuis sont modélisés par des éléments ressort à comportement linéaire élastique et la rigidité effective K_{bear} est estimée à 2160 kN/m et 5000 kN/rad pour la rigidité rotationnelle K_{θ} .

La capacité de la pile en utilisant le modèle global de l'ouvrage est représentée à l'aide de la courbe Pushover, comme le montre la figure 4.7.

Cette courbe peut être obtenue en appliquant une charge horizontale croissante mono tonique, qui représente l'excitation sismique.

La courbe Pushover peut révéler des caractéristiques importantes de la réponse structurelle, outre le déplacement limite, la résistance et la rigidité initiale de la structure. De nombreux chercheurs (Shinozuka et al., 2000 ; Moschonas et al., 2009), ont utilisé cette méthode pour développer des courbes de fragilité analytique pour les ponts.

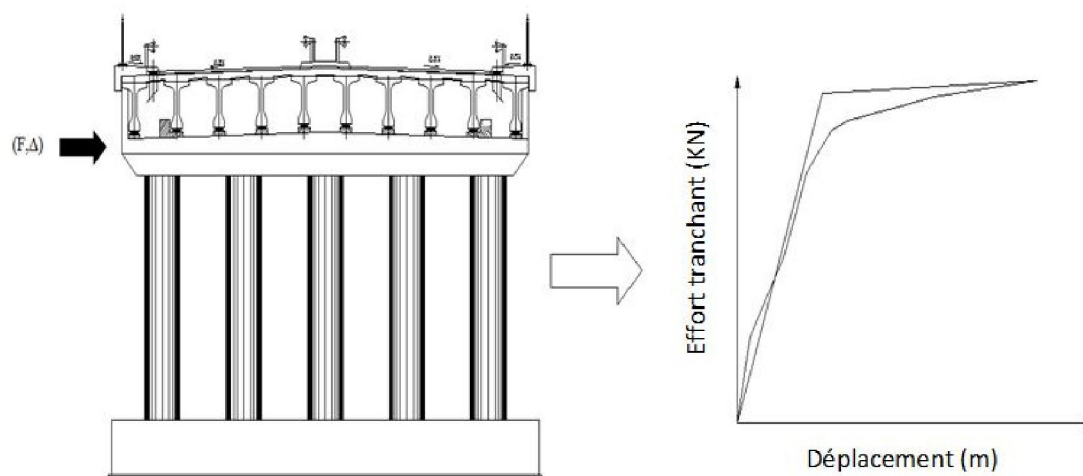


Figure 4. 7 : Procédure Pushover.

Le résultat de l'analyse Pushover est représenté dans la figure 4.8, où la relation force-déplacement non linéaire de la pile du modèle global de l'ouvrage est représentée en termes d'effort tranchant à la base en fonction du déplacement en tête de la pile. L'analyse ci-dessus a été effectuée selon la direction transversale en utilisant le premier mode de translation.

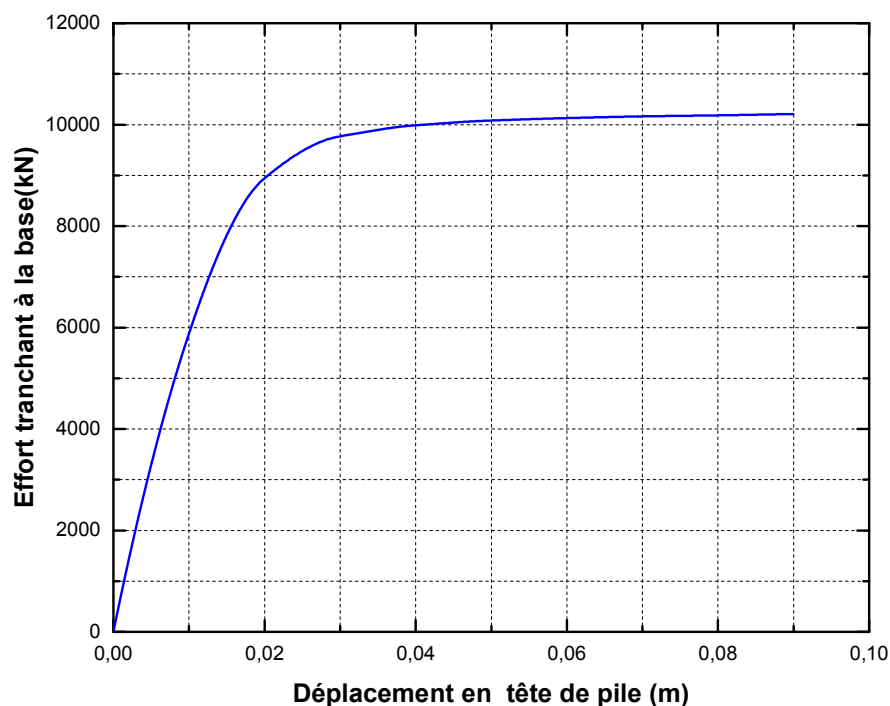


Figure 4. 8 : Courbe Pushover _ direction Y (Modèle global).

Deux courbes Pushover ont été tracées sur la même figure, comme le montre la figure 4.9, afin d'illustrer l'influence du modèle structural sur la courbe Pushover.

La première courbe a été calculée en utilisant le diagramme Moment-courbure (Priestley et al, 1996; Caltrans, 2006) et la deuxième a été obtenue en effectuant une analyse Pushover. La direction transversale étant considérée comme la plus critique.

La figure 4.9 montre une diminution significative du déplacement élastique (de 0,05 cm à 0,017 cm), soit une augmentation de 9% de la force élastique (de 8900 à 9800 KN), en raison de la sous-estimation de la rigidité des éléments de pont (rigidité des culées, des appareils d'appuis, et la rigidité des plots parasismiques).

La comparaison montre une augmentation de 6% de la force ultime du modèle global par rapport au modèle simplifié de l'ouvrage.

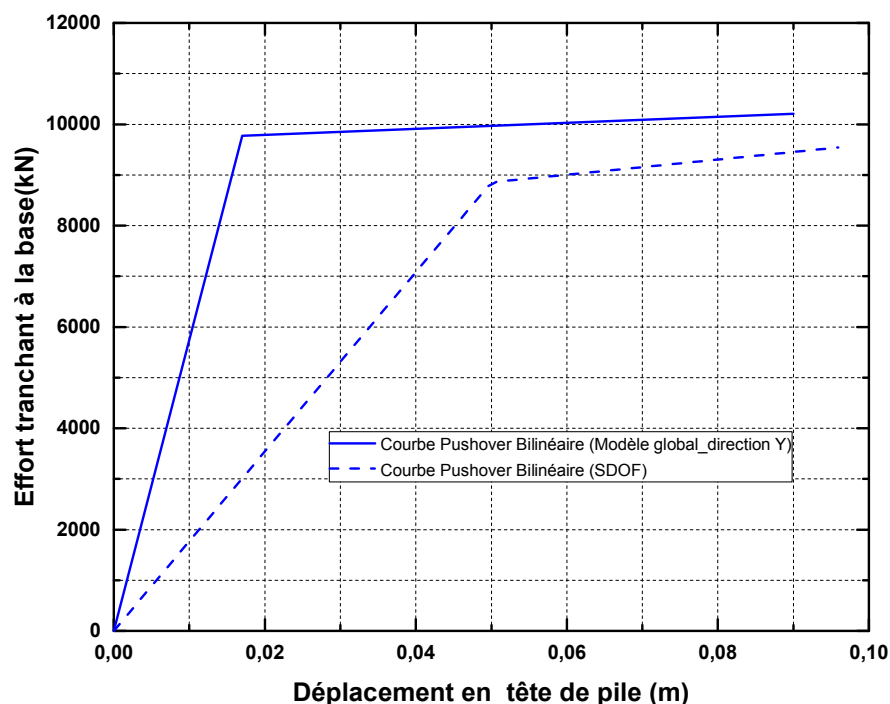


Figure 4. 9 : Comparaison entre les deux courbes Pushover.

3.15 Analyse dynamique non-linéaire de l'ouvrage (Nonlinear Time History Analysis-NLTHA)

L'analyse dynamique non linéaire est la méthode la plus précise pour analyser une structure et prédire la réponse inélastique non linéaire de la structure sous une charge sismique. Elle est la méthode la plus sophistiquée pour l'évaluation de la performance sismique des structures (Duan et al., 2014).

