

SOMMAIRE

Chapitre 1 Introduction Générale.....	1
1.1 Introduction.....	1
1.2 Organisation du travail.....	2
Chapitre 2 Etude Bibliographique.....	4
2.1 Introduction.....	4
2.2 Problématique.....	4
2.3 Description des approches d'estimation des dommages	6
2.4 État de l'art en matière de mise en place des courbes de fragilité	8
2.5 Etude critique.....	12
2.6 Présentation du travail à effectuer.....	13
Chapitre 3 Méthodes d'Etablissement des Courbes de Fragilité.....	14
3.1 Introduction.....	14
3.2 Méthodes analytiques.....	14
3.2.1 Introduction.....	14
3.2.2 courbes de fragilité.....	15
3.2.3 Description de la méthode de Park et Ang.....	16
3.2.3.1 Introduction.....	16
3.2.3.2 l'approche de Park Ang.....	17
3.2.3.2.1 Principe	17
3.2.3.2.2 Analyse statique.....	19
3.2.3.2.3 Analyse dynamique.....	21
3.2.3.2.4 Estimation du taux de dommage.....	22
3.2.3.2.5 Courbes de fragilités.....	22
3.2.4 Méthode statique équivalente.....	23
3.2.4.1 Introduction.....	23
3.2.4.2 La méthode de la capacité spectrale.....	24
3.2.4.2.1 La courbe de capacité.....	24
3.2.4.2.2 Spectre de demande.....	28
3.2.4.2.3 La performance de l'ouvrage.....	30
3.2.4.2.4 Courbes de fragilité.....	31
3.3 Conclusions.....	32
Chapitre 4 Développement des Courbes de Fragilité en Utilisant l'Approche de Park_Ang(1985).....	33
4.1 Introduction.....	33
4.2 Description des ponts.....	33
4.2.1 Description générales des ponts.....	32
4.2.2 modélisation des ponts.....	36
4.3 Développement des courbes de fragilité.....	39
4.3.1 Analyse statique.....	39
4.3.2 Analyse dynamique.....	40
4.3.2.1 Classification des séismes utilisés.....	40
4.3.2.2 Présentation des résultat de l'étude dynamique	41
4.3.3 Analyse des dommages.....	42

4.3.4 établissement des courbes de fragilité.....	46
4.4 Conclusions	50
Chapitre 5 Développement des Courbes de Fragilité en Utilisant la Méthode de Capacité Spectrale.....	51
5.1 Introduction.....	51
5.2 Développement des courbes de fragilité.....	51
5.2.1 La méthode de la capacité spectrale.....	51
5.2.1.1 Analyse pushover.....	52
5.2.1.2 Spectre de demande.....	53
5.2.1.3 Evaluation de la performance.....	55
5.2.2 Construction des courbes de fragilité.....	61
5.3 Etude comparative.....	67
5.3.1 Etude comparative entre les deux approches.....	67
5.3.2 Etude comparative entre les résultats obtenus dans le chapitre 4 et 5 et les résultats de Shinozuka.....	70
5.4 Conclusions.	72
Chapitre 6 Conclusion Générale	73

La liste des Figures

3.1	Les courbes de fragilité des deux ponts.....	15
3.2	Les courbes de fragilité d'un pont correspondent à cinq états du dommage	16
3.3	Les étapes d'établissements des courbes de fragilité par l'approche de Park-Ang...	19
3.4	Le principe d'évaluation des réponses statiques d'un système.....	19
3.5	Les caractéristiques d'une section d'une pile en béton armé.....	20
3.6	Le diagramme Moments fléchissant _courbure.....	20
3.7	Le diagramme effort tranchant -déformation de cisaillement	20
3.8	Evaluation des composantes de flexion et de cisaillement d'une section d'une pile.....	21
3.9	Courbe de capacité (FEMA356).....	26
3.10	Courbe de capacité (Eurocode 8).....	26
3.11	Spectre de réponse élastique.....	27
3.12	Spectre de demande élastique.....	27
3.13	Spectre de demande inélastique.....	28
4.1	Elévation de pont yama.....	33
4.2	Section transversale des piles.....	33
4.3	Elévation de pont à pile circulaire.....	34
4.4	Section transversale des piles.....	34
4.5	Elévation et vue en plan de pont courbe	35
4.6	Les coupes d'une dalle et une pile	35
4.7	Un modèle non linéaire d'une pile.....	36
4.8	Les caractéristiques d'une section Des piles des trois ponts.....	37
4.9	Les courbes moments- courbures des sections des piles des trois ponts.....	37
4.10	La courbe force- déplacement d'une pile de pont 1.....	38
4.11	La courbe force- déplacement d'une pile de pont 2.....	38
4.12	La courbe force- déplacement d'une pile de pont 3.....	39
4.13	Les événement sismique (PGA=0.1g).....	40
4.14	Le déplacement maximal moyen des ponts en fonction de PGA (a, b, c).....	41
4.15	Le pourcentage de production des dommages (pont 1).....	45
4.16	Le pourcentage de production des dommages (pont 2).....	45
4.17	Le pourcentage de production des dommages (pont 3).....	45

4.18	Courbe de fragilité du pont 1 en fonction de PGA.....	48
4.19	Courbe de fragilité du pont 2 en fonction de PGA.....	49
4.20	Courbe de fragilité du pont 3 en fonction de PGA.....	49
5.1	Courbe pushover du pont 1.....	53
5.2	Courbe de capacité de pont 1.....	53
5.3	Courbe pushover du pont 2.....	53
5.4	Courbe de capacité du pont 2.....	53
5.5	Courbe pushover de pont 3.....	53
5.6	Courbe de capacité de pont 3.....	53
5.7	Les étapes de productions des états de dommage du pont 1.....	54
5.8	Les étapes de productions des états de dommage du pont 2.....	56
5.9	Les étapes de productions des états de dommage du pont 3.....	57
5.10	Spectres de demandes élastiques en fonction de l'accélération maximale (PGA=0.1g-1g).....	59 -60
5.11	Les points de performance du pont 1 en fonction de l'accélération maximale.....	60-61
5.12	Les points de performances du pont 2 en fonction de l'accélération maximale ...	63-64
5.13	Les points de performance du pont 3 en fonction de l'accélération maximale	64-65
5.14	La performance du pont 1 en fonction de l'accélération maximale.....	66
5.15	La performance du pont 2 en fonction de l'accélération maximale.....	66
5.16	La performance du pont 3 en fonction de l'accélération maximale.....	66
5.17	Courbe de fragilité du pont circulaire (PGA seulement+ contenu fréquentiel).....	69
5.18	Courbe de fragilité du pont yama (PGA seulement + contenu fréquentiel).....	69
5.19	Courbe de fragilité du pont courbé (PGA seulement + contenu fréquentiel)	69
5.20	Les courbes de fragilité du pont 2 (a : Dommage léger, b : Effondrement total).....	72
5.21	Les courbes de fragilité du pont 1	75
5.22	Les courbes de fragilité du pont 2	76
5.23	Les courbes de fragilité du pont 3.....	76

Chapitre 1

Introduction Générale

1.1 Introduction.

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 lourds 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) des erreurs commises au niveau de la réalisation et de la technique de la réalisation ainsi que 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 représente un outil efficace. Cette étude est exprimée par l'estimation des dommages qui peuvent se produire au niveau d'une structure. Cette estimation peut être présentée suivant plusieurs techniques telles que, le pourcentage des dommages, les courbes de fragilité et de la vulnérabilité ou bien en terme de coût de perte.

L'établissement des courbes de fragilité des structures représente l'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 différentes systèmes en se basant sur l'opinion des experts .Un certains 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.

L'application de l'une de ces approches représente l'essentiel de ce travail. L'objectif principal est d'établir des courbes de fragilité de trois ponts pour différents séismes. On considère dans cette étude deux approches analytiques pour évaluer ces courbes de fragilité : l'approche dynamique de Park-Ang et la méthode statique équivalente appelée la méthode de la capacité spectrale. Les événements sismiques utilisés dans ce travail sont classés suivant leurs accélérations maximale .Ce travail va nous permettre de mener une étude paramétrique afin d'une part d'établir les courbes de fragilité des trois ponts étudiés en utilisant les deux approches analytiques et d'autre part faire une étude comparative entre les résultats des deux approches .

1.2 Organisation du travail

Ce travail est organisé en sept chapitres. Le chapitre 1 contient une introduction générale du travail réalisé.

Le chapitre 2 présente une revue de la littérature des différentes approches développées pour estimer des dommages en général ainsi que les études réalisées pour estimer les dommages en se basant sur les approches définies précédemment.

Le chapitre 3 présente une description détaillée des deux approches utilisées dans ce travail.

Le chapitre 4 est consacré à l'établissement des courbes de fragilités des trois ponts en utilisant l'approche dynamique de Park-Ang.

Le chapitre 5 est consacré à établir les courbes de fragilité des trois ponts en utilisant la méthode de la capacité spectrale. De plus, une étude comparative entre les résultats obtenus par les méthodes de Park-Ang et de la capacité spectrale sera également présentée.

Enfin, le chapitre 6 clôture le présent travail avec des conclusions et des recommandations pour des travaux futurs.

Chapitre 2 Etude Bibliographique

2.1 Introduction

L'évaluation de la réponse sismique des structures représente l'un des axes de recherche dans le calcul des structures les plus étudiés. Des dommages considérables au niveau des structures ont été observés durant de récents séismes. Ces endommagements ont exigé des chercheurs l'amélioration des codes sismiques afin de réduire les pertes. Cette réduction du risque sismique nécessite la prévision des dommages aux niveaux des différentes structures lors d'un séisme.

Les courbes de fragilité représentent à ce jour le meilleur outil pour estimer les différents états de dommages qui peuvent se produire au niveau des différents systèmes structuraux ainsi que la probabilité de les atteindre. A cet effet, un certain nombre des travaux ont été initiés durant les deux dernières décennies afin d'estimer la vulnérabilité des systèmes.

Ce chapitre va nous permettre de présenter une revue bibliographique sur, d'une part, les méthodes et approches développées pour estimer les dommages et, d'autre part, sur les diverses études réalisées dans cet axe en se basant sur les approches développées.

2.2 Problématique

Le nombre important des 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 est impact d'un future séisme sur une structure.

La majorité des travaux réalisés dans le passé est limitée à l'évaluation des réponses des différentes structures sous chargement sismique. Ces travaux nous donnent quelques informations importantes sur le comportement de ces systèmes, mais ces résultats restent insuffisants dans le sens où beaucoup de questions restent posées, ainsi :

- on ne sait pas si sous chargement sismique, il y' a des dommages qui peuvent se produire au niveau de ces systèmes et quels sont leurs degrés.
- Est ce que ces dommages se produisent au niveau des éléments principaux (poteau, poutre, fondation..etc), des éléments secondaires ou bien des éléments de décoration.

- Est ce que les systèmes de construction actuels sont bons ou non tel que les systèmes poteau -poutre, structures en voile en béton armé.. Etc.
- qu'elle est le type de construction qui résiste le mieux : les structures en béton armé, en charpente métallique, en maçonnerie ou bien les structures mixtes.

Ces problèmes exigent de chercher d'autres axes dans le domaine de l'analyse des structures afin de mieux comprendre le comportement d'une structure sous chargement sismique et de répondre aux questions posées.

La prévision des dommages des structures représente une tâche très importante qui vient répondre à ces problèmes et compléter les travaux déjà réalisés afin d'améliorer les règlements parasismiques .

L'établissement des courbes de fragilité représente le meilleur outil pour estimer les dommages des différents systèmes. Ces courbes consistent à donner deux informations principales :

- Qu'elles sont les états du dommage subis au niveau d'un système
- Qu'elle est la probabilité d'atteindre ou bien de dépasser ces états de dommage.

La question qui se pose maintenant, comment peut-on établir ces courbes de fragilité et comment peut-on arriver à de bons résultats ?

La réponse à ces questions dépend de trois éléments essentiels : le premier concerne le choix de l'approche, le deuxième concerne les systèmes étudiés ainsi que leurs caractéristiques et la dernière partie concerne les informations sur le site (le sol et les événements sismiques).

En ce qui concerne la première partie, le choix d'une ou plusieurs approches dépend de plusieurs facteurs :

- La forme du résultat qu'on veut obtenir.
- Le facteur du temps et de coût.
- L'existence de résultats antérieurs obtenus par ces approches.
- Les outils de travail disponibles tels que les codes de calcul, les instruments d'observations ainsi que le matériel d'expérimentation.
- Les données des dommages des structures après un séisme.

La deuxième partie concernant les systèmes étudiés dépend de plusieurs facteurs :

- Le type du système étudié : complexe ou bien simple à modéliser.
- L'importance des systèmes étudiés : construction d'habitation, des établissements scolaires, systèmes d'infrastructures...etc.
- Le nombre des systèmes étudiés et leurs classifications.

La troisième partie contient les facteurs suivants :

- Les informations disponibles concernant les caractéristiques du site, les événements sismiques disponibles ainsi que leur nombre.
- Les paramètres choisis pour présenter les courbes de fragilité des systèmes.

Une fois ces étapes entamées, plusieurs applications sur différentes structures peuvent être considérées. Ces applications nous aident à mettre en place une relation entre les paramètres de ces structures et les dommages produits et à classer les structures suivant leurs degrés de vulnérabilité.

Il faut noter enfin que ces courbes de fragilité nous aident à établir des cartes de vulnérabilité. Ces cartes permettent de nous donner des informations concernant le taux du dommage qui peut se produire au niveau de différents sites là où il y a une probabilité d'occurrence des séismes.

2.3 Description des approches d'estimation des dommages

La probabilité d'atteindre des dommages au niveau des structures pour un séisme donné est représentée par la relation dommage- séisme. Cette relation peut être exprimée sous forme d'une matrice de probabilité du dommage (DPM) [3], de courbes de fragilité ou bien d'autres formes.

Plusieurs efforts ont été mis en œuvre dans le passé pour développer ces formes des dommages. Ces efforts sont classés en cinq approches : 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 et les systèmes experts.

Le premier effort réalisé pour quantifier la vulnérabilité des structures vient de l'organisme ATC (Applied technology council) : rapport ATC-13 [3]. Ce rapport a été développé en 1985 par un groupe de 42 experts dans le domaine du génie parasismique, dans une période où les données des enregistrements des séismes ainsi que les données des dommages ont été peu nombreuses. Cette vulnérabilité est présentée sous forme d'une matrice de probabilité de dommage qui donne l'état du dommage qui se produit au niveau d'un système en fonction de l'intensité d'un séisme. Les structures étudiées dans ce rapport sont classées en 78 systèmes. Par exemple, les ponts sont classés en fonction de la longueur des travées en deux types : $L > 152.5\text{m}$ et $L < 152.5\text{m}$. Les résultats obtenus ont été révisés par les experts plusieurs fois jusqu'à l'établissement du rapport final ATC-13 afin de minimiser les erreurs.

En effet, le ATC 13 devient rapidement une référence standard pour l'estimation de la vulnérabilité jusqu'au séisme de Northridge (1994), où les dégâts causés par ce séisme



dépassaient les prévisions de ATC-13. Après cet événement des efforts ont été mis en place pour modifier le ATC13 en utilisant les données des dommages du séisme de Northridge (1994). A cet effet, le programme HAZUS d'estimation du risque sismique à été mise en place en 1997. Ce programme à été entrepris par NIBS (National Inventory buildings systems) et financée par FEMA (Federal emergency management Agency) [14]. Le programme HAZUS est basée essentiellement sur des fonctions des dommages obtenues par la combinaison de deux approches : L'une basée sur les opinions d'experts et l'autre sur une approche analytique. La première approche est basée sur les données d'endommagements occasionnés par des séismes passés, les problèmes liés au sol, la classification des sites et des structures, l'interprétation des données économiques, la classification de la population et le type d'estimation souhaité. La seconde approche permet de faire une analyse sur différents systèmes afin d'établir des courbes de fragilité par le biais de la méthode statique non linéaire. Il faut noter que ces courbes de fragilité sont déterminées en fonction de deux paramètre d'un séisme : spectre du déplacement et spectre d'accélération. Le programme HAZUS a remplacé le ATC 13 comme un outil d'estimation du risque sismique. Il faut noter que ce programme est applicable seulement pour des sites et des structures situées aux Etats Unis.

L'approche empirique permet d'estimer les dommages de structures en se basant sur des données réelles de dommages observés après un séisme. Cette approche est réaliste, du fait qu'elle relie ces données de dommages avec les paramètres d'un séisme (source, trajectoire, magnitude.), du site (différentes caractéristiques) et des structures endommagées (type de fondation, type de construction, nombre d'étage, les composantes principales et secondaire...etc.).L'approche empirique devient rapidement la plus utilisable dans une période ou le nombre des séismes est important (1989-2002). Enfin, il faut noter que les résultats obtenus par le biais de cette approche ne sont applicables que pour le site étudié et le séisme produit. En plus, ces résultats sont couramment utilisés pour vérifier la fiabilité des résultats d'autres approches [3].

Une autre approche peut être utilisée pour estimer la vulnérabilité des structures, c'est l'approche expérimentale [3]. Comme son nom l'indique, cette approche utilise les résultats tirés des essais réalisés au laboratoire sur des systèmes ou bien des éléments de ces systèmes. Ces essais nous aident à déterminer et mieux comprendre le comportement réel d'une structure sous différents chargements et par suite d'établir une relation entre les dégradations produites et les paramètres concernant le type de chargement et la structure. Cependant, l'application d'un chargement similaire à un

chargement sismique sur une structure est très difficile. En plus, ce type d'essais est très coûteux et on ne peut dans tous les cas, faire une application sur une structure réelle avec ses différents éléments. Cette approche est souvent combinée et utilisée avec d'autres approches telles que l'approche analytique.

L'avant dernière approche qu'on va citer est l'analytique. Elle représente une nouvelle technique pour estimer la vulnérabilité des différents systèmes en se basant sur les caractéristiques du système étudié, du site et le modèle de calcul. L'approche analytique devient la plus utilisable dans le cas où les données des dommages n'existent pas. Elle peut être menée soit par une analyse dynamique soit par une analyse statique non linéaire des structures en utilisant des simplifications concernant, d'une part, le modèle des structures étudiées et, d'autre part, les procédures de calcul. Enfin, il faut noter que les courbes de fragilités peuvent être développées en fonction des différents paramètres d'un séisme tels que ; PGA (accélération maximale), PGV (vitesse maximale), PGD (déplacement maximum), l'intensité, la magnitude.

La dernière approche citée dans la littérature est une approche récemment développée pour l'estimation de la vulnérabilité des structures en se basant sur les réseaux de neurones artificiels [27]. Cette approche est venue pour résoudre les difficultés liées à la prévision ou bien la détection des éléments endommagés, l'incertitude sur les données, l'insuffisance des résultats obtenus et les erreurs liées à la modélisation. Cette approche comprend quatre étapes : la première est de constituer une base de données des dommages observés sur les structures lors d'un séisme passé. Ensuite, il faut choisir l'architecture du réseau de neurones, en fixant, entre autres, le nombre des couches et le nombre de neurone par couche. La troisième étape est la phase de l'apprentissage où on met en relation une ou plusieurs données avec les résultats observés. L'algorithme d'apprentissage se charge alors d'ajuster les relations entre neurones de façon à faire correspondre les données aux résultats connus. Enfin, un test de validation est effectué pour prouver l'efficacité du réseau.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les différentes études réalisées pour établir les courbes de fragilité des différents systèmes en utilisant les approches citées précédemment.

2.4 État de l'art en matière de mise en place des courbes de fragilité

Plusieurs études ont été menées afin de mettre en place des courbes de fragilité et ce en se basant sur les cinq approches décrits précédemment. Le présent paragraphe va nous permettre de présenter ces études.

Hwang- Jun et Royhuo (1997) : ont développé des courbes de fragilité des différents types de structures de la ville Memphis (USA) en se basant sur une approche analytique. Ces structures sont classées suivant six types : maçonnerie non renforcée, maçonnerie renforcée, en béton armé, en charpente avec maçonnerie non renforcé, en métal léger et en bois. En plus, les états de dommage utilisés sont classés au nombre de quatre, suivant la classification du rapport ATC38 : Pas de dommage, dommage léger, dommage modéré et ruine totale. Les courbes de fragilité développées ont montré que les différents types de structures de la ville de Memphis n'ont pas une grande résistance aux séismes, du fait que ces structures sont construites principalement avec des briques vernies et des briques de façade, sachant que ces éléments sont facilement endommagés pour un faible séisme. En plus, ces courbes de fragilité ont montré que les structures en charpente avec maçonnerie non renforcés sont plus vulnérables par rapport aux structures en béton armé.

Kiremidjian et Mander (1996) : [22] Ont réalisé une étude d'estimation de dommage en se basant sur des données du dommage des ponts observés après le séisme de Loma Prieta et de Northridge. Cette étude a pour but de mettre en place une relation entre ces données et les caractéristiques de ces ponts, mouvement sismique et le coût de réparation. Tout d'abord, des statistiques sur les caractéristiques des ponts, mouvement sismique et les caractéristiques du dommage sont obtenues. Ensuite, les dommages présentés sous forme des courbes de fragilité ont été évalués en se basant sur des données des dommages empiriques de ces ponts. Enfin, la corrélation entre les deux éléments cités précédemment est obtenue.

Derkiureghian et al (2000) : [9] a estimé la fragilité des poteaux en béton armé des structures en utilisant la combinaison d'une approche expérimentale . En premier lieu, des essais ont été réalisés sur des poteaux en béton armé de sections circulaires et rectangulaires sous des charges latérales et cycliques. Ensuite, un modèle probabiliste appelé le modèle de Bayesian a été choisi pour réaliser ce travail . A partir des paramètres expérimentaux obtenus précédemment, un modèle probabiliste de la déformation et de la capacité au cisaillement est obtenu. Enfin, les courbes de fragilité des piles des ponts construits en Californie entre 1982 et 1994 sont établies en fonction de la déformation et du cisaillement de ces éléments.

Hayashi (1998) :[17] a proposé une méthode d'estimation des courbes de fragilité des structures en se basant , d'une part sur une méthode analytique et d'autre part, sur les données des dommages obtenues à partir du séisme de Kobe (1995). Il faut noter que

ces courbes de fragilité sont évaluées par le biais de la fonction du rapport du dommage et en fonction de la vitesse maximal du mouvement sismique.

Kazi et Yamazaki (2000) : [20] ont développé des courbes de fragilité d'un pont analytiquement et les ont comparées avec celles obtenues empiriquement après le séisme de Kobe (Japon 1995). Ces courbes de fragilité sont établies en utilisant une approche dynamique. Cette approche permet de déterminer un facteur appelé l'indice de dommage en fonction de l'accélération et la vitesse maximale d'un séisme. Cette étude montre que les deux approches analytique et empirique donnent des résultats similaires pour les états du dommage moyen et total et en fonction de l'accélération maximale d'un séisme. Cependant, une différence remarquable est observée entre les deux approches lorsque la vitesse maximale est utilisée.

Mander (1998) : [10] a développé des courbes de fragilité des ponts situés aux Etats Unis en se basant sur une combinaison d'approches analytique et empirique. Les données utilisées dans ce travail sont obtenues à partir de deux sources de données : NBI (national building inventory) et USGS (United States Geological Survey). La première source contient les différents ponts construits aux Etats Unis ainsi que leurs caractéristiques. Tandis que, la deuxième source, représente une base de données des séismes ayant frappé ce pays ainsi que les conditions géologique et le type de sol.

L'approche analytique considérée dans cette étude est appelée la méthode de la capacité spectrale. En plus, les paramètres d'estimation pour établir des courbes de fragilité sont obtenus par le biais de cette approche analytique ainsi que l'approche empirique basée sur les données de séisme de Loma Pierta et Northridge.

Shinozuka (2000a) : [29] a développé des courbes de fragilité empiriquement en utilisant les données du dommages des ponts obtenues après le séisme de Kobe (1995). Les paramètres d'estimation de la distribution des courbes de fragilité sont évalués en utilisant la méthode de Maximum Likelihood.

Shinozuka (2000b) : [28] a examiné les courbes de fragilités d'un pont par le biais de deux approches analytiques différentes. La première utilise une analyse dynamique et l'autre utilise la méthode statique équivalente appelée la méthode de capacité spectrale. La comparaison entre les courbes de fragilité développées par les deux approches indique que la méthode statique non linéaire donne les mêmes résultats que la méthode dynamique pour le cas du dommage léger. Par contre, pour les états du dommage total, les résultats sont dispersés du à l'effet de la non linéarité qui entre et qui joue un rôle critique.

Vinita Saxena (2000) : [31] a développé analytiquement des courbes de fragilité de sept

ponts en se basant sur une approche analytique dynamique . Dans cette étude, cinq états de dommage sont considérés à partir de l'état 1(pas dommage) jusqu'à l'état 5(effondrement total). En plus, ces ponts sont supposés soumis à des mouvements sismiques uniformes et différentiels. Ces mouvements sismiques différentielles sont présentés en cinq cas :

- Effet d'incohérence+effet du passage d'onde+effet du site
- Effet d'incohérence+effet du passage d'onde avec un sol de cohérence moyenne.
- Effet d'incohérence+effet du passage d'onde avec un sol de cohérence importante.
- Mouvement identique avec un sol de cohérence moyenne.
- Mouvement identique avec un sol mou.

Les courbes de fragilité des ponts sont établies en fonction de trois paramètres sismiques ; Accélération maximal, Intensité et moyenne quadratique de l'accélération. Les résultats obtenus montrent que les ponts sont plus vulnérables dans le cas de prise en charge du phénomène de la variabilité spatio temporelle que dans le cas où le mouvement est identique et ceci pour tous les états du dommage. En outre, en se basant sur les critères de comparaison entre les différents paramètres d'un mouvement sismique, les résultats obtenus ont montré que le RMS (moyenne quadratique de l'accélération) représente le meilleur paramètre à utiliser pour établir les courbes de fragilité d'un système.

Ala et al (2001) : [1] ont développé une méthode d'estimation de dommages des systèmes hydrauliques, tels que, les réservoirs en acier et en béton, les tunnels, des conduites et des stations de pompages. Cette méthode est basée sur le programme d'estimation du risque HAZUS et la simulation de Monté Carlo. Les différents aléas pris en considération sont : Les séismes, la liquéfaction et le glissement de terrain. Ces dommages sont exprimés en fonction des paramètres de ces systèmes hydrauliques tels que ; Le diamètre, la hauteur, épaisseur des parois, les matériaux, le type de fluide et l'ancrage.

Chung et Hwang (2001) : [7] ont établi des courbes de fragilité des structures en utilisant les données des dommages obtenues après le séisme de Chi-Chi Taiwan .Dans cette étude,les structures étudiées sont classées suivant l'année de réalisation ; avant 1982, entre 1983 et 1989 ; après 1990. En plus, 400 enregistrements ont été utilisés et deux états du dommage sont définis au niveau de ce travail ; Rupture totale et partielle. Les courbes de fragilité sont obtenues en fonction de l'accélération maximale d'un séisme ainsi que les paramètres d'estimation pour construire ces courbes de fragilité sont déterminés en utilisant la méthode des moindres carrés ou bien la méthode du maximum de likelihood. Les résultats obtenus montrent que les structures construites après 1990 ont une grande

capacité de résistance, les structures entre 1983 et 1989 présentent des capacités sismiques moindres que celles construites avant 1982 pour des niveaux bas de l'accélération maximale. Pour des grandes valeurs de l'accélération maximale, la capacité sismique des structures réalisées entre 1983 et 1989 est plus grande que celles construites avant 1983.

