

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Mémoire
Pour l'Obtention du Diplôme
de MASTER en TRAVAUX PUBLICS
Option : Matériaux & Structures

Thème

**Courbes de fragilité d'une pile de pont en
béton armé**

Encadré par :

Dr. KIBBOUA Abderrahmane

Présenté par :

GAGA Brahim

Promotion 2015

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.



بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Résumé

L'objectif du présent travail est de mettre en place une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique qui se traduit par l'établissement des courbes de fragilité qui constitue une donnée fondamentale afin de déterminer le degré de dommage et de prendre des décisions d'une éventuelle réhabilitation ou démolition selon l'ampleur des dégâts, lors d'un séisme scénario.

Cette méthodologie est ensuite appliquée au cas d'un pont dont la pile est constituée de 3 fûts circulaires en béton armé. Ainsi les courbes de fragilité de ce pont ont été construites en supposant une distribution log-normale de dommages.

Abstract

The objective of this work is to develop a methodology for assessing the seismic vulnerability leading to the establishment of vulnerability curves which is a fundamental to determine the degree of damage and take decision of any rehabilitation or demolition according to the extent of damage in an earthquake scenario.


This methodology is then applied to the case of a bridge with a three reinforced concrete circular piers. Thus the fragility curves of this bridge have been established.

ملخص

والهدف من هذا العمل هو وضع منهجية لتقييم الضعف الزلزالي حيث يترجم في إنشاء منحنيات هشاشة التي تشكل معلومة أساسية لتحديد درجة الضرر واتخاذ القرارات إعادة التأهيل في نهاية المطاف أو هدم وفقا لمدى الضرر، وذلك خلال سيناريو الزلزال. هذه المنهجية تطبق في حالة جسر مكون من 3 أسطوانات عمودية دائرية من الخرسانة المسلحة. لذلك يتم بناء منحنيات هشاشة الجسر مع افتراض التوزيع اللوغاريتمي للضرر.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu  de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous citons nommément :

A mon encadreur **Dr. KIBBOUA Abderrahmane** (Maître de Recherche A au CGS) pour avoir accepté de prendre en charge.

- je tiens également à remercier l'ensemble des étudiants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils ont apporté à mon travail. Durant les cinq ans de ma formation.

- Aux personnes de la bibliothèque et centre de calcul.

- mon remerciement s'adresse, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Enfin, ma plus vif remerciement s'adresse aussi à tous ceux qui me ont aidés, encourager et me ont soutenus.

GAGA Brahim

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

DEDICACE

Avant tout, je tiens tout d'abord à remercier Dieu de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie:

A ma chère mère, A mon cher père, aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que j'éprouve envers eux.

Puisse ce travail être une légère récompense de vos soutiens moraux et tous vos sacrifices pour assurer mon bien être et mon éducation.

Que Dieu vous garde pour nous et vous accorde la santé et le bonheur. Merci du fond du cœur.

*J'adresse mon profond remerciement à mon encadreur le **Dr. Abderrahmane KIBBOUA**, Maître de recherche classe A au Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) qui a encadré mon mémoire de Master en Génie Civil avec attention et fermeté, ses connaissances scientifiques m'ont beaucoup apporté tout au long de ce parcours; Je lui en suis profondément reconnaissant.*

À ceux que j'aime et que j'adore :

À mes chères sœurs et mon cher frère.

*À mon cher frère **KHENNICHE Brahim** et toute sa famille*

*À mon intime ami : **ZOUABLIA Amr**.*

*À tous mes amis de l'ENSTP de la promotion 2014 spécialement : **Abid, Abderrezzaq, Abdelkader, Naas, walid**.*

À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

À vous.....Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

GAGA Brahim

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PATHOLOGIES DES PONTS EN ZONE SISMIQUE

Figure 1.1 : Ruine des piles de ponts en béton armé durant le séisme de Hyogo-kennanbu (Kobe-Japon, 1995).....	03
Figure 1.2 : Les étapes de ruine / rupture des piles de ponts illustrées dans la Figure 1.1(Kawashima, 2000).....	04
Figure 1.3 : Ruine des piles de ponts en béton armé lors du séisme de Kobe en 1995.....	05
Figure 1.4 :Rupture par manque de confinement d'une pile de pont en béton armé respectivement durant les séismes de Northridge en 1994 (a) et San Fernando en 1971 (b).....	05
Figure 1.5 :Exemple de butées latérales.....	06
Figure 1.6 :Rupture des piles par cisaillement lors du séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999).....	07
Figure 1.7 :Echappement d'appuis. a) Hyogo-Ken Nanbu (Japan;1995), b) Niigata ; 1964.....	08
Figure 1.8 .Connections et joints de dilatation. a) Northridge ; 1994, b) Hyogo-Ken Nanbu (Japon, 1995).....	08

CHAPITRE 2 : FONCTION DE VULNERABILITE

Figure 2.1 : Comparaison des fonctions de vulnérabilité empirique et analytique des piles de pont en béton armé pour l'état de dommages étendus en fonction du PGA à partir des enregistrements du séisme de Kobe (Karim et Yamazaki, 2000).....	13
Figure 2.2 : Comparaison des fonctions de vulnérabilité empirique et analytique des piles de pont en béton armé pour l'état de dommages étendus en fonction du PGV des enregistrements du séisme de Kobe (Karim et Yamazaki, 2000).....	13
Figure 2.3 : Plan d'élévation et modèle physique d'une pile de pont	15
Figure 2.4 : Diagramme schématique pour construire la fonction de vulnérabilité (des courbes de fragilité) analytique des piles de pont en béton armé	16
Figure 2.5 : Evaluation numérique du déplacement de flexion et de ses composantes de cisaillement pour la pile de pont (Karim et Yamazaki, 2001)	18

CHAPITRE 3 : LES COUREBES DE FRAGILITE

Figure 3.1 : Les courbes de fragilité des deux ponts	21
Figure 3.2 : Les courbes de fragilité d'un pont pour cinq états du dommage	22

LISTE DES FIGURES

Figure 3.3 : Vue en élévation du pont	23
Figure 3.4 : Coupe transversale sur la pile de pont	23
Figure 3.5 : Modèle de calcul	24
Figure 3.6 : Rotation de plastification de la corde θ_y d'un élément de construction	26
Figure 3.7 : Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction	26
Figure 3.8 : Déplacement élastique et ultime d'un élément de construction (bi-encasté)	27
Figure 3.9 : Relation Force – Déplacement des 3 fûts de la pile centrale.....	28
Figure 3.10 : Exemple de courbe de l'énergie obtenue par le logiciel NONLIN pour le séisme de Parkfield Earthquake - Cholame, Shandon à 1g	29
Figure 3.11 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger	33
Figure 3.12 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré	34
Figure 3.13 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu	35
Figure 3.14 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage complet	36
Figure 3.15 : Courbes de fragilité de la pile du pont de tous les états de dommages	37

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2 : FONCTION DE VULNERABILITE

Tableau 2.1 : Rapport entre l'indice de dommage DI et la classe de dommage DR	12
---	----

CHAPITRE 3 : LES COUREBES DE FRAGILITE

Tableau 3.1 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique vis-à-vis du séisme Kobe (EW) : $A_{max} = 0.617g$	29
Tableau 3.2 : Indice de Dommage pour le séisme de Kobe EW (USA): $A_{max} = 0.617g$	30
Tableau 3.3: Nombre d'occurrences pour le séisme de Kobe_EW: $A_{max} = 0.617g$	30
Tableau 3.4 : Occurrence cumulative des états de dommages	31
Tableau 3.5 : Probabilité cumulée	31
Tableau 3.6 : Probabilité cumulée en pourcentage	31
Tableau 3.7 : Code optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$	33
Tableau 3.8 : Code optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$	34
Tableau 3.9 : Code optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$	35
Tableau 3.10 : Code optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$	36

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PATHOLOGIES DES PONTS EN ZONES SISMIQUES	
1- INTRODUCTION	02
2- PATHOLOGIE DES PILES DES PONTS EN ZONES SISMIQUES.....	02
CHAPITRE 2 : FONCTION DE VULNERABILITE	
1- INTRODUCTION	09
2- DEFINITION DE LA FONCTION DE VULNERABILITE	10
3- ETUDE CRITIQUE	10
4- DEFINITION DES NIVEAUX DE DOMMAGES POUR LA CONSTRUCTION DES FONCTIONS DE VULNERABILITE DES PILES DE PONTS	11
5- DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE VULNERABILITE	12
CHAPITRE 3 : LES COUREBES DE FRAGILITE	
1- METHODE D'ETABLISSEMENT DES COURBES DE FRAGILITE	20
2- APPLICATION	22
CONCLUSION GENERALE	38

INTRODUCTION GENERALE

Le dimensionnement des structures nécessite le respect des règles parasismiques développées afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des séismes qu'elles peuvent subir.

Durant ces dernières décennies, le monde a subi plusieurs séismes de moyennes à fortes intensités qui ont causé des dégâts considérables au niveau des différentes structures (structures légères, structures lourdes comme les constructions de plusieurs niveaux et les ouvrages de l'infrastructure). Les causes principales de ces dommages peuvent être exprimées en trois points essentiels : (1) le manque ou bien l'insuffisance des données sismiques au niveau de plusieurs régions où la classification des zones sismiques s'est faite approximativement en se basant sur des informations historiques, (2) les erreurs commises au niveau de la réalisation et de la technique de réalisations ainsi que de la mauvaise qualité des matériaux utilisés, (3) la mauvaise connaissance des limites réelles de résistance d'une structure ainsi que des dommages qui peuvent se produire lors d'un séisme réel.

En ce qui concerne le dernier point, l'étude de l'impact d'un séisme sur une structure, ce dernier représente un outil efficace pour effectuer des analyses de vulnérabilité sismique des structures existantes. Cette étude s'exprime à travers l'estimation des dommages qui peuvent se produire au niveau d'une structure. Cette évaluation peut être présentée suivant plusieurs techniques telles que, le pourcentage des dommages, les courbes de fragilité et de vulnérabilité ou bien en terme de coût ou de perte.

L'établissement des courbes de fragilité des structures représente un outil commun entre les trois techniques citées précédemment et représente la probabilité d'atteindre ou bien de dépasser un état de dommage au niveau d'une structure pour un séisme donné.

En effet, plusieurs efforts ont été fournis afin d'estimer ces dommages. Le premier travail fait par l'organisme ATC (Applied Technology Council) a estimé les dommages des différents systèmes en se basant sur l'opinion des experts. Un certain nombre d'approches ont été mises en place après ce premier effort tel que : l'approche empirique, l'approche expérimentale, l'approche analytique, l'approche basée sur les réseaux de neurone ou bien la combinaison entre ces approches.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PATHOLOGIES DES PONTS EN ZONE SISMIQUE

1- INTRODUCTION

L'observation et l'interprétation des dégâts survenus aux ponts dus aux séismes anciens ou récents ont permis, d'une part, de mieux comprendre la nature de leur comportement sous des sollicitations sismiques et, d'autre part, d'identifier les causes de leur fragilité classiques et récurrentes liées probablement à certains défauts de conception (*Priestley et al., 1996 ; Kibboua et al., 2008*). Les dommages observés sur des ponts lors des événements sismiques dépendent de façon générale, du système structural, de la sismicité du site d'implantation et des conditions spécifiques du sol (*Basoz et al., 1999*) et (*Tinawi et al., 1993a*). De manière générale, ces dommages sont reliés au degré de vulnérabilité du pont et à l'ampleur des secousses.

2- PATHOLOGIE DES PILES DES PONTS EN ZONE SISMIQUE

Les dommages occasionnés au niveau des ponts suite aux séismes majeurs de Northridge, USA (1994), de Kobe, Japon (1995), de Chi- Chi, Taiwan (1999), ou encore de Kocaeli et Duzce, Turquie (1999), ont mis en évidence une fois de plus, la vulnérabilité de ces ouvrages sous des mouvements de sol extrêmes.

A titre d'illustration (Figure 1.1), le séisme de Hyogo-kennanbu, dans la région de Kobe en 1995, considéré comme étant l'un des séismes les plus désastreux connu par le Japon, a causé des dommages considérables au niveau des ponts à cause de l'insuffisance de la résistance au cisaillement et de la ductilité des piles ou colonnes construites en béton armé et de la conception en pendule inverse (effet P- Δ).



Figure 1.1 : *Ruine des piles de ponts en béton armé durant le séisme de Hyogo-kennanbu (Kobe-Japon, 1995)*

La (Figure 1.2) montre l'initiation et la propagation de la rupture jusqu'à effondrement total des piles de ponts (*Kawashima et Unjoh, 1997*) tels que ceux effondrés lors du séisme de Kobe en 1995.