Elle prend en compte la non-linéarité des membres en utilisant la procédure d'intégration pas à pas, qui est la technique la plus efficace pour ce type d'analyses (Clough et Penzien, 1993).

Pour effectuer des analyses dynamiques non linéaires du pont, les deux modèles ont été analysés à l'aide d'une série de quinze (15) enregistrements normalisés (voir le tableau 2.1). Un nombre important d'analyses non linéaires a été exécuté (plus de 300 analyses) pour construire des courbes de fragilité analytiques, afin d'évaluer la vulnérabilité sismique de l'ouvrage (Ramanathan et al., 2015 ; Karim et Yamazaki, 2003 ; Nielson et DesRoches, 2007).

3.16 Courbes de fragilité

Ces courbes peuvent être considérées comme l'un des outils les plus utiles pour évaluer les ponts existants lors d'événements sismiques (Padgett et DesRoches, 2008; Zanini et al, 2013), ce qui est essentiel pour la planification avant le séisme et les inspections post-sismiques.

Les courbes de fragilité de la pile sont illustrées dans figures 4.10 et 4.11, ont été calculées en tant que fonctions en distribution log normale (voir le chapitre 3 pour le détail sur le développement des courbes de fragilité).

La probabilité d'occurrence cumulée PR du dommage est supérieure ou égale au rang R est donnée comme suit:

$$P_R = \Phi \left[\frac{\ln X - \lambda}{\zeta} \right] \quad (4.1)$$

Où Φ est la distribution standard normale, X est l'indice du mouvement du sol en terme de PGA. Les deux paramètres de la distribution λ et ζ sont la moyenne et l'écart type de $\ln X$, (Kibboua et al., 2011 ; Kibboua, 2012).

Une relation entre l'indice de dommage DI créé par Park et Ang (1985), et un certain nombre de rangs de dommages a été obtenue en utilisant la ductilité hystérétique cumulée, le déplacement et la ductilité ultime.

les tableaux 4.1 et 4.2 donnent le nombre d'occurrence et la probabilité cumulée des dommages pour les deux procédures (Modèle SDOF et Modèle global).

Tableau 4. 1 : Nombre d'occurrences des classes de dommages (Modèle SDOF).

PGA	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	9	0	0	0
0.2g	14	1	0	0
0.3g	14	2	1	0
0.4g	15	6	1	0
0.5g	15	8	2	0
0.6g	15	10	6	0
0.7g	15	11	6	1
0.8g	15	12	8	1
0.9g	15	14	10	3
1.0g	15	14	10	3

Tableau 4. 2 : Probabilité cumulée (Modèle SDOF).

PGA	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,60	0	0	0
0.2g	0,93	0,07	0	0
0.3g	0,93	0,13	0,07	0
0.4g	1	0,40	0,07	0
0.5g	1	0,53	0,13	0
0.6g	1	0,67	0,40	0
0.7g	1	0,73	0,40	0,07
0.8g	1	0,8	0,53	0,07
0.9g	1	0,93	0,67	0,20
1.0g	1	0,93	0,67	0,20

Les tableaux 4.3 à 4.6 résument les codes d'optimisation de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération.

Tableau 4. 3 : Optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$ (Modèle SDOF).

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,6	0,61	6,89101E-09
0.2	0,93	1	0,066655794
0.3	0,93	1	0,066666667
0.4	1	1	1,11022E-16
0.5	1	1	0
0.6	1	1	0
0.7	1	1	0
0.8	1	1	0
0.9	1	1	0
1.0	1	1	0
Moyenne	1,66		0.13
Ecart type	0,42		

Tableau 4. 4 : Optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$ (Modèle SDOF).

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00	0,00
0.2	0,07	0,05	0,00
0.3	0,13	0,19	0,02
0.4	0,40	0,37	0,05
0.5	0,53	0,53	0,03
0.6	0,67	0,67	0,00
0.7	0,73	0,77	0,00
0.8	0,80	0,84	0,03
0.9	0,93	0,89	0,04
1.0	0,93	0,92	0,05
Moyenne	0,43		0.24
Ecart type	0,72		

Tableau 4. 5 : Optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$ (Modèle SDOF).

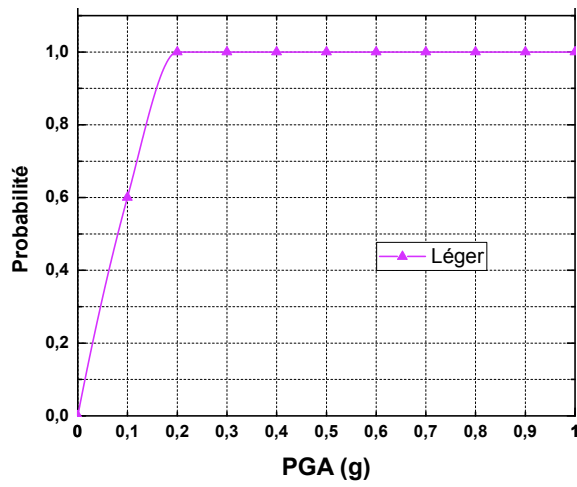
PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00	0,00
0.2	0,00	0,00	0,00
0.3	0,07	0,02	0,05
0.4	0,07	0,07	0,00
0.5	0,13	0,16	0,03
0.6	0,40	0,28	0,12
0.7	0,40	0,41	0,01
0.8	0,53	0,53	0,00
0.9	0,67	0,64	0,03
1.0	0,67	0,72	0,06
Moyenne	0,16		0.29
Ecart type	0,66		

Tableau 4. 6 : Optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$ (Modèle SDOF).

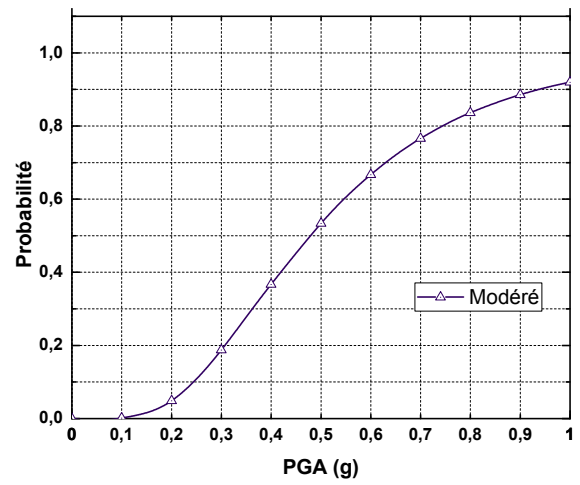
PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00	0,00
0.2	0,00	0,00	0,00
0.3	0,00	0,00	0,00
0.4	0,00	0,00	0,00
0.5	0,00	0,00	0,00
0.6	0,00	0,02	0,02
0.7	0,07	0,04	0,03
0.8	0,07	0,08	0,01
0.9	0,20	0,13	0,07
1.0	0,20	0,20	0,00
Moyenne	0,20		0.13
Ecart type	0,62		

Tableau 4. 7 : Nombre d'occurrences des classes de dommages (Modèle global).

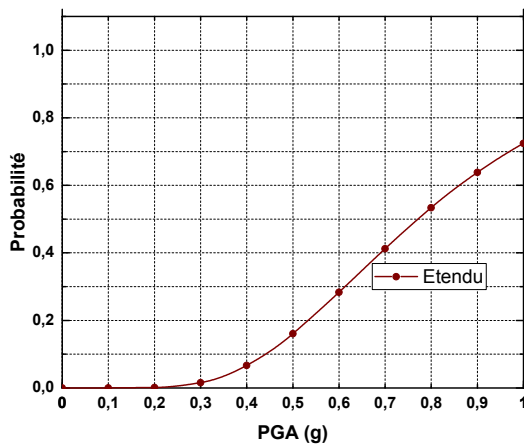
PGA	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0	0	0	0
0.2g	0	0	0	0
0.3g	5	0	0	0
0.4g	12	0	0	0
0.5g	13	1	0	0
0.6g	13	2	1	0
0.7g	14	3	1	1
0.8g	14	3	1	1
0.9g	14	5	1	1
1.0g	15	7	2	1



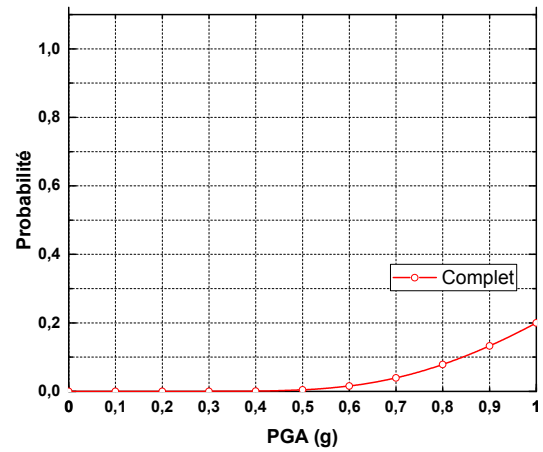
(a) Dommages légers



(b) Dommages modérés



(c) Dommages étendus



(d) Dommages complets

Figure 4. 10 : Courbes de fragilité de la pile (Modèle SDOF).