Kerstin Lang (2002) : [21] a établi la vulnérabilité de 87 structures de la cite de Basel en Suisse en se basant sur la méthode statique non linéaire qui se base essentiellement sur deux éléments importants : la capacité de résistance de la structure et le demande sismique. Les structures choisies sont classées suivant leur type et leur nombre de niveau. En effet, les courbes de fragilité pour chaque type de structures sont déterminées en se basant sur la méthode citée précédemment, qui exprime la probabilité d'atteindre ou de dépasser un degré de dommage. Enfin, une étude post sismique a été établi pour la cité de Basel .

Markotike Schotanus (2002) : [23] a développé des courbes de fragilité des structures en béton armé en utilisant une approche analytique appelée méthode "response surface approach". Cette méthode consiste tout d'abord à donner un modèle réaliste des mouvements sismiques. Ensuite, un modèle probabiliste est proposé pour modéliser les paramètres mécaniques et la capacité de structures. Enfin, la procédure appelée SORM est utilisée pour obtenir les courbes de fragilité du système. Une fois ces courbes évaluées, une analyse statistique est faite afin de savoir l'exactitude ou bien la précision des résultats obtenus par cette approche.

Il faut mentionner à la fin que cette approche n'est pas limitée à une classe spécifique des structures ou des systèmes ou une représentation particulière des données.

Simon Daviv Glaister (2002) : [16] a évalué des courbes de vulnérabilité des structures en utilisant une approche analytique appelée méthode "displacement based". Cette méthode permet de déterminer en premier lieu la performance des structures sous chargement sismique. Cette performance est utilisée en second lieu pour développer les courbes de fragilité. Cette approche représente le mouvement sismique par un paramètre qui est connu d'avoir une meilleure corrélation avec les dommages et prendre en plus en considération les caractéristiques dynamiques des différentes structures.

2.5 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 différentes 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.
- L'approche basée sur les réseaux de neurones artificiels est une approche très récente qui peut nous aider à résoudre des problèmes complexes, difficiles à étudier par le biais des autres approches sans l'application des simplifications.

Enfin et en fonction de la littérature présentée dans ce chapitre, on peut dire que l'application des combinaisons de plusieurs approches dans une même analyse a

donné des résultats meilleurs que ceux obtenus lors de l'application d'une seule approche. La qualité de ces résultats peut devenir très bonne dans le futur, en fonction du développement des outils utilisés au niveau de ces analyses.

2.6 Présentation du travail à effectuer :

L'analyse des approches citées dans ce chapitre nous a permis d'arrêter les étapes ci-après comme plan de travail de recherche.

1. Présenter une description détaillée des deux méthodes utilisées dans ce travail : statique équivalente et dynamique non linéaire pour apprécier les caractéristiques de chacune d'elles lesquelles il faut le rappeler font parties des approches analytiques.
2. Analyser les courbes de fragilité développées par la méthode dynamique non linéaire en fonction des paramètres de séisme.
3. Analyser les courbes de fragilité développées par la méthode statique équivalente en fonction des paramètres de séisme.
4. Faire une étude comparative entre les résultats obtenus par le biais des deux approches.
5. donner la conclusion générale du travail réalisé et faire des recommandations pour les travaux futurs.

Chapitre 3

Méthodes d'Établissement Des Courbes de Fragilité

3.1 Introduction

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 comme cité dans le chapitre précédent. Ces approches sont : 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 intéressant 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.

Dans ce qui suit, nous allons présenter une description détaillée des deux approches analytiques utilisées dans ce travail : l'approche de Park-Ang et la méthode de capacité spectrale (statique équivalente).

3.2 Les méthodes analytiques

3.2.1 Introduction

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 laquelle peut être soit une étude dynamique ou bien une étude simplifiée telle que la méthode statique non linéaire.

Avant d'entamer en détails la description des deux méthodes citées précédemment, on va tout d'abord donner quelques notions sur les courbes de fragilités.

3.2.2 Courbes de fragilité

Par définition, la courbe de fragilité représente la probabilité d'atteindre ou bien 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 figure (3.1) 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.

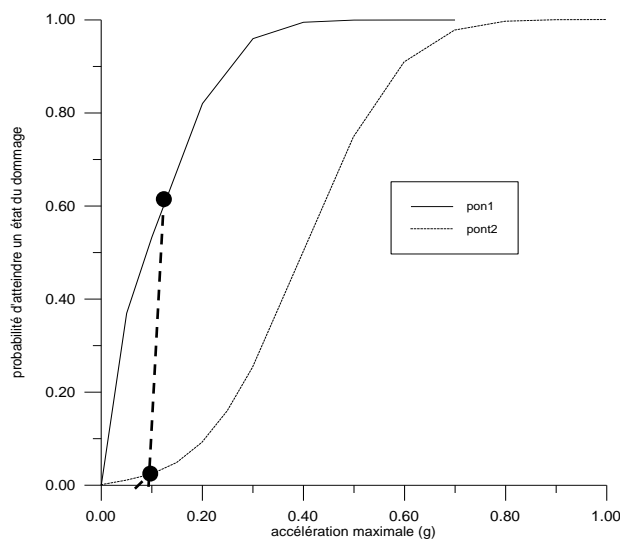


Fig. 3.1 Les courbes de fragilité des deux ponts.

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.



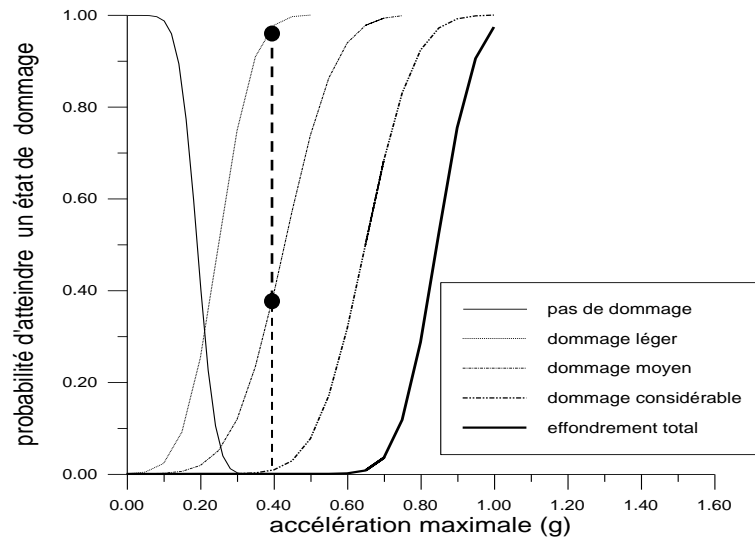


Fig. 3.2 Les courbes de fragilité d'un pont pour cinq états du dommage

3.2.3 Description de la méthode de Park et Ang.

3.2.3.1 Introduction

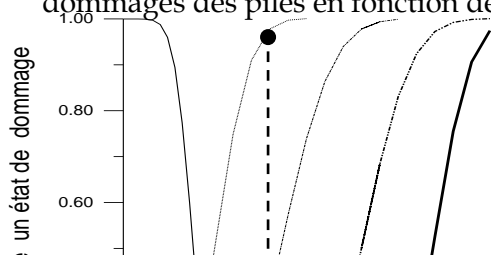
Un programme d'essais au laboratoire a été mené par deux organismes [15] : Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) et CALTRANS SEISMIC DESIGN. Ces essais ont été réalisés sur les éléments des ouvrages. Le principe de ces essais est basé sur l'application des charges cycliques latérales et des chargements sismiques artificiels augmentés d'une manière incrémentale sur des piles de ponts de section circulaire et encorbellés.

Dans ce programme, 11 piles de caractéristiques différentes (de point de vue des matériaux de construction, de la géométrie et de la section) ont été utilisées pour réaliser ces essais. Dans ce travail, seul le mode de rupture de flexion est considéré.

Une fois les résultats expérimentaux obtenus, des modèles de dommage ont été développés. Ils consistent à déterminer le niveau ou bien le degré de dommage produit au niveau d'une pile en fonction des paramètres liés à la structure choisie et le chargement appliqué.

Le premier modèle développé consiste à quantifier l'indice du dommage en fonction d'un seul paramètre qui est la rigidité de l'élément étudié.

Le deuxième modèle développé dans cet axe par Kratzig (1985) consiste à estimer les dommages des piles en fonction de l'énergie dissipée.



Le troisième modèle développé dans ce programme est le modèle de Park et Ang (1985). Ce modèle consiste à quantifier les facteurs des dommages d'un système en fonction des facteurs de ductilité du déplacement et de l'énergie.

En fonction des résultats obtenus à partir des essais, le modèle de Park et Ang donne des résultats meilleurs que ceux obtenus par les deux autres modèles.

3.2.3.2 L'approche de Park Ang

3.2.3.2.1 Principe

L'une des approches dynamiques utilisées pour établir des courbes de fragilité des structures est celle développée par **Park-Ang (1985)** [19] et [20].

Le principe du modèle de Park-Ang consiste essentiellement à estimer le taux de production d'un état de dommage au niveau d'une structure durant un événement. Ce taux est exprimé en terme d'un facteur appelé l'indice du dommage.

Ce modèle est basé principalement sur l'évaluation de la performance ou bien de la capacité du déplacement d'une structure sous chargement statique et dynamique ainsi que sur des facteurs énergétiques.

Cette approche ou bien ce modèle est caractérisé par une fonction de dommage définie comme suit [20] :

$$DI = \frac{\mu_d + \beta \mu_h}{\mu_u} \quad (3.1)$$

Où DI : est l'indice du dommage.

μ_d : est la ductilité du déplacement, définie comme le rapport entre le déplacement maximal (étude dynamique) sur le déplacement élastique (étude statique).

μ_u : La ductilité du déplacement définie comme le rapport entre le déplacement maximal (étude statique) et le déplacement élastique (étude statique).

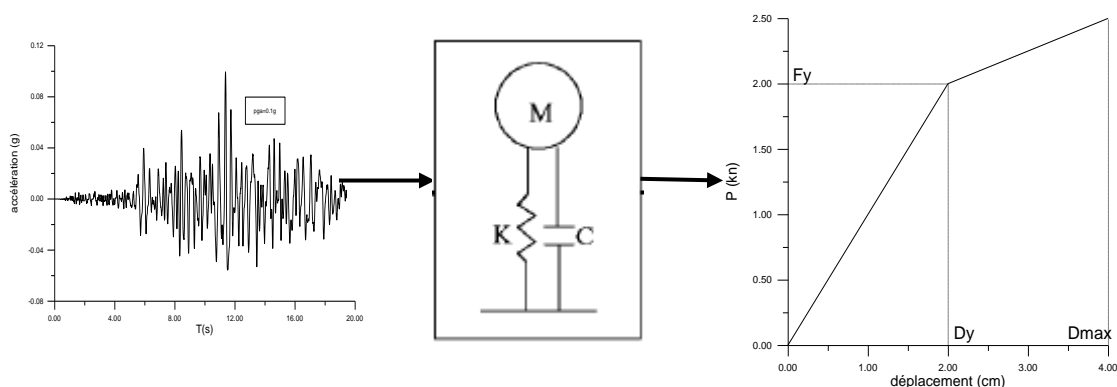
β : est le facteur du chargement cyclique. Dans cette étude, ce facteur est égal à 0.15.

μ_h : La ductilité de l'énergie définie comme le rapport de l'énergie dissipée (étude dynamique) et l'énergie de déformation (étude statique).

La procédure adoptée pour construire les courbes de fragilité peut être résumée comme suit :

- Choisir les événements sismiques à utiliser dans ce travail
- Normaliser les événements choisis aux différents niveaux d'accélération maximales.
- Choisir un système que l'on veut étudier.
- Réaliser une étude statique afin d'établir les réponses statiques de ce système.
- Choisir une modélisation de ce système.
- Réaliser une étude dynamique en utilisant les paramètres statiques obtenus précédemment ainsi que les événements sismiques.
- Obtenir les réponses dynamiques du système étudié.
- Obtenir l'indice de dommage d'un système pour chaque niveau de l'accélération maximale en utilisant le modèle de Park et Ang.
- Calibrer ces indices de dommages avec la classification d'un état de dommage.
- Obtenir le rapport de dommage pour chaque classe d'une accélération maximale
- Obtenir les paramètres d'estimation (la moyenne et la variance) pour construire les courbes de fragilité en utilisant une régression non linéaire.
- Enfin, construire des courbes de fragilité pour chaque état de dommage.

En se basant sur cette procédure, on peut dire que le développement des courbes de fragilité en utilisant le modèle de Park-Ang peut être évalué en quatre étapes principales : Analyse statique, analyse dynamique, estimation de l'état de dommage et enfin construction des courbes de fragilité.



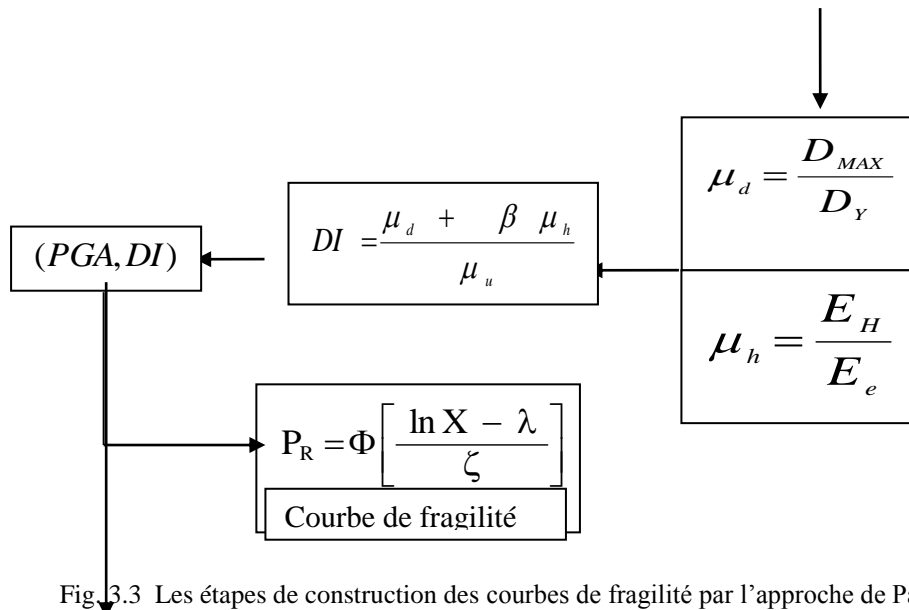


Fig.3.3 Les étapes de construction des courbes de fragilité par l'approche de Park-Ang

3.2.3.2.2 Analyse statique

Le principe de cette étape consiste à déterminer le diagramme force-déplacement de la pile d'un pont soumise à des forces latérales appliquées à l'extrémité supérieure de cette pile comme présenté dans la figure (3.4).

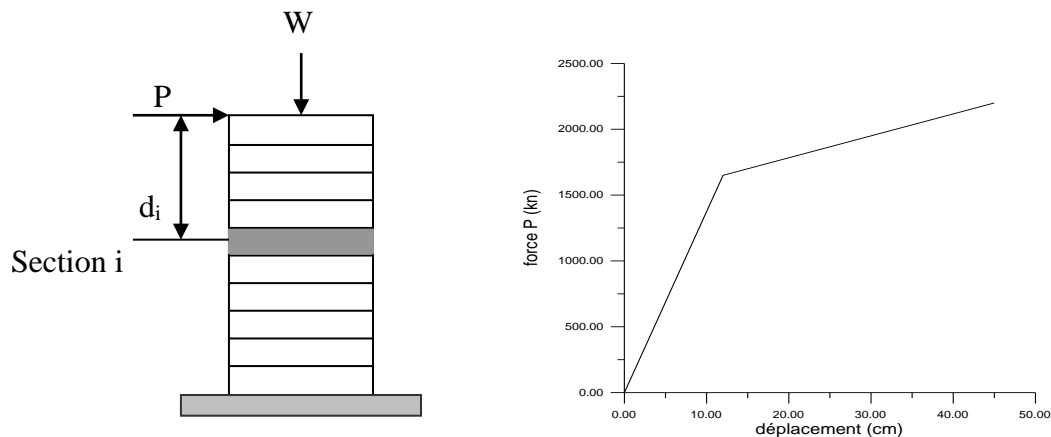
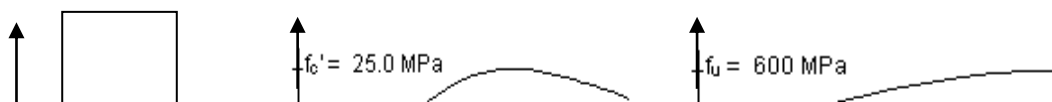


Fig. 3.4 Le principe d'évaluation des réponses statiques d'un système

L'évaluation de ces diagrammes passe par les deux sous étapes suivantes :

1. Construire des courbes moment-courbures, effort tranchant-déformation de cisaillement d'une section d'une pile d'un pont en utilisant un programme de calcul appelé RESPONSE2000 [24]. L'évaluation de ces courbes nécessite des informations détaillées sur les piles tel que : La section, la résistance du béton, la résistance de l'acier, les charges appliquées sur la pile, le type et la quantité de ferrailage et un modèle de calcul choisi. Ce programme est basé sur la théorie " Champ de compression modifié ". Cette théorie assume que la section plane reste plane ainsi que la distribution des contraintes de cisaillement à



travers une section est définie par le taux de changement de la contrainte de flexion.

H

B

a_ Géométrie

b_ caractéristique du béton

c_ caractéristique de l'acier

Fig. 3.5 Les caractéristiques d'une section d'une pile en béton armé

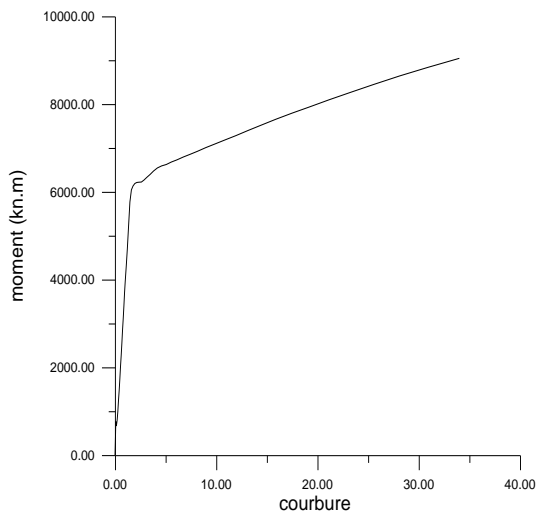


Fig.3.6 Le diagramme
Moments fléchissant -courbure

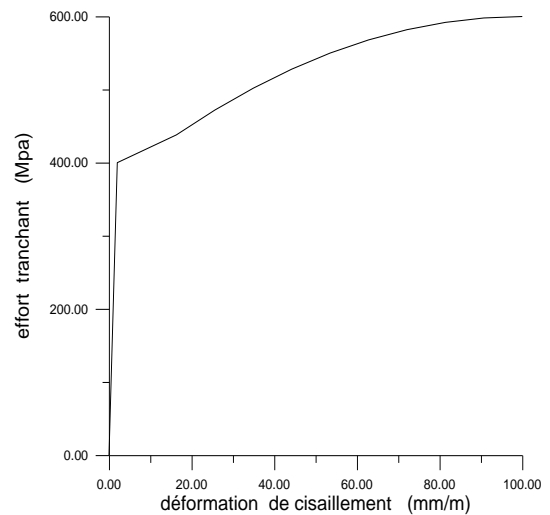


fig.3.7 Le diagramme
effort tranchant- déformation de
cisaillement

2. Déterminer le diagramme force-déplacement de la pile d'un pont.

Le déplacement d'une pile lors de l'application d'une force P est calculé par le biais de la formule suivante [20] :

$$\delta = \sum_{i=1}^N (\phi_i * dy * d_i + \gamma_i * dy) \quad (3.2)$$

Où δ représente le déplacement au sommet.

ϕ_i : La courbure à la section i

γ_i : La déformation de cisaillement à la section i.

d_y : La largeur de la section de la pile.

d_i : La distance entre la sommet et le centre de gravité du section i.

Ce procédure de calcul se répète en variant la force P.

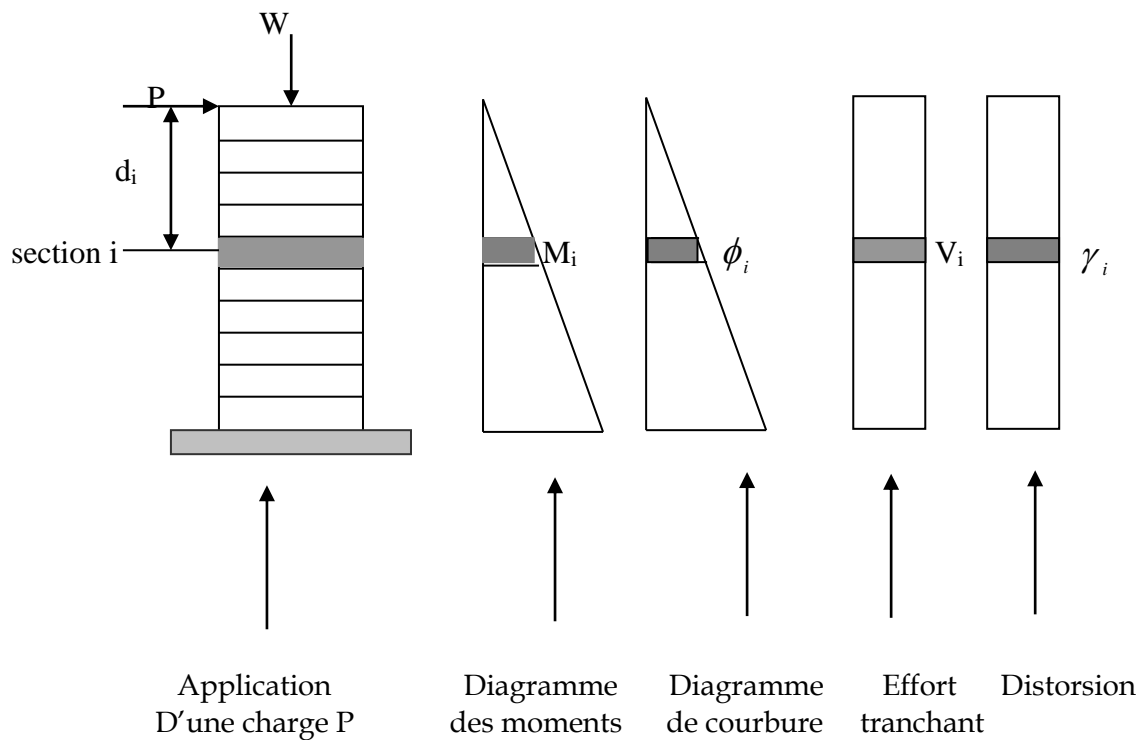


Fig.3.8 évaluation des composantes de flexion et de cisaillement d'une section d'une pile

3.2.3.2.3 Analyse dynamique

Dans cette partie, une analyse dynamique non linéaire d'un pont soumis à des différents séismes est considérée afin de déterminer les réponses dynamiques d'un pont. Ces paramètres sont : le déplacement maximal ainsi que l'énergie dissipée durant un séisme.

Cette étape est faite en utilisant le programme de calcul SAP2000 [46].

3.2.3.2.4 Estimation du taux de dommage

L'estimation de taux ou bien de l'état de dommage produit au niveau d'un pont durant un séisme est exprimé dans cette partie en utilisant la formule (3.1).

Tout d'abord les indices de dommages sont calculés. Ensuite, ces indices sont calibrés avec les états de dommage correspondants en utilisant le tableau ci dessous [19] :

Indice du dommage	Symbole de l'état du dommage	Définition
$0.00 < DI \leq 0.14$	D	Pas du dommage
$0.14 < DI \leq 0.4$	C	Domage léger
$0.4 < DI \leq 0.6$	B	Domage moyen
$0.6 < DI \leq 1.00$	A	Domage considérable
$1.00 \leq DI$	A_s	Effondrement total

Tableau 3.1 la classification des états de dommage

3.2.3.2.5 Les courbes de fragilités

En se basant sur les données de dommage obtenues précédemment, les courbes de fragilité sont établies en utilisant une fonction de distribution logarithmique définie par la relation suivante :

$$P_R = \Phi \left[\frac{\ln X - \lambda}{\zeta} \right] \quad (3.3)$$

Où P_R représente la probabilité d'atteindre un état du dommage au niveau d'un pont.

X : l'indice qui représente un événement sismique tel que (PGA, PGV, PGD, etc.).

λ Et ζ représentent la moyenne et l'écart type correspond à chaque état du dommage.

Ces deux paramètres de distribution sont obtenus en passant par les points suivants :

- Evaluer le nombre de production de chaque état de dommage pour chaque classe de l'accélération maximale.
- Calculer le rapport de dommage pour chaque état de dommage. Ce rapport est défini comme le rapport entre le nombre de production et le nombre total des accélogrammes utilisés.
- Dessiner un nuage des points qui relie le rapport du dommage en fonction de l'accélération maximale (PGA).
- Faire un ajustement logarithmique sur la courbe dessinée dans l'étape précédente en utilisant la méthode des moindres carrés.
- Enfin, déterminer les paramètres d'estimations λ et ζ .

3.2.4 Méthode statique équivalente

3.2.4.1 Introduction

La méthode statique équivalente se base sur le principe de remplacer les forces réelles dynamiques développée dans une structure par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le développement des courbes de fragilité des structures en utilisant la méthode statique équivalente représente un axe récemment développé ou bien en cours de développement.

Cette méthode est basée sur le principe de l'évaluation de la performance ou bien de la capacité d'une structure sous l'application d'une force statique équivalente à celle d'un chargement dynamique. En effet, trois approches statiques équivalentes peuvent être considérées pour estimer cette performance :

1. la méthode de capacité spectrale : cette méthode consiste à estimer la performance d'une structure par le biais de deux méthodes :
 - La méthode ATC40 [4] et [28] qui se base sur l'intersection de la courbe de capacité d'une structure et les spectres de réponse élastique équivalents pour évaluer le déplacement maximum d'un système.
 - La méthode N2 [12] qui se base sur l'intersection de la courbe de capacité d'une structure et les spectres de réponse inélastique pour évaluer le déplacement maximum d'un système.
2. la méthode du coefficient du déplacement [28] : cette méthode Développée par FEMA (1997) et qui se base sur l'analyse pushover et des facteurs de modification concernant le type d'analyse, les chargements appliqués et les caractéristiques des structures pour estimer le déplacement maximum.
3. La méthode secant [28] : Développée par Cola (1995) et qui utilise les paramètres des structures substituées et la perte de rigidité pour estimer la réponse maximale d'une structure.

L'établissement des courbes de fragilité d'un pont en utilisant la méthode de capacité spectrale est considéré dans ce travail.