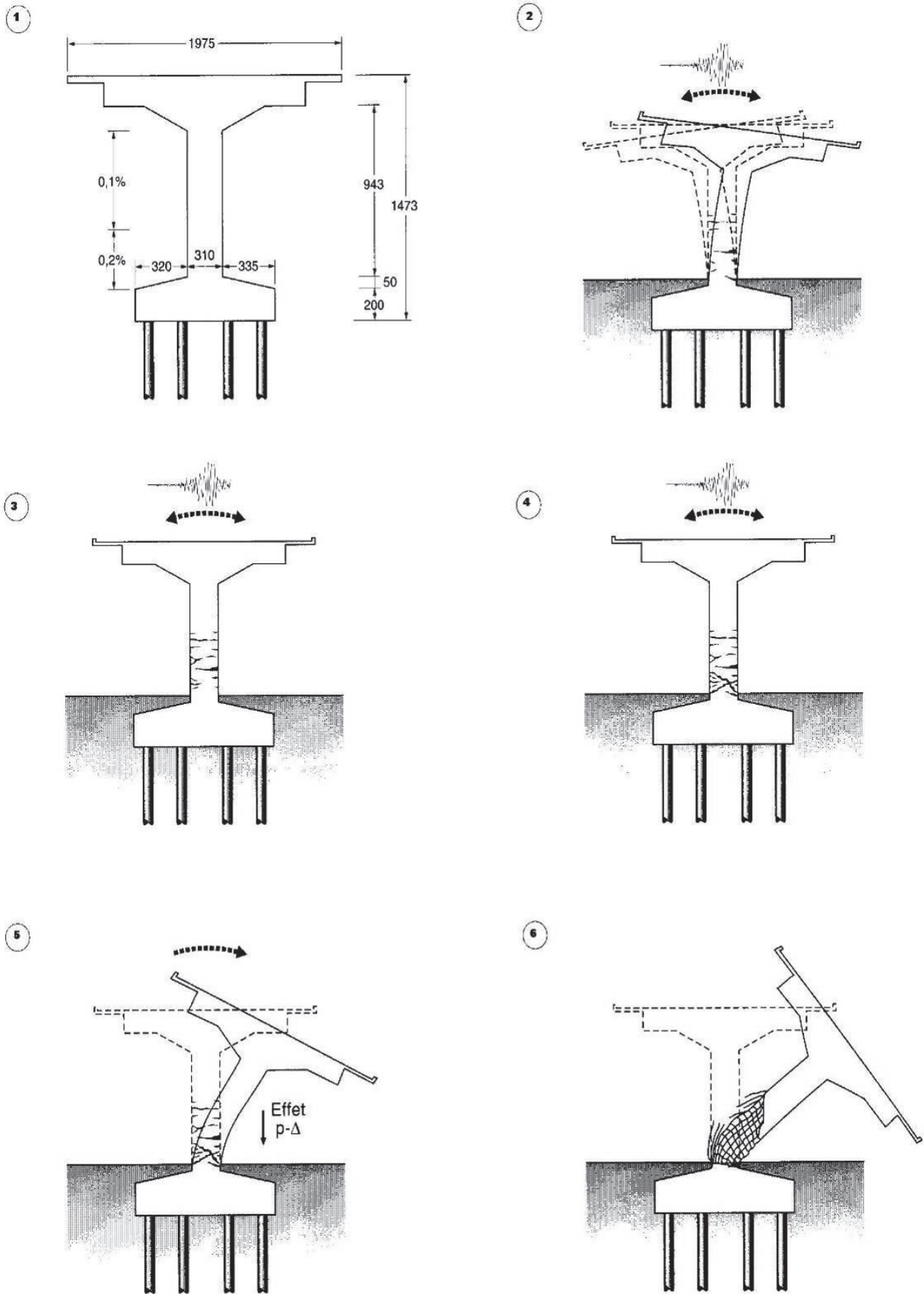


Figure 1.2 : Les étapes de ruine / rupture des piles de ponts illustrées dans la Figure 1.1 (Kawashima, 2000)

Le nombre important de séismes qui ont frappé le monde ainsi que les dommages occasionnés au niveau des systèmes ont mené les chercheurs à donner une grande importance aux travaux de recherche qui nous aident à mieux comprendre comment un séisme affecte une structure ou bien quel serait l'impact d'un futur séisme sur une structure ?

On peut citer quelques exemples sur la Pathologie des piles de ponts :

Cas typique de dommages qui peut survenir aux ponts-routes est l'endommagement ou l'effondrement de ses piles. Cela concerne avant tout, les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec des armatures transversales de faibles espacements, n'assurant pas un confinement adéquat du béton (Figure 1.3).

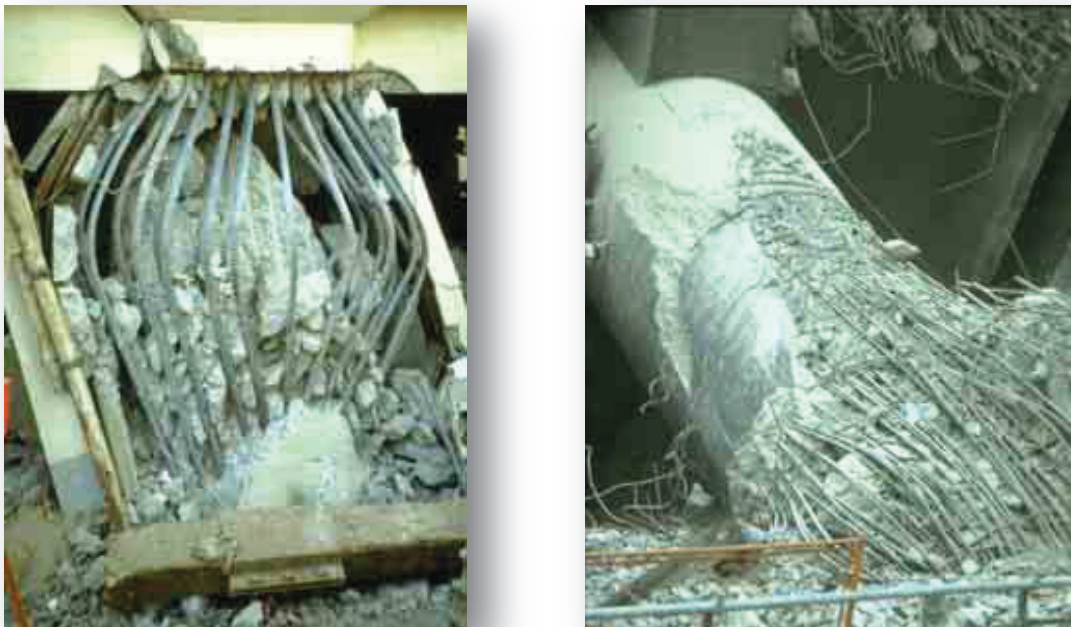


Figure 1.3 : Ruine des piles de ponts en béton armé lors du séisme de Kobe en 1995

Les piles relativement courtes sont particulièrement exposées aux sollicitations de cisaillement en raison de leur grande rigidité qui leur fait reprendre des forces horizontales importantes. De plus, elles présentent de par leur faible élancement, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduisent souvent à une rupture fragile par cisaillement (Kibboua, 2012). La Figure 1.4. montre deux exemples de rupture de colonnes relatives aux déficiences observées qui ont pour effet d'empêcher les piles d'offrir un niveau de ductilité requis ainsi qu'au manque de confinement du béton.



(a)



(b)

Figure 1.4 : *Rupture par manque de confinement d'une pile de pont en béton armé respectivement durant les séismes de Northridge en 1994 (a) et San Fernando en 1971 (b)*

La présence de butées latérales (Figure 1.5) 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 1.6) si leur résistance est insuffisante (manque de ductilité ou de confinement du béton, rupture par cisaillement, insuffisance d'ancrage ou de recouvrement des aciers passifs,...).



Figure1.5 : *Exemple de butées latérales*



Figure 1.6 : *Rupture des piles par cisaillement lors du séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999)*

Les déplacements engendrés par les vibrations sismiques étaient sous-estimés ce qui a conduit à la création d'appuis de trop petites dimensions et d'espaces trop étroits entre les différents éléments. Lorsque les distances de repos d'appui sont insuffisantes, le déplacement relatif entre le tablier et ses appuis peut entraîner un échappement de la superstructure (Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991) (Figure 1.7 a et b). Ce phénomène, qui peut se produire selon la direction longitudinale ou transversale, concerne plus particulièrement les ponts à travées indépendantes.



(a)



(b)

Figure 1.7 : *Echappement d'appuis. a) Hyogo-Ken Nanbu (Japan;1995), b) Niigata ; 1964*

Parmi les mécanismes de ruine des ponts, on observe aussi l'ouverture du jeu entre deux travées indépendantes ou bien entre l'extrémité du tablier et la culée. Les joints de dilatation introduisent des irrégularités dans les superstructures et les fragilisent; c'est les exemples de la Figure 1.8.



Figure 1.8 : *Connections et joints de dilatation. a) Northridge ; 1994, b) Hyogo-Ken Nanbu (Japon, 1995)*

CHAPITRE 2

FONCTION DE VULNERABILITE

1- INTRODUCTION

L'analyse des dommages survenus suite à un séisme a conduit à l'évaluation de la vulnérabilité des ponts et à la dérivation des courbes de fragilité correspondantes (*Karim et Yamazaki, 2003 ; Kibboua, 2012*). 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 (planification des secours avant et après un séisme).

Ces fonctions de vulnérabilité 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.

Pour développer ces fonctions de vulnérabilité, la majorité des chercheurs supposent **que les piles ou colonnes de ponts sont les seules composantes vulnérables ; en d'autres termes, la vulnérabilité des piles ou colonnes est équivalente à la vulnérabilité du système tout entier du pont.**(*Shinozuka et al., 2000a ; Shinozuka et al., 2000b ; Kibboua, 2011*).

L'établissement des courbes de fragilité des structures représente une étape très importante dans l'analyse d'une structure. Ces courbes de fragilité nous donnent des informations sur les états de dommage occasionnés dans une structure et par conséquent, préciser le degré de vulnérabilité de cette structure.

A cet effet, le choix d'une approche pour évaluer ces courbes de fragilité représente aussi une étape très importante afin d'arriver à de bons résultats. Tout d'abord, cinq approches ont été développées dans cet axe : l'approche basée sur les opinions d'experts, l'approche empirique, l'approche expérimentale, l'approche analytique et enfin une nouvelle approche basée sur les réseaux de neurone.

L'établissement des courbes de fragilité par l'approche analytique reste la plus intéressante dans les cas suivants :

- Les données de dommage d'un système n'existent pas.
- La réalisation des essais sur des systèmes réels est difficile.

On distingue deux grandes approches analytiques : celles basées sur l'analyse dynamique non linéaire d'une structure et celle basée sur l'analyse statique non linéaire ou bien statique équivalente.

2- DEFINITION DE LA FONCTION DE VULNERABILITE

Les fonctions de vulnérabilité sont définies comme des fonctions représentant une probabilité conditionnelle. Elles expriment la probabilité pour qu'une structure atteigne ou dépasse le niveau de dommage spécifié pour un paramètre de mouvement du sol donné. Cette probabilité conditionnelle exprimée sous forme d'une distribution log-normale (*Nielson, 2003*) est donnée par l'équation suivante :

$$\text{Vulnérabilité} = P [S > LS | IM = y] \quad (2.1)$$

Où :

S : La réponse mesurée du pont ou une de ses composantes.

LS : L'état limite ou le niveau de dommage du pont ou une de ses composantes.

IM : L'unité de la mesure de l'intensité de mouvement du sol.

y : La réalisation de la mesure de l'intensité de mouvement du sol choisi.

La majorité des chercheurs ont développé les fonctions de vulnérabilité en termes de deux paramètres de distribution log-normale, exprimés soit en termes de pic d'accélération du sol soit en termes de pic de vitesse du sol à partir desquelles, les deux paramètres de distribution λ et ζ sont obtenus pour développer ces fonctions de vulnérabilité.

3- ETUDE CRITIQUE

L'ensemble des travaux présentés reflète d'une part l'importance accordée par les chercheurs à l'estimation des dommages des différents systèmes et d'autre part la multiplicité des approches développées. Un examen détaillé de l'ensemble des travaux montre que :

- **L'approche basée sur l'opinion des experts** : représente le premier pas dans le domaine de l'évaluation des dommages des différents systèmes. Cette approche est devenue rapidement une référence standard pour l'estimation de la vulnérabilité. Cependant et après quelques séismes passés, beaucoup d'insuffisances ont été observées au niveau de cette approche.
- **L'approche empirique** : représente l'approche la plus réaliste du fait qu'elle donne des informations plus précises sur les endommagements occasionnés par un séisme en fonction des paramètres du sol, de la structure et du séisme produit. En plus, cette approche peut être utilisée comme référence pour vérifier les résultats obtenus par d'autres approches. Par conséquent, l'évaluation de la relation séisme- dommage en utilisant cette approche reste utilisable seulement pour le site étudié et le séisme produit. En outre, l'établissement des courbes de fragilité pour chaque site et pour différents systèmes peut prendre des dizaines d'années.