Tableau 4. 8 : Probabilité cumulée (Modèle global).

PGA	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,00	0,00	0,00	0,00
0.2g	0,00	0,00	0,00	0,00
0.3g	0,33	0,00	0,00	0,00
0.4g	0,80	0,00	0,00	0,00
0.5g	0,87	0,07	0,00	0,00
0.6g	0,87	0,13	0,07	0,00
0.7g	0,93	0,20	0,07	0,07
0.8g	0,93	0,20	0,07	0,07
0.9g	0,93	0,33	0,07	0,07
1.0g	1,00	0,47	0,13	0,07

Les tableaux 4.9 à 4.12 résument les codes d'optimisation de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération.

Tableau 4. 9 : Optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$ (Modèle global).

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00	0,00
0.2	0,00	0,01	0,01
0.3	0,33	0,33	0,00
0.4	0,80	0,80	0,00
0.5	0,87	0,97	0,10
0.6	0,87	1,00	0,13
0.7	0,93	1,00	0,07
0.8	0,93	1,00	0,07
0.9	0,93	1,00	0,07
1.0	1,00	1,00	0,00
Moyenne	0,75		0,44
Ecart type	0,48		

Tableau 4. 10 : Optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$ (Modèle global).

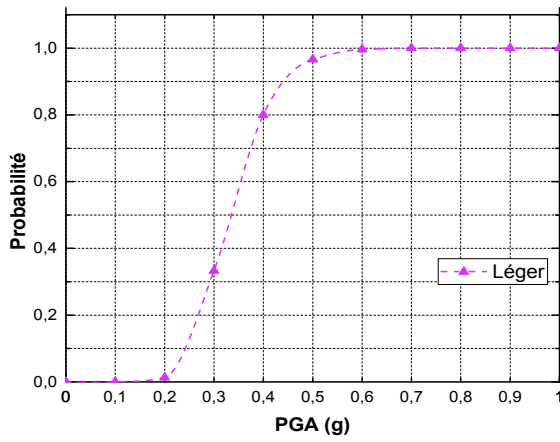
PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00	0,00
0.2	0,00	0,00	0,00
0.3	0,00	0,01	0,01
0.4	0,00	0,03	0,03
0.5	0,07	0,07	0,00
0.6	0,13	0,13	0,01
0.7	0,20	0,20	0,00
0.8	0,20	0,28	0,08
0.9	0,33	0,36	0,03
1.0	0,47	0,44	0,02
Moyenne	0,04		0,17
Ecart type	0,71		

Tableau 4. 11 : Optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$ (Modèle global).

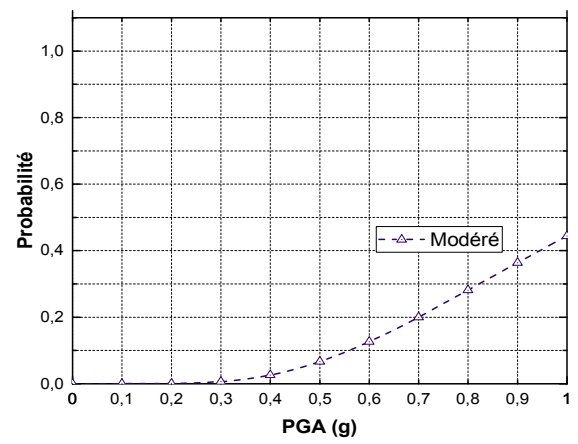
PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00	0,00
0.2	0,00	0,00	0,00
0.3	0,00	0,00	0,00
0.4	0,00	0,00	0,00
0.5	0,00	0,01	0,01
0.6	0,07	0,02	0,04
0.7	0,07	0,04	0,03
0.8	0,07	0,07	0,00
0.9	0,07	0,10	0,03
1.0	0,13	0,13	0,00
Moyenne	0,36		0,11
Ecart type	0,76		

Tableau 4. 12 : Optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$ (Modèle global).

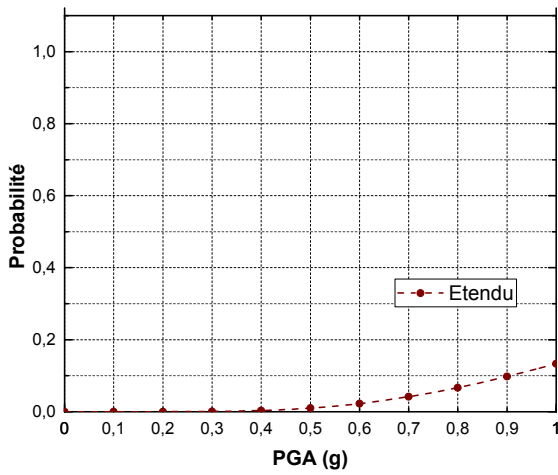
PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0,00	0,00	0,00
0.2	0,00	0,00	0,00
0.3	0,00	0,00	0,00
0.4	0,00	0,00	0,00
0.5	0,00	0,01	0,01
0.6	0,00	0,02	0,02
0.7	0,07	0,03	0,04
0.8	0,07	0,05	0,02
0.9	0,07	0,07	0,00
1.0	0,07	0,09	0,02
Moyenne	0,51		0,11
Ecart type	0,83		



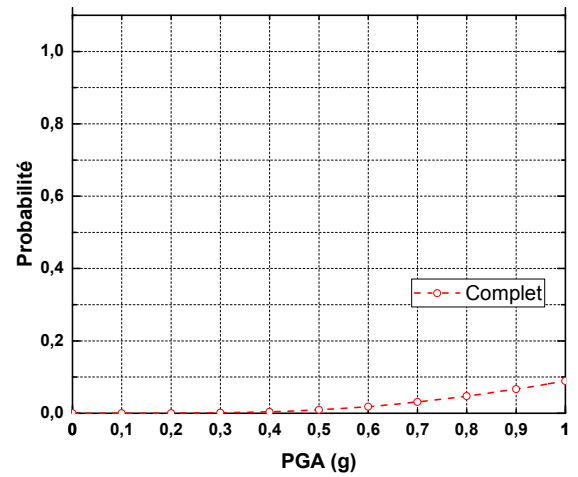
(a) Dommages légers



(b) Dommages modérés



(c) Dommages étendus



(d) Dommages complets

Figure 4. 11 : Courbes de fragilité de la pile (Modèle global).

3.17 Discussion des résultats

La plupart des chercheurs utilisent quatre (04) états limites de dommages, à savoir: léger, modéré, étendu et complet. Les résultats de l'analyse du modèle simplifié montrent une sous estimation des dommages légers, modérés et étendus. Cependant, la courbe de fragilité de l'endommagement complet montre une bonne corrélation avec les courbes de fragilité du modèle global.

La probabilité de dépasser l'état de dommage léger pour le modèle simplifié a été atteinte à 1 (100%) au PGA de 0,2 g. Cependant, seulement 0,01 (1%) de cette probabilité a été enregistrée au même PGA pour le modèle global de l'ouvrage.

Les courbes de fragilité développées montrent une différence de 20% au 0,4 g de PGA à 99% au 0,2 g de PGA. Effectuer une analyse après 0,5 g de PGA donnera les mêmes courbes de fragilité pour les deux modèles du pont courant pour cet état de dommage.