3.2.4.2 Méthode de la capacité spectrale

La méthode de capacité spectrale consiste à évaluer la performance attendue d'une structure à plusieurs degrés de liberté en estimant les sollicitations et les déformations

causées par un séisme à partir d'une analyse statique équivalente.

L'évaluation de cette performance est basée essentiellement sur la combinaison de deux éléments essentiels :

- la courbe de capacité d'une structure obtenue par l'analyse pushover.
- des spectres de réponse élastique équivalente ou bien des spectres inélastiques.

En effet, cette méthode consiste à déterminer trois paramètres essentiels : courbe de capacité, spectre de demande et le point de performance.

3.2.4.2.1 courbe de capacité

La courbe de capacité d'une structure représente la courbe qui relie l'effort tranchant à la base d'une structure au déplacement au sommet de cette structure convertie au format (spectre accélération en fonction de spectre du déplacement) [4] .

Avant d'entamer cette partie, des hypothèses de base sont considérées concernant la modélisation des différents éléments d'une structure ainsi que le choix du mode propre pris dans cette étude.

Comme cité précédemment, un calcul statique non linéaire appelé **analyse pushover** est utilisé pour évaluer les courbes de capacité [2] et [4] . Cette analyse représente un moyen simple et rapide pour tester la performance d'un système structurel vis à vis d'une analyse dynamique non linéaire. Le principe de cette analyse consiste en l'application d'une force latérale augmentée d'une manière incrémentale jusqu'au atteindre le déplacement maximum d'une structure.

Plusieurs types de forces appliquées peuvent être utilisées pour réaliser l'analyse pushover. On peut citer quatre types de distributions de forces [32] :

- une force latérale uniforme proportionnelle à la masse uniquement :

$$F_i = M_i \quad (3.4)$$

Où M_i le poids propre du niveau i .

- Une force latérale modale proportionnelle au mode propre choisi et de la masse du système :

$$F_i = \left(\frac{M_i \phi_i}{\sum M_i \phi_i} \right) V \quad (3.5)$$

Où M_i : le poids propre du niveau i .

ϕ_i : Le mode propre d'un système qui correspond à un facteur de la participation de la masse plus que 75%.

- Une force latérale équivalente :

$$F_i = M_i h_i^K \quad (3.6)$$

Où h_i : la hauteur d'un niveau d'un système.

- Une force latérale exprimée en fonction de l'effort tranchant développé par une analyse spectrale utilisée dans le cas le facteur de participation de mode dépasse les 90% :

$$F_i = \left(\frac{M_i \delta_i}{\sum M_i \delta_i} \right) V \quad (3.7)$$

Où δ_i est le déplacement du niveau i obtenu par une analyse spectrale.

V : est l'effort tranchant.

Dans ce qui suit, on présente les différentes étapes d'une analyse pushover :

- 1- Création du modèle, dans notre cas il s'agit des ponts en béton armé.
- 2- Choisir un modèle pour chaque élément d'un pont.
- 3- Déterminer les caractéristiques élasto-plastiques des éléments du système étudié en terme de moment -courbure ainsi que les limites des états de dommage présentées en

terme de ductilité de rotation $\mu_\theta = \frac{\theta}{\theta_y}$.

Les caractéristiques élasto-plastiques sont obtenues en utilisant le programme RESPONSE2000. Les limites de chaque état de dommage sont déterminées en utilisant le tableau (3.2)[16] et la procédure suivante :

- Calculer la longueur plastique L_p , cette longueur est définie par 8% de la longueur d'une pile.
- Calculer le déplacement élastique Δ_y en utilisant la formule suivante :

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L_{eff}}{3} \quad (3.8)$$

Où ϕ_y : la courbure élastique

L_{eff} : La longueur effective d'une pile d'un pont.

- Déterminer le moment M pour chaque niveau de ductilité en déformation.
- Calculer le déplacement plastique Δ_p pour différents états de dommage en utilisant la formule suivante :

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (L - 0.5 L_p) \quad (3.9)$$

Où M_u et M_y : représentent le moment ultime et le moment élastique respectivement.

ϕ_u : La courbure ultime.

- Calculer la ductilité en rotation μ_θ en utilisant la formule suivante :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_y} + 3(\mu_\theta - 1) \frac{L_p}{L_{eff}} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L_{eff}} \right) \quad (3.10)$$

Où μ_Δ : représente la ductilité du déplacement.

Etat de dommage	$d_i = \Delta / L_{eff}$
Pas de dommage	0.005
Dommage léger	0.007
Dommage moyen	0.015
Dommage considérable	0.025
Effondrement total	0.05

Tableau 3.2 Les limites des différents états de dommage [10]

- 4- Déterminer la position des zones plastiques au niveau du système étudié.
- 5- Calculer les forces latérales appliquées.
- 6- Etablir les courbes effort tranchant à la base - déplacement au sommet après l'application des forces latérales calculées précédemment .Dans cette étude, une distribution d'une force latérale modale est considérée.
- 7- convertir les courbes obtenues (effort tranchant à la base- déplacement au sommet) au format (spectre du déplacement- spectre d'accélération) en utilisant le ATC40 par le biais des expressions suivantes [32] :

$$S_a = \frac{V_{0r} / M_{tot}}{\bar{\alpha}_r} \quad S_d = \frac{X_r}{PF \phi_r} \quad (3.11)$$

Où S_d : le spectre du déplacement :

S_a : Le spectre d'accélération.

V_{0r} : L'effort tranchant à la base.

M_{tot} Est la masse totale défini par la relation suivante :

$$M_{tot} = \sum_{K=1}^N m_k$$

X_r : Le déplacement au sommet de la structure.

PF : le facteur de participation du mode r.

ϕ_r : La composante du vecteur propre à l'endroit où le déplacement X_r est mesuré.

$\bar{\alpha}_r$: Le coefficient d'équivalence correspondant au mode exprimé par la relation suivante :

$$\bar{\alpha}_r = \frac{\left[\sum_{K=1}^n m_K \phi_{Kr} \right]^2}{\sum_{K=1}^n m_K \sum_{K=1}^n m_K \phi_{Kr}^2} \quad (3.12)$$

Où ϕ_{Kr} : La K^{ème} composante du vecteur modal $\{\phi_{Kr}\}$.

Les courbes obtenues sont appelées les **courbes de capacité**. Il faut noter que le programme SAP2000 est utilisé pour établir ces courbes de capacité.

8. Construire une courbe de capacité approximative bilinéaire du système, soit une courbe élasto-plastique (FEMA 356) ou bien élasto- plastique parfait (Eurocode 8) [32].

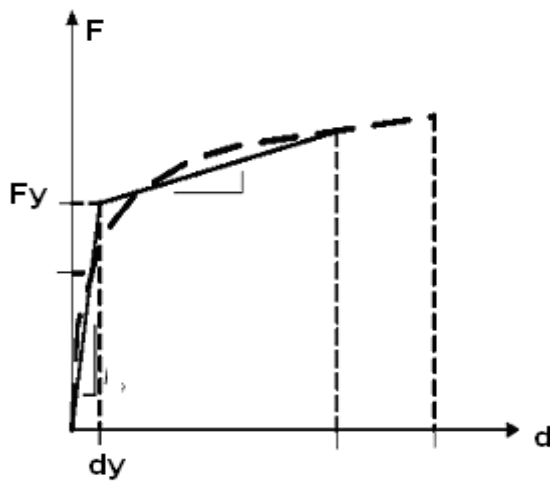


fig.3.9 courbe de capacité (FEMA356)

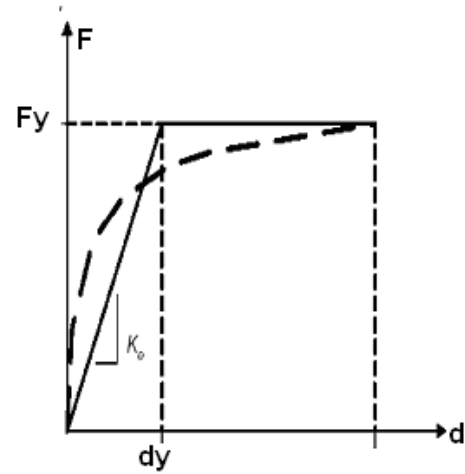


fig.3.10 courbe de capacité (Eurocode 8)

3.2.4.2.2 Spectre de demande

Les spectres de demande sismique sont des spectres de réponse élastiques et inélastiques présentés au format spectre d'accélération en fonction de spectre de déplacement.

1) Les spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule suivante [32] :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.13)$$

Où S_{de} et S_{ae} : sont les spectres de déplacement et de pseudo -accélération élastiques,

T_n : période propre de la structure.

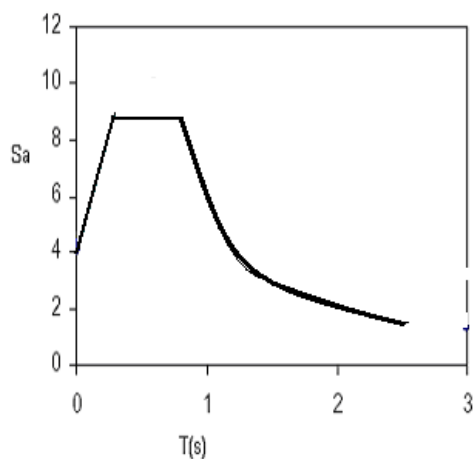


Fig.3.11 Spectre de réponse élastique (Pseudo accélération)

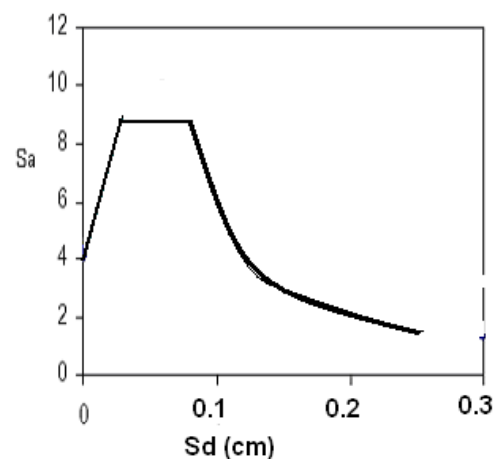


fig.3.12 Spectre de demande élastique

2) Les spectres de demande inélastiques sont obtenus par le biais des expressions suivantes [12] :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.14)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.15)$$

Où R_μ représente le facteur de réduction.

μ est le facteur de ductilité.

S_d et S_a Représentent les spectres d'accélération et de déplacement inélastiques.

Plusieurs propositions ont été faites pour exprimer le facteur de réduction R_μ . Nous retenons celle de Krawinkler et Nasser définie comme suit [12] :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{si } T < T_c \quad (3.16)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T > T_c$$

Où T_c est la période propre du sol.

μ est le facteur de ductilité.

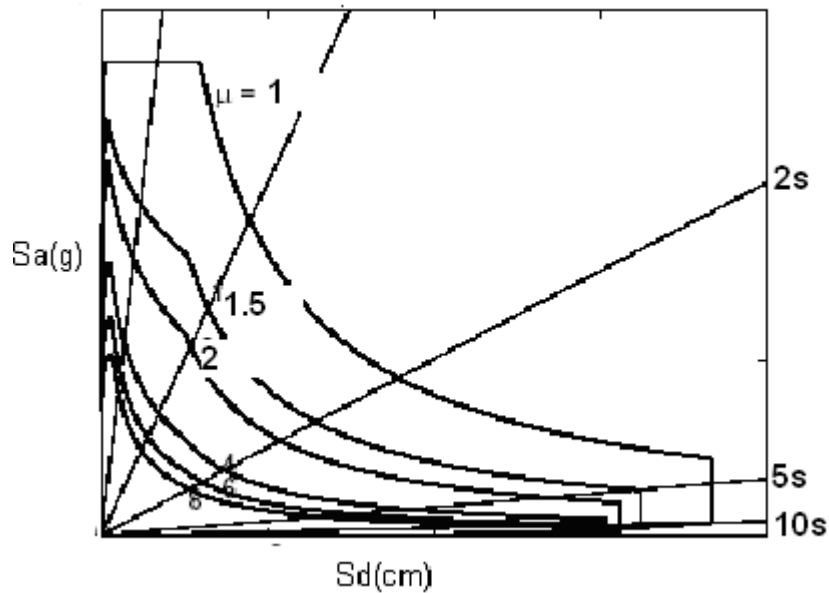


Fig.3.13 spectre de demande inélastique

3) les spectres de demande élastiques d'un système équivalent peuvent être obtenus en utilisant le ATC40. Ces spectres sont obtenus en fonction de l'amortissement total d'un système équivalent $\bar{\varepsilon}_{eq}$ qui est défini par la relation suivante [4] :

$$\bar{\varepsilon}_{eq} = \varepsilon + k \varepsilon_{eq} \quad (3.17)$$

Où K : facteur de modification d'amortissement du système.

\mathcal{E}_{eq} : Rapport d'amortissement équivalent.

$\mathcal{E} = 5\%$.

3.2.4.2.3 Performance de l'ouvrage

La performance d'une structure exprimée par le déplacement maximal est déterminée en passant par les étapes suivantes :

- Mettre les deux courbes (spectres de demandes et la courbe de la capacité) sur le même graphique.
- L'intersection entre les deux courbes représente le point de la performance primaire.
- La performance élastique d'une structure est déterminée par l'intersection entre le spectre de demande élastique ($\mathcal{E} = 5\%$) et l'allongement de la droite élastique de la courbe de capacité.
- La performance au delà de la limite élastique (performance inélastique) est déterminée par l'intersection entre le spectre de demande inélastique ou bien le spectre de demande élastique d'un système équivalent et la courbe de capacité du système, en vérifiant les conditions suivantes :
 - Dans le cas des spectres de réponse élastique d'un système équivalente.

$$\left(D_j - D_i \right) \div D_j \leq \text{tolerance} (=0.05). \quad (3.18)$$

Où D_j : la performance inélastique correspond à un facteur d'amortissement donné.

D_i : la performance élastique en terme du déplacement.

Si la condition ci dessus n'est pas vérifiée, une procédure d'itérations est utilisée. Dans ce travail, la **procédure A** développée par ATC40 est utilisée. Cette procédure permet de déterminer la performance d'une structure après I itération jusqu'à vérifier la condition (3.18).

Exemple 1

1. Le déplacement élastique d'une structure est $U_y = 2.56\text{cm}$.
2. L'intersection entre le spectre de demande élastique et la courbe de capacité dans un point correspond à un déplacement $D_i = 11.27\text{cm}$.
3. calculer la ductilité $\mu = 11.27/2.56 = 4.40$
4. Calculer $\mathcal{E}_{eq} (=0.49)$
5. Calculer $\bar{\mathcal{E}}_{eq} (=0.397)$ en utilisant l'équation (3.17)
6. construire un spectre de demande correspond à $\bar{\mathcal{E}}_{eq} = 0.397$.

7. Déterminer l'intersection entre le spectre de demande obtenu et la courbe de capacité du système, on obtient $D_j=3.725\text{cm}$.

8. Calculer $(D_j - D_i) \div D_j$. Ce rapport égale à -202.6% et qui est supérieur à 5%.

Donc on va prendre $D_i=D_j=3.725$ et on répète les étapes de 3 à 8 jusqu'à vérifier la condition 3.15.

- Dans le cas des spectres de réponse inélastique. Une procédure d'itérations est utilisée appelée le **procédure A** développé par ATC40. Cette procédure consiste à vérifier la condition suivante.

$$D_j = \mu D_i. \quad (3.19)$$

Où μ : représente la ductilité d'un spectre de réponse inélastique.

Exemple 2

1. Le déplacement élastique d'une structure est égal à 3.72cm
 2. Construire des spectres de demande correspondent aux $\mu =1, 2, 4,6$ et 8.
 3. Déterminer l'intersection entre ces spectres de demande et la courbe de capacité de cette structure. Ces points d'intersection sont : 133.93cm, 66.96cm, 33.48, 22.3 et 16.5cm
 4. calculer le facteur de ductilité correspond aux points d'intersections ($\mu =133.93/3.72$).
 5. déterminer le facteur de ductilité calculé dans l'étape 5 correspond à la ductilité de spectres de demande ($\mu =1, 2, 4,6$ et 8). On trouve que $\mu =22.3/3.72$ correspond au $\mu =6$.
- Donc la performance en terme de déplacement est égale à 22.3cm.

3.2.4.2.4 Courbes de fragilité

Une fois les performances d'une structure obtenues, on peut développer les courbes de fragilité en utilisant la formule suivante :

$$P_R = \Phi \left[\frac{\ln X - \lambda}{\zeta} \right] \quad (3.20)$$

Où P_R représente la probabilité pour que le pont atteigne un état de dommage.

X : l'indice qui représente un événement tel que (PGA, PGV, PGD ;etc).

λ et ζ représentent la moyenne et l'écart type en terme d'accélération ou bien de déplacement correspondant à chaque état du dommage.

Il faudrait mentionner que les mêmes états du dommage utilisés dans la méthode dynamique restent valables dans cette analyse statique équivalente.

3.3 Conclusions

L'établissement des courbes de fragilité des structures en utilisant les deux approches analytiques : dynamique non linéaire et statique équivalente sont considérées dans ce travail. Ces deux approches sont basées essentiellement sur le principe de l'évaluation de la performance d'une structure.

L'approche dynamique non linéaire utilisée dans ce travail est celle de **Park-Ang** (1985). Cette approche consiste principalement en l'estimation du taux du dommage produit dans une structure en terme d'un facteur appelé l'indice du dommage durant un séisme. Cette approche est basée sur la détermination de la capacité du déplacement d'une structure sous chargement statique et dynamique ainsi que des concepts énergétiques.

L'approche statique équivalente utilisée dans ce travail est la méthode de capacité spectrale. Cette approche permet d'évaluer la performance d'une structure en combinant la courbe de capacité de cette structure et les spectres de demande élastique, élastique équivalente et inélastique. Ces courbes de capacité sont développées en utilisant une nouvelle approche simple et rapide appelée **analyse pushover**, son principe consiste en l'application d'une force latérale modale augmentée d'une manière incrémentale jusqu'à atteindre le déplacement maximal pour établir la courbe de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Une fois cette analyse effectuée, la performance d'une structure est déterminée en utilisant l'intersection entre la courbe de capacité d'une structure et les spectres de réponse élastique et inélastiques convertis au format (spectre d'accélération et du déplacement), en vérifiant les conditions d'itération.

Il faut noter enfin que l'établissement des courbes de fragilité en utilisant les deux approches analytiques statique et dynamique peut être réalisé par plusieurs approches ou bien en se basant sur plusieurs hypothèses concernant la modélisation de la structure étudiée, le choix du comportement de chaque élément de ces structures, le choix des événements sismiques utilisé ainsi que les simplifications qui peuvent être prises.

Dans le chapitre suivant, on va établir des courbes de fragilité de trois ponts en utilisant la méthode dynamique non linéaire.

Chapitre 4

Développement des Courbes de Fragilité en Utilisant l'Approche de Park_Ang (1985).

4.1 Introduction

Des séismes de différentes intensités ont causé des pertes considérables en vie humaine surtout dans des agglomérations urbaines et des pertes matérielles importante dans les grands ouvrages. Ces ouvrages représentent l'infrastructure de n'importe quel pays et ont une grande importance économique. La mise en sécurité de ces ouvrages est une tâche primordiale et repose essentiellement sur l'estimation de l'impact des futurs séismes sur ces infrastructures.

L'évaluation des courbes de fragilité des infrastructures représente le meilleur outil pour estimer l'effet d'un séisme sur une structure. Ces courbes de fragilité donnent la probabilité d'atteindre ou bien de dépasser un état du dommage pour différentes intensités de séisme.

L'objectif principal de ce chapitre consiste à développer des courbes de fragilité de ponts en utilisant l'approche analytique appelée l'approche de Park_Ang.

Dans ce chapitre, nous allons tout d'abord présenter les ponts étudiés avec leurs différentes caractéristiques. La deuxième partie est consacrée à l'établissement des courbes de fragilités des ponts en passant par une analyse statique, une analyse dynamique, une analyse des dommages pour enfin obtenir des courbes de fragilité.

4.2 Description des ponts

4.2.1 Description générale des ponts

Cette partie décrit brièvement les caractéristiques des trois ponts en béton armé choisis pour cette étude.

pont	Largeur des travées (m)	Nombre des travées	Longueur totale (m)	La Période propre (sec)

Pont 1	40	9	360	1.42
Pont 2	41.18 et 53.38	5	242	1.81
Pont 3	20.22, 242.7 et 13.56	3	58.03	1.1

Tableau 4.1 Les caractéristiques des trois ponts.

Pont 1 : c'est un pont étendu d'une longueur de 400m et de 10m de largeur. Ce pont contient 10 travées d'une portée de 40m. Les piles de ce pont sont de 10m d'hauteur. Ces piles se composent d'une section évidée de (4m*1.5m) avec une paroi de 0.3m d'épaisseur. Le tablier est constitué de poutres en forme de T et une dalle qui repose sur ces dernières d'une épaisseur de 20cm.

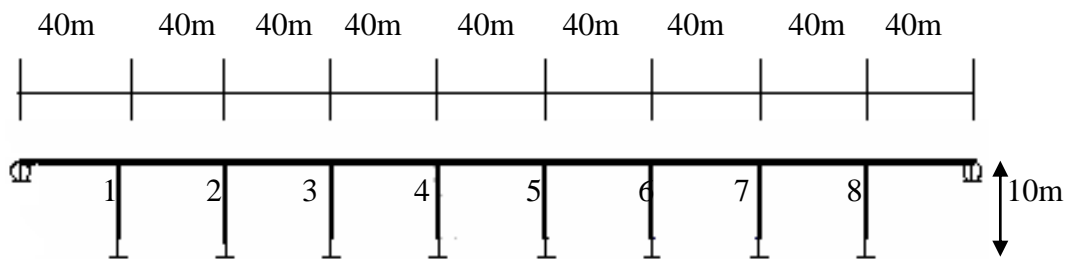


Fig.4.1 Elévation de pont 1

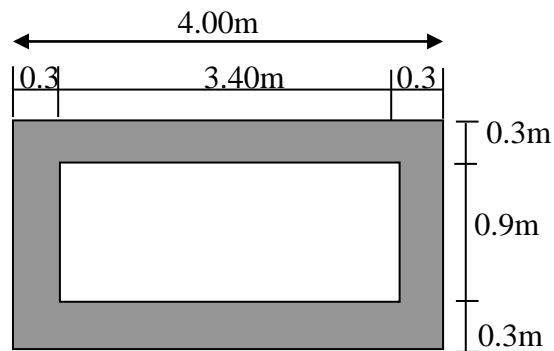


Fig.4.2 Section transversale des piles

Pont 2 : c'est un pont de longueur 242m et d'une largeur égale à 8m. Ce pont contient 5 travées. Les travées de rive sont de 41.18m alors que les travées intermédiaires sont de 53.38m. Ce pont est supporté par 4 piles d'une hauteur égale à 21m. Ces piles ont une section circulaire pleine de diamètre 2.44m. La superstructure est constituée d'un caisson présenté sous forme de trois cellules.

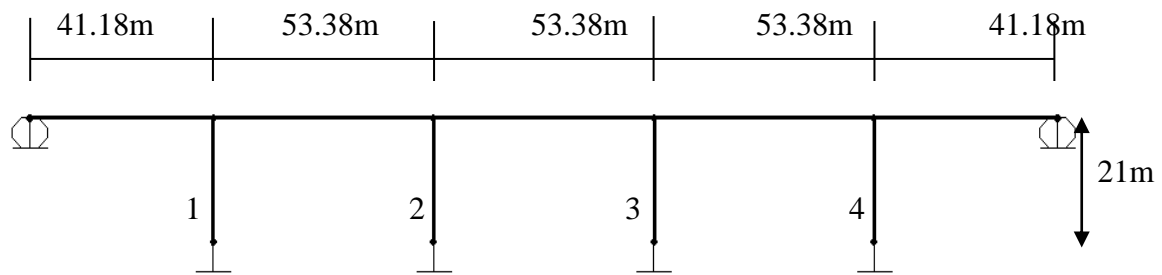


Fig.4.3 Elévation de pont à pile circulaire

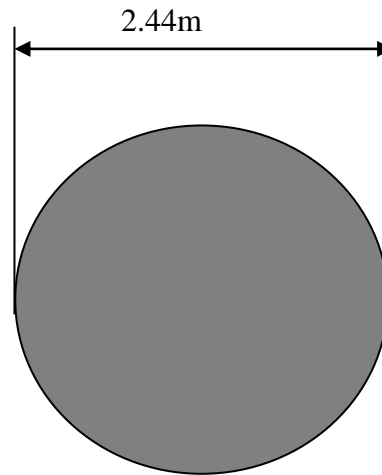
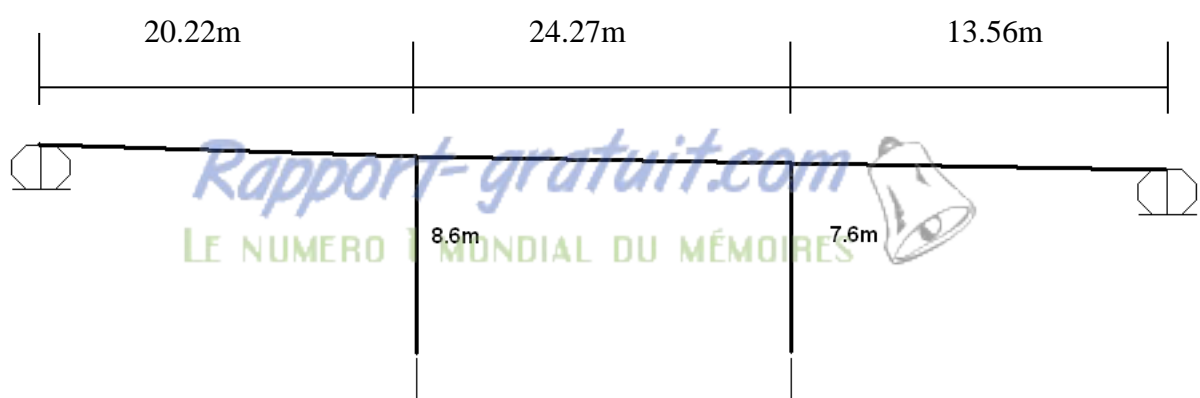


Fig.4.4 Section transversale des piles

Pont 3 [11] : C'est une structure de 58.03m de longueur biaisée répartie en 3 travées continues de 20.22m, 24.27m et 13.56m respectivement. La coupe transversale de l'ouvrage présente une section en dalle pleine d'une épaisseur de 0.8m et une longueur de 6m portant une chaussée de 4m et deux trottoirs de 1mètre chacun.

Le tablier repose sur quatre appuis, les deux appuis intermédiaires « pile » sont de forme rectangulaire d'une longueur de 8mètres et d'une épaisseur de 0.8m chacune, avec une hauteur de 7.6m et 8.6m respectivement.