- **L'approche expérimentale** : représente un outil essentiel qui permet de nous donner des informations précises sur le comportement réel du composant d'une structure sous différents chargements (monotone et cyclique). La réalisation de tels essais est très coûteuse et on ne peut pas répéter ces essais pour différentes structures à cause du coût et du temps nécessaire pour réaliser ces essais. En plus, il est difficile de faire de tels essais sur une structure réelle qui contient tous les éléments (poteau, poutre, fondation,....etc.).
- **L'approche analytique** : est une nouvelle approche rapide et non coûteuse. Cette approche consiste à évaluer les dommages des différents systèmes par le biais d'une analyse dynamique ou bien statique non linéaire. Cette évaluation des dommages peut être considérée pour différents séismes et en fonction des paramètres concernant le sol, les structures et les séismes. En plus, on peut dire que cette approche est venue pour :
 - ✓ Compléter les insuffisances trouvées au niveau des autres approches.
 - ✓ L'utilisation des simplifications en ce qui concerne la modélisation d'un système ou bien la procédure de calcul peut influencer sur la précision des résultats obtenus.

4- DEFINITION DES NIVEAUX DE DOMMAGES POUR LA CONSTRUCTION DES FONCTIONS DE VULNERABILITE DES PILES DE PONTS

On a cinq classes de dommages qui 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).

Ghobarah et al., (1997) avaient proposé une méthode pour le calibrage des indices de dommages obtenus à partir des données d'entrée du mouvement de sol sélectionné, afin d'obtenir une relation entre l'indice de dommage DI et la classe de dommage DR comme montré dans le (Tableau 2.1). Celui-ci définit cinq (05) classes d'état de dommages explicités respectivement comme suit : états de dommage total ou effondrement (As), dommages étendus ou majeurs (A), dommages modérés (B), dommages légers ou mineurs (C) et aucun dommage (D). Chaque état de dommage est fonction d'une certaine gamme d'indice de dommages (DI).

Tableau 2.1 : Rapport entre l'indice de dommage DI et la classe de dommage DR

Indice de Dommage (DI)	Classe de Dommage (DR)	Définition
$0.00 < DI \leq 0.14$	D	Aucun Dommage
$0.14 < DI \leq 0.40$	C	Domages Légers
$0.40 < DI \leq 0.60$	B	Domages Modérés
$0.60 < DI < 1.00$	A	Domages Etendus
$1.00 \leq DI$	AS	Domages Complets

Les fonctions de vulnérabilité analytiques peuvent être construites en utilisant la relation entre **DI** et **DR**. Pour ce faire, chacune des valeurs de l'indice de dommage (DI) est associée à une classe de dommage (DR) selon le (Tableau 2.1) et la fréquence d'occurrence de chaque classe de dommages, correspondant à chaque niveau d'excitation est évaluée.

5- DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE VULNERABILITE

➤ Fonctions de vulnérabilité empiriques :

Les méthodes basées sur une approche empirique jouent un rôle indispensable dans le développement des fonctions de vulnérabilité. Ces méthodes peuvent servir à calibrer les fonctions de vulnérabilité développées analytiquement ou même expérimentalement (*Shinozuka et al, 2000c*).

Les (Figures 2.1 et 2.2) montrent à titre de comparaison, les fonctions de vulnérabilité développées par *Karim et Yamazaki (2000)* selon une approche analytique basée sur des simulations numériques et celles développées par *Yamazaki et al, (2000)*, construites selon une approche empirique, pour le cas des piles de ponts en béton armé.

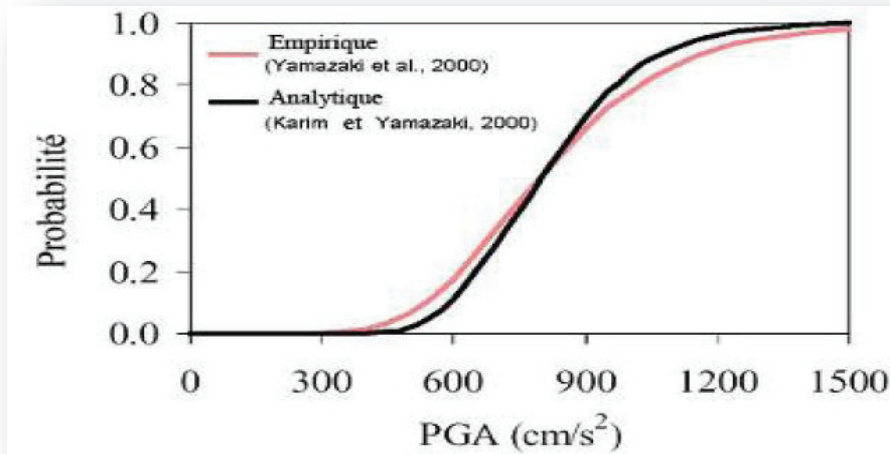


Figure 2.1 : Comparaison des fonctions de vulnérabilité empirique et analytique des piles de pont en béton armé pour l'état de dommages étendus en fonction du PGA à partir des enregistrements du séisme de Kobe (Karim et Yamazaki, 2000)

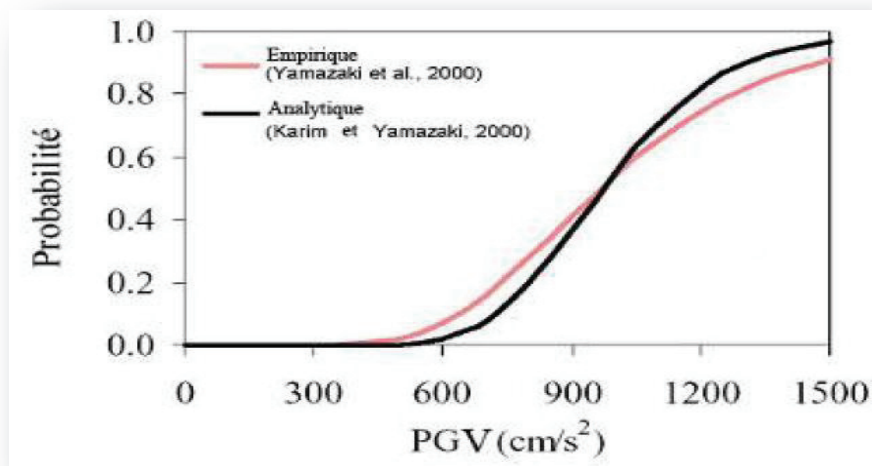


Figure 2.2: Comparaison des fonctions de vulnérabilité empirique et analytique des piles de pont en béton armé pour l'état de dommages étendus en fonction du PGV des enregistrements du séisme de Kobe (Karim et Yamazaki, 2000)

Yamazaki et al., (1999) ont développé un ensemble de fonctions de vulnérabilité empiriques en utilisant les observations post-sismiques recueillies suite au séisme de Kobe en 1995. Dans cette approche empirique, 216 structures de ponts parmi lesquelles 50% environ, conçues selon le code de conception parasismique Japonais de 1964 ont été prises en compte. Dans cette démarche, l'effet des paramètres structuraux et la variation de l'accélération du mouvement du sol n'ont pas été pris en considération par les auteurs.

➤ Fonctions de vulnérabilité analytiques

Paradoxalement à l'approche empirique, l'approche numérique peut être utilisée pour générer les fonctions de vulnérabilité des structures lorsque les données sur les enregistrements de séismes n'existent pas ou lorsque l'expérimentation serait d'un coût excessif.

Les analyses peuvent être répétées pour différents mouvements de sol et de configurations structurelles pour des prix relativement peu coûteux.

La pile de pont est modélisée comme une zone élastique avec deux zones plastiques situées à son extrémité et modélisées par un ressort de rotation non linéaire et d'un élément rigide. La rotule plastique est supposée avoir des caractéristiques hystérétiques bilinéaires.

Description de la méthode établie par Karim et Yamazaki :

Une autre méthode basée sur la simulation numérique pour construire des fonctions de vulnérabilité analytiques des piles de pont en béton armé a été proposée par *Karim et Yamazaki (2000 ; 2001)*. Ces fonctions ont été obtenues en considérant certains paramètres structuraux ainsi que la variation de mouvement du sol d'entrée (input). Les piles de pont sont conçues selon les codes de conception parasismique japonais pour les ponts routiers.

Les fonctions de vulnérabilité pour les piles de pont sont construites en supposant une distribution log-normale (*Kibboua et al., 2011 ; Kibboua, 2012*). La probabilité d'occurrence des dommages cumulée P_R , égale ou supérieure à un certain rang R est définie comme suit :

$$P_R = \Phi \left[\frac{\ln X - \lambda}{\xi} \right] \quad (2.2)$$

Φ : Représente la fonction standard de distribution normale.

X : Indice de mouvement du sol (le pic d'accélération du sol- PGA ou le pic de vitesse du sol- PGV).

λ et ξ : Sont la moyenne et l'écart type du $\ln X$.

La structure est effectuée sur des piles modélisées comme des systèmes à un seul degré de liberté comme schématisée sur la (Figure 2.3).

Celle-ci consiste à établir les relations effort tranchant-distorsion (déformation de cisaillement) et moment de flexion - courbure des sections transversales des piles de ponts. En utilisant la rigidité élastique (obtenue à partir de la relation force déplacement), 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.

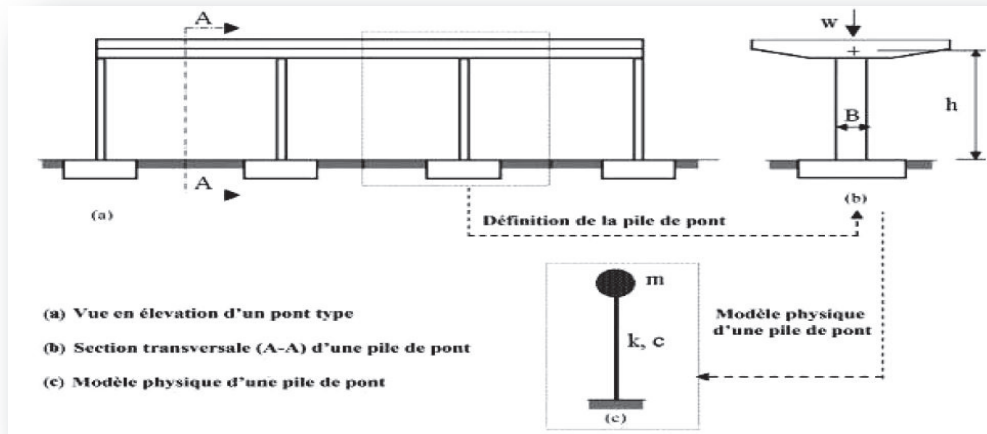


Figure 2.3 : Plan d'élévation et modèle physique d'une pile de pont

Dans l'analyse analytique, le poids total considéré pour la construction de la fonction de vulnérabilité des piles de pont en béton armé, est calculé comme étant le poids cumulé de la superstructure (tablier et poutre) et de la sous-structure (pile).

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 :

$$DI = \frac{\mu_d + \beta \mu_h}{\mu_u} \quad (2.3)$$

β : Facteur de chargement cyclique dont la valeur est égal à 0.15

μ_u : Coefficient représentant la ductilité ultime définie comme étant le rapport du déplacement maximum (obtenu à partir de l'analyse statique) au déplacement à l'état limite élastique (obtenu à partir de l'analyse statique).

μ_d : La demande en ductilité exprimée par :

$$\mu_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (2.4)$$

δ_{max} : Le déplacement maximum (obtenu à partir d'une analyse dynamique).

δ_y : Le déplacement à la limite élastique (obtenue à partir de l'analyse statique) des piles de pont.

μ_h : La ductilité cumulative d'énergie par hystérésis (*Uang et Bertero, 1990*). Elle est exprimée comme suit :

$$\mu_h = \frac{E_h}{E_e} \quad (2.5)$$

E_h : L'énergie cumulative par hystérésis (obtenue à partir d'une analyse dynamique) des piles de pont.

E_e : L'énergie élastique à la limite élastique (obtenue à partir d'une analyse statique) des piles de pont.

Les indices de dommage **DI** obtenus pour chaque excitation du mouvement du sol sont calibrés afin d'avoir la relation entre **DI** et la classe de dommage **DR** correspondante pour différents niveaux d'excitation. Ce calibrage est entrepris selon le (Tableau 2.1) proposé par (Ghobarah et al, 1997).

La classe de dommage est ensuite utilisée pour obtenir le rapport de chaque classe de dommage correspondant à chaque niveau d'excitation.

Le rapport des dommages tracé en échelle de probabilité log-normale permet de définir deux paramètres pour caractériser la fonction de vulnérabilité ; la moyenne λ et l'écart-type ξ définis dans l'équation (2.2).

Finalement, les fonctions de vulnérabilité des piles de pont dus aux événements sismiques peuvent être construites. Le diagramme schématique pour construire ces fonctions analytiques est illustré sur la (Figure 2.4).