En analysant les courbes de fragilité du deuxième état de dommage (dommage modéré), la différence en conséquences de la probabilité de dépassement de cet état varie de 5% au 0,2 g de PGA à 55% au 0,7 g de PGA. 55% au 0.9g de PGA ont été enregistrés pour le dommage étendu, et un maximum de 10% au PGA de 1g pour le dommage complet, comme le montre la figure 4.12.

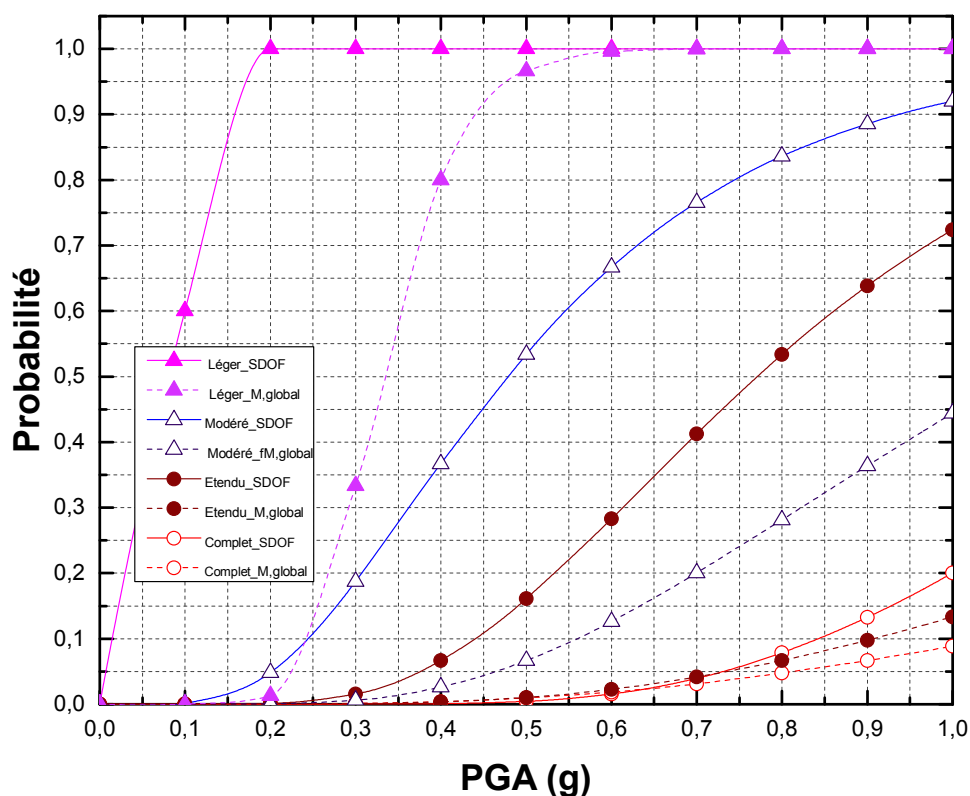


Figure 4. 12 : Comparaison entre les courbes de fragilité des deux modèles

Après avoir comparé les résultats du modèle simplifié avec les résultats du modèle global du pont, un effet significatif sur les courbes de fragilité a été remarqué.

Le modèle simplifié a été modélisé comme un système SDOF, en négligeant un certain nombre de composants (les appareils d'appuis, les plots parasismiques et les joins..etc.).

La comparaison montre que la rigidité effective de ce système a influencé de manière sensible sur la capacité de la pile de pont et la courbe de fragilité en conséquence.

3.18 Conclusion

Ce chapitre illustre l'effet du modèle structurel sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles de pont, en utilisant des courbes de fragilité analytiques.

Pour atteindre l'objectif, des analyses dynamiques non linéaires et statiques non linéaires ont été réalisées à l'aide du logiciel Siesmostruct (2016).

Une procédure probabiliste a été utilisée pour générer des courbes de fragilité d'une pile de pont en béton armé. On a présenté dans cette partie le développement des courbes de fragilité analytiques pour l'une des typologies de piles de ponts les plus courantes en Algérie.

On observe à partir d'une comparaison entre les courbes de capacité et les courbes de fragilité que le modèle structurel peut jouer un rôle très important dans l'évaluation de la performance sismiques des ponts. L'utilisation d'un modèle simplifié sous-estime la courbe de capacité de la pile de pont, et par voie de conséquence la probabilité pour dépasser un état d'endommagement a été surestimée en raison de la négligence de la rigidité des composantes de l'ouvrage.

La modélisation du pont complet présente presque la véritable évaluation de la performance sismique de l'ouvrage.

Dans ce cas d'étude, la probabilité pour dépasser les états de dommages étendu et modéré est inférieure à 0,45 (45%). Cependant, que la probabilité pour dépasser l'état de dommage complet est très faible ou nulle pour ce type de ponts courants, même si on utilise les deux modèles de calcul.

Chapitre 05

Conclusion générale et Recommandations

Un pont peut être conçu pour subir des dommages importants; Cependant, il convient d'éviter un état limite d'effondrement, où il est incapable de résister aux charges dues au poids propre (SDC, 2010).

L'objectif à atteindre pour les études de vulnérabilité des ponts est d'évaluer la performance de ces structures lors d'un tremblement de terre, et d'assurer encore une fonctionnalité post-sismique de ce type d'ouvrages d'art .

les enquêtes post-sismiques ont révélé que les dommages observés sur les ponts sont principalement dus à la chute des tabliers et à l'effondrement de ses piles par cisaillement ou par manque de ductilité.

A la suite de l'analyse de ces dommages, on s'est fixé comme objectif principal, de proposer une méthodologie pour l'évaluation de la vulnérabilité des ponts et de développer les courbes de fragilité correspondantes.

Par ailleurs, un deuxième objectif assigné dans le cadre de cette thèse consiste à faire une étude comparative sur l'effet du modèle de calcul de ponts sur les courbes de capacité et de fragilité des ponts pour le cas d'Algérie.

Pour répondre à ces objectifs, deux procédures basées sur des approches analytiques et des simulations numériques, pour le développement des courbes de

fragilité analytiques des ponts en béton armé et/ou précontraint ont été faites. A cet égard, trois ponts en béton précontraint représentatifs de la réalité algérienne ont été étudiés. Pour chacun de ces ponts, des courbes de fragilité analytiques ont été développées sur la base d'une banque de données accélérométriques comprenant aussi bien les enregistrements algériens qu'étrangers tels que ceux de Managua (1972) et de Parkfield en 1966.

L'analyse des courbes de fragilité des ponts au PK. 21+400 , au PK.49+000 et au PK. 40+300 nous a permis de tirer quelques conclusions:

- ✓ La probabilité d'endommagement augmente pour des PGAs importants.
- ✓ La modélisation complète du pont en tenant compte de tous ses éléments constitutifs donne une estimation quasi-réelle de la performance sismique de l'ouvrage.
- ✓ Les résultats obtenus pour la pile de l'ouvrage au PK. 40+300 ont clairement montré que ce type d'ouvrages présente une meilleure performance sismique, grâce aux caractéristiques géométriques et mécaniques de la pile, par conséquent aucune intervention de renforcement n'est nécessaire.
- ✓ Les résultats des analyses ont été exploités pour obtenir des courbes de fragilité en considérant différents états d'endommagement de la pile tels que l'état de dommage léger (fissuration du béton), l'état de dommage modéré (éclatement de l'enrobage du béton), ou l'état de dommage étendu (flambement des armatures) .
- ✓ Les courbes de fragilité obtenues démontrent que la probabilité associée à l'état de dommage léger sur la pile du pont est très élevée, alors que celle associée à l'état de dommage complet est plus faible.
- ✓ Pour la pile à (05) cinq fûts la probabilité pour dépasser un état de dommage complet devienne supérieure à 20 % pour un $PGA \geq 1g$.

- ✓ Pour la pile à deux (02) fûts la probabilité pour dépasser un état de dommage léger est 95% pour un PGA égal à 0.1 g où des dommages mineurs peuvent se produire et les ponts peuvent être mis en service après des réparations simples.
- ✓ A titre indicatif, pour des niveaux d'accélération modérés, de 0.1 g à 0.4 g, la probabilité de dépassement d'un état de dommage complet pour les piles des trois ponts analysés (deux fûts, trois fûts et cinq fûts) est de l'ordre de 0% à 5%.