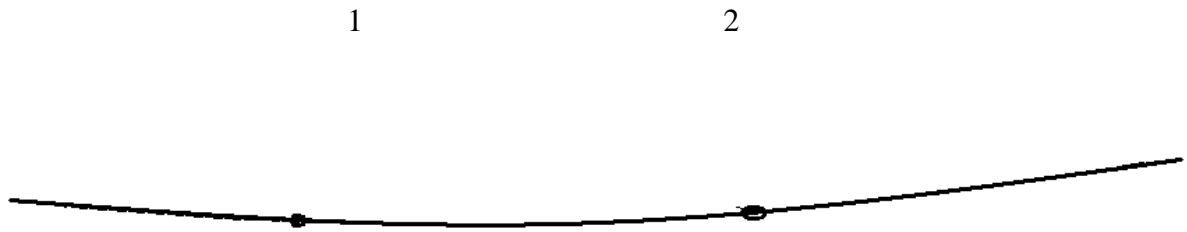


Fig.4.5. élévation et vue en plan de pont courbe

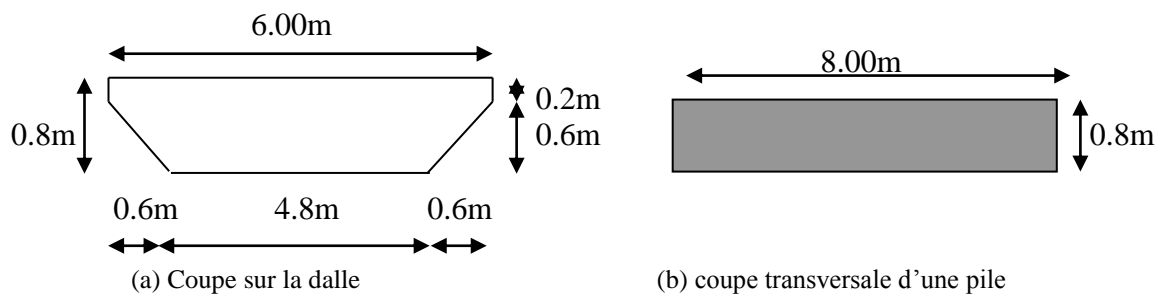


Fig.4.6. les coupes d'une dalle et une pile

4.2.2 Modélisation des ponts

Avant d'entamer n'importe quelle analyse, le choix d'un modèle ou bien du comportement d'une structure est une tâche essentielle. Dans ce travail, l'analyse des ponts est basée sur la modélisation de ses éléments tel que le tablier (la superstructure) et les piles.

L'hypothèse de base dans ce travail est que, sous chargement sismique, la superstructure du pont reste élastique sans dégradation, tandis que les piles peuvent subir des dommages du fait qu'elles représentent les éléments les plus critiques durant un séisme. Elles transfèrent le chargement sismique de la base vers la superstructure.

En effet, on peut assumer que le tablier peut avoir un comportement élastique. Tandis que les piles sont supposées avoir un comportement non linéaire. Ces piles sont modélisées comme une pile élastique avec des zones d'extrémités plastiques comme présenté dans la figure ci-dessous.

Notons que les tabliers des ponts 1 et 3 sont posés sur les piles par l'intermédiaire des appareils appuis, tandis que pour le pont 2, le tablier est encastré dans les piles. En effet, on peut supposer que les zones plastiques se produisent au niveau des zones encastrées. Donc, on peut dire qu'il y'a une zone plastique à l'extrémité inférieure des

pires des ponts 1 et 3, et deux zones plastiques au niveau des extrémités des piles du pont2.

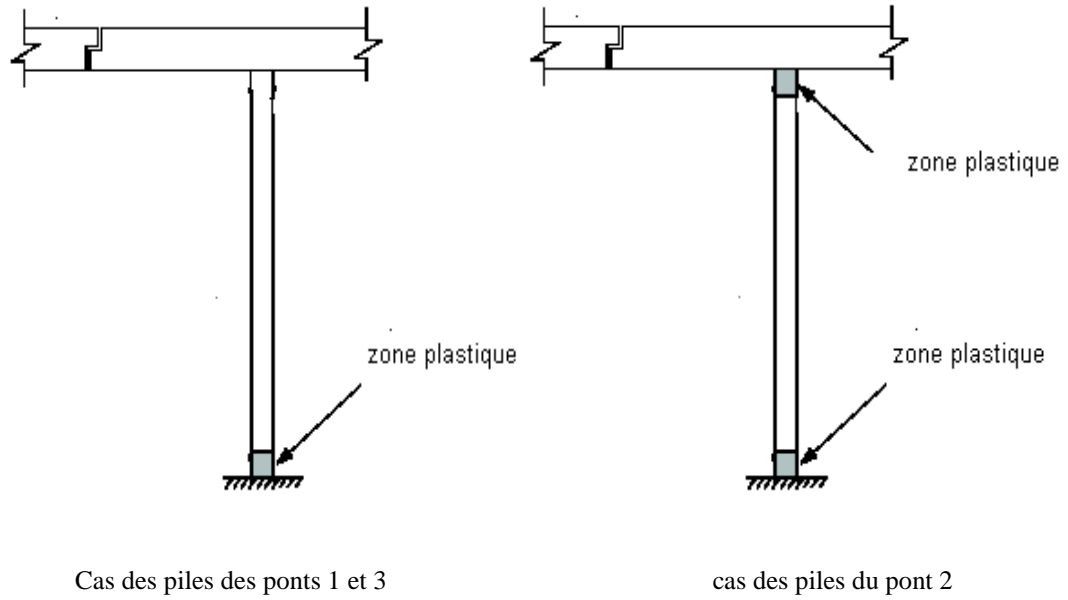
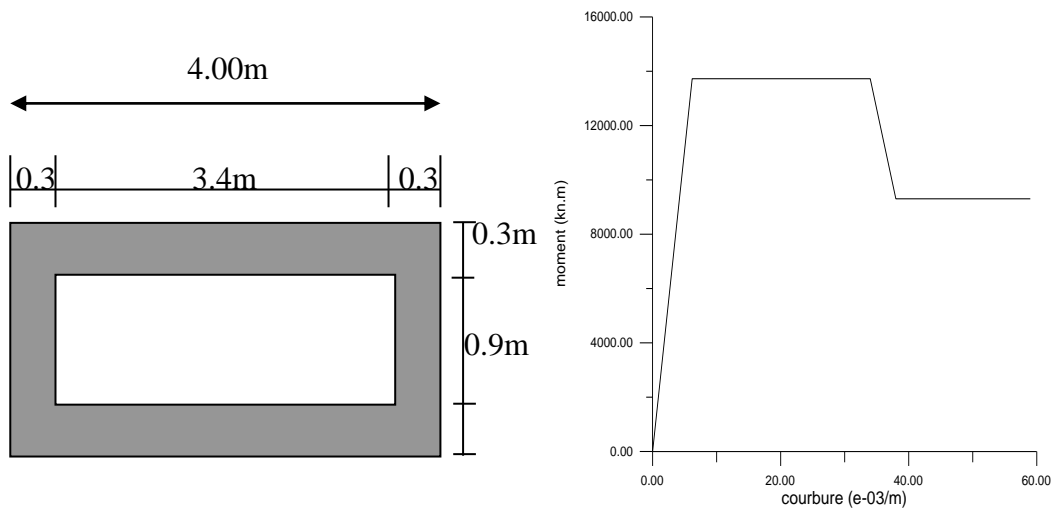
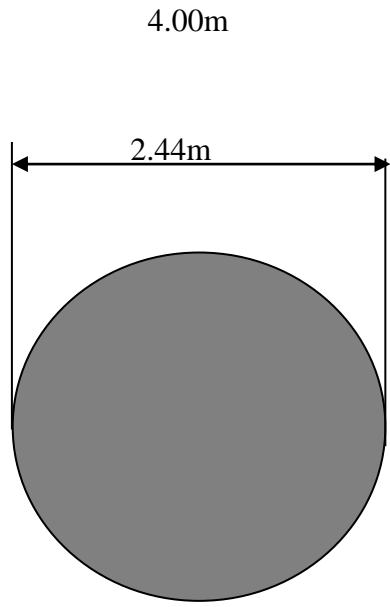


Fig.4.7. un modèle non linéaire d'une pile

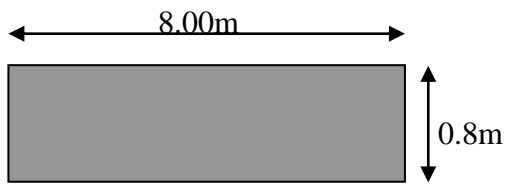
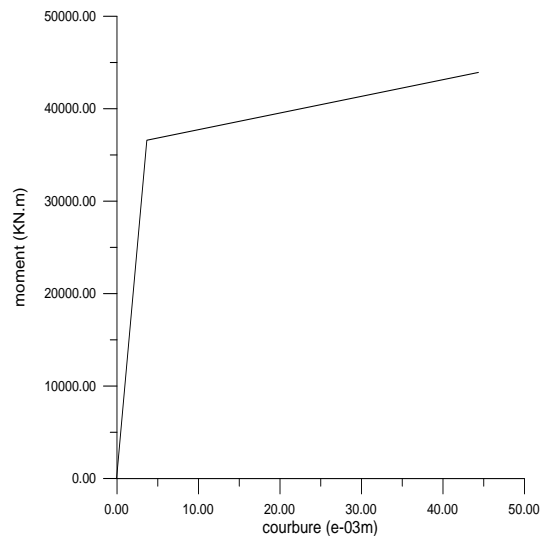
Les caractéristiques non linéaires d'une pile sont déterminées par une analyse de la section. Les résultats se présentent sous forme des courbes moment-courbure obtenues à l'aide du programme RESPONSE 2000 (voir figure 4.8).



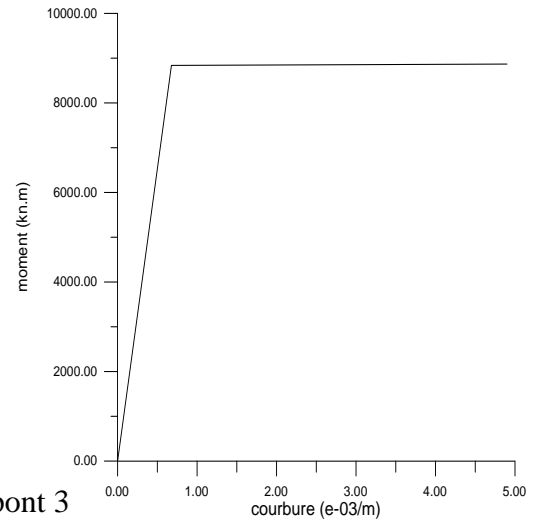


0.3m

a- pont 1



b- pont 2



c- pont 3

fig4.8.les caractéristiques d'une section des piles des trois ponts

fig.4.9. Les courbes moments-courbures des sections des piles des trois ponts

4.3 Développement des courbes de fragilité.

L'approche de Park-Ang est utilisée dans ce travail afin d'évaluer les courbes de fragilité des piles des ponts. La première étape dans ce développement est présentée par l'analyse statique.

4.3.1 Analyse statique.

Cette partie consiste à évaluer les courbes forces-déplacements d'une pile d'un pont soumise à une force latérale P augmentée d'une manière incrémentale en supposant que cette pile supporte la charge totale de la superstructure du pont. Ces courbes sont présentées dans les figures ci-dessous (4.10, 4.11 et 4.12).

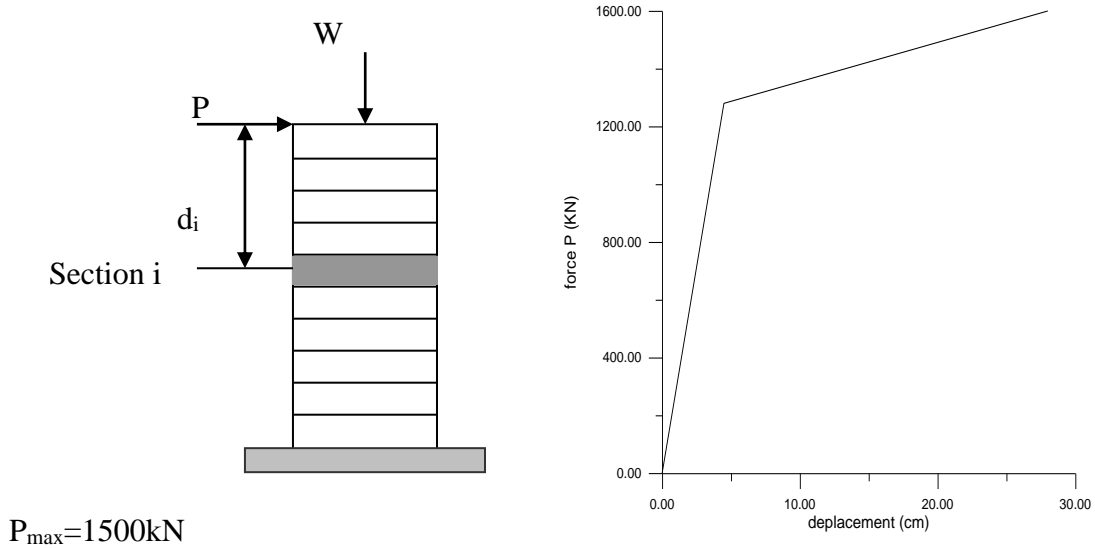


Fig.4.10. la courbe force- déplacement d'une pile du pont 1

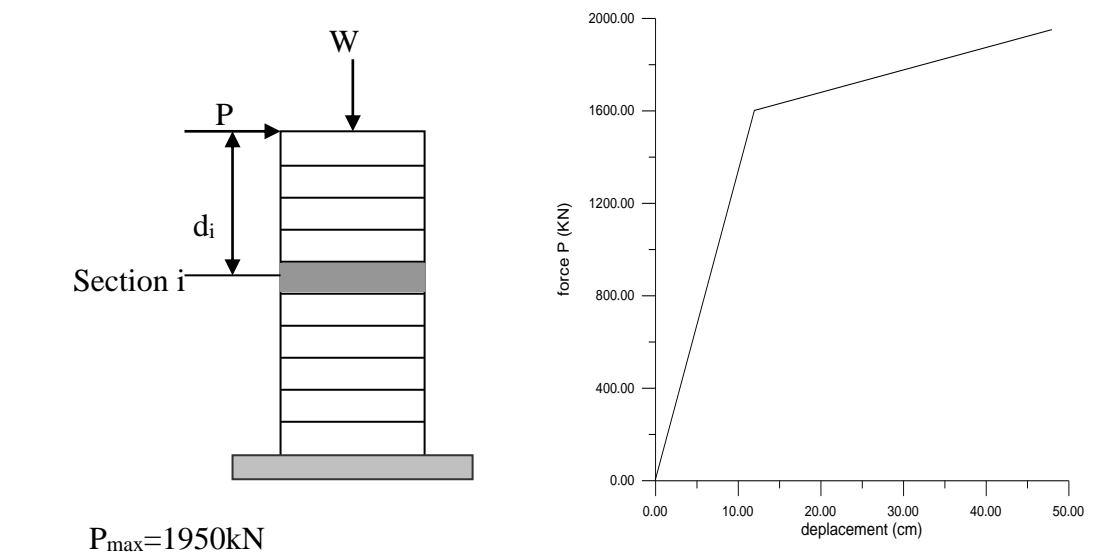
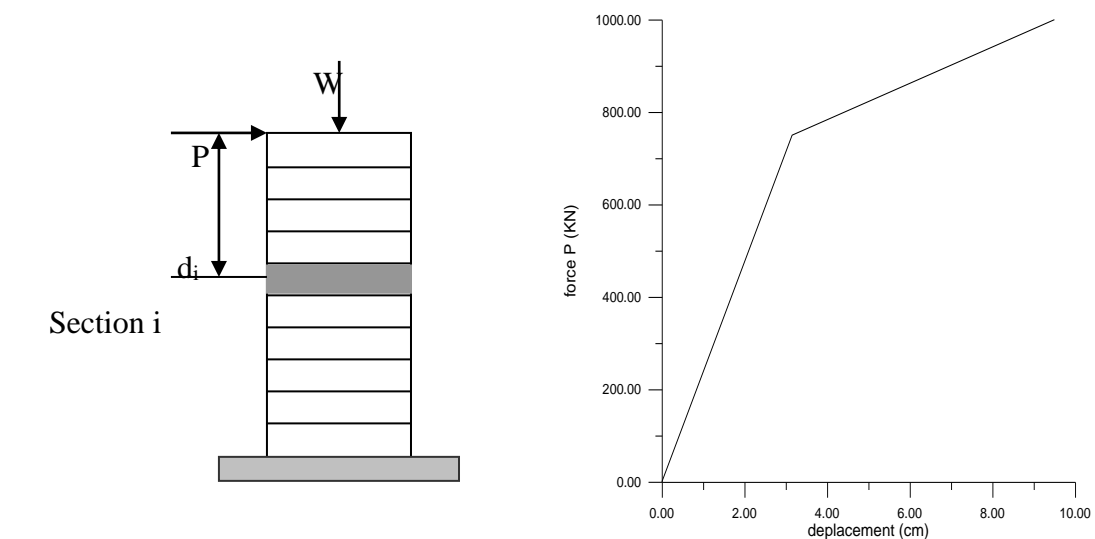


Fig.4.11. la courbe force- déplacement d'une pile du pont 2



$$P_{\max}=1000\text{kN}$$

Fig.4.12. La courbe force- déplacement d'une pile du pont 3

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (4.2).

	D _Y	E _Y	D _{MAX}	μ_U (ductilité)
Pont 1	4.48cm	5734.4kN.cm	28cm	6.25
Pont 2	12cm	19800kN.cm	48cm	4
Pont 3	3.15cm	1482kN.cm	9.5cm	3.02

Tableau 4.2 Les réponses statiques des trois ponts

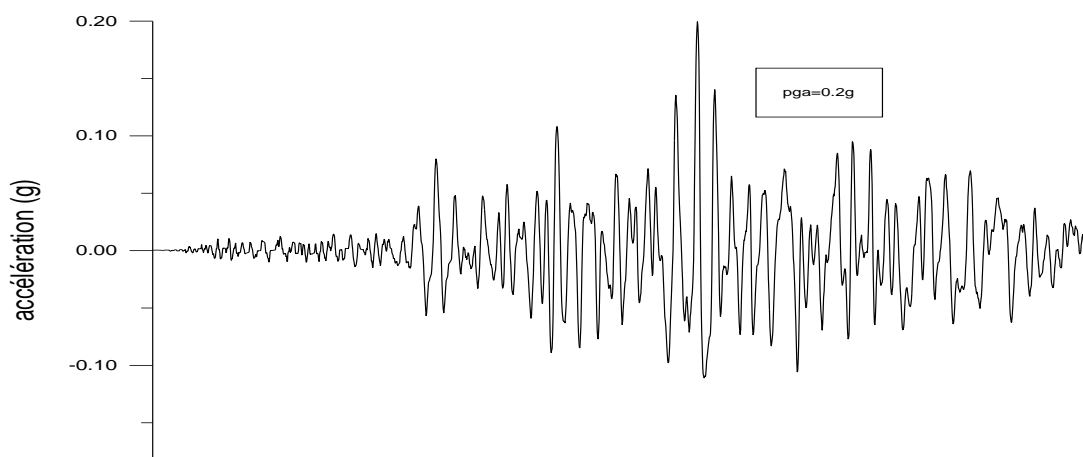
4.3.2 Analyse dynamique

Comme mentionné dans le chapitre précédent, l'analyse dynamique des trois ponts est effectuée afin d'estimer les paramètres dynamiques tels que le déplacement maximum et l'énergie dissipée en supposant que les séismes se produisent dans le sens de la largeur des ponts. Cette étude est faite par le biais de programme de calcul SAP2000

4.3.2.1 Classification des séismes utilisés.

Les événements sismiques choisis pour réaliser ce travail sont obtenus du séisme de **Northridge (1994)**. 100 événements sismiques sont utilisés pour développer les courbes de fragilité de trois ponts. Ces événements sont classés en groupes ou bien en séries en fonction de l'accélération maximale qui varie de **0.1g jusqu'à 1g**.

Tout d'abord, 10 événements sismiques d'une accélération maximale égale à 0.1g ont été choisis. Ensuite, ces événements sont normalisés à d'autres classes de PGA, de 0.2g Jusqu'à 1g. Il faut noter que ces événements sont classés en fonction de l'accélération maximale en respectant le contenu fréquentiel comme présenté dans la figure (4.13).



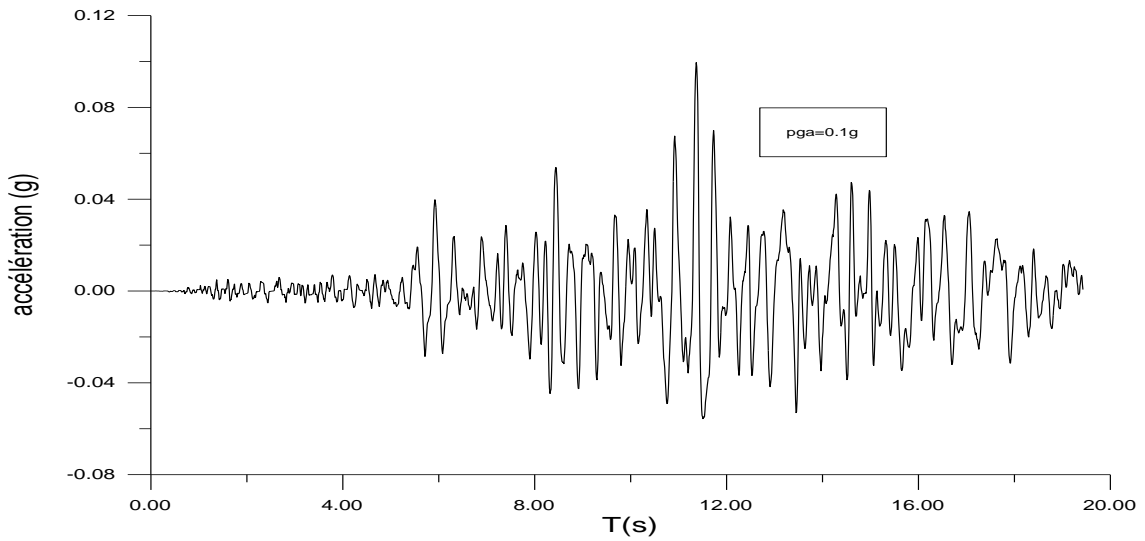
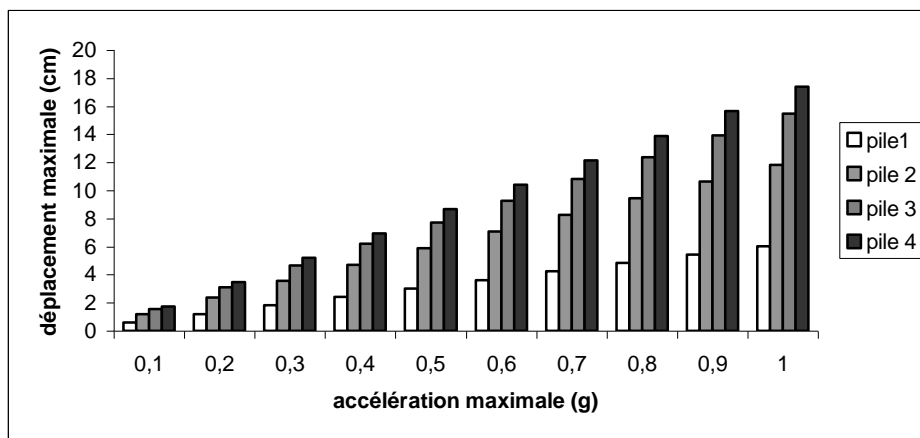


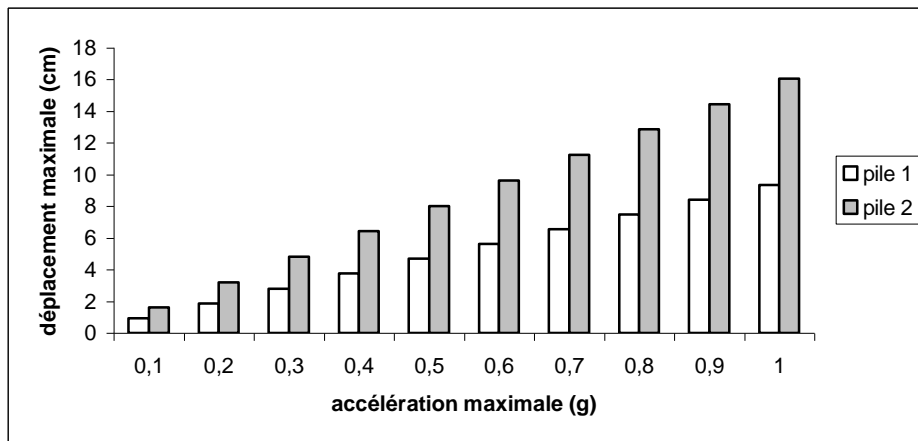
Fig4.13. Les événements sismiques (a, b)

4.3.2.2 Présentation des résultats de l'étude dynamique

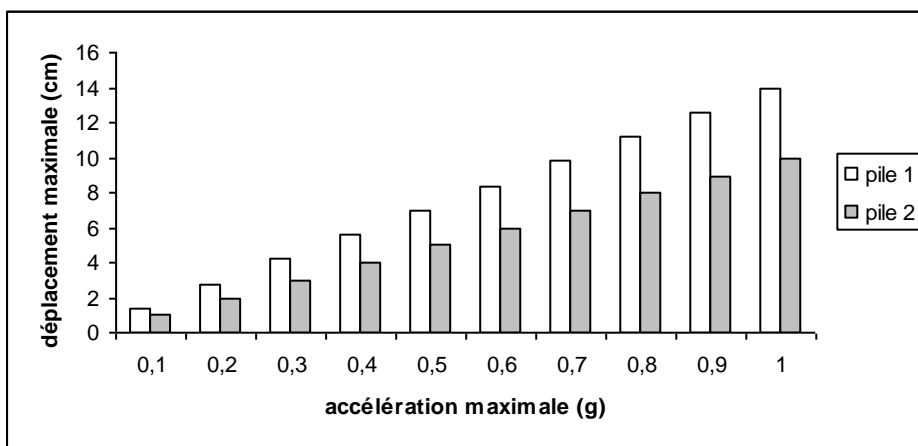
Des séries des figures sont présentées dans cette partie concernant le déplacement moyen maximum des piles d'un pont obtenues par une analyse dynamique en fonction de l'accélération maximale d'un événement sismique.



(a) pont 1



(b) pont 2



(c) pont 3

Fig.4.14. Le déplacement maximum moyen des ponts en fonction de PGA

4.3.3 Analyse des dommages.

Dans cette partie, l'indice du dommage est calculé en utilisant la formule (3.1) afin d'évaluer l'état de dommage occasionné au niveau des trois ponts étudiés en fonction de l'accélération maximale d'un événement sismique en respectant le même contenu fréquentiel.

Les résultats obtenus sont présentés en fonction du pourcentage de production de chaque état du dommage pour chaque classe de PGA.

Les figures (4.15, 4.16, 4.17) représentent des histogrammes du pourcentage de production d'un état de dommage au niveau des trois ponts étudiés en fonction de PGA en respectant le même contenu fréquentiel.