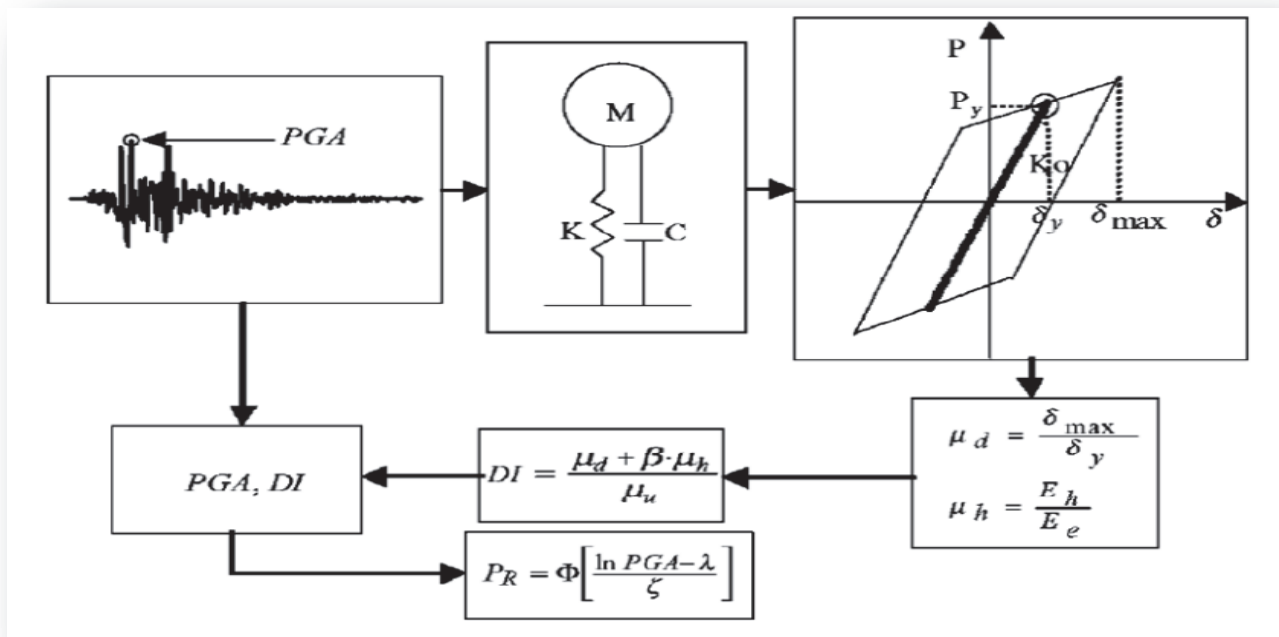


Figure 2.4 : Diagramme schématique pour construire la fonction de vulnérabilité (des courbes de fragilité) analytique des piles de pont en béton armé

La procédure établie par *Karim et Yamazaki (2001; 2003)* pour construire les fonctions de vulnérabilité analytiques, peut être résumée comme suit :

1. Sélectionner les enregistrements de mouvements du sol après un événement sismique ;
2. Normaliser les pics d'accélération du sol (**PGA**) des enregistrements sélectionnés à différents niveaux d'excitation ;
3. Etablir un modèle physique de la structure ;
4. Exécuter une analyse statique non linéaire qui permettra d'obtenir la rigidité élastique de la structure ;
5. Choisir un modèle hystérésis pour l'analyse non linéaire de la réponse dynamique ;
6. Exécuter une analyse non linéaire de la réponse dynamique en utilisant la rigidité élastique et les enregistrements sélectionnés ;
7. Obtenir les facteurs de ductilité de la structure ;
8. Obtenir les indices de dommage de la structure pour chaque niveau d'excitation en utilisant des modèles de dommages ;
9. Calibrer les indices de dommage **DI** pour chaque classe de dommages **DR**, afin d'obtenir le rapport de dommage correspondant à chaque niveau d'excitation ;
10. Représenter le rapport de dommages pour chaque niveau d'excitation sur une échelle de probabilité log-normale afin d'obtenir la moyenne et l'écart-type des fonctions de vulnérabilité pour chaque classe de dommage en exécutant une analyse de régression linéaire ;
11. Construire les fonctions de vulnérabilité en utilisant les valeurs obtenues de la moyenne et de l'écart-type en fonction de l'intensité du mouvement du sol pour chaque classe de dommage en supposant une distribution log-normale.

Les analyses statiques non linéaires et l'analyse de la section pour obtenir la relation entre le moment fléchissant et la courbure sont exécutées en utilisant le logiciel XTRACT (*Chadwell, C.B., Imbsen & Associates, 2002*). L'analyse de la section est effectuée pour deux raisons :

- Trouver les deux modes de ruine (rupture) possibles, c'est-à-dire, les modes de ruine (ou de rupture) par cisaillement ou par flexion des piles de pont ;
- Obtenir la relation force – déplacement au sommet des piles de pont.

Les relations moment de flexion- courbure et effort tranchant - distorsion des sections transversales des piles sont basés sur la théorie des poutres qui suppose, que les sections transversales droites demeurent planes et que la distribution des efforts de cisaillement à travers la section est définie par le taux de changement des efforts de flexion (*Karim et Yamazaki, 2001*).

Pour obtenir la relation force – déplacement au sommet de la pile de pont, celle-ci est divisée en N tranches. Généralement **50** tranches le long de la hauteur de la pile sont recommandées par le code. Pour l'analyse par section, la pile est divisée en trois sections :

1. Une section au niveau du sommet de la pile ;
2. Une section au niveau d'un tiers de la base de la pile ;
3. Une section au niveau de la base.

Ce choix est dû au fait que la configuration des armatures à ces niveaux est différente (Karim et Yamazaki, 2001). En définitive, la relation entre force - déplacement au sommet de la pile de pont est obtenue en utilisant le diagramme de l'effort tranchant - distorsion et celui du diagramme moment de flexion - courbure. La (Figure 2.5) montre l'évaluation numérique du déplacement de flexion et de ses composantes de cisaillement.

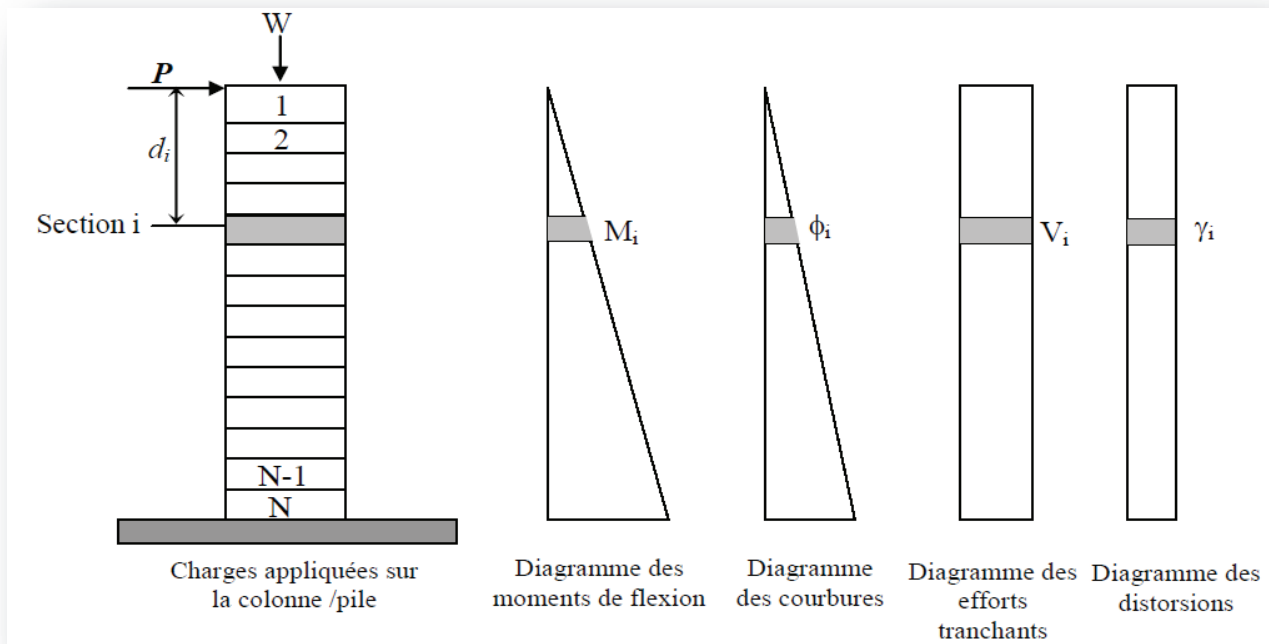


Figure 2.5 : Evaluation numérique du déplacement de flexion et de ses composantes de cisaillement pour la pile de pont (Karim et Yamazaki, 2001)

Dans le cas d'une analyse de flexion, il n'y a aucune contribution de la composante de cisaillement pour le déplacement, cependant, dans le cas d'une analyse de cisaillement, il y a une contribution des composantes de cisaillement et de flexion pour le déplacement.

Les étapes pour obtenir la courbe de force – déplacement (Karim et Yamazaki, 2001) peuvent être décrites comme suit :

1. Diviser la pile en N tranches le long de sa hauteur comme représenté sur la (Figure 2.5) ;
2. Obtenir les diagrammes des efforts tranchants – distorsion (de l'analyse de cisaillement) et les diagrammes des moments de flexion–courbure (de l'analyse de flexion) pour chaque section transversale ;
3. Appliquer la force horizontale **P** au sommet de la pile de pont ;
4. Obtenir les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant de la pile, pour la charge appliquée **P** ;
5. Obtenir les valeurs de la distorsion (due à l'effort tranchant) et de la courbure (due au moment fléchissant) par interpolation pour chaque section transversale à partir du diagramme de l'effort tranchant - distorsion et du diagramme moment de flexion- courbure, respectivement ;
6. Calculer le déplacement δ en utilisant l'équation suivante :

$$\delta = \sum_{i=1}^N (\Phi_i \times dy \times d_i + \gamma_i \times dy) \quad (2.6)$$

Où δ représente le déplacement au sommet.

N : Le nombre de sections transversales.

Φ_i : La courbure à la section i.

dy : La largeur de la section de la pile.

d_i : La distance du sommet de la pile au centre de gravité de la section i.

γ_i : La déformation de cisaillement de la section i.

7. De la même manière, plusieurs forces **P** sont appliquées pour obtenir les déplacements correspondants à δ . Finalement, en utilisant ces valeurs, la relation force – déplacement au sommet de la pile de pont est obtenue.

CHAPITRE 3

LES COUREBES DE FRAGILITE

1- METHODE D'ETABLISSEMENT DES COURBES DE FRAGILITE

Dans le cas où les données des dommages causés par des séismes passés n'existent pas et lorsque les caractéristiques des ouvrages sont connues en détails, l'établissement des courbes de fragilité peut se faire par l'approche analytique. Avant d'entamer en détails la description de la méthode, on va tout d'abord donner quelques notions sur les courbes de fragilités.

Courbes de fragilité :

Par définition, la courbe de fragilité représente la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage produit au niveau d'une structure ou bien un élément d'une structure pour des séismes donnés. Par exemple ; la (Figure3.1) représente les courbes de fragilité de deux types de ponts de caractéristiques différentes (des différences par exemple dans la géométrie, la longueur des travées et le nombre des travées). Ces courbes correspondent au même état du dommage en fonction de l'accélération maximale d'un séisme. A partir de cette figure, on remarque que la probabilité d'atteindre le même état de dommage pour une accélération maximale d'un séisme donnée varie pour ces deux types de ponts. Par exemple, si les deux ponts subissent un séisme de $PGA=0.1g$, il y a une probabilité de 0.6 pour que le pont 1 dépasse cet état, tandis que cette probabilité pour le pont 2 est seulement de 0.02. Ce résultat nous montre que le pont 1 est plus vulnérable au dommage pour un séisme d'une intensité particulière que le pont 2.

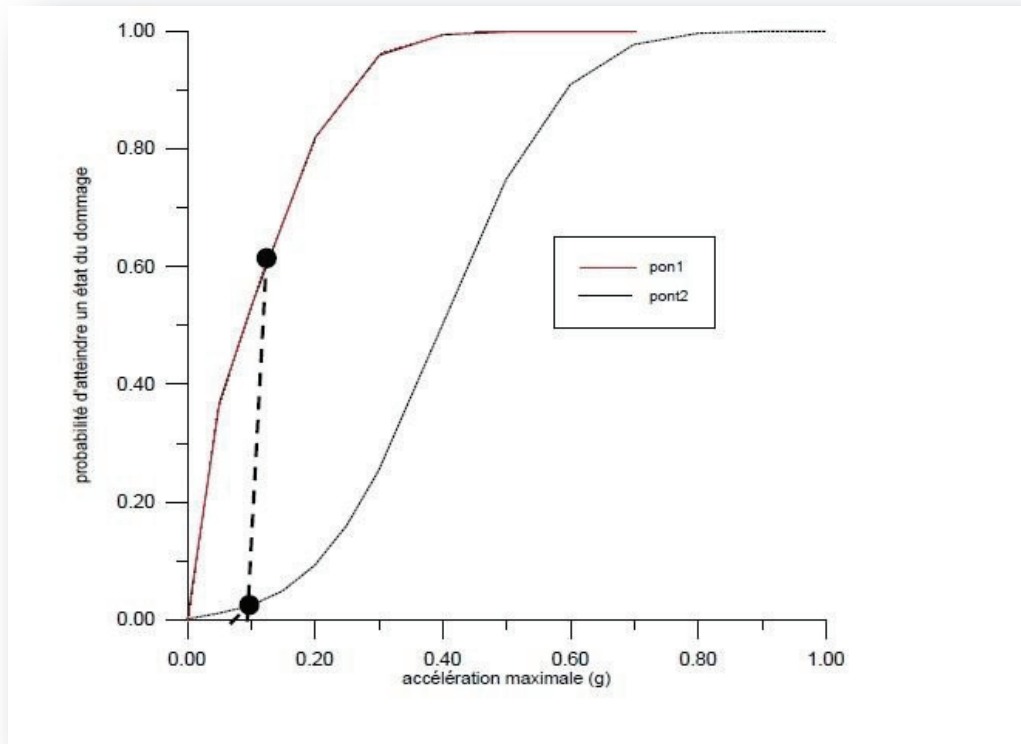


Figure 3.1 : Les courbes de fragilité des deux ponts

D'une manière similaire, la (Figure 3.2) représente les courbes de fragilité d'un pont correspondant aux cinq états de dommage : pas de dommage, dommage léger, dommage moyen, dommage considérable et effondrement total. Par exemple pour $PGA=0.4g$, il y a une probabilité de 0.95 pour atteindre l'état du dommage léger et 0.35 pour atteindre l'état de dommage moyen.