Une conclusion importante qui en découle et fait savoir que les modèles simplifiés ne sont pas toujours considérés comme le système structurel idéal pour évaluer la vulnérabilité des ponts telles que perçues par certains chercheurs. Chaque procédure a ses propres avantages et inconvénients.

Les études de recherche sur l'évaluation sismique des ponts sont encore très actives dans le monde. Ce travail est une petite contribution dans ce domaine en exploitant la base de données algérienne.

Perspectives et recommandations

Dans tout les cas, cette recherche représente une petite contribution par rapport à un thème de recherche aussi vaste que compliqué. En effet, on est amené à se poser plus de questions à la fin de notre travail qu'à son début. Parmi ces questions, certaines peuvent représenter des recommandations qui peuvent donner une suite à ce travail, ou à des thèmes pour des futurs travaux de recherche. On peut citer :

- ✓ Analyse de l'effet de l'utilisations d'un renforcement du type TFC (tissu à fibres de carbone) sur les courbes de fragilité des ponts en Algérie.
- ✓ L'intégration de l'effet de la variabilité du mouvement sismique en termes d'amplitude, de durée et de contenu fréquentiel est à considérer ;
- ✓ Tenir en compte de l'interaction sol-structure dans les modèles de calcul (modélisation du système sol- fondation).
- ✓ Les courbes de fragilité développées dans le cadre de cette thèse ont été dérivées en considérant l'accélération maximale au sol (PGA). Si, ces mêmes courbes venaient à être dérivées en utilisant d'autres paramètres caractéristiques du mouvement sismique tels que la vitesse maximale au sol (PGV) ou l'accélération spectrale (SA);
- ✓ Construire des courbes de fragilité des ponts Algériens sur la base des essais expérimentaux au sein du laboratoire comme celui du CGS afin de les comparer avec les résultats numériques.

REFERENCES

- Abbasi, M., Abedini, M.J., Zakeri, B., Amiri, G.G.:** Seismic vulnerability assessment of a Californian multi-frame curved concrete box girder viaduct using fragility curves. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(12), pp. 1585-1601, 2016.
- Agrawal, A.K., Ghosn, M., Alampalli, S., Pan, Y.:** Seismic Fragility of Retrofitted Multispan Continuous Steel Bridges in New York. *Journal of Bridge Engineering*, 17(4), pp. 562–575, 2012.
- Ahmad, S., Kyriakides, N., Pilakoutas, K., Neocleous, K., Uzzaman, Q.:** Seismic fragility Assessment of Existing Sub-Standard Low Strength Reinforced Concrete Structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(3), pp 439–452, 2015.
- Alam, S.M., Bhuiyan, R.M.A., Billah, A.H.M.:** Seismic Fragility Assessment of SMA-Bar Restrained Multi-Span Continuous Highway Bridge Isolated by Different Laminated Rubber Bearings in Medium to Strong Seismic Risk Zones. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10, pp 1885–1909, 2012.
- Aviram, A., Mackie, K.R., Stojadinovic, B.:** Effect of Abutment Modeling on the Seismic Response of Bridge Structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(4), pp. 395–402, 2008.
- Basoz, N. I., Kiremidjian, A. S., King, S. A., Law, K. H. :** Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge. *CA, Earthquake, Earthquake spectra*, vol. 15, no 1, p. 25-54, 1999.
- Bhuiyan, R.M.A., Alam, S.M.:** Seismic Vulnerability Assessment of a Multi-Span Continuous Highway Bridge Fitted with Shape Memory Alloy Bars and Laminated Rubber Bearings. *Earthquake Spectra*, 28(4), pp 1379–1404, 2012.
- Billah, A. H. M., Alam, M.S.:** Seismic Fragility Assessment of Concrete Bridge Pier Reinforced with Super elastic Shape Memory Alloy. *Earthquake Spectra*, 31(3), pp 1515–1541. 2015.

- Billah, A.H.M., Alam, S.M.:** Seismic Fragility Assessment of Highway Bridges: a State-of-the-Art Review. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(6), pp 804–83, 2014.
- Caltrans, SDC.:** Caltrans Seismic Design Criteria version 1.4. California Department of Transportation. Sacramento, California, 2006.
- Chadwell, C.B., Imbsen R.A.:** XTRACT Cross Sectional Analysis of Structural Components. Imbsen and Associates Inc., Sacramento, 2004.
- Charney, F.A.:** NONLIN – Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems, Federal Emergency Management Agency Training Center, Emmetsburg, Maryland. Advanced Structural Concepts. Golden, CO and Schnabel Engineering, Denver, Co, 1998.
- Choi, E.:** Seismic analysis and retrofit of Mid-America bridges, Dissertation, Georgia Institute of Technology, 2002.
- Choi, E., DesRoches, R., Nielson, B.:** Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones. *Engineering Structures*, 26, pp 187–199, 2004.
- Choi, E., Youn, H., Cho, B.S.:** Probabilistic Seismic Performance Assessment of Lap-Spliced RC Columns Retrofitted by Steel Wrapping Jackets. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(2), pp 223–238, 2016.
- Chopra, A.K.:** Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall: New Jersey, 2001.
- Clough, R.W., Penzien, J.:** Dynamics of Structures. McGraw-Hill, Singapore, 1993.
- Dezfuli, F.H., Alam, M.S.:** Seismic Vulnerability Assessment of a Steel Girder Highway Bridge Equipped with Different SMA Wire-Based Smart Elastomeric Isolators. *Smart Materials and Structures*, 25, pp 39–54, 2016.
- Duan, A., Zhao, Z.Z., Chen, Qian.J.R., Jin, W.L.:** Nonlinear Time History Analysis of a Pre-stressed Concrete Containment Vessel Model Under Japan's March 11 Earthquake. *Computers and Concrete*, 13(1), pp 1-16, 2014.
- Dutta, A and Mander, J. B. :** Seismic fragility analysis of highway bridges, Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, International Center for Disaster-Mitigation Engineering (INCEDE), Tokyo, Japan. 1998.

- EERI- Earthquake Engineering Research Institute.:** The Boumerdes, Algeria, Earthquake of May 21, 2003, Learning from Earthquakes. Reconnaissance Report 2003-0.4 Oakland. California, 2003.
- Elnashai, AS., Borzi, B., Vlachos, S.:** Deformation-based vulnerability functions for RC bridges. *Structural Engineering and Mechanics*, 17(2), pp 215–244, 2004.
- Gates, A.E., Ritchie, D.:** *Encyclopedia of Earthquakes and Volcanoes.* Facts on File, Inc. New York, USA, 2007.
- Ghobarah. A, Aly. N.M and El-Attar, M. :**Performance level criteria and evaluation, *Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the next Generation of Codes*, Balkema, Rotterdam, 1997.
- Ghotbi, A.R.:** Performance-Based Seismic Assessment of Skewed Bridges with and without Considering Soil-Foundation Interaction Effects for Various Site Classes. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(3), pp 357–373, 2014.
- FEMA HAZUS-MH,** Multi-hazard loss estimation methodology. Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency FEMA., Washington, DC, USA, 2003.
- FEMA HAZUS,** Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual, Prepared by the National Ins- titute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency FEMA, Washington, DC, USA, 1999.
- Hemaidi Zourgui, N., Kibboua, A., Takii, M. :** Evaluation de la Performance Sismique d'un Pont en Béton Précontraint a Tipasa en Développant les Courbes de Fragilité de la Pile. *ALGÉRIE ÉQUIPEMENT N° 59*, pp 66–79, 2018.
- Hemaidi Zourgui, N., Kibboua, A., Taki, M. :** Using Full Bridge Model to Develop Analytical Fragility Curves for Typical Concrete Bridge Piers, *GRADEVINAR, Journal Of Croitian Civil Engineers*, GRAĐEVINAR 70 (6), pp 519-530, 2018.
- Hwang, H., Jernigan, J. B and Lin, Y. W.** “Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems”, *Journal of Bridge Engineering*, 5(4), p 322-330, 2000.
- Hwang, H., Huo, J.R.:** Probabilistic Seismic Damage Assessment of Highway Bridges, *Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle. WA, USA, 1998.