La figure (4.15) représente la variation du pourcentage de production d'un état de dommage pour le pont 1 en fonction de l'accélération maximale.

Cette figure montre que les piles de ce pont peuvent rester sans dommages jusqu'à $PGA=0.3g$ pour les piles 1 et 2, et jusqu'à $PGA=0.2g$ pour les piles 3 et 4. Cette stabilité est due au fait que le déplacement maximum des piles durant quelques événements reste toujours inférieur au déplacement élastique et que le facteur énergétique n'influe pas sur la variation de l'état de dommage. Par exemple, pour la pile d'extrémité, on remarque que le déplacement maximum reste inférieur au déplacement élastique jusqu'à $PGA=0.5g$. Cet intervalle peut être divisée en deux :

- Pour PGA variant de 0.1 à 0.2g, on remarque que cette pile reste toujours dans le domaine élastique.
- Pour PGA variant de 0.3 à 0.5g. On remarque que cette pile reste dans le domaine élastique durant quelques événements et dépasse ce domaine dans les autres cas. Ce dépassement montre que malgré $D_{MAX} < D_Y$, la pile d'extrémité subit des dommages légers. Cette production de dommages peut être due au facteur énergétique qui a influé sur la variation de l'état de dommage. Par exemple, pour $PGA=0.3g$, le déplacement maximum est égal à 2.01cm et l'énergie dissipée est égale à 20439kn.cm.

Si on calcule le facteur DI sans prise en considération le facteur énergétique, on trouve $DI=0.07$. Dans le cas de prise en considération du facteur énergétique, ce facteur devient $DI=0.16$.

Les mêmes remarques citées précédemment restent valables pour les autres piles.

Pour l'état de dommage léger, on remarque que la pile 1 peut subir cet état jusqu'à $PGA=0.8g$ et jusqu'à $PGA=0.5g$ pour les piles 2,3 et 4, avec des pourcentages différents.

En plus, cette figure montre que la pile 1 ne subit l'état de dommage considérable qu'à partir de $PGA=0.7g$ et à partir de $PGA=0.6g$ pour les piles 2,3 et 4, avec des pourcentages différents.

Pour l'état de l'effondrement total, la pile 1 subit cet état de dommage à partir de $PGA=0.9g$ et atteint une pourcentage maximal égal à 50% au niveau de $PGA=1g$. Pour les piles 2,3 et 4, cet état de dommage se produit à partir de $PGA=0.8g$ avec des pourcentage différentes et atteint une pourcentage maximal de 60% pour la pile 2. Tandis que, pour les 3 et 4, ce pourcentage atteint les 100%.

La figure (4.16) montre que les piles du pont 2 restent sans dommage avec des pourcentages différents jusqu'à des niveaux moyens de l'accélération maximale. Par exemple, la pile 1 peut rester stable sans dommages jusqu'à $PGA=0.5g$ et jusqu'à $PGA=0.4g$ pour la pile intermédiaire. Cette stabilité est due au fait que le déplacement

maximum reste, dans quelques cas, inférieur au déplacement élastique et que le facteur énergétique n'influe pas sur la variation de l'état de dommage.

Par exemple, on remarque que le déplacement maximum de la pile d'extrémité reste inférieur au déplacement élastique jusqu'à $PGA=1g$. Cet intervalle peut être divisée en deux

- Pour PGA variant de 0.1 à 0.2g. On remarque que cette pile reste toujours dans le domaine élastique.
- Pour PGA variant de 0.3 à 1g. On remarque que cette pile reste dans le domaine élastique jusqu'à $PGA=0.5g$ durant quelques événements et dépasse ce domaine dans les autres cas. Ce dépassement montre que malgré $D_{MAX} < D_Y$, la pile d'extrémité subit des dommages légers. Cette production de dommages peut être due au facteur énergétique qui a influé sur la variation de l'état de dommage. Par exemple, pour $PGA=0.3g$, le déplacement maximum est égal à 3.72cm et l'énergie dissipée est égale à 55800kN.cm. Si on calcule le facteur DI sans prise en considération le facteur énergétique, on trouve $DI=0.08$. Dans le cas de prise en considération du facteur énergétique, ce facteur devient $DI=0.18$.

Les mêmes remarques citées précédemment restent valables pour les autres piles. Pour l'état de dommage léger, on remarque que les piles 1 et 4 peuvent subir cet état pour PGA varie de 0.3 à 0.9g et pour PGA varie de 0.2 à 0.7g pour les piles 2 et 3. Pour l'état de dommage moyen, on remarque que le pourcentage de production de cet état reste inférieur à 50% pour les piles d'extrémités. Tandis que, pour les piles intermédiaires ce pourcentage est atteint. En plus, cette figure montre que les piles d'extrémités subissent l'état de dommage considérable à partir de $PGA=0.6g$ et à partir de $PGA=0.5g$ pour les piles intermédiaires. On remarque aussi que l'état de l'effondrement total se produit à partir de $PGA=0.7g$ pour différentes piles du pont 2. Le pourcentage de production de cet état atteint un pourcentage maximum de 40% à partir de $PGA=1g$ pour la pile 1 et un pourcentage de 50% pour la pile 2.

La figure (4.17) montre que les piles du pont 3 peuvent rester sans dommages qu'à un niveau de $PGA=0.1g$ avec une pourcentage de 50% pour les deux piles.

- Par exemple, pour $PGA=0.1g$, D_{MAX} de la pile 1 est égal à 0.86cm et l'énergie dissipée est égale à 1198kn.cm. Le facteur $DI=0.11$ dans le cas de prise en charge du facteur énergétique et vaut 0.09 dans le cas inverse.

• Par exemple, pour $PGA=0.1g$, D_{MAX} de la pile 1 est égal à 1.42cm et l'énergie dissipée est égale à 4162kn.cm. Le facteur $DI=0.23$ dans le cas de prise en charge le facteur énergétique est égale à 0.15 dans le cas inverse.

Ce dernier exemple montre que le facteur qui influe sur la variation de l'état de dommage est le facteur de ductilité de déplacement statique des piles du pont 3, où l'analyse statique montre que ce facteur est égal à 3.02.

Pour les états de dommages 2,3 et 4, une petite différence est remarquée entre les deux piles. Pour l'état de dommage complet, on remarque que la pile 2 subit cet état de dommage avec un pourcentage moindre que celui de pile 1. En plus, le pourcentage de production de cet état de dommage atteint les 100% au même niveau de PGA pour les deux piles.

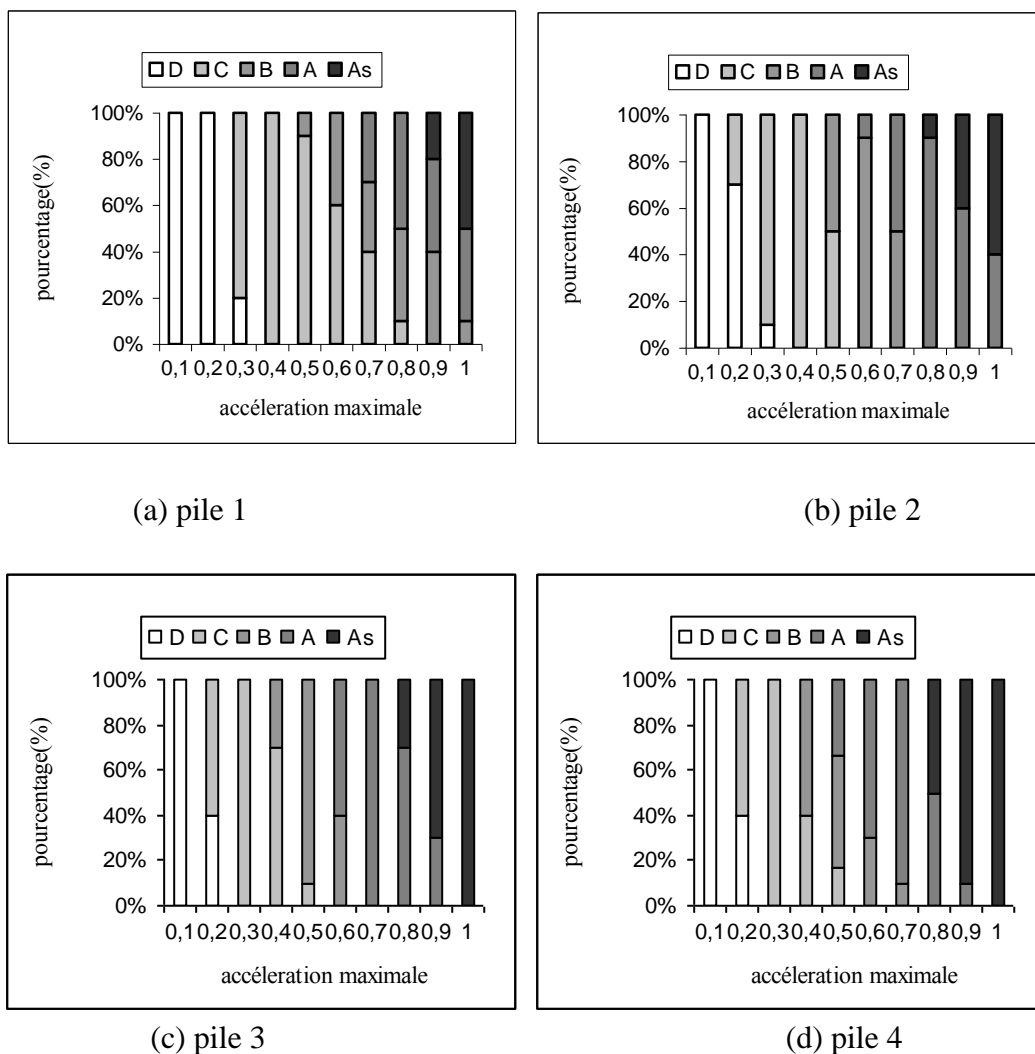


Fig.4.15. le pourcentage de production des dommages (pont 1)



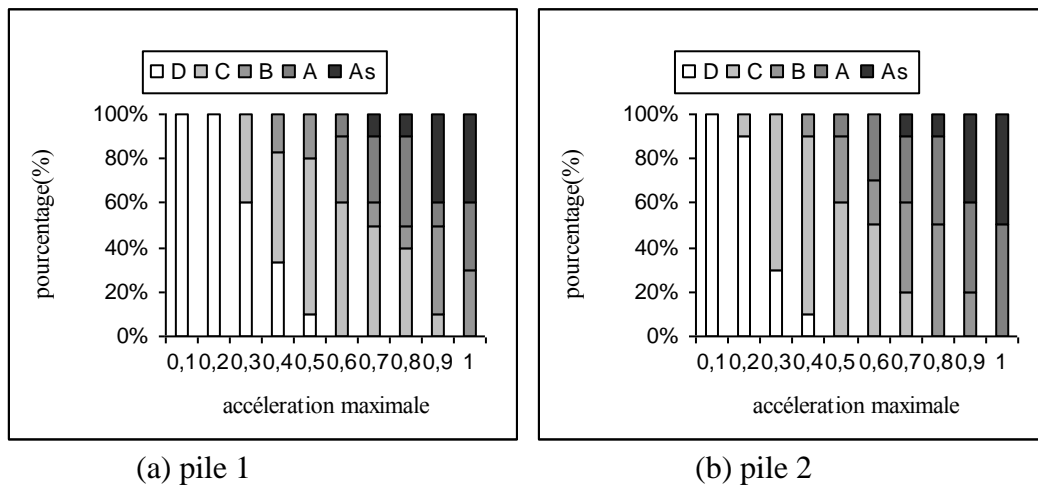


Fig.4.16. le pourcentage de production du dommage (pont 2)

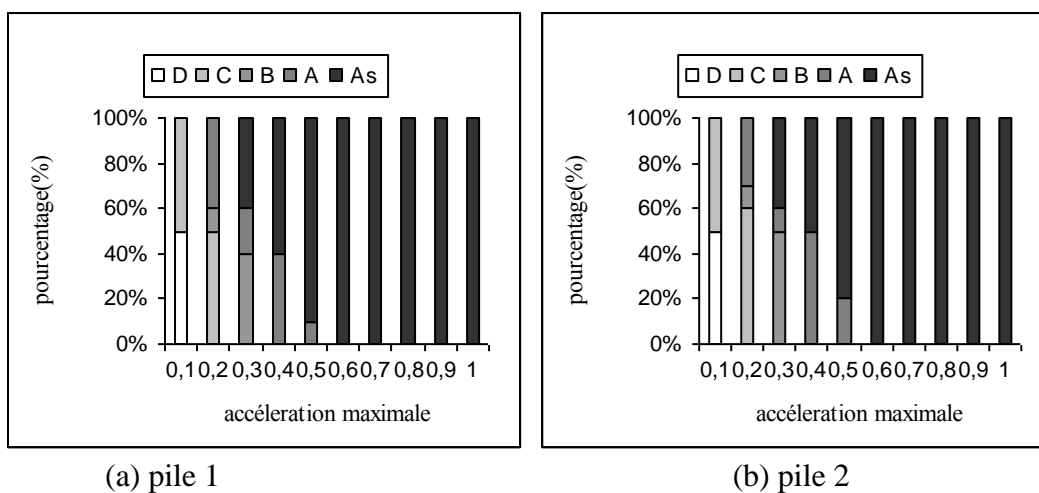


Fig.4.17. le pourcentage de production des dommages (pont 3)

4.3.4 Etablissement des courbes de fragilité

Les courbes de fragilité développées par le biais de l'approche de Park-Ang (1985) ont une forme d'une distribution logarithmique obtenue en utilisant la formule (3.3).

Les figures (4.18, 4.19 et 4.20) représentent les courbes de fragilité des piles de ponts étudiés durant des événements déduits du séisme de Northridge (1994) et classés en fonction de l'accélération maximale (PGA) en respectant le contenu fréquentiel.

La figure (4.18) représente les courbes de fragilité des piles du pont 1 en fonction de l'accélération maximale. Cette figure montre que le degré de vulnérabilité de la pile d'extrémité est moindre que celui des autres piles. Ce degré de vulnérabilité diminue lorsqu'on s'éloigne de la pile intermédiaire. Par exemple, la probabilité pour que la pile 1

reste sans dommage existe jusqu'à $PGA=0.4g$ et jusqu'à $PGA=0.3g$ pour les piles 2,3 et 4. Cette remarque reste valable pour les autres états de dommage.

En plus, on remarque une distribution régulière des états de dommage ainsi que leur probabilités. Cette figure montre aussi que la probabilité d'atteindre l'état de dommage complet est limité à 0.5 pour la pile 1 et à 0.6 pour la pile 2. Tandis que, cette probabilité atteint une valeur de 1 pour les piles 3 et 4.

La figure (4.19) représente les courbes de fragilité des piles du pont 2 en fonction de l'accélération maximale. Cette figure montre que les piles de ce pont peuvent rester sans dommages jusqu'à des niveaux moyens de l'accélération maximale (par exemple, $PGA=0.5g$). On remarque aussi que la pile intermédiaire est plus vulnérable par rapport aux autres piles. Par exemple, la probabilité d'atteindre l'état de l'effondrement total ne dépasse pas 0.5 pour toutes les piles. En plus, les piles d'extrémités restent sans dommage jusqu'à $PGA=0.5g$. Ce niveau diminue quand on s'éloigne de la pile d'extrémité.

Remarque

Il faut noter que la courbe de fragilité de la pile 1 correspondant à l'état du dommage moyen n'a pas été présentée. Ceci est dû au fait que la distribution du pourcentage de production de cet état est irrégulière et que ce pourcentage ne dépasse pas 50% comme présenté dans le tableau (4.3).

PGA (G)	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
Pourcentage (%)	20	20	30	10	10	40	30

Tableau 4.3 le pourcentage de production l'état de dommage moyen pour la pile 1

La figure (4.20) représente les courbes de fragilité des piles du pont 3 en fonction de l'accélération maximale.

Cette figure montre que les piles de ce pont sont plus vulnérables durant ce séisme par rapport aux piles des ponts 1 et 2. On remarque aussi que la pile 1 subit des états de dommage avec une probabilité supérieure à celle de la pile 2. Par exemple, la probabilité d'atteindre l'état de dommage complet est d'environ 0.15 au niveau de $PGA=0.3g$ pour la pile 1 et d'environ 0.1 pour la pile 2. En plus, il faut noter que les deux piles du pont 3 subissent les mêmes états de dommage en fonction de l'accélération maximale (PGA).

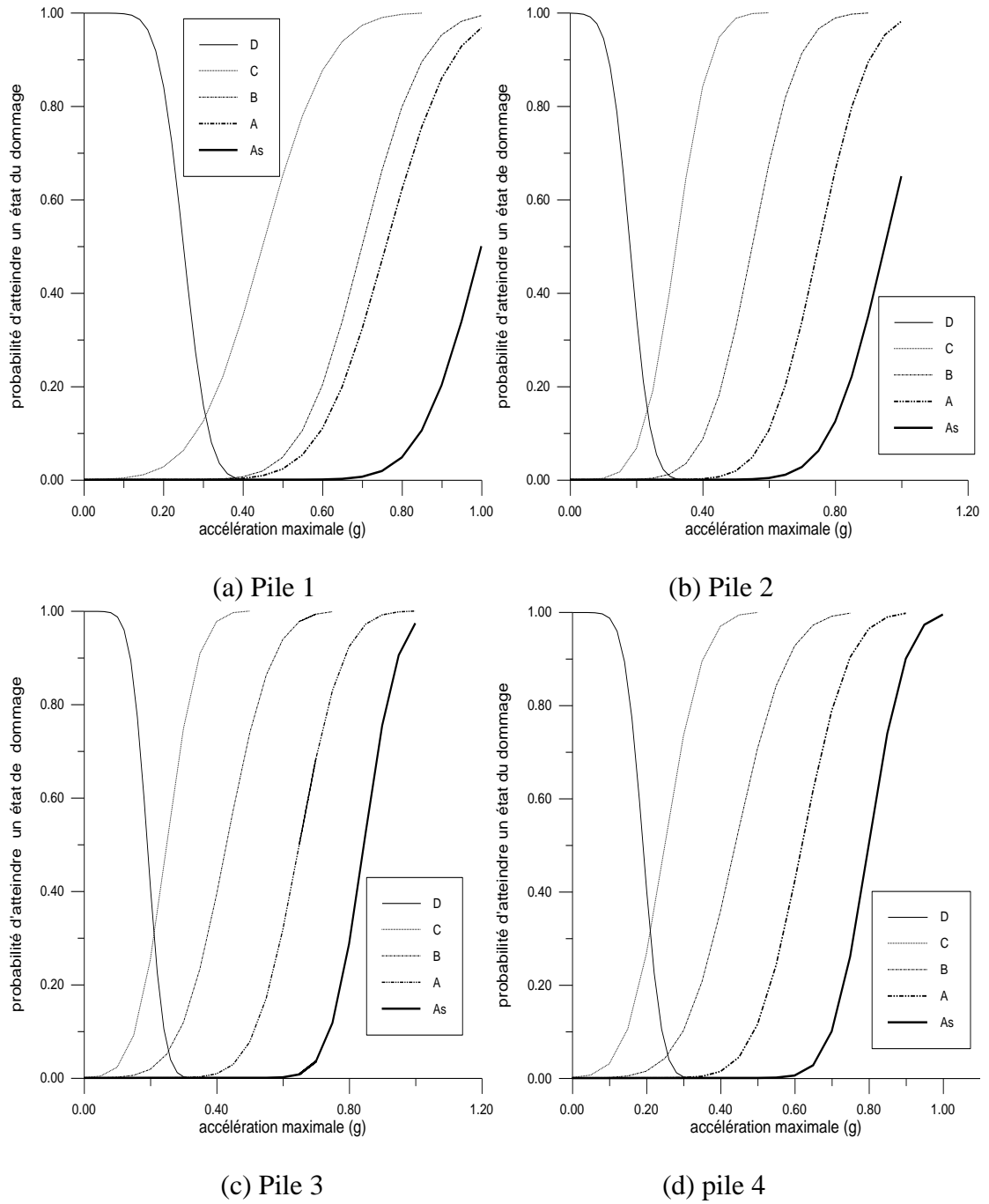


Fig.4.18. Courbe de fragilité du pont 1 en fonction de PGA

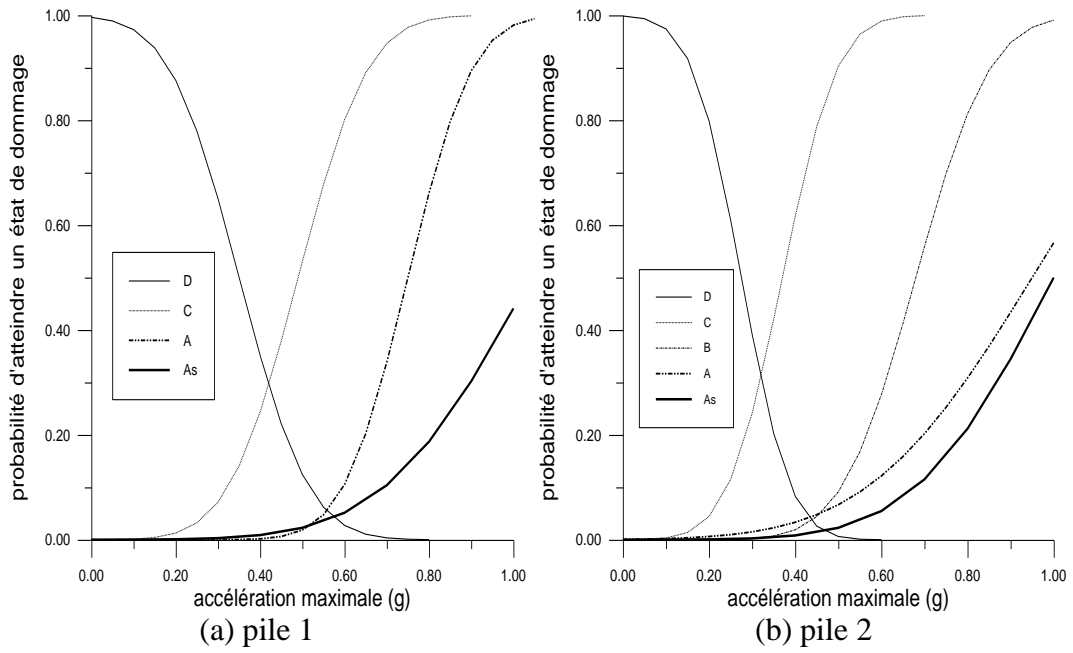


Fig.4.19. Courbe de fragilité des piles du pont 2 en fonction de PGA

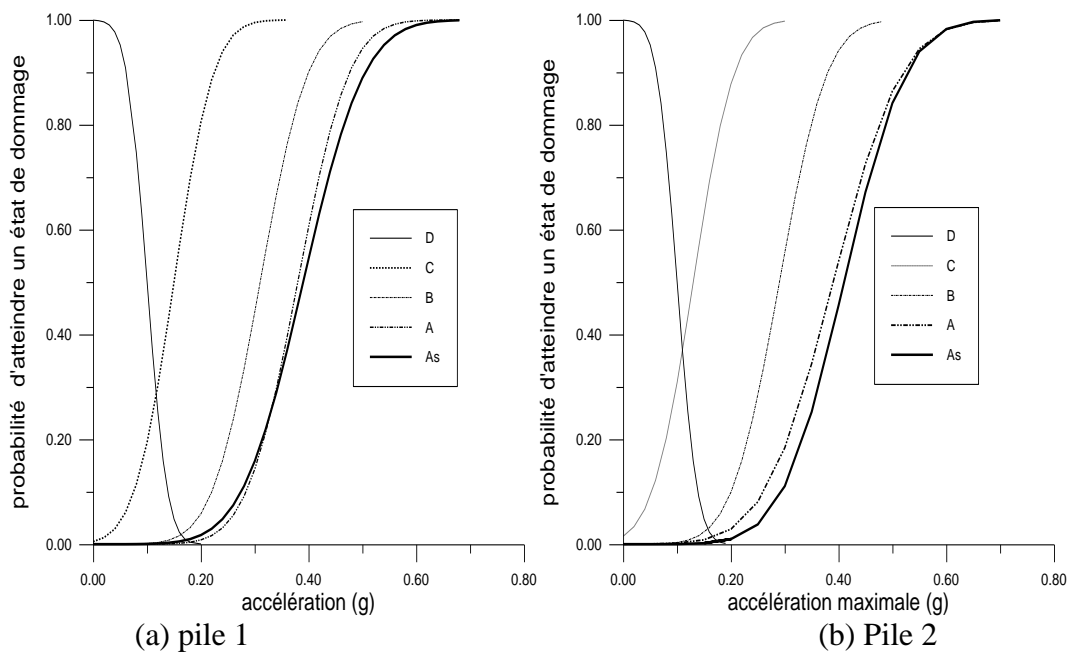


Fig. 4.20. Courbe de fragilité des piles du pont 3 en fonction de PGA

4.4 Conclusions

L'établissement des courbes de fragilité des trois ponts étudiés en utilisant l'approche de Park-Ang nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Un pont peut subir différents états de dommage par différents séismes qui ont la même accélération maximale.
- La production d'un état de dommage dépend de trois paramètres : le déplacement maximum, l'énergie dissipée et le facteur de ductilité de déplacement.
- La distribution de la production des états du dommage ainsi que leurs pourcentages est régulière dans quelques cas et irréguliers dans d'autres.
- Les courbes de fragilités établies dans ce travail ont une distribution régulière dans la plupart des cas étudiés.
- Les piles du pont 1 sont plus vulnérables par rapport aux piles du pont 2.
- Le pont 3 est vulnérable aux séismes de faible intensité exprimés en terme d'accélération maximale.
- Les piles intermédiaires représentent les piles les plus vulnérables durant un séisme.
- Le degré de vulnérabilité diminue quand on s'éloigne de la pile intermédiaire.
- L'irrégularité observée au niveau des résultats obtenus surtout pour le pont 2 peut être due , au nombre des événements pour chaque classe de l'accélération maximale .On a remarqué dans quelque cas, un changement important au niveau de la production des états des dommages ou bien une production importante directement.

Dans le chapitre suivant, on va établir les courbes de fragilité des trois ponts étudiés dans ce chapitre en utilisant une approche statique équivalente simplifiée.

Chapitre 5

Développement des Courbes de Fragilité en Utilisant la Méthode de la Capacité Spectrale.

5.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de développer des courbes de fragilité des ponts étudiés en se basant sur une méthode statique équivalente. Cette méthode est appelée la méthode de la capacité spectrale. Elle consiste à évaluer les courbes de capacité d'un pont en utilisant l'analyse pushover. C'est une analyse simple et rapide qui a été développée essentiellement pour les structures de bâtiment à plusieurs niveaux [ATC et FEMA].

L'utilisation de cette analyse pour les ponts représente un nouvel axe de recherche afin de savoir, si cette analyse peut être utilisée pour les ponts.

Dans ce chapitre, nous allons commencer par l'évaluation des courbes de capacité des différents ponts en utilisant l'analyse statique pushover. Ensuite, la détermination des spectres de demande au format pseudo accélération -spectre de déplacement(A-D) ainsi que la détermination de la performance des ponts en se basant sur les deux courbes citées précédemment et une procédure d'itération.