Il devient clair à partir de ces figures que les courbes de fragilité nous donnent des informations essentielles concernant la performance ou bien les limites de capacité de la résistance d'une structure sous différents séismes.

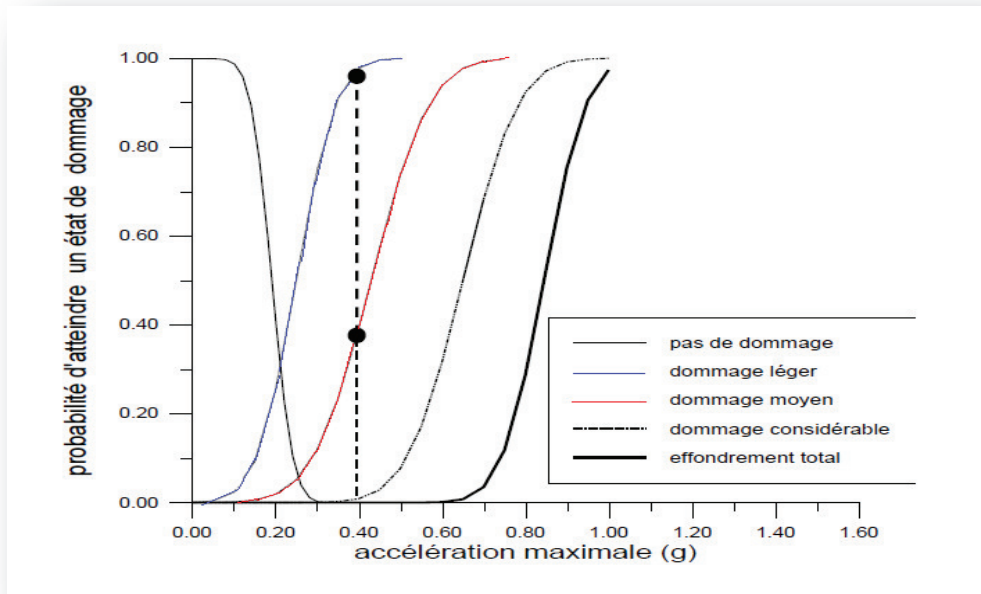


Figure 3.2 : Les courbes de fragilité d'un pont pour cinq états du dommage

2- APPLICATION

Il est constitué de quatre travées, dont deux centrales de portée 33.40m chacune et deux travées de rive de portée 25.00 m chacune pour une longueur totale de 116.80 m. Le tablier est composé de deux voies en béton armé ayant une épaisseur de 20 cm et un tapis d'enrobé de 8 cm d'épaisseur, qui repose sur 7 poutres isostatiques en béton précontraint, de hauteur 1.50 m et d'espacement de 1.60 m. La largeur totale du tablier est de 10 m, avec une largeur roulable de 7.00 m et deux trottoirs identiques de 1,50 m de largeur. Les poutres reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté. Les piles composées de 3 fûts circulaires ont des hauteurs variables de 7.00 m pour celles de rive et de 8.00 m pour celle du milieu (Figures 3.3 et 3.4). Le ferrailage des armatures longitudinales des piles est constitué de 24 T 25, quant au ferrailage transversal, des armatures en cerces de diamètre T16 avec un espacement de 15 cm.

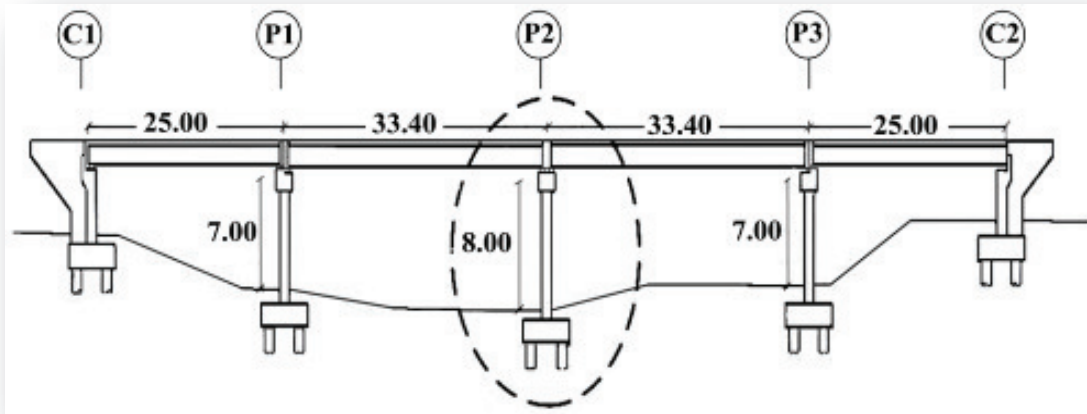


Figure 3.3 :Vue en élévation du pont

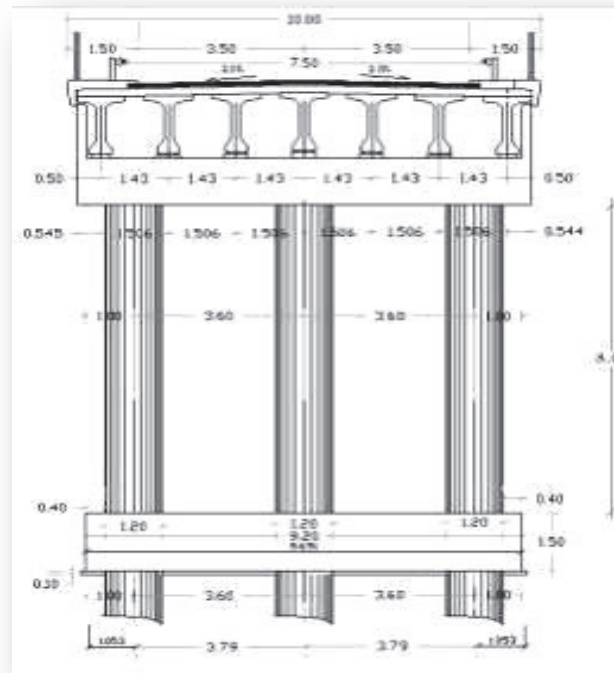


Figure 3.4 :Coupe transversale sur la pile de pont

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

➤ Béton

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

- Ciment CPA 325 dosé à 400 kg/m³

- 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 : $f_{c28} = 27$ Mpa

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

➤ **Acier**

Les armatures utilisées sont des aciers naturels ayant pour caractéristiques :

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

Modélisation transversale de la pile du pont :

Pour analyser le pont dans la direction transversale, la pile centrale (P_2) a été modélisée avec un seul degré de liberté (Figure 3.5). En raison des conditions d'appui de cette pile, il est supposé que la zone plastique se formerait aux extrémités inférieure et supérieure de la pile de pont.

Le poids revenant à la pile de pont sous la combinaison la plus défavorable est estimé à $W = 12600$ KN.

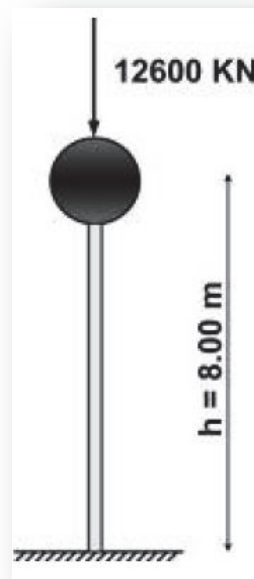


Figure 3.5 : *Modèle de calcul*

❖ **Analyse statique :**

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 (sectional analysis) à l'aide du logiciel XTRACT (*Chadwell, C.B, Imbsen & Associates, 2002*) qui permet d'obtenir le diagramme moment- courbure en fonction des relations contrainte- déformation idéalisées du béton et de l'acier.

La relation moment-courbure a été déterminée sous une charge verticale (axiale) correspondant à la charge de gravité, incluant le poids de la superstructure tributaire ainsi que les charges d'exploitations.

Les étapes pour établir la relation force- déplacement (*Karim et Yamazaki, 2001*) sont décrites au chapitre précédent (voir Figure 2.5).

Une courbe bilinéaire idéalisée a été déduite à partir de la relation force-déplacement obtenue précédemment. 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. Cette valeur est utilisée pour exécuter l'analyse de la réponse dynamique dans le domaine non-linéaire.

Dans l'analyse dynamique, le modèle hystérétique bilinéaire est considéré (*Priestley et al, 1996 ; Karim et Yamazaki, 2001*) avec un facteur d'amortissement de 7%. Le facteur de ductilité μ_d au sommet de la pile de pont est obtenu par l'analyse de la réponse 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.

La ductilité structurale a été déterminée à l'aide de l'analyse pushover (poussée progressive) qui consiste à soumettre la pile de pont à un chargement latéral progressif P , qui causera la plastification au pied et/ou au sommet de la pile puis sa rotation ultime. Le chargement latéral et le déplacement induit sont calculés de façon incrémentale en fonction de la plastification progressive de la pile.

Etablissement la loi force-déplacement par la méthode simplifiée :

Les efforts F_y et F_u peuvent être déterminés à l'aide de l'équation suivant :

$$F = \frac{M}{L_v} \quad (3.1)$$

L_v : La hauteur totale de la pile du pont.

Les déplacements Δ_y et Δ_u peuvent être déterminés au moyen des équations (3.2) et (3.4) à partir de la courbure de la section d'encastrement.

$$\Delta_y = \theta_y \cdot L_v \quad (3.2)$$

Sur la base des relations ressortant de la (figure 3.6), la rotation de plastification de la pile θ_y peut être calculée comme le rapport entre le déplacement nominal de plastification Δ_y et la portée de cisaillement L_v . Elle vaut:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{F_y L_v^3}{3EI} = \frac{M_y}{EI} \cdot \frac{L_v}{3} = \Phi_Y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (3.3)$$

Φ_Y : Représente la courbure nominale de plastification.

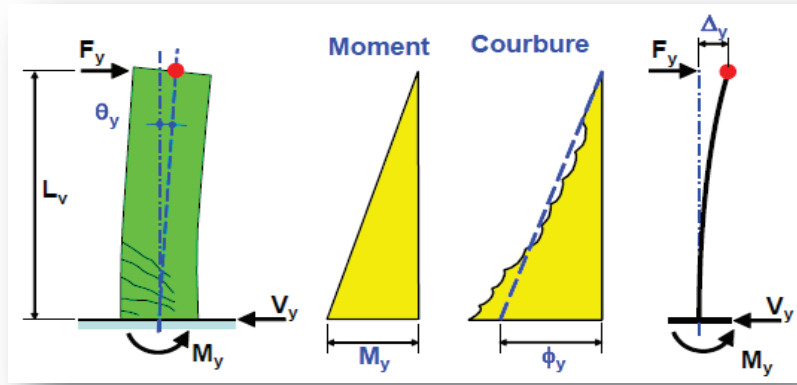


Figure 3.6 : Rotation de plastification de la corde θ_y d'un élément de construction

Le déplacement ultime Δ_u à la rupture de l'élément de construction peut être déterminé à l'aide de l'équation (3.4) ressortant de la (figure 3.7) comme la somme des déplacements élastiques Δ_y et plastiques Δ_p .