- Karim, K.R., Yamazaki, F.:** A Simplified Method of Constructing Fragility Curves for Highway Bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, pp 1603–1626, 2003.
- Karim, K.R., Yamazaki, F.:** Effect of Earthquake Ground Motions on Fragility Curves of Highway Bridge Piers Based on Numerical Simulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30 , pp 1839-1856, 2001.
- Karim, K. R and Yamazaki, F. :** Comparison of empirical and analytical fragility curves for PC bridge piers in Japan, 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, ASCE, 2000, Paper N°. PMC2000-050, 2000.
- Kehila, F.:** Performance sismique des piles de ponts en béton armé : Cas des piles de ponts Algériens, PhD dissertation. University of Science and Technology Houari Boumediene, Bab Ezzouar, Algiers, Algeria, 2016.
- Kibboua, A., Bechtoula, H., Mehani, Y., Naili M.:** Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Bridge Structures in Algiers Using Scenario Earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, pp 807–827, 2014.
- Kibboua, A., Naili, M., Benouar, D., Kehila, F.:** Analytical Fragility Curves for Typical Algerian Reinforced Concrete Pier Bridges. *Structural Engineering and Mechanics*, 39 (3) , pp 411–425, 2011.
- Kibboua, A.:** Développement d'une Méthodologie d'analyse pour la Vulnérabilité Sismique des Piles de Ponts Algériens, PhD dissertation. University of Science and Technology Houari Boumediene, Bab Ezzouar, Algiers, Algeria, 2012.
- Kibboua, A.:** Etude de vulnérabilité au séisme d'un bâtiment stratégique en béton armé, Génie parasismique et réponse dynamique des ouvrages. 5 ème Congrès AFPS, Cachan 19-21 octobre 1999, Paris, France, 1999.
- Mander, J., Priestley, M. J. N., Park, R. :** Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114 (8), pp 1804-1826, 1988.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.:** Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(8), pp 1804–1826, 1998.
- Mander, J.B., Basoz, N.:** Seismic fragility curves theory for highway bridges. *Proceedings of 5th U.S Conference of Lifeline Earthquake Engineering*, ASCE, pp 31-40, 1999.

- Mehani, Y., Bechtoula, H., Kibboua, A., Naili, M.:** Assessment of Seismic Fragility Curves for Existing RC buildings in Algiers after the 2003 Boumerdes Earthquake. *Structural Engineering & Mechanics*, 46(6), pp 791–808, 2013.
- Menegotto, M., Pinto, P.E.:** Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending, In: IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. Zurich, pp. 112–1231, 1973.
- Meslem, A., Yamazaki, F., Maruyama, Y., Benouar, D., Laouami, N., Benkaci, N.:** Site-Response Characteristics Evaluated from Strong Motion Records of the 2003 Boumerdes, Algeria, Earthquake. *Earthquake Spectra*, 26, pp 803–823, 2010.
- Mitchell, D., Tinawi, R.:** Structural damage due to the April 22, 1991, Costa Rican earthquake. *Can. J. Civ. Eng.*, vol.19, n°4, p. 586-605, 1992.
- Moschonas, I.F., Kappos, A.J., Panetsos, P., Papadopoulos, V., Makarios, T., Thanopoulos, P.:** Seismic Fragility Curves for Greek Bridges: Methodology and Case Studies. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7, pp 439–468, 2009.
- Mosleh, A., Jara, J., Varum, H.:** A Methodology for Determining the Seismic Vulnerability of Old Concrete Highway Bridges by Using Fragility Curves. *Journal of Structural Engineering and Geotechnics*, 5(1), pp 1-7, 2015.
- Nielson, B., DesRoches, R.:** Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and South Eastern United States. *Earthquake Spectra*, 3(23), pp. 615–633, 2007.
- Padgett, J.E., DesRoches, R.:** Methodology for the Development of Analytical Fragility Curves for Retrofitted Bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, pp. 1157–1174, 2008.
- Padgett, J.E., DesRoches, R.:** Retrofitted Bridge Fragility Analysis for Typical Classes of Multi- span Bridges. *Earthquake Spectra*, 25(1), pp 117–141, 2009.
- Pan, Y., Agrawal, A.K., Ghosn, M.:** Seismic Fragility of Continuous Steel Highway Bridges in New York State. *Journal of Bridge Engineering*, 12(6), pp 689–699, 2007.

- Panagopoulos G.K. and Kappos A.J.:** Bilinear approximations of force-displacement curves. 16th Greek Concrete Conference, Paphos. Cyprus (in Greek), 2009.
- Park, Y.J., Ang, A.H.S.:** Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. Journal of Structural Engineering -ASCE, 111(4), pp 740–757, 1985.
- Perrault, M., Gueguen, P., Aldea, A., Demetriu, S.:** Using Experimental Data to Reduce the Single-Building Sigma of Fragility Curves: Case Study of the BRD Tower in Bucharest, Romania. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 12(4), pp 643–658, 2013.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.:** Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons Inc, New York, 1996.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Vang, C.M.:** The Northridge earthquake of January 17, 1994, damage analysis of selected freeway bridges” University of California at San Diego, San Diego, California, 1994.
- Ramanathan, K., Padgett, J.E., DesRoches, R.:** Temporal Evolution of Seismic Fragility Curves for Concrete Box-Girder Bridges in California. Engineering Structures, 97, pp 29–46, 2015.
- RPOA.:** Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d’Art. Document Technique Règlementaire. Ministère des Travaux Publics, Algiers. Alegria, 2008.
- Seismostruct.:** A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures. Available from <http://www.seismosoft.com>, 2016.
- Shinozuka, M. Feng, M. Q. Kim, H. Uzawa, T and Ueda, T.** Statistical Analysis of Fragility Curves, Technical Report MCEER, University of Southern California. 2001.
- Shinozuka, M., Feng, M., Kim, H., Kim, S.:** Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development. Journal of Engineering Mechanics, 126(12), pp 1287–1295, 2000a.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J., Naganuma, T.:** Statistical Analysis of Fragility Curves. Journal of Engineering Mechanics, 126(12), pp 1224–1231, 2000b.
- Shinozuka, M. G rigoriu, M Ingraffea, A. R. Billington, S. L. Feenstra, P. Soong, T. T, Reinhorn, A. M. Maragakis, E.:** Development of fragility information for structures and non-structural components, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering

- Research, University at Buffalo, State University of New York. 2000c.
- Uang, C. M and Bertero, V. V.** :Evaluation of seismic energy in structure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 19:77- 90. 1990.
- Vosooghi, A., Saiidi, M.S.**: Experimental Fragility Curves for Seismic Response of Reinforced Concrete Bridge Columns. *ACI, Structural Journal*, 109(6), pp 825–834, 2012.
- Yashinsky, M.**,:Performance of bridge seismic retrofits during Northridge earthquake, *J. Bridge Eng.*, ASCE, vol. 3, n°1, p. 1-14, 1998.
- Yilmaz, T.**: Seismic Response of Multi-span Highway Bridges with Two-Column Reinforced Concrete Bents Including Foundation and Column Flexibility. Master Thesis, Civil Engineering Department. Middle East Technical University. Ankara, Turkey, 2008.
- Zanini, M.A., Pellegrino, C., Morbin, R., Modena, C.**: Seismic Vulnerability of Bridges in Transport Networks Subjected to Environmental Deterioration. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, pp 561–579, 2013.
- Zermout, S., Bakhti, F., Mehani, Y., Inukai, M., Azuhata, T., Saito, T.**: Seismic Vulnerability of a Strategic Building Designed by Algerian Seismic Code RPA 99, Using the Capacity Spectrum Method. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- Zhongxian, L., Yang, L., Ning, L.**: Vector-Intensity Measure Based Seismic Vulnerability Analysis of Bridge Structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(4), pp 695-705, 2014.