5.2 Développement des courbes de fragilité.

Avant d'entamer cette étape, il faudrait mentionner que les ponts étudiés ainsi que les séries d'accélérogrammes dans ce chapitre sont les mêmes du chapitre précédent. En plus, on suppose dans ce cas que le tablier du pont reste élastique sans dommage alors que les piles sont modélisées comme une pile élastique avec des zones d'extrémité plastiques.

5.2.1 Méthode de la capacité spectrale.

La méthode de la capacité spectrale consiste à établir les courbes de fragilités des trois ponts étudiés en se basant sur le principe de l'évaluation de la performance de ces ponts. Cette performance nécessite deux éléments principaux : la courbe de capacité d'un pont et les spectres de réponses convertis au format (A-D).

La première étape dans ce développement est établie par le biais de l'analyse pushover.

5.2.1.1 Analyse pushover.

Cette analyse consiste à évaluer les courbes de capacités des trois ponts soumis à des forces latérales augmentées d'une manière incrémentale jusqu'à atteindre le déplacement maximum. Trois éléments principaux représentent l'analyse pushover : les

caractéristiques elasto-plastiques d'une section, la position des zones plastiques et enfin, le type des forces appliquées.

1. Caractéristiques elasto-plastiques : durant un séisme, les piles d'un pont peuvent subir des dommages dus à la flexion de ces éléments. Ces caractéristiques sont présentées par la relation moment-rotation. Il faut noter que ces caractéristiques ont été obtenues dans le chapitre précédent (voir 4.2.2). En deuxième étape, cette analyse nécessite les limites de chaque état de dommage présenté par le rapport (rotation / rotation élastique). Ces limites sont présentées dans le tableau (5.1).

Etat de dommage	Pont 1	Pont 2	Pont 3
	$\frac{\theta}{\theta_y}$	$\frac{\theta}{\theta_y}$	$\frac{\theta}{\theta_y}$
D	1	1	1
C	1.5	2	1.3
B	3.1	4	2.8
A	5.3	6	4.1
As	11	12	7

Tableau 5.1 Les limites des états de dommage

2. Les zones plastiques : comme mentionné dans le chapitre précédent, il y' à une possibilité de production une zone plastique à l'extrémité inférieure des piles des ponts 1 et 3, et deux zones plastiques pour les piles du pont2.

3. Les forces appliquées : Une distribution d'une force latérale modale est considérée. Cette force latérale dépend de la charge de la superstructure et le vecteur du mode où le facteur de la participation de la masse dépasse les 75%.

Le premier résultat obtenu de cette analyse en utilisant le programme SAP2000 est présenté par la courbe de pushover (figures (5.1, 5.2 et 5.3)). Ensuite, la courbe de capacité est obtenue comme présenté dans les figures (5.4 et 5.5 et 5.6).en passant par un procédure de conversion.

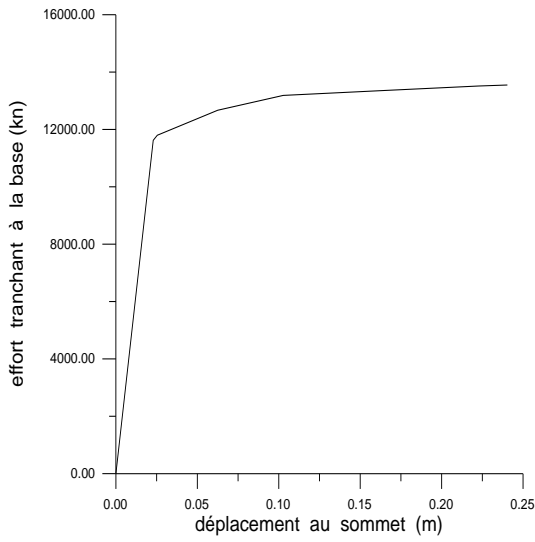


Fig.5.1. Courbe pushover du pont 1

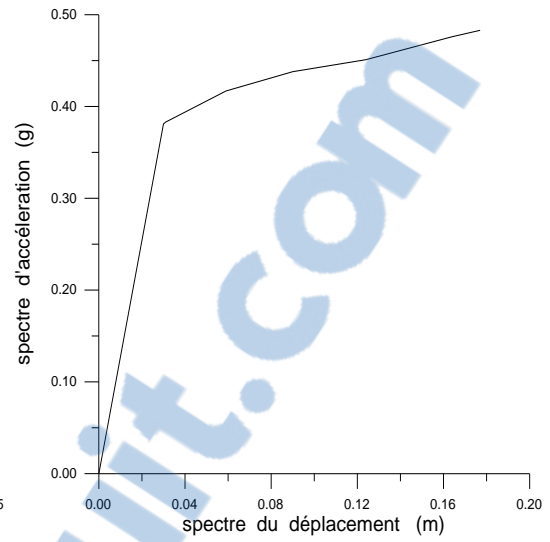


Fig.5.4. Courbe de capacité du pont 1

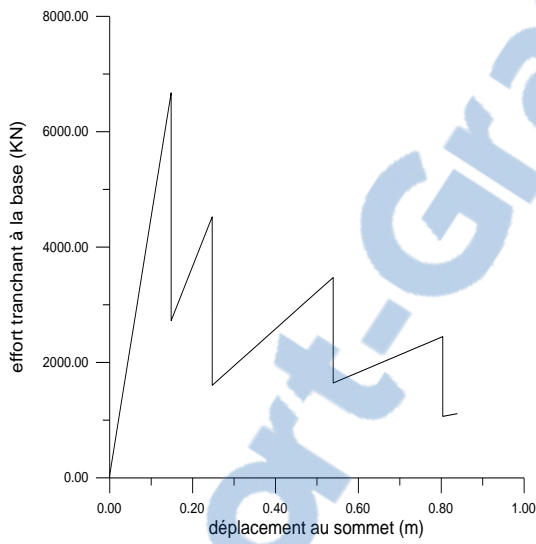


Fig.5.2. Courbe pushover du pont 2

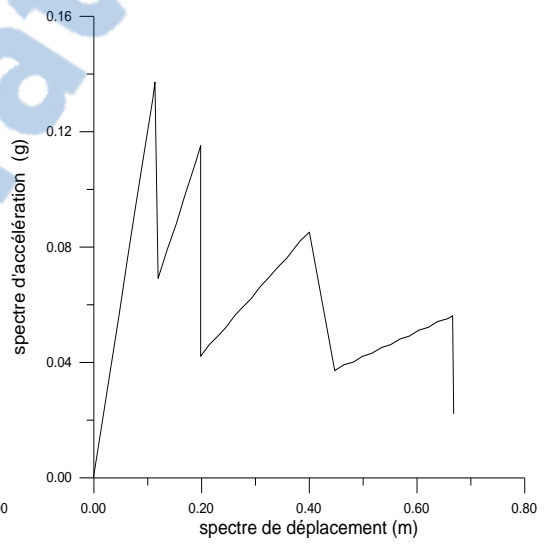


Fig.5.5. Courbe de capacité du pont 2

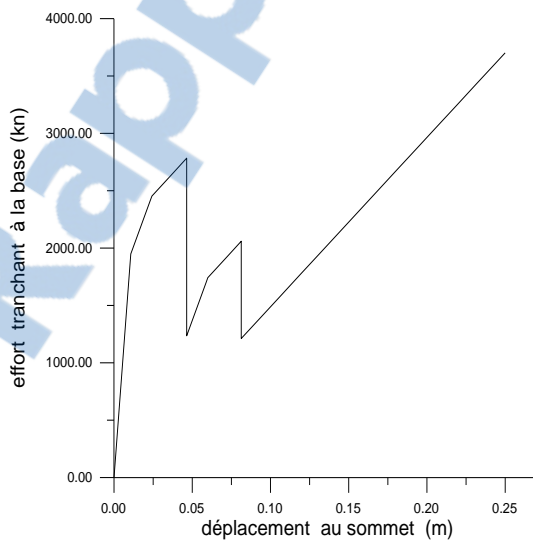


Fig.5.3 courbe de pushover du pont 3

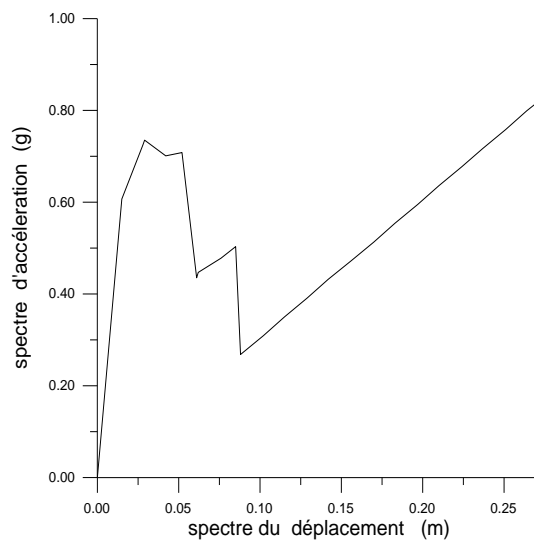
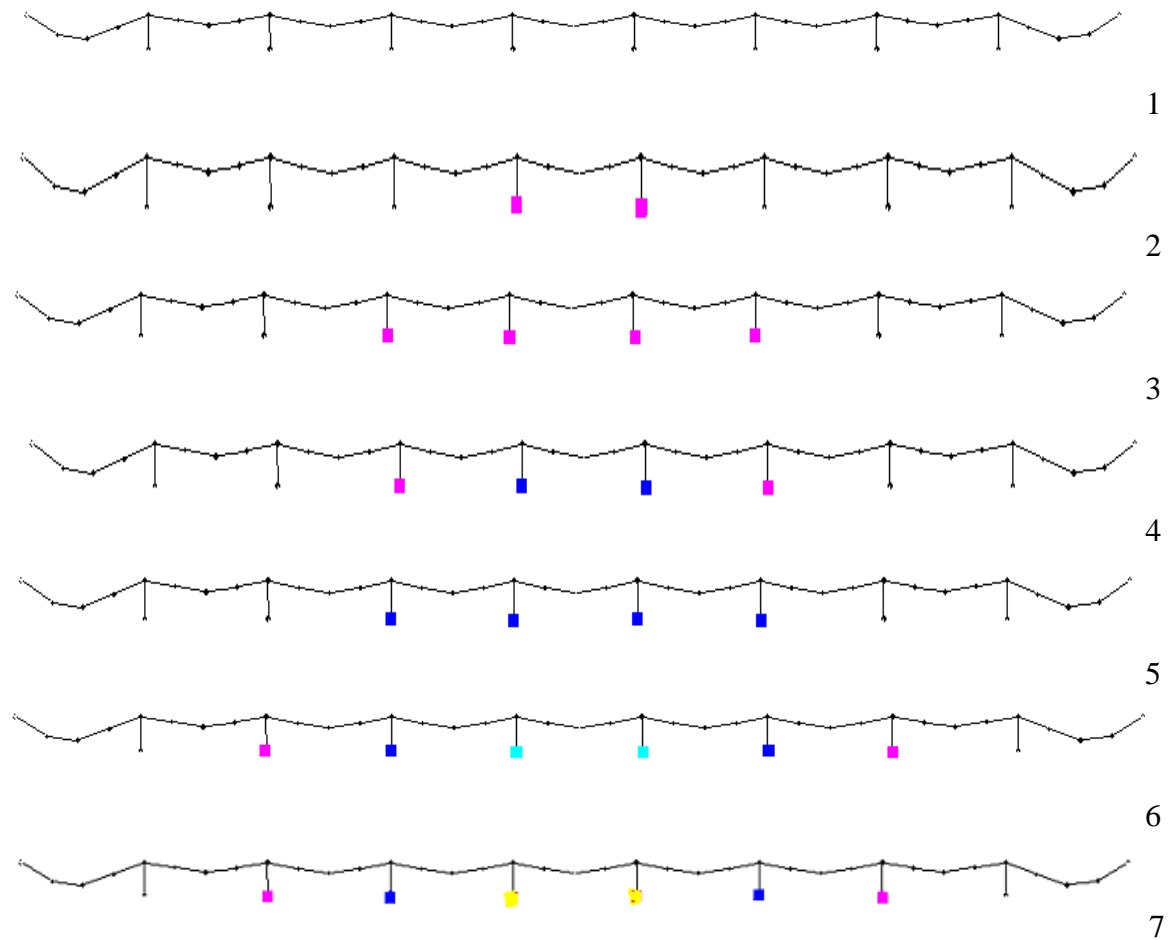


Fig.5.6 Courbe de capacité du pont 3

Il faut noter que lorsque l'analyse pushover est terminée, le programme utilisé (SAP2000) peut nous donner les étapes de production des états de dommage au niveau d'un pont. Ces étapes sont présentées dans les figures (5.7 et 5.8 et 5.9).



Symboles	■	■	■	■	■
Etat de dommage	Pas de dommage (D)	Dommmage léger(C)	Dommmage moyen (B)	Dommmage considérable (A)	Effondrement total (As)

Fig.5.7 Les étapes de productions des états de dommage du pont 1.

1

2

3

4

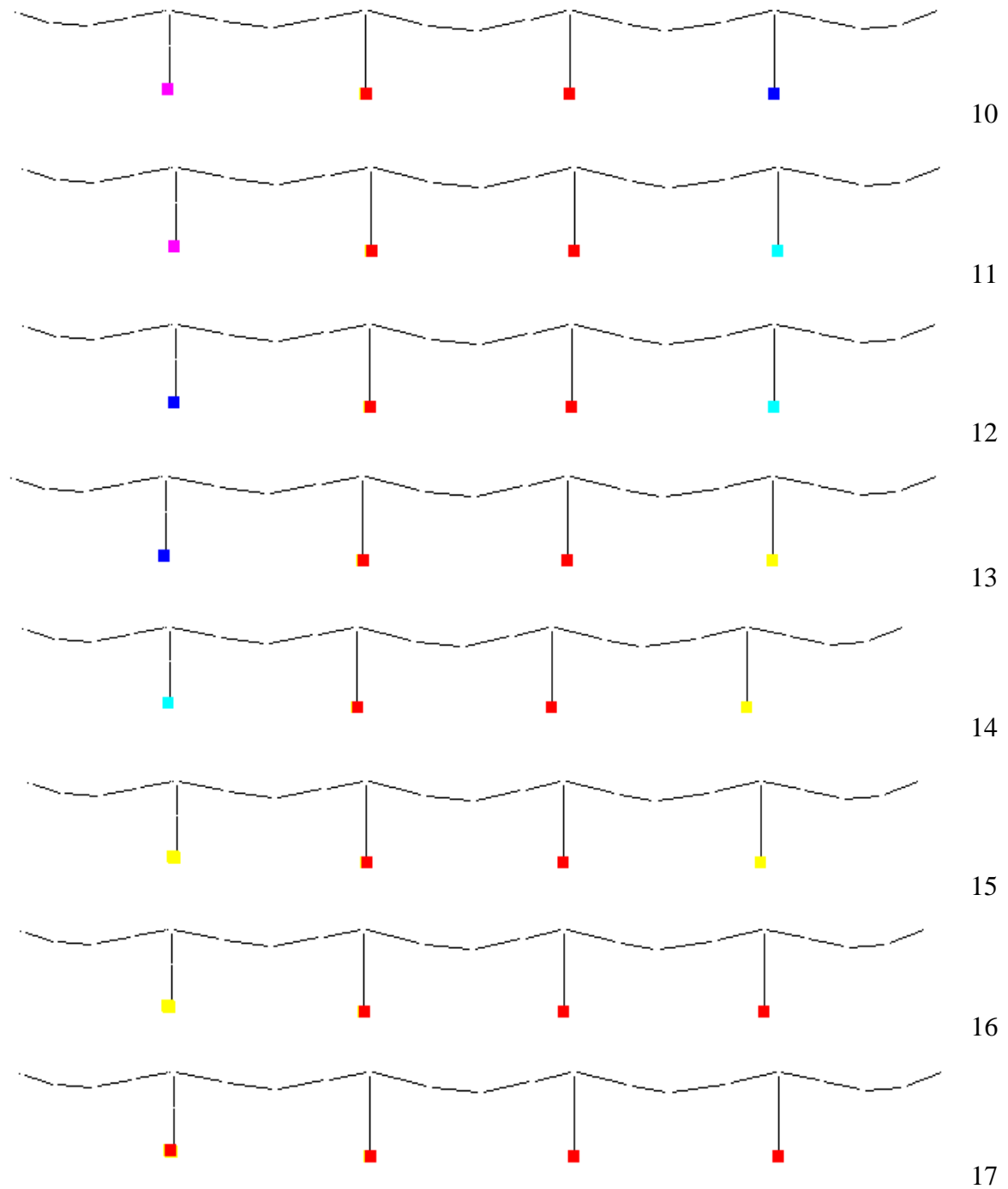
5

6

7

8

9








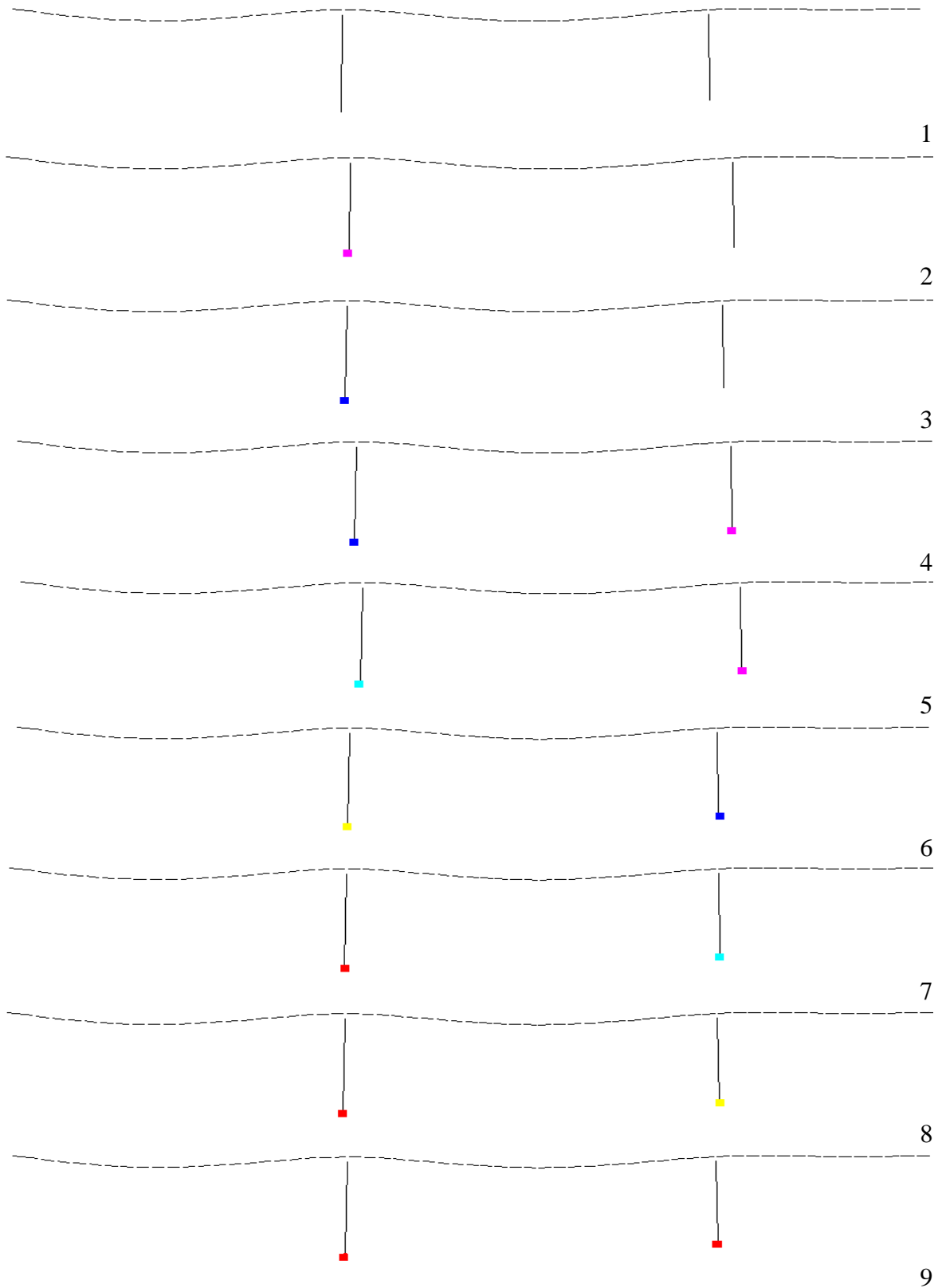
Symboles					
Etat de dommage	Pas de dommage (D)	Domage léger(C)	Domage moyen (B)	Domage considerable (A)	Effondrement total (As)

Fig.5.8 Les étapes de productions des états de dommage du pont 2.



Symboles	■	■	■	■	■
Etat de dommage	Pas de dommage (D)	Domage léger(C)	Domage moyen (B)	Domage considérable (A)	Effondrement total (As)

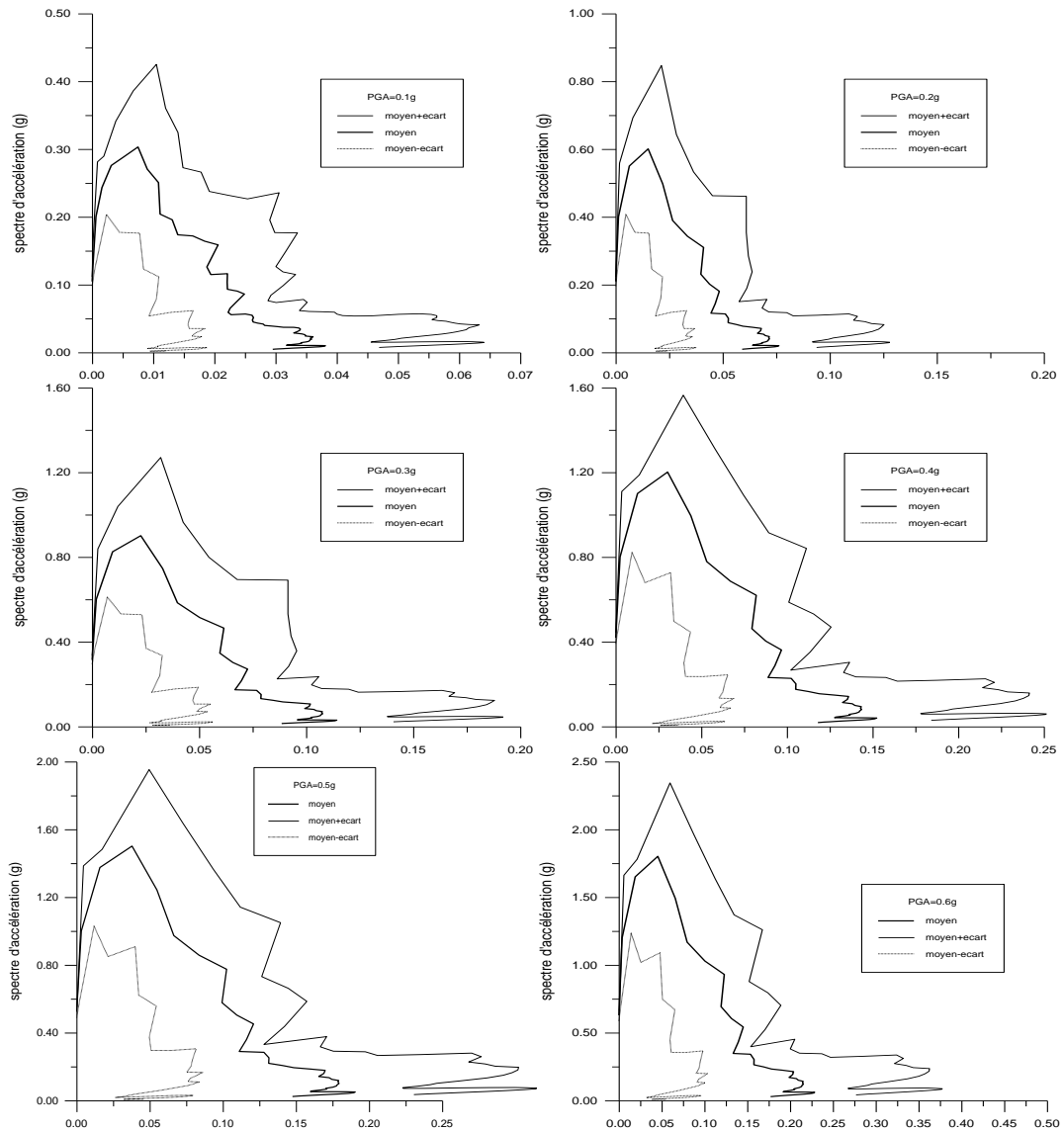
Fig.5.9 Les étapes de production des états de dommage du pont 3.

5.2.1.2 Spectre de demande.

La deuxième partie dans ce chapitre est consacrée à évaluer des spectres de demande élastique et inélastique en se basant sur les spectres de réponse élastique et inélastique obtenus pour les différents accélérogrammes utilisés et à partir des procédures de conversion présentés dans le chapitre 3.

Tout d'abord, des spectres de réponse élastiques convertis au format (A-D) sont déterminés. On retient trois spectres de réponse : moyen, moyen+écart et moyen-écart comme présenté dans la figure (5.10).

A partir de ces spectres, on va évaluer des spectres de demande inélastique en utilisant les formules (3.9) et (3.10).



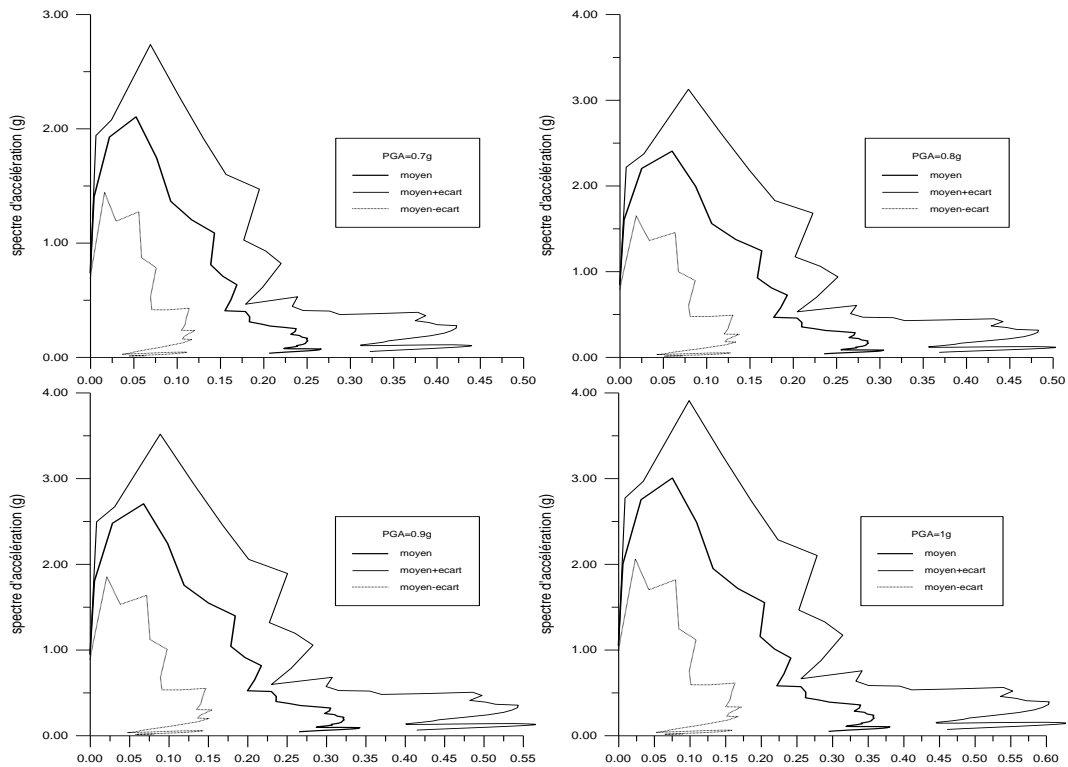


Fig.5.10 Spectres de demande élastiques pour les différentes valeurs de PGA .