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (3.4)$$

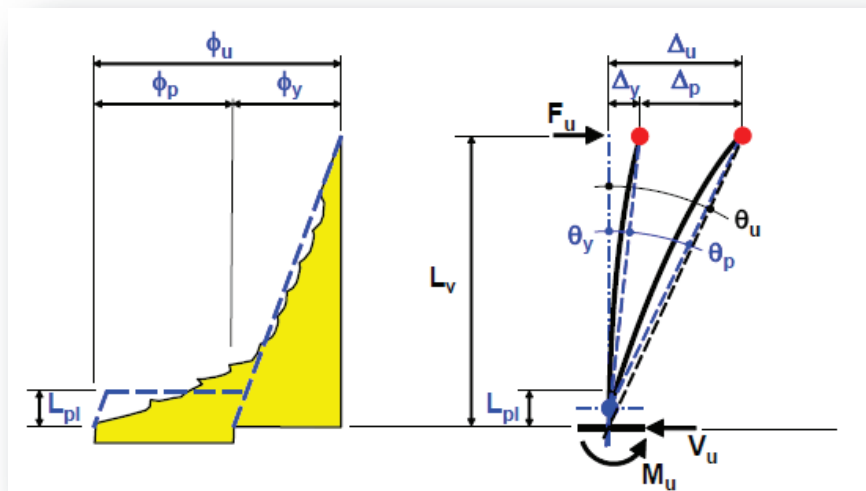


Figure 3.7 : Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction

La rotation plastique peut être calculée comme étant l'intégration de la courbure plastique dans la rotule plastique. L'équation (3.4) devient alors:

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\Phi_u - \Phi_Y) L_{pl} \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (3.5)$$

Φ_u : Représente la courbure ultime de l'élément de construction.

L_{pl} : Représente la longueur plastique, et c'est la zone le long de laquelle a lieu la plastification de l'armature et où des déformations plastiques interviennent $L_{pl} \cong L_v / 10$.

En divisant par L_v , on obtient l'équation permettant de calculer la rotation de la pile à la rupture :

$$\theta_u = \theta_y + (\Phi_u - \Phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}\right) \quad (3.6)$$

Les résultats obtenus à partir de logiciel XTRACT :

$$M_y = 3050 \text{ KN.m} \rightarrow Q_y = M_y/(h/2) = (3050 \times 2)/8 = 762.5 \text{ KN (pour un fût)} \times 3 = 2287.5 \text{ KN}$$

$$M_u = 3721 \text{ KN.m} \rightarrow Q_u = M_u/(h/2) = (3721 \times 2)/8 = 930 \text{ KN (pour un fût)} \times 3 = 2790 \text{ KN}$$

$$\Phi_y = 2.962 \cdot 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

$$\Phi_u = 12.84 \cdot 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

$$\text{On a: } L_{pc} \cong L_v / 10 = 8/10 = 0.8 \text{ m}$$

D'après la figure 3.8, la formule d'un élément de structure bi-encastree:

$$\Delta_y = 0.5 \cdot \phi_y \cdot \frac{H}{2} \cdot \left(\frac{H}{2} + \frac{2}{3} \frac{H}{2}\right) - 0.5 \cdot \phi_y \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{1}{3} \frac{H}{2} \quad (3.7)$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \theta_{pc} \cdot (l_c - 0.5 \cdot (L_{pc} + L'_{pc})) \quad (3.8)$$

$$\theta_{pc} = (\Phi_u - \Phi_y) \cdot L_{pc} \quad (3.9)$$

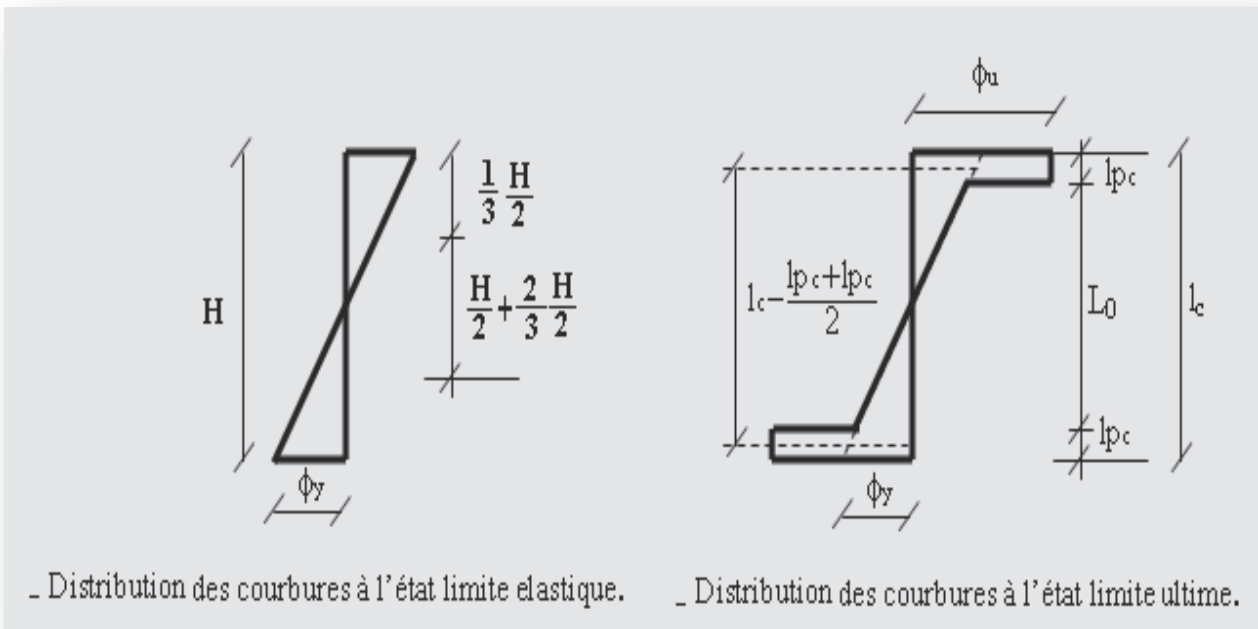


Figure 3.8 : Déplacement élastique et ultime d'un élément de construction (bi-encastree)

$$\Delta_y = 6.32 \text{ cm} \text{ et } \Delta_u = 12.75 \text{ m}$$

$$\text{La ductilité ultime : } \mu_u = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{12.75}{6.32} = 2.017$$

$$\begin{cases} K_1 = \frac{Q_y}{\Delta_y} = 36194.62 \text{ KN/m} \\ K_2 = \frac{Q_u - Q_y}{\Delta_u - \Delta_y} = 7814.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

La (Figure 3.9) illustre la courbe force-déplacement de la pile de pont obtenue à partir de la loi moment-courbure obtenue à partir du logiciel XTRACT.

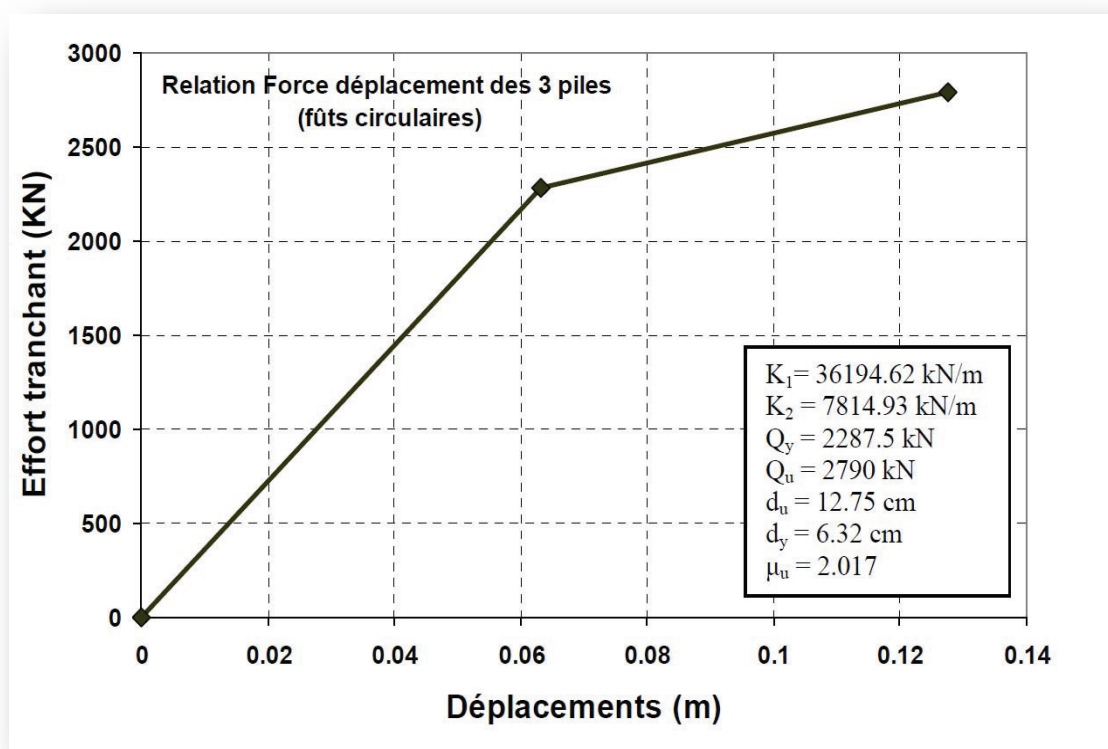


Figure 3.9 : Relation Force – Déplacement des 3 fûts de la pile centrale

❖ Demande en ductilité :

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. Une courbe bi-linéaire en termes de force-déplacement a été adoptée (Figure 3.9). La rigidité structurale initiale a été estimée selon les résultats de l'analyse en capacité utilisant le logiciel XTRACT. Une valeur d'amortissement $\xi = 7 \%$ a été considérée. Au total, quarante et un (41) enregistrements accélérométriques ont été sélectionnés et utilisés dans le cadre de cette analyse.

Pour le calcul de la demande en ductilité de la pile ainsi que les énergies hystérésis et élastique (Figure 3.10), les étapes suivantes ont été suivies :

- Normalisation des quarante et un (41) 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 les surfaces trapézoïdales des énergies pour chaque intervalle.

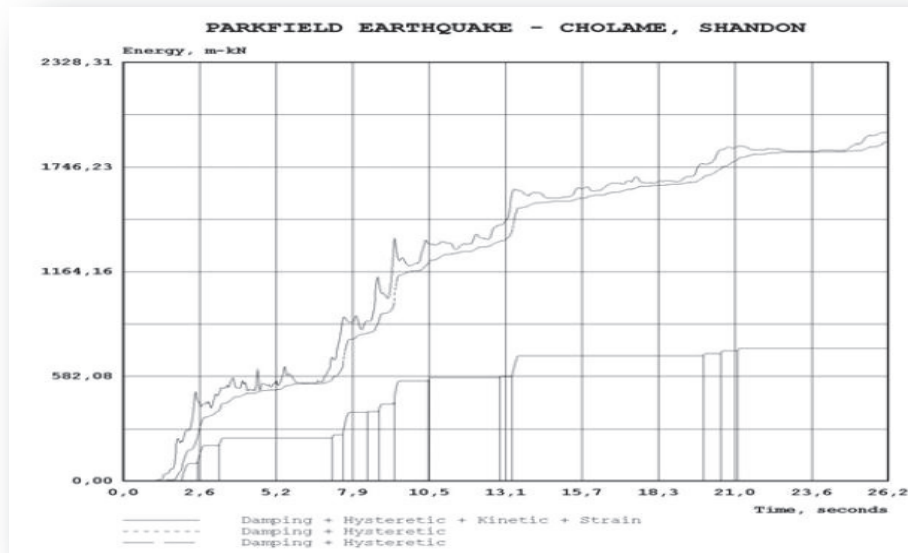


Figure 3.10 : Exemple de courbe de l'énergie obtenue par le logiciel NONLIN pour le séisme de Parkfield Earthquake - Cholame, Shandon à 1g

Un exemple avec le séisme de Kobe est traité. Les résultats de cette analyse sont donnés dans le (Tableau 3.1)

Tableau 3.1 : Demande en ductilité, énergie hystérésis et énergie élastique vis-à-vis du séisme Kobe (EW) : $A_{max} = 0.617g$

PGA	μ_d	μ_u	énergie hystérésis E_h	énergie élastique E_e	μ_h
0.1g	0.557	2.017	/	/	0
0.2g	1.048	2.017	2959.62	41389.568	0.072
0.3g	1.346	2.017	22318.302	93126.528	0.24
0.4g	1.629	2.017	46305.068	165558.272	0.28
0.5g	2.105	2.017	75902.914	258684.8	0.293
0.6g	2.479	2.017	114486.56	372506.112	0.307
0.7g	2.736	2.017	160118.062	507022.208	0.316
0.8g	2.986	2.017	209123.801	663923.535	0.315
0.9g	3.228	2.017	262534.095	840040.37	0.313
1.0g	3.466	2.017	318639.642	1036851.99	0.307

❖ Indices de dommage :

L'étape suivante consiste à déterminer les indices de dommages de la pile de pont soumise à différentes accélérations sélectionnées par la formule (2.5) de *Park et Ang (1985)*.

Le calcul des indices de dommage pour les 41 accélérogrammes utilisés dans cette étude ont été déterminé en faisant varier les niveaux de chaque accélération de 0.1g à 1.0g donnant ainsi 410 résultats.