ANNEXES

Annexe "A"

Nombre d'occurrences pour piles

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Keddara 1_EW: Amax = 0.296g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,86544192	1	1	1	0
0.2g	0,48148619	1	1	0	0
0.3g	0,48245022	1	1	0	0
0.4g	0,37941725	1	0	0	0
0.5g	0,06741913	0	0	0	0
0.6g	0,41532938	1	1	0	0
0.7g	0,36393976	1	0	0	0
0.8g	0,31525313	1	0	0	0
0.9g	0,38526062	1	0	0	0
1.0g	0,48540452	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Keddara 2_EW: Amax = 0.339g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	1,19093691	1	1	1	1
0.2g	0,5066587	1	1	0	0
0.3g	0,45480343	1	1	0	0
0.4g	0,47540667	1	1	0	0
0.5g	0,41879888	1	1	0	0
0.6g	0,44071008	1	1	0	0

0.7g	0,42362453	1	1	0	0
0.8g	0,4427207	1	1	0	0
0.9g	0,42697504	1	1	0	0
1.0g	0,43361806	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de IM.VALLY2T: Amax = 0.254g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,33702316	1	0	0	0
0.2g	0,35470795	1	0	0	0
0.3g	0,2909168	1	0	0	0
0.4g	0,54369811	1	1	0	0
0.5g	0,88109952	1	1	1	0
0.6g	1,28437444	1	1	1	1
0.7g	1,69294564	1	1	1	1
0.8g	1,31747096	1	1	1	1
0.9g	2,56068815	1	1	1	1
1.0g	3,08201933	1	1	1	1

Nombre d'occurrences pour le Séisme de IM.VALLY 1T: Amax = 0.214g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,25228444	1	0	0	0
0.2g	0,28954575	1	0	0	0
0.3g	0,25745189	1	0	0	0
0.4g	0,47102607	1	1	0	0
0.5g	0,78292852	1	1	1	0
0.6g	1,12765588	1	1	1	1
0.7g	1,57784829	1	1	1	1
0.8g	1,97711462	1	1	1	1
0.9g	2,35081576	1	1	1	1
1.0g	2,81815815	1	1	1	1

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,0546578	0	0	0	0
0.2g	0,10863285	0	0	0	0
0.3g	0,16163255	1	0	0	0
0.4g	0,21339318	1	0	0	0
0.5g	0,26150442	1	0	0	0
0.6g	0,33127227	1	0	0	0
0.7g	0,1941057	1	0	0	0
0.8g	0,55470225	1	1	0	0
0.9g	0,9153858	1	1	1	0
1.0g	1,17401434	1	1	1	1

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,35227038	1	0	0	0
0.2g	0,19183157	1	0	0	0
0.3g	0,23474883	1	0	0	0
0.4g	0,20683169	1	0	0	0
0.5g	0,33972156	1	0	0	0
0.6g	0,52505583	1	1	0	0
0.7g	0,73645776	1	1	1	0
0.8g	0,8452827	1	1	1	0
0.9g	0,6582829	1	1	1	0
1.0g	1,07823307	1	1	1	1

Nombre d'occurrences pour le Séisme de SANFERNANDO1: Amax = 0.320g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,72705574	1	1	1	0
0.2g	0,51227947	1	1	0	0
0.3g	0,2536075	1	0	0	0
0.4g	0,27123164	1	0	0	0
0.5g	0,22914415	1	0	0	0
0.6g	0,27380204	1	0	0	0
0.7g	0,25243898	1	0	0	0
0.8g	0,2553477	1	0	0	0
0.9g	0,37421691	1	0	0	0
1.0g	0,50814166	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de SANFERNANDO2: Amax = 0.275g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,34594796	1	0	0	0
0.2g	0,28212307	1	0	0	0
0.3g	0,26863044	1	0	0	0
0.4g	0,31933001	1	0	0	0
0.5g	0,61625566	1	1	1	0
0.6g	0,84390431	1	1	1	0
0.7g	1,03631273	1	1	1	1
0.8g	1,2378495	1	1	1	1
0.9g	1,46138561	1	1	1	1
1.0g	1,71232159	1	1	1	1

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Parkfield 55: Amax = 0.368g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,82962504	1	1	1	0
0.2g	0,54410662	1	1	0	0
0.3g	0,35893907	1	0	0	0
0.4g	0,2773592	1	0	0	0
0.5g	0,28352272	1	0	0	0
0.6g	0,28814864	1	0	0	0
0.7g	0,28825643	1	0	0	0
0.8g	0,28007246	1	0	0	0
0.9g	0,27784304	1	0	0	0
1.0g	0,26668423	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Parkfield85: Amax = 0.444g

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0,45403907	1	1	0	0
0.2g	0,41786653	1	1	0	0
0.3g	0,44350318	1	1	0	0
0.4g	0,36938388	1	0	0	0
0.5g	0,33673688	1	0	0	0
0.6g	0,37008957	1	0	0	0
0.7g	0,36028473	1	0	0	0
0.8g	0,35739407	1	0	0	0
0.9g	0,37061319	1	0	0	0
1.0g	0,34603661	1	0	0	0

Annexe "B"

Nombre d'occurrences La culée

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Keddara 1_EW: Amax = 0.296g

PGA	δ (mm)	$\delta < 4\text{mm}$	$4\text{ mm} < \delta < 8\text{mm}$	$8\text{mm} < \delta < 25\text{mm}$	$25\text{mm} < \delta < 50\text{mm}$	$50\text{mm} < \delta$
0.1g	0,00072	0	0	0	0	0
0.2g	0,001	0	0	0	0	0
0.3g	0,001	0	0	0	0	0
0.4g	0,001	0	0	0	0	0
0.5g	0,001	0	0	0	0	0
0.6g	0,0016	0	0	0	0	0
0.7g	0,003	0	0	0	0	0
0.8g	0,009	1	1	0	0	0
0.9g	0,014	1	1	0	0	0
1.0g	0,02	1	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Keddara 2_EW: Amax = 0.339g

PGA	δ (mm)	$\delta < 4\text{mm}$	$4\text{ mm} < \delta < 8\text{mm}$	$8\text{mm} < \delta < 25\text{mm}$	$25\text{mm} < \delta < 50\text{mm}$	$50\text{mm} < \delta$
0.1g	0,00068	0	0	0	0	0
0.2g	0,00085	0	0	0	0	0
0.3g	0,0009	0	0	0	0	0
0.4g	0,001	0	0	0	0	0
0.5g	0,0011	0	0	0	0	0
0.6g	0,0012	0	0	0	0	0
0.7g	0,0019	0	0	0	0	0
0.8g	0,002	0	0	0	0	0
0.9g	0,005	1	0	0	0	0
1.0g	0,011	1	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de IM.VALLY2T: $A_{max} = 0.254g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 4mm$	$4\text{ mm} < \delta < 8mm$	$8mm < \delta < 25mm$	$25mm < \delta < 50mm$	$50mm < \delta$
0.1g	0,00075	0	0	0	0	0
0.2g	0,001	0	0	0	0	0
0.3g	0,003	0	0	0	0	0
0.4g	0,017	1	1	0	0	0
0.5g	0,038	1	1	1	0	0
0.6g	0,059	1	1	1	0	0
0.7g	0,085	1	1	1	0	0
0.8g	0,106	1	1	1	0	0
0.9g	0,11	1	1	1	0	0
1.0g	0,13	1	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de IM.VALLY 1T: $A_{max} = 0.214g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 4mm$	$4\text{ mm} < \delta < 8mm$	$8mm < \delta < 25mm$	$25mm < \delta < 50mm$	$50mm < \delta$
0.1g	0,00075	0	0	0	0	0
0.2g	0,001	0	0	0	0	0
0.3g	0,004	0	0	0	0	0
0.4g	0,0095	1	1	0	0	0
0.5g	0,025	1	1	0	0	0
0.6g	0,042	1	1	1	0	0
0.7g	0,061	1	1	1	0	0
0.8g	0,083	1	1	1	0	0
0.9g	0,11	1	1	1	0	0
1.0g	0,13	1	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 4mm$	$4\text{ mm} < \delta < 8mm$	$8mm < \delta < 25mm$	$25mm < \delta < 50mm$	$50mm < \delta$
0.1g	0,00034	0	0	0	0	0
0.2g	0,0012	0	0	0	0	0
0.3g	0,002	0	0	0	0	0
0.4g	0,011	1	1	0	0	0
0.5g	0,014	1	1	0	0	0
0.6g	0,027	1	1	1	0	0
0.7g	0,0024	0	0	0	0	0
0.8g	0,019	1	1	0	0	0
0.9g	0,034	1	1	1	0	0
1.0g	0,053	1	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 4mm$	$4\text{ mm} < \delta < 8mm$	$8mm < \delta < 25mm$	$25mm < \delta < 50mm$	$50mm < \delta$
0.1g	0,00062	0	0	0	0	0
0.2g	0,0008	0	0	0	0	0
0.3g	0,001	0	0	0	0	0
0.4g	0,003	0	0	0	0	0
0.5g	0,016	1	1	0	0	0
0.6g	0,032	1	1	1	0	0
0.7g	0,049	1	1	1	0	0
0.8g	0,051	1	1	1	0	0
0.9g	0,058	1	1	1	0	0
1.0g	0,062	1	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de SANFERNANDO1: Amax = 0.320g