5.2.1.3 Evaluation de la performance.

Dans cette partie, la performance des trois ponts est obtenue en utilisant les courbes de capacité développées dans la première partie et les spectres de demande élastiques et inélastiques évalués dans la deuxième partie.

Trois points de performance sont obtenus dans ce chapitre :

- Le premier représente la performance d'un pont en utilisant les spectres de demande moyens comme présenté dans les figures (5.11, 5.12 et 5.13).
- Le deuxième point donne la performance d'un pont en utilisant les spectres de demande moyen+écart.
- Le troisième point donne la performance d'un pont en utilisant les spectres de demande moyen -écart.

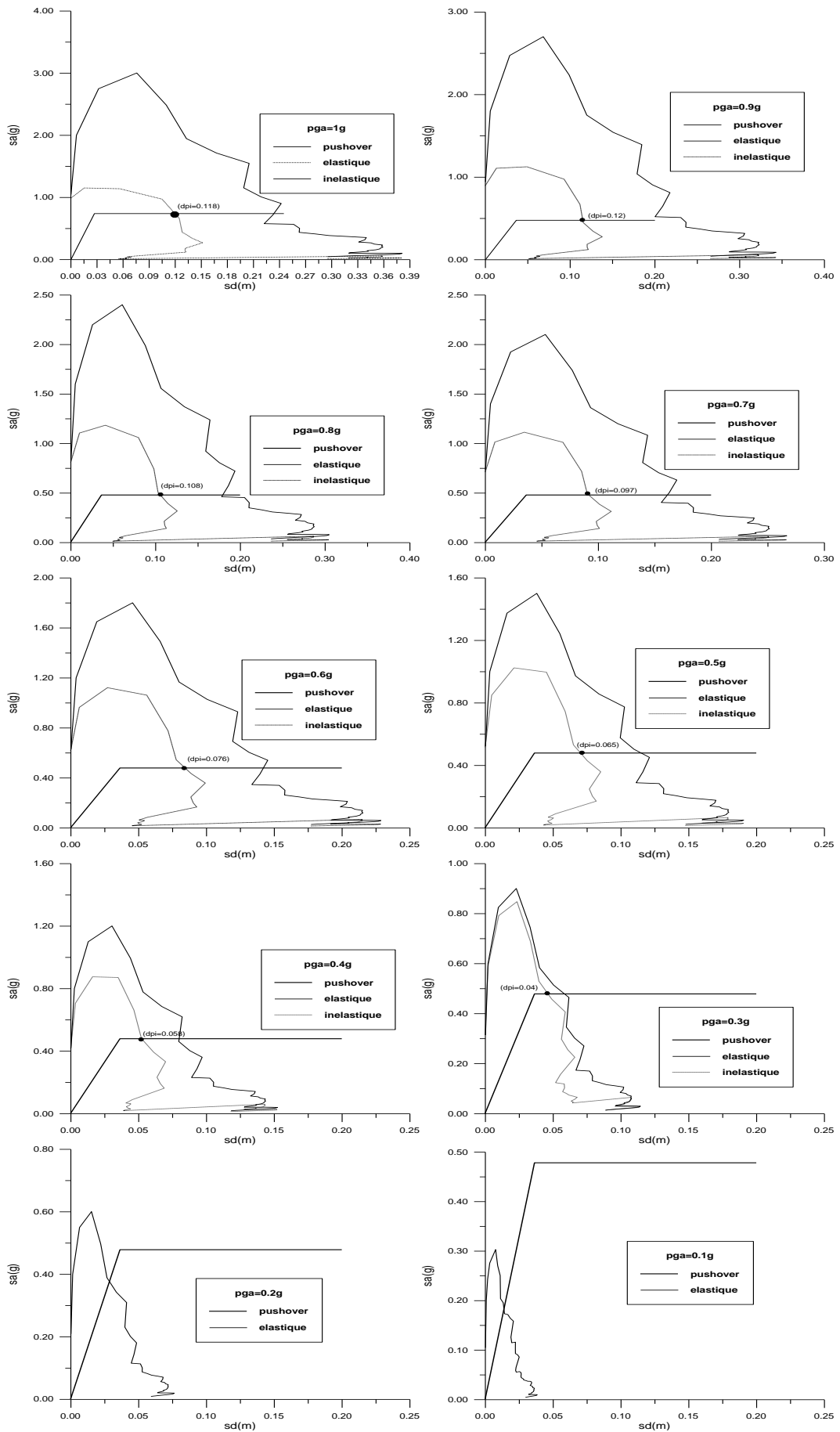


fig.5.11 Les points de performance du pont 1 en fonction de l'accélération maximale

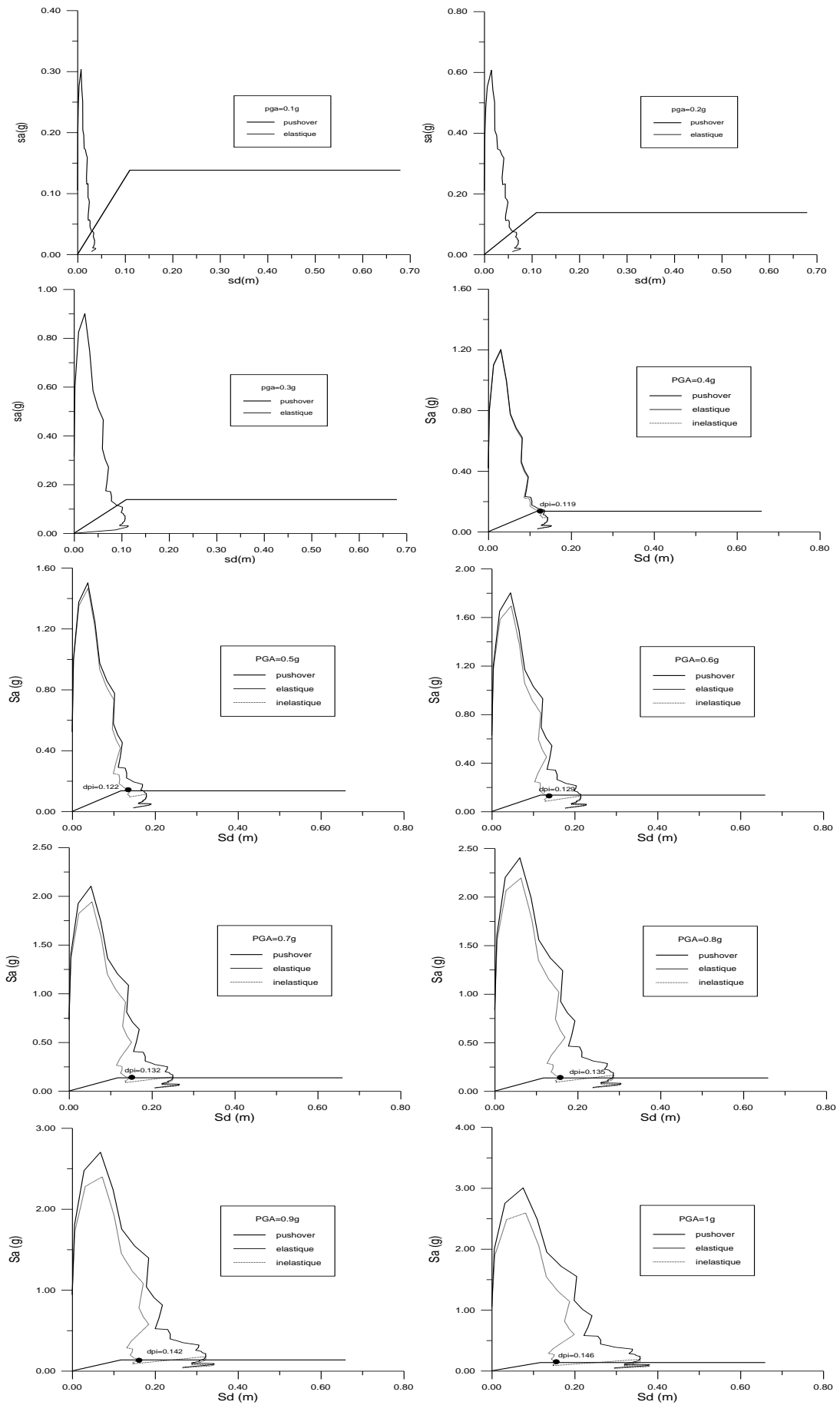


fig.5.12 Les points de performance du pont 2 en fonction de l'accélération maximale

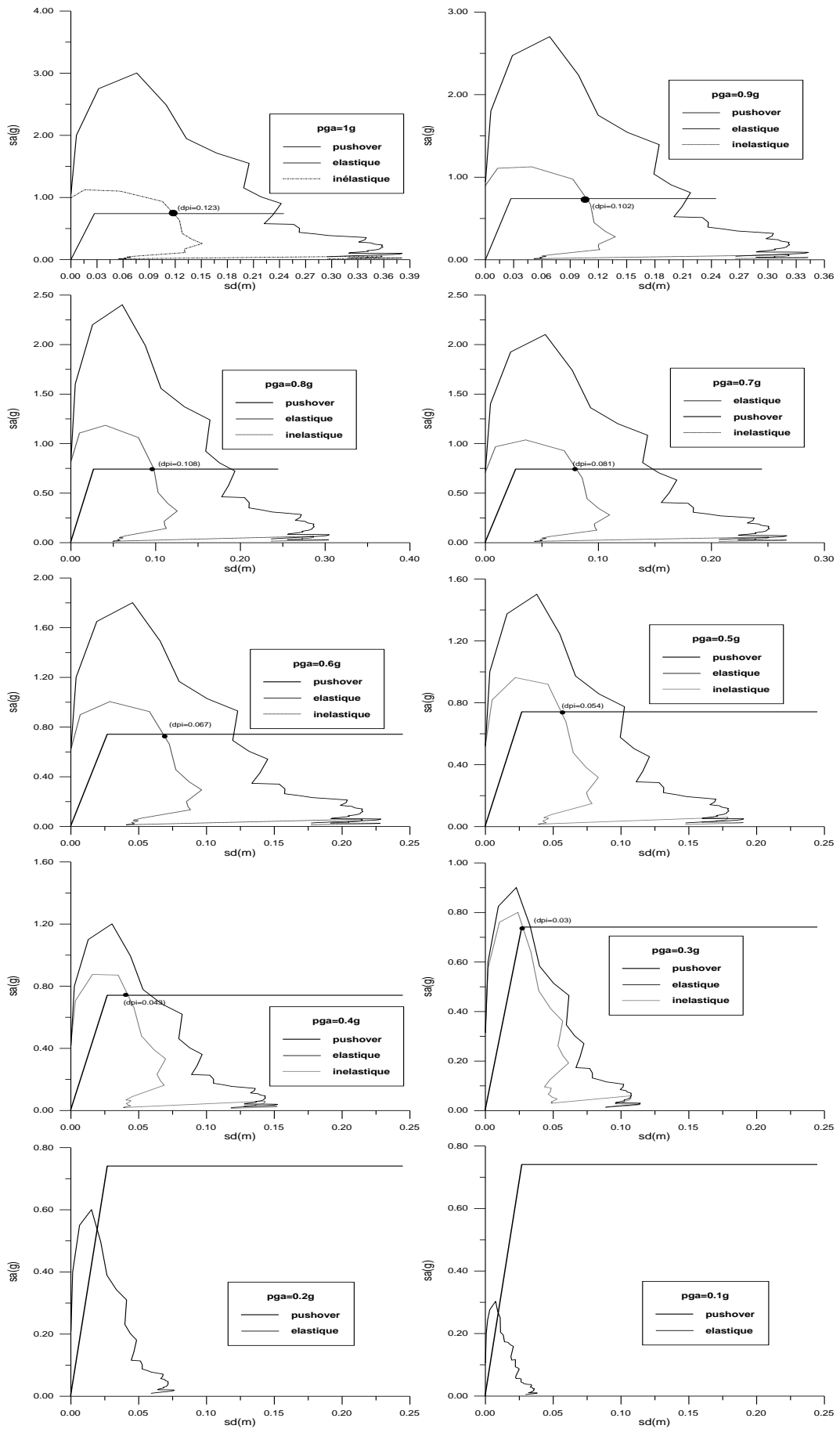


fig.5.13 Les points de performance du pont 3 en fonction de l'accélération maximale.

Les points de performances déterminées sont regroupés dans les trois figures suivantes :

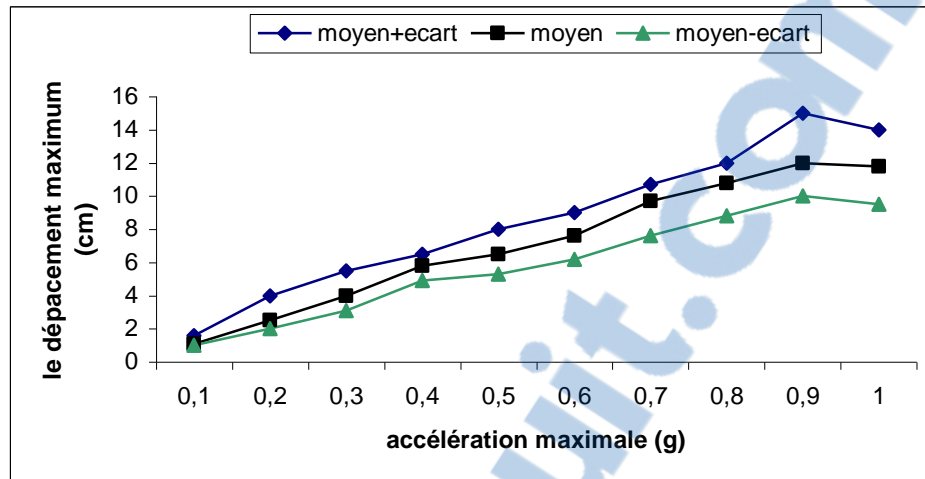


fig.5.14.La performance du pont 1 en fonction de l'accélération maximale

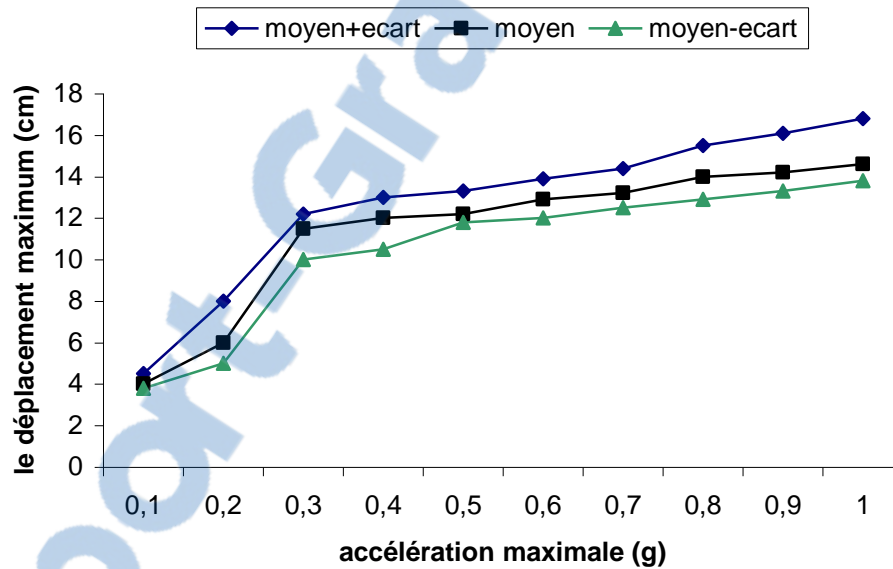


fig.5.15.La performance du pont 2 en fonction de l'accélération maximale

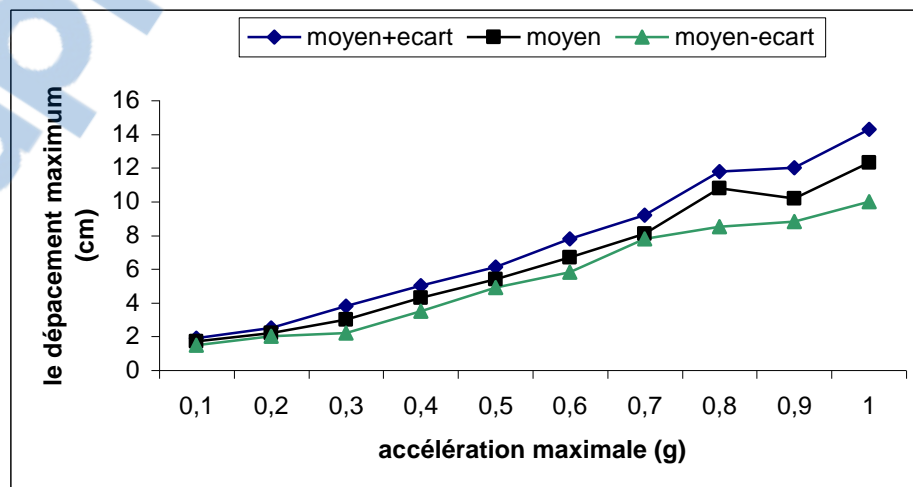


fig.5.16.La performance du pont 3 en fonction de l'accélération maximale

5.2.2 Construction des courbes de fragilité

Les courbes de fragilité développées par le biais de la méthode de la capacité spectrale ont une forme d'une distribution logarithmique obtenue en utilisant la formule (3.13).

Tout d'abord, les déplacements limites pour chaque état de dommage pour les trois ponts sont regroupées dans les tableaux ci-dessous.

Etat de dommage	Déplacement (cm)
D	0-3.00
C	3.00-9.21
B	14-19
A	24-28
As	26-35

Tableau 5.2 Les déplacements limites du pont 1

Etat de dommage	Déplacement (cm)
D	0-11.9
C	11.9-13.7
B	13.03-14.26
A	14.26-22.19
As	15-78

Tableau 5.3 Les déplacements limites du pont 2

Etat de dommage	Déplacement (cm)
D	0-1.79
C	0.59-3.06
B	1.79-6
A	3.06-6.67
As	4.15-27

Tableau 5.4 Les déplacements limites du pont 3

Les courbes (5.17, 5.18 et 5.19) représentent les courbes de fragilité des ponts étudiés en utilisant la méthode de la capacité spectrale en fonction de l'accélération maximale (PGA).

A partir de ces figures, on remarque une distribution régulière des courbes de fragilités obtenues et qui correspondent à tous les états du dommage.

Ces figures montrent que le pont 2 est moins vulnérable que le pont 1 ainsi que le pont 1 est moins vulnérable que le pont 3.

La figure (5.17) montre que le pont 1 peut rester sans dommage jusqu'à $PGA=0.25g$. En plus, ce pont subit l'état de dommage léger à partir de $PGA=0.15g$ pour atteindre une probabilité de 1 à partir de $PGA=0.6g$. Il faut noter que les courbes de fragilité correspondant aux états de dommage moyen, considérable et l'effondrement total n'ont pas été présentés du fait que les déplacements limites de ces états de dommage sont supérieurs aux déplacements maxima. Sachant que le déplacement maximum de pont 1 obtenu au niveau de $PGA=1g$ est égal à 15cm.

La figure (5.18) montre que le pont 2 peut rester sans dommage jusqu'à $PGA=0.6g$. En plus, ce pont subit l'état de dommage léger à partir de $PGA=0.2g$ pour atteindre une probabilité de 1 à partir de $PGA=0.8g$. Cette figure montre aussi que le pont 2 subit l'état de dommage considérable à partir de $PGA=0.4g$ et à partir de $PGA=0.5g$ pour l'état de l'effondrement total. On remarque aussi que la probabilité d'atteindre les états des dommages considérable et l'effondrement total restent inférieure à 1.

La figure (5.19) montre que le pont 3 est vulnérable aux séismes de faible et moyenne intensité. Par exemple, la probabilité d'atteindre l'état de dommage complet existe à partir de $PGA=0.2g$ pour atteindre une probabilité de 1 à partir de $PGA=0.65g$. Pour l'état de dommage léger, cet état se produit à partir de $PGA=0.1g$ pour atteindre une probabilité 1 à partir de $PGA=0.25g$. L'état de dommage considérable se produit à partir de $PGA=0.15g$ et atteint une probabilité 1 à partir de $PGA=0.45g$. On remarque aussi que le pont 3 peut rester sans dommage qu'à niveau de $PGA=0.1g$.

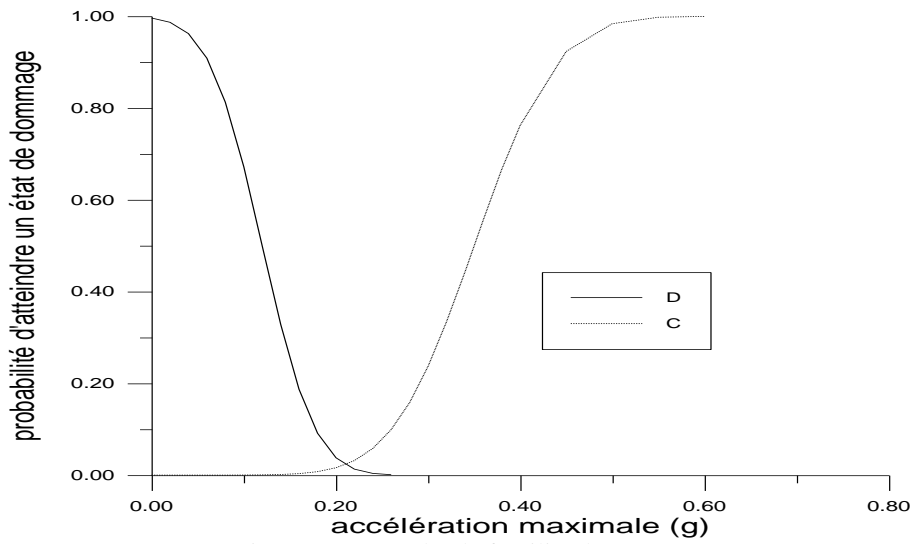


Fig.5.17 Les courbe de fragilité de pont 1

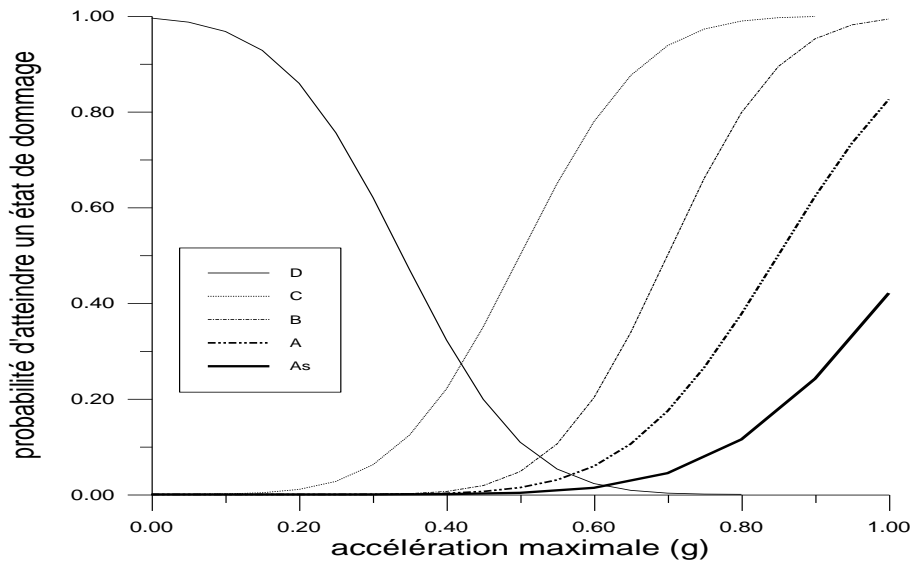


Fig.5.18 Les courbes de fragilité de pont 2

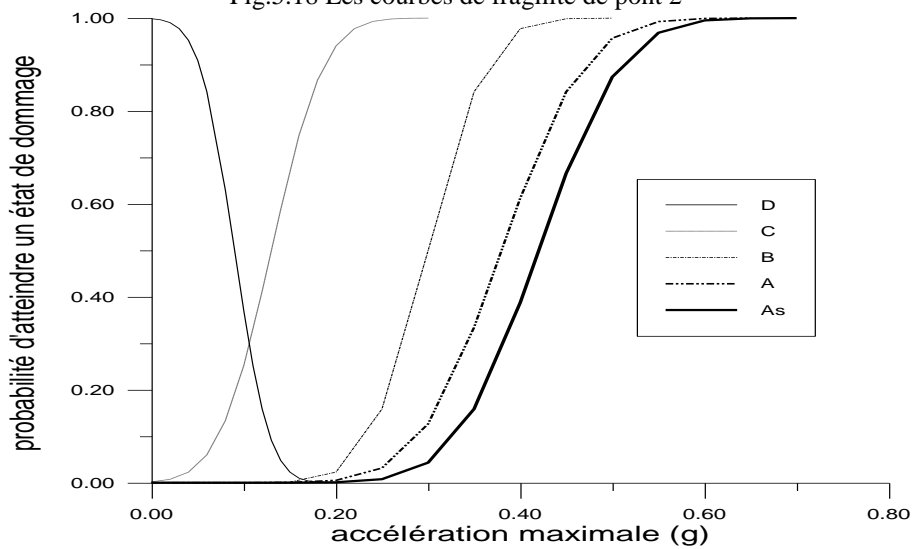


Fig.5.19 Les courbes de fragilité de pont 3

5.3 Étude comparative

Cette étude peut être divisée en deux :

- Une étude comparative entre les résultats obtenus par le biais des deux approches (dynamique et statique équivalente).
- Une étude comparative entre les courbes de fragilité du pont 2 obtenues dans ce travail et celles obtenues par Shinozuka [53] pour le même pont.

5.3.1 Etude comparative entre les deux approches

Dans cette partie, une étude comparative entre les résultats obtenus par le biais des deux approches est considérée. On va se limiter à faire une comparaison seulement pour les états de dommage léger et considérable.

Les tableaux (6.1, 6.2 et 6.3) représentent les déplacements maxima des piles de trois ponts en utilisant l'approche dynamique et l'approche statique équivalente.