Le (Tableau 3.2) donne les résultats pour le séisme de Kobe :

Tableau 3.2 : *Indice de Dommage pour le séisme de Kobe EW (USA): $A_{max} = 0.617g$*

PGA	μ_d	μ_h	μ_u	β	DI
0.1g	0.557	0	2.017	0.15	0.276
0.2g	1.048	0.072	2.017	0.15	0.525
0.3g	1.346	0.24	2.017	0.15	0.685
0.4g	1.629	0.28	2.017	0.15	0.828
0.5g	2.105	0.293	2.017	0.15	1.066
0.6g	2.479	0.307	2.017	0.15	1.252
0.7g	2.736	0.316	2.017	0.15	1.38
0.8g	2.986	0.315	2.017	0.15	1.504
0.9g	3.228	0.313	2.017	0.15	1.624
1.0g	3.466	0.307	2.017	0.15	1.741

❖ Les courbes de vulnérabilité :

Pour dériver les courbes de vulnérabilité de la pile de pont soumise à l'action des 41 enregistrements accélérométriques (*Kibboua et al, 2011*), les relations entre l'indice de dommage **DI** et la classe de dommage **DR** telle que montrées dans le (Tableau 2.1) 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.

En résumé, dans les tableaux suivants, sont donnés le nombre d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour les différents accélérogrammes utilisés.

Le Tableau ci-après (Tableau 3.3) donne les résultats pour le séisme de Kobe.

Tableau 3.3: *Nombre d'occurrences pour le séisme de Kobe EW: $A_{max} = 0.617g$*

PGA	DI	0.14<DI<0.40	0.40<DI<0.6	0.6<DI<1.00	DI>1
0.1g	0.276	1	0	0	0
0.2g	0.525	1	1	0	0
0.3g	0.685	1	1	1	0
0.4g	0.828	1	1	1	0
0.5g	1.066	1	1	1	1
0.6g	1.252	1	1	1	1
0.7g	1.38	1	1	1	1
0.8g	1.504	1	1	1	1
0.9g	1.624	1	1	1	1
1.0g	1.741	1	1	1	1

La distribution cumulative pour chaque classe de dommage est illustrée dans le (Tableau 3.4) pour la population entière de un (01) modèle soumis à quarante et un (41) accélérogrammes (enregistrements accélérométriques), ayant un résultat de $41 \times 1 = 41$.

Tableau 3.4 : Occurrence cumulative des états de dommages

PGA	Dommage Léger	Dommage Modéré	Dommage Etendu	Dommage Complet
	$0.14 < DI \leq 0.40$	$0.40 < DI \leq 0.60$	$0.60 < DI < 1.00$	$1.00 \leq DI$
0.1g	25	3	0	0
0.2g	37	18	7	0
0.3g	40	25	17	2
0.4g	41	31	23	12
0.5g	41	34	30	16
0.6g	41	38	32	19
0.7g	41	39	33	22
0.8g	41	40	34	27
0.9g	41	40	39	31
1.0g	41	41	39	31

En se basant sur les résultats du (Tableau3.4), la probabilité cumulée est montrée dans le (Tableau 3.5) :

Tableau 3.5 : Probabilité cumulée

PGA	Dommage Léger	Dommage Modéré	Dommage Etendu	Dommage Complet
	$0.14 < DI \leq 0.40$	$0.40 < DI \leq 0.60$	$0.60 < DI < 1.00$	$1.00 \leq DI$
0.1g	0.609756	0.073171	0	0
0.2g	0.902439	0.439024	0.170732	0
0.3g	0.97561	0.609756	0.414634	0.04878
0.4g	1	0.756098	0.560976	0.292683
0.5g	1	0.829268	0.731707	0.390244
0.6g	1	0.926829	0.780488	0.463415
0.7g	1	0.95122	0.804878	0.536585
0.8g	1	0.97561	0.829268	0.658537
0.9g	1	0.97561	0.95122	0.756098
1.0g	1	1	0.95122	0.756098

La probabilité cumulée en pourcentage est donnée dans le (Tableau 3.6) :

Tableau 3.6 : Probabilité cumulée en pourcentage

PGA	Dommage Léger	Dommage Modéré	Dommage Etendu	Dommage Complet
	$0.14 < DI \leq 0.40$ (%)	$0.40 < DI \leq 0.60$ (%)	$0.60 < DI < 1.00$ (%)	$1.00 \leq DI$ (%)
0.1g	60.98	7.32	0	0
0.2g	90.24	43.9	17.07	0
0.3g	97.56	60.98	41.46	4.88
0.4g	100	75.61	56.1	29.27
0.5g	100	82.93	73.17	39.02
0.6g	100	92.68	78.05	46.34
0.7g	100	95.12	80.49	53.66
0.8g	100	97.56	82.93	65.85
0.9g	100	97.56	95.12	75.61
1.0g	100	100	95.12	75.61

La fonction de densité de probabilité de la distribution log-normale est donnée à l'équation (3.10)

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x \sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)} \quad (3.10)$$

Où :

x : La valeur à laquelle est évaluée la fonction.

μ : La valeur moyenne du PGA.

σ : La fonction log standard de distribution (l'écart type).

La distribution log-normale cumulative est obtenue par intégration de la fonction de densité, montrée dans l'équation (3.11) :

$$F(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x \sigma \sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{e^{-\left(\frac{(\ln(t)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}}{t} dt \quad (3.11)$$

Afin d'obtenir les deux paramètres qui définissent la distribution log-normale (**μ** , **σ**), l'outil SOLVEUR de Microsoft Excel[®] a été utilisé. La procédure de cet outil est la suivante :

1. Adopter une valeur initiale de la moyenne **μ** et de l'écart type **σ** .
2. Tracer les valeurs de la probabilité cumulée pour une classe de dommage donnée (exemple Tableau 3.7).
3. Calculer la distribution log-normale cumulative en utilisant les deux valeurs préliminaires de (**μ** , **σ**).
4. Calculer la somme des différences entre la probabilité cumulée et la probabilité de la distribution du log-normal, c'est-à-dire la probabilité construite dans l'étape 3 et la probabilité construite dans l'étape 2.
5. Exécuter le code d'optimisation inclus dans Microsoft Excel[®].
6. Répéter cette procédure pour chaque état de dommages.

Tableau 3.7 : Code optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI \leq 0.40$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0.6097561	0.609754176	1.92E-06
0.2	0.902439	0.910848099	0.008409074
0.3	0.9756098	0.975600108	9.65E-06
0.4	1	0.992095895	0.007904105
0.5	1	0.997082508	0.002917492
0.6	1	0.998807864	0.001192136
0.7	1	0.999471723	0.000528277
0.8	1	0.999749883	0.000250117
0.9	1	0.999874871	0.000125129
1	1	0.99993441	6.56E-05
			0.02140349

Moyenne	-1.375273227
Ecart type	0.805871674

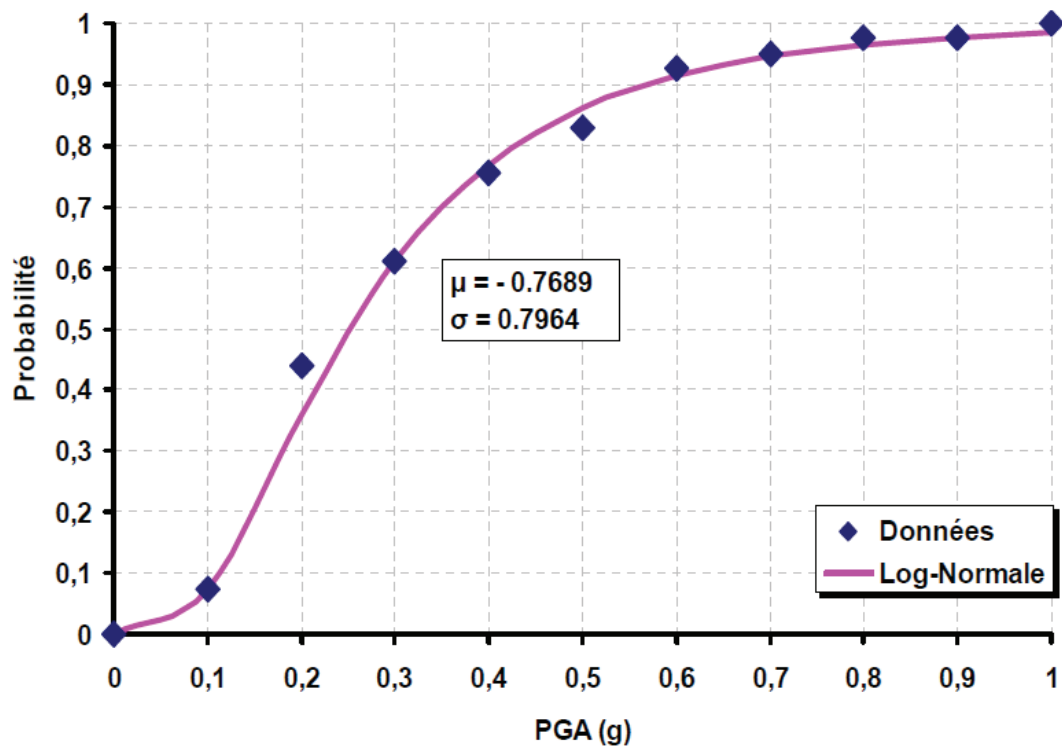


Figure 3.11: Courbe de fragilité pour la classe de dommage léger

Tableau 3.8 : Code optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI \leq 0.60$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0.073170732	0.073170805	7.32E-08
0.2	0.43902439	0.359519736	0.07950465
0.3	0.609756098	0.610078415	0.00032232
0.4	0.756097561	0.768248239	0.01215068
0.5	0.829268293	0.861017828	0.03174954
0.6	0.926829268	0.91502372	0.01180555
0.7	0.951219512	0.946887301	0.00433221
0.8	0.975609756	0.966069059	0.0095407
0.9	0.975609756	0.977870127	0.00226037
1	1	0.985287169	0.01471283
			0.16637892

Moyenne	-0.768903709
Ecart type	0.796408455

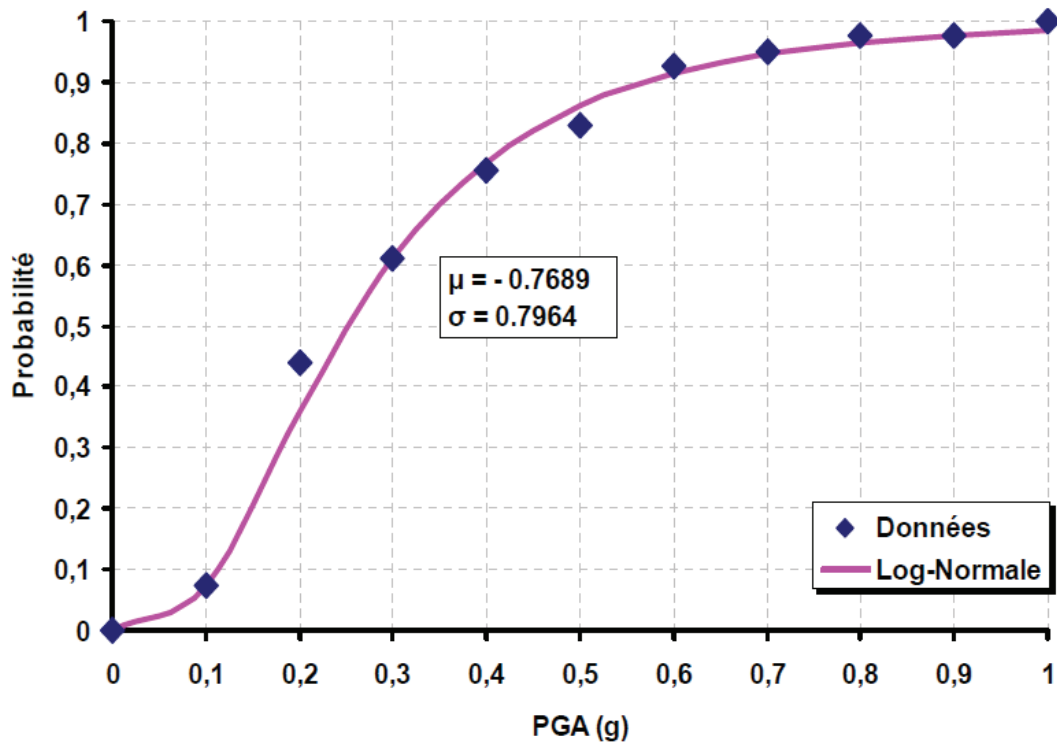


Figure 3.12 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage modéré

Tableau 3.9 : Code optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 <DI< 1.00$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0	0.019936103	0.0199361
0.2	0.170731707	0.170731719	1.20E-08
0.3	0.414634146	0.37995449	0.03467966
0.4	0.56097561	0.560609642	0.00036597
0.5	0.731707317	0.694223165	0.03748415
0.6	0.780487805	0.78762058	0.00713278
0.7	0.804878049	0.851680386	0.04680234
0.8	0.829268293	0.8954978	0.06622951
0.9	0.951219512	0.925612194	0.02560732
1	0.951219512	0.946480903	0.00473861
			0.24297644