PGA	δ (mm)	$\delta < 4\text{mm}$	$4\text{ mm} < \delta < 8\text{mm}$	$8\text{mm} < \delta < 25\text{mm}$	$25\text{mm} < \delta < 50\text{mm}$	$50\text{mm} < \delta$
0.1g	0,00062	0	0	0	0	0
0.2g	0,0007	0	0	0	0	0
0.3g	0,00075	0	0	0	0	0
0.4g	0,0008	0	0	0	0	0
0.5g	0,0015	0	0	0	0	0
0.6g	0,0016	0	0	0	0	0
0.7g	0,0028	0	0	0	0	0
0.8g	0,007	1	0	0	0	0
0.9g	0,018	1	1	0	0	0
1.0g	0,031	1	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de SANFERNANDO2: Amax = 0.275g

PGA	δ (mm)	$\delta < 4\text{mm}$	$4\text{ mm} < \delta < 8\text{mm}$	$8\text{mm} < \delta < 25\text{mm}$	$25\text{mm} < \delta < 50\text{mm}$	$50\text{mm} < \delta$
0.1g	0,00065	0	0	0	0	0
0.2g	0,0009	0	0	0	0	0
0.3g	0,0021	0	0	0	0	0
0.4g	0,0066	1	0	0	0	0
0.5g	0,024	1	1	0	0	0
0.6g	0,035	1	1	1	0	0
0.7g	0,043	1	1	1	0	0
0.8g	0,052	1	1	1	0	0
0.9g	0,061	1	1	1	0	0
1.0g	0,07	1	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Parkfield 55: $A_{max} = 0.368g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 4mm$	$4\text{ mm} < \delta < 8mm$	$8mm < \delta < 25mm$	$25mm < \delta < 50mm$	$50mm < \delta$
0.1g	0,00062	0	0	0	0	0
0.2g	0,00064	0	0	0	0	0
0.3g	0,00068	0	0	0	0	0
0.4g	0,0007	0	0	0	0	0
0.5g	0,0008	0	0	0	0	0
0.6g	0,0009	0	0	0	0	0
0.7g	0,0014	0	0	0	0	0
0.8g	0,002	0	0	0	0	0
0.9g	0,0032	0	0	0	0	0
1.0g	0,008	1	0	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Parkfield85: $A_{max} = 0.444g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 4mm$	$4\text{ mm} < \delta < 8mm$	$8mm < \delta < 25mm$	$25mm < \delta < 50mm$	$50mm < \delta$
0.1g	0,00062	0	0	0	0	0
0.2g	0,00066	0	0	0	0	0
0.3g	0,00074	0	0	0	0	0
0.4g	0,00075	0	0	0	0	0
0.5g	0,0008	0	0	0	0	0
0.6g	0,0009	0	0	0	0	0
0.7g	0,00095	0	0	0	0	0
0.8g	0,001	0	0	0	0	0
0.9g	0,0013	0	0	0	0	0
1.0g	0,0015	0	0	0	0	0

Annexe "C"

Nombre d'occurrences pour appareils d'appuis

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Keddara 1_EW: Amax = 0.296g

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,01	0	0	0	0
0.2g	0,019	0	0	0	0
0.3g	0,029	0	0	0	0
0.4g	0,039	0	0	0	0
0.5g	0,049	0	0	0	0
0.6g	0,059	1	0	0	0
0.7g	0,068	1	0	0	0
0.8g	0,077	1	0	0	0
0.9g	0,084	1	0	0	0
1.0g	0,088	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Keddara 2_EW: Amax = 0.339g

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,0085	0	0	0	0
0.2g	0,017	0	0	0	0
0.3g	0,025	0	0	0	0
0.4g	0,033	0	0	0	0
0.5g	0,041	0	0	0	0
0.6g	0,05	0	0	0	0
0.7g	0,058	1	0	0	0
0.8g	0,067	1	0	0	0
0.9g	0,074	1	0	0	0
1.0g	0,081	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de IM.VALLY2T: Amax = 0.254g

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,023	0	0	0	0
0.2g	0,045	0	0	0	0
0.3g	0,067	1	0	0	0
0.4g	0,082	1	0	0	0
0.5g	0,085	1	0	0	0
0.6g	0,093	1	0	0	0
0.7g	0,104	1	1	0	0
0.8g	0,115	1	1	0	0
0.9g	0,124	1	1	0	0
1.0g	0,13	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de IM.VALLY 1T: Amax = 0.214g

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,021	0	0	0	0
0.2g	0,042	0	0	0	0
0.3g	0,063	1	0	0	0
0.4g	0,08	1	0	0	0
0.5g	0,088	1	0	0	0
0.6g	0,093	1	0	0	0
0.7g	0,103	1	1	0	0
0.8g	0,115	1	1	0	0
0.9g	0,126	1	1	0	0
1.0g	0,13	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 90: $A_{max} = 0.372g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,013	0	0	0	0
0.2g	0,025	0	0	0	0
0.3g	0,036	0	0	0	0
0.4g	0,048	0	0	0	0
0.5g	0,059	1	0	0	0
0.6g	0,071	1	0	0	0
0.7g	0,08	1	0	0	0
0.8g	0,084	1	0	0	0
0.9g	0,089	1	0	0	0
1.0g	0,093	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Managua 180: $A_{max} = 0.329g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,017	0	0	0	0
0.2g	0,032	0	0	0	0
0.3g	0,048	0	0	0	0
0.4g	0,065	1	0	0	0
0.5g	0,08	1	0	0	0
0.6g	0,086	1	0	0	0
0.7g	0,092	1	0	0	0
0.8g	0,101	1	1	0	0
0.9g	0,106	1	1	0	0
1.0g	0,111	1	1	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de SANFERNANDO1: Amax = 0.320g

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,01	0	0	0	0
0.2g	0,02	0	0	0	0
0.3g	0,029	0	0	0	0
0.4g	0,039	0	0	0	0
0.5g	0,04	0	0	0	0
0.6g	0,05	0	0	0	0
0.7g	0,059	1	0	0	0
0.8g	0,067	1	0	0	0
0.9g	0,075	1	0	0	0
1.0g	0,083	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de SANFERNANDO2: Amax = 0.275g

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,014	0	0	0	0
0.2g	0,028	0	0	0	0
0.3g	0,041	0	0	0	0
0.4g	0,054	1	0	0	0
0.5g	0,068	1	0	0	0
0.6g	0,079	1	0	0	0
0.7g	0,094	1	0	0	0
0.8g	0,093	1	0	0	0
0.9g	0,09	1	0	0	0
1.0g	0,092	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Parkfield 55: $A_{max} = 0.368g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,008	0	0	0	0
0.2g	0,016	0	0	0	0
0.3g	0,024	0	0	0	0
0.4g	0,032	0	0	0	0
0.5g	0,04	0	0	0	0
0.6g	0,047	0	0	0	0
0.7g	0,054	1	0	0	0
0.8g	0,062	1	0	0	0
0.9g	0,069	1	0	0	0
1.0g	0,076	1	0	0	0

Nombre d'occurrences pour le Séisme de Parkfield85: $A_{max} = 0.444g$

PGA	δ (mm)	$\delta < 50\text{mm}$	$50\text{ mm} < \delta < 100\text{mm}$	$100\text{mm} < \delta < 150\text{mm}$	$150\text{mm} < \delta < 255\text{mm}$
0.1g	0,0055	0	0	0	0
0.2g	0,011	0	0	0	0
0.3g	0,017	0	0	0	0
0.4g	0,022	0	0	0	0
0.5g	0,027	0	0	0	0
0.6g	0,033	0	0	0	0
0.7g	0,038	0	0	0	0
0.8g	0,043	0	0	0	0
0.9g	0,048	0	0	0	0
1.0g	0,053	1	0	0	0

Annexe "D"

**Article publié dans la revue internationale : GRADEVINAR, Journal Of
Croitian Civil Engineers, GRADEVINAR Volume 70 (2018)
Numéro 06, 519-530**