PGA (G)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
dynamique	1.2	2.5	3.8	5.0	6.3	7.6	8.8	10.1	11.4	12.6
statique	1.1	2.5	4	5.8	6.7	7.6	9.7	10.8	12	11.8

Tableau 5.5 Le déplacement maximum du pont 1

PGA (G)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
dynamique	1.3	2.5	3.9	5.1	6.4	7.6	8.9	10.2	11.5	12.7
statique	4	6	11.5	12	12.2	12.9	13.2	13.4	14.2	14.6

Tableau 5.6 Le déplacement maximum du pont 2

PA (G)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
dynamique	1.5	3.1	4.6	6.2	7.8	9.3	11	12.5	14.0	15.6
statique	1.7	2.2	3	4.3	5.4	6.7	8.1	10.8	10.2	12.3

Tableau 5.7 Le déplacement maximum du pont 3

PONT 1	ANALYSE DYNAMIQUE				ANALYSE STATIQUE	
	Etat de dommage	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 1, 2,3 et 4
D		0.3-1.9	0.3-1.7	0.4-2.3	0.5-2.6	0-2.8
C		0.5-4.8	1.0-5.4	1.4-7.0	1.6-6.3	2.8-13.4
B		0.9-6.7	1.8-8.6	2.4-9.2	2.8-8.4	13.4-24
A		2.0-8.6	2.1-13.7	3.4-13.9	3.3-16.0	24-27
As		2.3-9.6	4.4-17.4	6.0-23.0	4.4-26.7	26-35

Tableau 5.8 Les limites entre état de dommage du pont 1

PONT 2	ANALYSE DYNAMIQUE		ANALYSE STATIQUE
Etat de dommage	Pile 1		Pile 1 et 2
D	0-4.5	0-3.1	0-11.6
C	2.8-8.9	3.0-10.75	11.6-12.2
B	4.2-11.2	6.2-16.2	12.2-12.5
A	5.0-9.9	7.7-20.5	12.5-13.2
As	5.8-11.2	10.7-21.5	13.9-74

Tableau 5.9 Les limites entre état de dommage du pont 2

Pont 3	Analyse dynamique		Analyse statique	
Etat de dommage	Pile 1	Pile 2	Pile 1	Pile 2
D	0-1.07	0-0.7	0-1.7	0-1.7
C	1.07-2	0.7-1.9	1.0-1.6	0.9-1.8
B	2-2.7	1.8-2.7	2.2-3.0	2.3-3.0
A	2.2-3.2	1.6-4.1	3.6-4.3	3.4-4.1
As	3.3-27.9	3.7-19.9	4.3-30	4.1-21.7

Tableau 5.10 Les limites entre état de dommage du pont 3

Les figures (5.20, 5.21 et 5.22) représentent les courbes de fragilité des ponts 1,2 et 3 en utilisant l'approche dynamique et l'approche statique. Il faut noter tout d'abord que la courbe de fragilité obtenue par une analyse dynamique représente la courbe moyenne des courbes de fragilité des piles de pont 1.

La figure 5.20 montre que les deux résultats sont concordants.

La figure 5.21 montre que les deux approches donnent des résultats différents pour les deux états de dommage léger et considérable. Par exemple, l'état de dommage considérable se produit à partir de $PGA=0.3g$ pour une analyse dynamique et à partir de $PGA=0.5g$ pour une analyse statique.

La figure 5.22 montre que les deux résultats pour le pont 3 sont concordants.

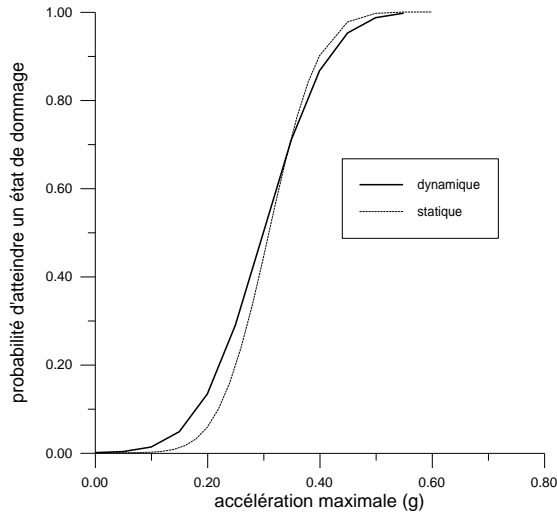
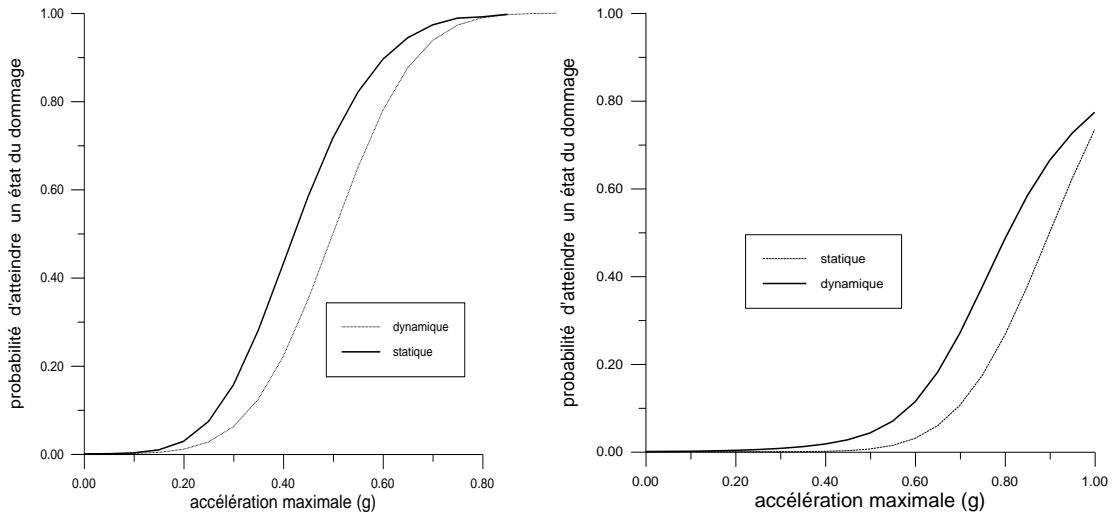


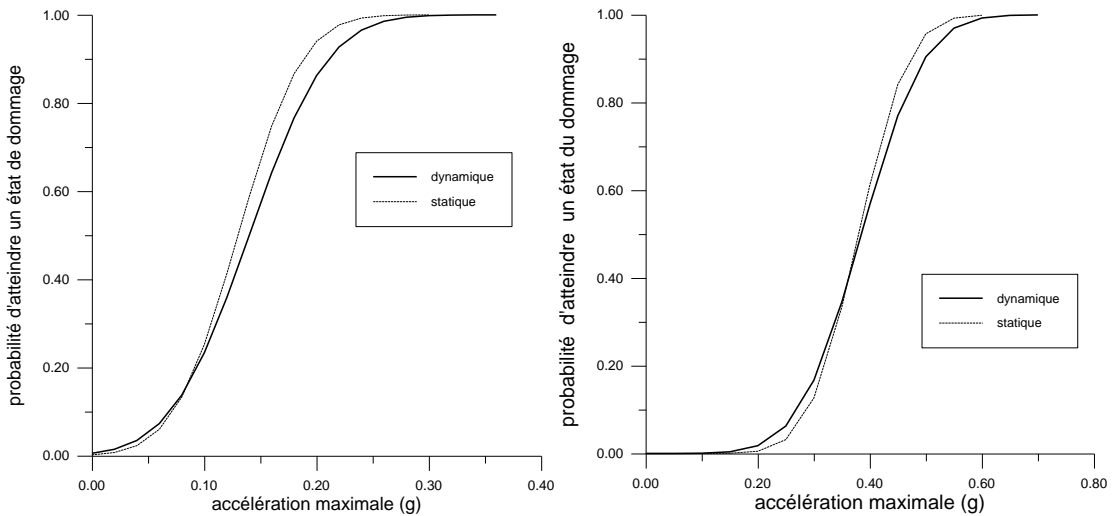
Fig.5.20 Les courbes de fragilité du pont 1 (Dommage léger)



a- Dommage léger

b- Dommage considérable

Fig.5.21 Les courbes de fragilité du pont 2



a- Dommage léger

b- Dommage considérable

Fig.5.22 Les courbes de fragilité du pont 3



5.3.2 Etude comparative entre les résultats obtenus dans le chapitre 4 et 5 et les résultats de Shinozuka.

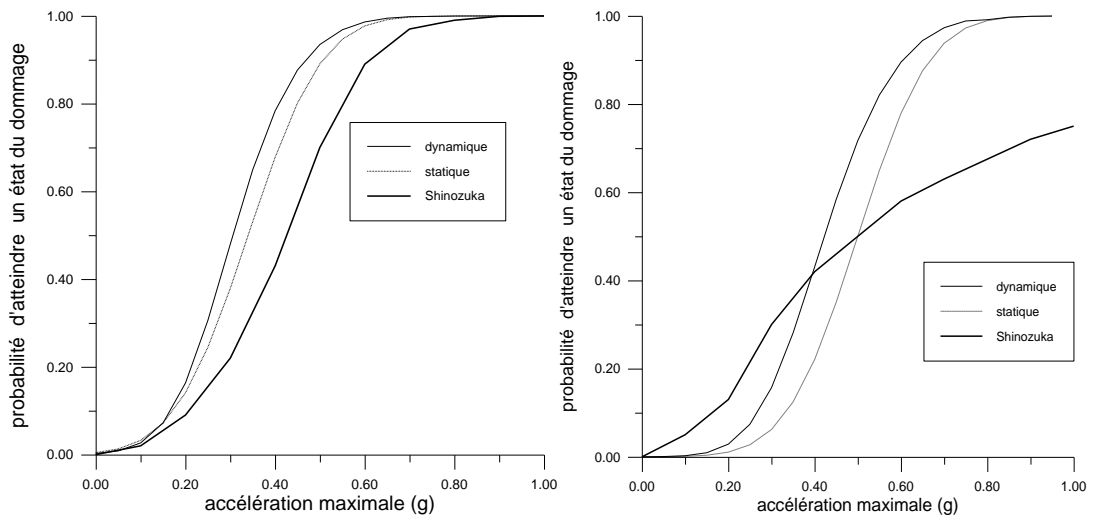
La figure (5.23) présente les courbes de fragilité du pont 2 soumis aux séismes de Northridge et Los Angeles en utilisant la méthode statique et dynamique ainsi que la méthode utilisée par Shinozuka.

Cette figure montre une différence entre les résultats obtenus. Cette différence est importante entre les résultats de l'approche de Par-Ang et ceux de Shinozuka. Tandis que, la différence entre les courbes de fragilité de l'analyse statique et celles de Shinozuka est moindre par rapport à l'approche dynamique dans le cas où le pont 2 reste dans le domaine élastique.

Pour l'état de l'effondrement total, la différence est importante entre les résultats de l'analyse statique et ceux de Shinozuka jusqu'à $PGA=0.9g$. À partir de ce niveau, cette différence est moindre par rapport à celle de la méthode dynamique.

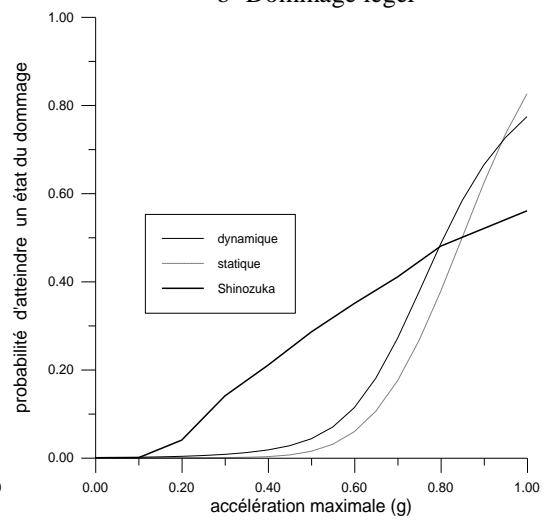
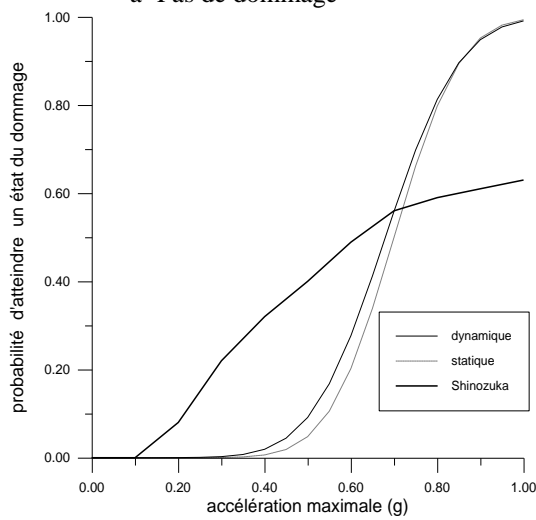
La différence remarquée entre les résultats obtenus peuvent être due aux :

- Choix de séisme : Shinozuka a utilisé 60 événements de séisme de Los Angeles. Cependant, dans notre travail, 100 événements du séisme de Northridge sont utilisés.
- Paramètres qui représentent un état de dommage. Dans le travail de Shinozuka, les états de dommage sont définis en terme de ductilité de rotation, tandis que pour notre étude, ces états de dommage sont définis en terme d'un facteur appelé l'indice de dommage.
- Les courbes de fragilité développées dans notre étude, présentées dans la figure (5.23) représentent la moyenne des courbes de fragilité des piles de ce pont.



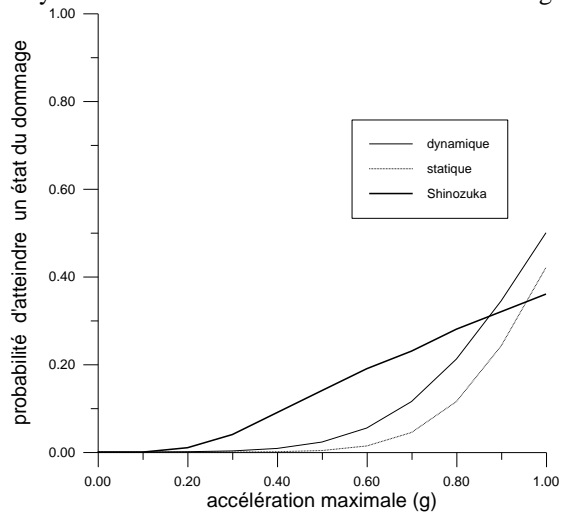
a- Pas de dommage

b- Dommage léger



c- Dommage moyen

d- Dommage considérable



e- Effondrement total

fig.5.23 Les courbes de fragilité du pont 2

5.4. Conclusions

L'établissement des courbes de fragilité des ponts étudiés en utilisant la méthode de la capacité spectrale qui se base sur l'analyse pushover ainsi que l'étude comparative nous a mené à tirer les conclusions suivantes :

- Le pont 1 est plus vulnérable que le pont 2.
- Le pont 1 est moins vulnérable que le pont 3.
- La méthode de la capacité spectrale ne donne pas des résultats pour les états de dommage moyen et considérable pour le pont 1. Ceci peut être dû au :
 - ✓ Choix des méthodes d'évaluation de la performance
 - ✓ Simplifications prises pour établir une courbe de capacité pour avoir un comportement élasto plastique parfait.
 - ✓ Choix de méthodes d'établissement des spectres de réponses.
- L'établissement des courbes de fragilité des ponts 2 et 3 en utilisant l'analyse pushover donne des résultats pour tous les états de dommage.
- La méthode statique équivalente donne des résultats similaires à ceux de la méthode dynamique dans le cas du pont 1 et 3 et pour différents états de dommage.
- La méthode statique équivalente donne des résultats différents à ceux de la méthode dynamique dans le cas du pont 2.
- L'établissement des courbes de fragilité en utilisant deux approches et des événements sismiques différents ne donnent pas les mêmes résultats.

Chapitre 6

Conclusion Générale

L'objectif de ce travail peut être classé en trois étapes :

1. comprendre ce nouvel outil représenté par les courbes de fragilités des structures ainsi que les différentes approches développées pour évaluer ces courbes de fragilité.
2. choisir l'approche qu'on peut utiliser pour établir les courbes de fragilité en fonction des informations ou bien des données disponibles.
3. établir des courbes de fragilité des ponts en utilisant les approches choisies.

Tout d'abord une description détaillée des différentes approches développées ainsi que les différentes études réalisées dans cet axe sont présentées dans le chapitre 2. On y a cité les cinq approches qui peuvent être utilisées pour établir les courbes de fragilité tel que l'approche basée sur l'opinion des experts, l'approche empirique, l'approche expérimentale, l'approche analytique et l'approche basée sur les réseaux de neurone. On y a également exposé plusieurs travaux concernant les constructions d'habitation en béton armé ou bien en charpente, les ponts, les systèmes hydrauliques et les structures en maçonnerie...etc.

Dans le chapitre 3, deux approches analytiques ont été choisies pour ce travail : la méthode dynamique de Park-Ang et la méthode de la capacité spectrale. Une description détaillée des deux approches est faite afin de connaître les différentes étapes et les outils utilisés pour établir les courbes de fragilité. L'approche de Park-Ang est basée essentiellement sur la détermination d'un facteur appelé l'indice du dommage en fonction des paramètres obtenus par une analyse statique et dynamique. La méthode de la capacité spectrale est basée essentiellement sur le principe de l'évaluation de la performance d'un pont obtenue par une procédure récente et simple appelé « Analyse pushover ».

Le développement des courbes de fragilité des piles de trois ponts étudiés en utilisant l'approche de Park-Ang est établi dans le chapitre 4. La première partie dans ce chapitre

consiste à estimer l'état de dommage produit au niveau des trois ponts en fonction des caractéristiques de ces ponts, le comportement choisi pour ce pont ainsi que les paramètres concernant le chargement sismique tel que l'accélération maximale et le contenu fréquentiel. En seconde partie et en se basant sur les paramètres cités ci avant, les courbes de fragilité sont développées pour les piles des trois ponts. Ces courbes nous ont permis de montrer que l'établissement des courbes de fragilité en fonction de l'accélération maximale (PGA) en respectant le même contenu fréquentiel représente un bon choix. On a remarqué aussi une distribution régulière en général des courbes de fragilité. En plus, les résultats obtenus montrent que le pont 2 résiste le mieux aux séismes de forte intensité et que le pont 3 est le pont le plus vulnérable des trois étudiés. Les résultats obtenus montrent aussi que les piles intermédiaires d'un pont sont les plus vulnérables. Cette vulnérabilité diminue lorsqu'on s'éloigne de ces piles intermédiaires. En plus, on remarque que le nombre des événements choisis pour chaque classe influe sur la qualité des résultats.

Dans le chapitre 5, la méthode de la capacité spectrale est considérée pour évaluer les courbes de fragilité des trois ponts étudiés ainsi que une étude comparative entre les résultats obtenus est faite. La méthode de la capacité spectrale est basée sur le principe de l'évaluation de la performance de ces ponts dans le cas d'un comportement inélastique. En premier lieu, les courbes de pushover sont évaluées. Ces courbes représentent la variation de l'effort tranchant à la base d'un pont en fonction du déplacement au sommet de ce pont en se basant sur une distribution modale des forces latérales. Cette distribution dépend essentiellement du mode où le facteur de participation de la masse dépasse les 75%. Ensuite, un procédure de conversion est considérée afin d'établir les courbes de capacité de ces ponts. Ces courbes sont présentées en terme de spectre d'accélération en fonction du spectre de déplacement. En troisième étape, l'évaluation de la performance des trois pont pour chaque classe de l'accélération maximale est considéré en utilisant les courbes de capacité spectrale ainsi que les spectres de réponse élastique et inélastique. Enfin les courbes de fragilité sont établies en utilisant ces points de performance en fonction de chaque classe de PGA. En deuxième partie, une étude comparative entre les résultats obtenus par le biais des deux approches statique équivalente et dynamique est considérée. En premier lieu, une étude comparative entre les résultats de l'approche dynamique et statique est effectuée. Cette étude montre que la méthode statique équivalente donne des résultats similaire à ceux de la méthode dynamique dans le cas des

ponts 1 et 3. Tandis que, pour le pont 2, les résultats des deux approches sont différents. On peut dire que la différence citée ci-avant peut être due aux trois paramètres : 1) le déplacement maximum d'un pont. 2) les paramètres définissant un état de dommage et 3) les limites de chaque état de dommage pour chaque pont. Ensuite, une étude comparative entre les courbes de fragilité de pont 2 soumis aux séismes différents est considérée. Cette étude montre que l'utilisation de deux paramètres différents qui représente un état de dommage ainsi que des différents séismes donnent des résultats différents.

Avant de clôturer ce projet, il faut noter que le travail effectué n'est qu'un premier pas dans l'établissement réel des courbes de fragilité d'une structure où plusieurs paramètres n'ont pas été pris en considération dans cette étude. En effet, il s'avère nécessaire de prendre en charge les recommandations suivantes :

- ✓ L'influence de l'effet de site sur les courbes de fragilité d'une structure.
- ✓ L'établissement des courbes de fragilité d'une structure en supposant la production des dommages au niveau des différents éléments tels que au niveau du tablier, des joints et au niveau des appareils d'appui.
- ✓ L'établissement des courbes de fragilité des structures en utilisant un nombre important d'événements sismiques.
- ✓ L'établissement des courbes de fragilité des structures étendues avec prise en considération de la variabilité spatio-temporelle de l'événement sismique.

Références

- [1] Ala et al. (2001). “seismic fragility formulations for water systems”. *A public-private partnership to reduce risk to utility and transportation systems from natural hazards*
- [2] Ashraf,H et Stephen, P. S.E.(1998). “Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis” *Published in Structure Magazine*, Winter, 1998.
- [3] Bryant .N.(2003). “Bridge Seismic Fragility-Functionality Relationships:A Requirement for Loss Estimation in Mid-America”. *School of Civil and Environmental Engineering,Georgia Institute of Technology. Jan 5-11, 2003*
- [4] CHOPRA .AK et GOEL,R.K. (1999). “Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformationof inelastic structures”: *SDF sys-tems, Report No. PEER-1999/02. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.*
- [5] Chopra, AK. et Goel, K. (2002). “ Modal Pushover Analysis of SAC Buildings”. *Report No. PEER 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley,California.*
- [6] Chitaoui, H. et Chelda, y. (2001). “Analyse Du Comportement D’un pont Courbé Hyperstatique En dalle Pleine”*Mémoire de fin d’étude*, Faculté des sciences de l’ingénieur, Université De Tlemcen
- [7] Chung ,L,K et Hwang,P,H.(2001).“The Statistics and Analysis of Building Damage on Chi-Chi Earthquake”.*internatinal training programs for seismic design of building structures.*
- [8] Cosmin G. C.(2003). “Application Of Pushover Analysis On Reinforced Concrete Bridge Model ”. *Part I - Numerical models PROJECT POCTI/36019/99*
- [9] Der Kiureghian,A.et Gardoni P., (2001), “Deformation Fragility of Circular Reinforced Concrete Columns”, *Proceedings of the 8th international Conference on Structural Safety and Reliability*, Newport Beach, California.
- [10] Dutta, A. Et Mander, J.B., (1998), “Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges,” *Proc.of INCEDE-MCEER Ctr-Ctr Workshop on Earthq. Engrg. Frontiers in Transp. Systems*, Tokyo Japan, June 22-23.
- [11] Eberhard.M, Berry.M.(2004). “Damage Fragility Functions for the I-880 Bridge (EDP/DM)” *PEER 2004 Annual Meeting. University of Washington*
- [12] FAJFAR,P.(1999) .“Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra”, *Journ. of Earthquake Eng Struct Dynamics*, vol 28, pp.979–993.

- [13] FEMA, NEHRP.(1997). “ Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings” *The Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency* (Report N° FEMA 273), Washington, DC.
- [14] FEMA 306 “evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall building ” *Basic Procedures Manual*.
- [15] Gilmore, A.(1997). “ Energy Concepts and Damage Indices”. *EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero*, January 31 - February 1, 1997, National (NISEE), University of California, Berkeley.
- [16] Glaister ,D,S.(2002). “developpment of simplified deformation based method for seismic vulnerability assessment”. *A dissertation submitted in partial fulfilment of the requirements for the master degree in earthquake engineering*.
- [17] Hayashi, Y, Miyakoshi, J. Et Watanabe .M. (1998). “Seismic Risk Evaluation Of RC Buildings Based On Kobe Earthquake Of 1995, JAPAN”. *Journal of Structural. Constr. Engineering., AIJ*, 494, 59-66, (1997).japon.
- [18] HAZUS, (1997) . "Earthquake loss estimation methodology", *Vol.1, National Institute of Building Sciences, 1997*.
- [19] KARIM,K.R. et YAMAZAKI,F.(2000). “ Comparison of empirical and analytical fragility curves for RC bridge piers in Japan” .*8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, ASCE, CD-ROM, 2000, Paper No. PMC2000-050.
- [20] KAZI ,R. K.et FUMIO. Y.(1997). “Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation” *Earthquake Engineering And Structural Dynamics* . Dyn. 2001; 30:1839–1856 .
- [21] Kerstin, L (2002). “ *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*”. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Switzerland, IBK-Report Nr. 273, *Fevrier 2002*.
- [22] Kiremidjian, A.S., James, M. et Yueyue, F. (1996). “Earthquake Risk Assessment for Transportation Systems”. *Blume Earthquake Engineering Center, Dept. Civil Eng., Stanford University*. Report No. 118.
- [23] Markotike. S.(2002). “fragility analysis of reinforced concrete structures using a response surface approach”*A dissertation submitted in partial fulfilment of the requirements for the master degree in earthquake engineering*.
- [24] Response 2000 user’s manual –version 1.0.5.(2001). *Department of Civil Engineering University of Toronto ,Canada*
- [25] SAP2000 user’s manual—Nonlinear version 7.1. (1999). *Computers and Structures, Inc., Berkeley, Calif.*

[26] SAP2000 Web tutorial 2— quick pushover analysis tutorial (1999). *Computers and Structures, Inc.*, Berkeley, Calif.

[27] Shih.L et Kao, C. Y. (2002). “Structural damage detection using the optimal weights of the approximating artificial neural networks ” *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*. 31:217–234 (DOI: 10.1002/eqe.106).

[28] Shinozuka, M., Maria,Q.et AL(2000).“Nonlinear static procedure for fragility curves development ” *the Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No.12, ASCE, ISSN 0733-9399/00/0012-1287–1295.

[29] Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. et al. (2000). “Statistical analysis of fragility curves.” *Tech. Rep., Multidisciplinary.*, Center for Earthquake Engineering Research, State University at Buffalo, Buffalo, N.Y.

[30] Shinozuka,M. Kim, H.(2002). “ Developing Fragility Curves for Concrete Bridges Retrofitted with Steel Jacketing ”. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 01, No. 2.

[31] Vinita,S.(2000). “spatial variation of earthquake ground motion and development f bridge fragility curves”.*thèse de doctorat du department of civil engineering and operations research*.

[32] Williams, M.S. , Albermani F.(2003). “Evaluation of Displacement-Based Analysis and Design Methods for Steel Frames with Passive Energy Dissipators”. *University of Queensland,Department of Civil Engineering, Hawken Engineering Building,Brisbane, Queensland 4072,Australia*.