Moyenne	-0.56462852
Ecart type	0.792444702

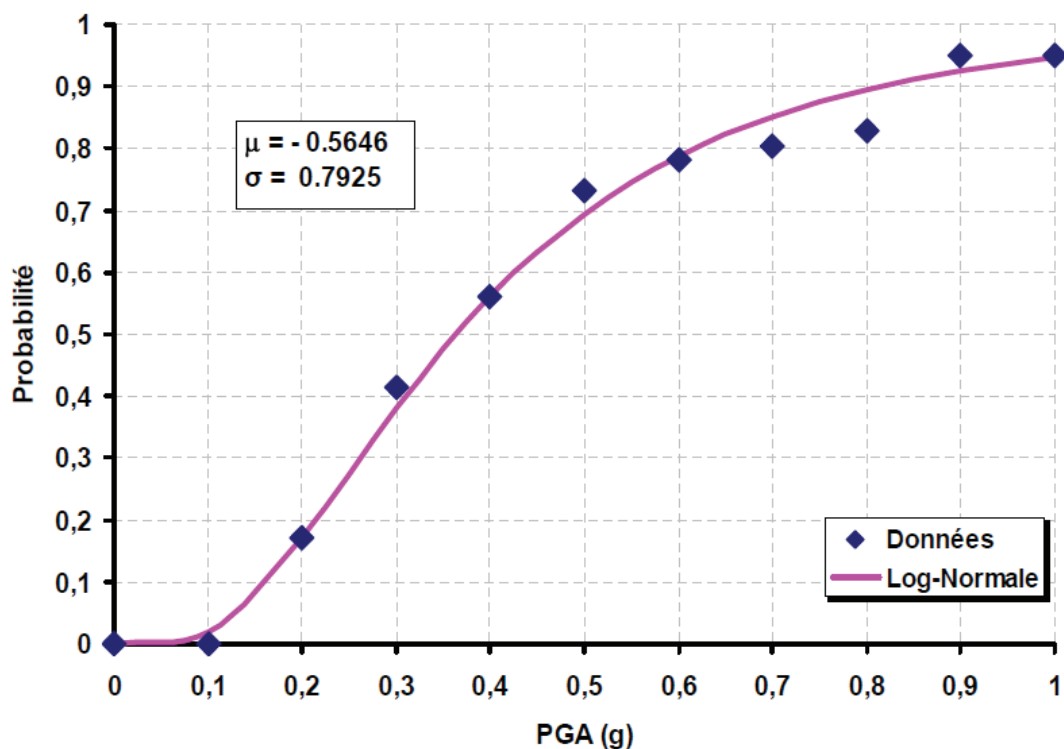


Figure 3.13 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage étendu

Tableau 3.10 : Code optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$

PGA (g)	Probabilité cumulée	Probabilité Log-Normale Cumulative	Différence
0.1	0	0.000838092	0.00083809
0.2	0	0.025072879	0.02507288
0.3	0.048780488	0.102692166	0.05391168
0.4	0.292682927	0.219133404	0.07354952
0.5	0.390243902	0.346757026	0.04348688
0.6	0.463414634	0.467019414	0.00360478
0.7	0.536585366	0.571603546	0.03501818
0.8	0.658536585	0.658536388	1.97E-07
0.9	0.756097561	0.728934728	0.02716283
1	0.756097561	0.785091401	0.02899384
			0.29163888

Moyenne	-0.26191916
Ecart type	0.765263722

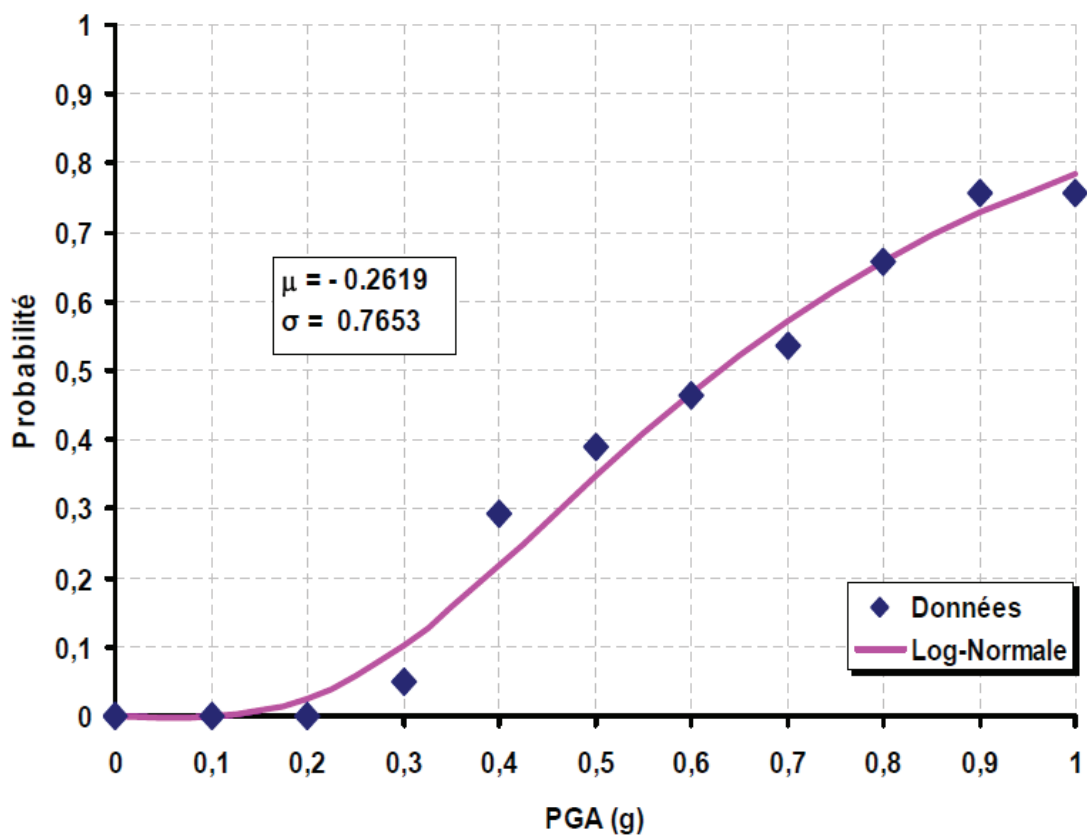


Figure 3.14 : Courbe de fragilité pour la classe de dommage complet

Les courbes de vulnérabilité de la pile de pont correspondant aux différents états de dommages sont illustrées dans la (Figure 3.15).

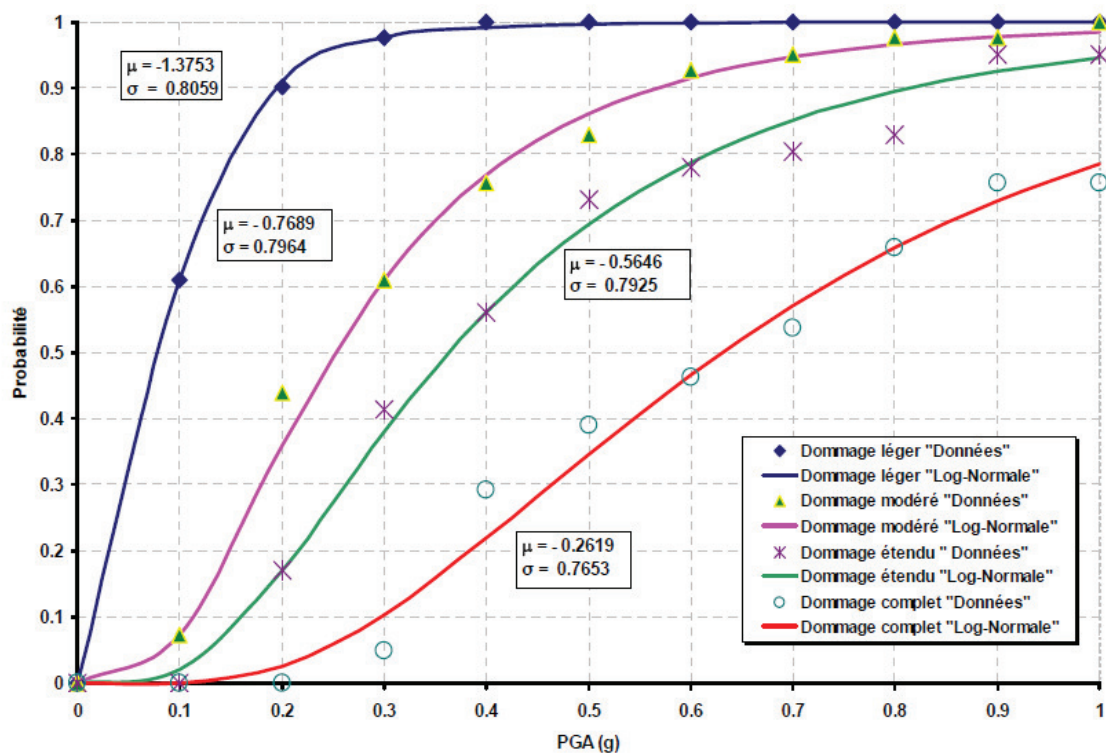


Figure 3.15 : Courbes de fragilité de la pile du pont de tous les états de dommages

CONCLUSION GENERALE

L'état de l'art en matière de méthodes de développement des fonctions de vulnérabilité des piles de pont en béton armé a été présenté, en mettant en exergue toutes les approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité. Cependant, il convient de mentionner qu'il n'existe pas de méthode de calcul universelle pour générer les fonctions de vulnérabilité. Les différentes méthodes peuvent être préférées les unes par rapport aux autres selon les circonstances. L'établissement des courbes de vulnérabilité par le biais de simulations numériques pour un système structurel particulier reste la plus intéressante en définissant ses différents états de dommages.

Les ponts sont des structures dont les piles présentent généralement peu de redondance et constituent souvent le système de contreventement principal ; en d'autre terme la vulnérabilité des piles ou colonnes est équivalente à la vulnérabilité du système tout entier du pont.

- L'analyse des dommages est évaluée en premier lieu par le choix de mode de rupture du pont, dans notre cas, nous avons établie les courbes de vulnérabilité de la pile du pont sous l'effet de l'effort de flexion.
- Un pont en béton armé représentatif de la réalité Algérienne a été identifié pour le développement des courbes de vulnérabilité (fragilité) analytique de la pile du pont en utilisant la méthode basée sur des simulations numériques (*Kibboua, 2011 ; 2012*).

L'évaluation de la vulnérabilité de la pile de pont en béton armé à trois fûts circulaires par des simulations numériques a permis de développer des courbes de fragilité analytiques à partir d'une banque de données des enregistrements sismiques (accélérométriques).

L'analyse de ces courbes a permis de déduire les conclusions suivantes :

- La production d'un état de dommage dépend de deux types d'analyses importantes, la première ; une analyse statique sectionnelle (XTRACT) et la deuxième une analyse dynamique temporelle (NONLIN).
- L'évaluation des dommages de la pile du pont est quantifiée par l'indice de dommage.
- Le calibrage des indices de dommage pour chaque classe de dommage, a permis d'obtenir le rapport de dommage correspondant à chaque niveau d'excitation.
- Une pile de pont peut subir différents états de dommage par différents séismes qui ont la même accélération.

En tout état de cause, ce mémoire représente une petite contribution par rapport à un thème de recherche aussi vaste que compliqué.

REFERENCES

- Basoz, N. I. Kiremidjian, A. S. King, S. A and 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.
- Chadwell, C.B., Imbsen & Associates.**"XTRACT - Cross Section Analysis Software for Structural and Earthquake Engineering".<http://www.imbsen.com/xtract.htm>. 2002.
- Charney, F.A.** “NONLIN – Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems”. Federal Emergency Management Agency Training Center, Emmitsburg, Maryland, Advanced Structural Concepts, Golden, CO and Schnabel Engineering, Denver, Co. 1998.
- 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.
- Kawashima, K and Unjoh, S.** “The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-ken nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic codes”, Journal of earthquake Engineering, 1(3):505-541, 1997.
- Kibboua Abderrahmane** : « Développement d’une méthodologie d’analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts Algériens », Thèse de doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, **2012**.
- Kibboua, A., Naili, M., Benouar, D., Kehila, F.,** “Analytical fragility curves for typical Algerian reinforced concrete bridge piers”, Structural Engineering and Mechanics (SEM), Vol. (39), N°. (3). 411-425, **2011**.
- Nielson, B.** “Bridge seismic fragility-functionality relationships: a requirement for loss estimation in Mid-America”, CBE Institute Jan 5-11, Texas A&M University, 2003.
- Park, Y. J and Ang, AH-S.**“Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings”. Journal of Structural Engineering, ASCE ; 111(4):740-757, 1985.

Priestley, M.J.N. Seible, F and Calvi, G.M. « Seismic Design and Retrofit of Bridges », John Wiley and Sons, New York, USA, 1996.

Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J and Naganuma, T. “Statistical analysis of fragility curves”, Journal of Engineering Mechanics, 126(12), 1224-1231, 2000a.

Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H -K and Kim, S –H. “Nonlinear static procedure for fragility curve development”, Journal of Engineering Mechanics, 126(12), 1287-1296, 2000b.

Shinozuka, M. Grigoriu, 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.

Tinawi, R. Tremblay, S and Filiatrault, A. Étude du comportement séismique des ponts et viaducs du Québec. Coll. « Rapport ». École Polytechnique de Montréal. Canada, 1993a.

Uang, C. M and Bertero, V. V. “Evaluation of seismic energy in structure”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 19:77- 90. 1990.