

# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 Modèles d'estimation de dommages sismiques - présentation et état de l'art</b>	<b>3</b>
1.1 Introduction.....	3
1.2 Description des modèles d'estimation de dommages sismiques.....	3
1.3 Etat de l'art.....	5
1.3.1 Modèle HAZUS.....	5
1.3.1.1 Présentation générale.....	5
1.3.1.2 Modules du programme.....	6
1.3.1.3 Remarques sur le modèle.....	8
1.3.2 Modèle GEMITIS.....	8
1.3.2.1 Présentation générale.....	8
1.3.2.2 Remarques sur le modèle.....	9
1.3.3 Modèle RADIUS.....	10
1.3.3.1 Présentation générale.....	10
1.3.3.2 Remarques sur le modèle.....	11
1.3.4 Modèle RISK-UE.....	11
1.3.4.1 Présentation générale.....	11
1.3.4.2 Remarques sur le modèle.....	12
1.4 Conclusion.....	12
<b>Chapitre 2 Vulnérabilité sismique des ponts</b>	<b>14</b>
2.1 Introduction.....	14
2.2 Facteurs influençant la vulnérabilité sismique des ponts.....	14
2.2.1 Conditions de site.....	15
2.2.2 Epoque de construction.....	16
2.2.3 Irrégularités.....	16
2.3 Mécanismes de ruptures des ponts vis-à-vis aux séismes.....	16
2.3.1 Dommages constatés dans l'infrastructure.....	16
2.3.1.1 Culées.....	17

2.3.1.2 Colonnes.....	17
2.3.1.3 Echappement d'appuis.....	19
2.3.1.4 Connections et joints de dilatation.....	21
2.3.2 Superstructures.....	21
2.4 Analyse de vulnérabilité sismique.....	21
2.5 Conclusion.....	22
<b>Chapitre 3 Méthodes de développement des courbes de fragilité (vulnérabilité)</b>	<b>23</b>
3.1 Introduction.....	23
3.2 Définition d'une fonction de vulnérabilité.....	23
3.3 Approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité.....	24
3.3.1 Approche basée sur les opinions des experts.....	24
3.3.2 Approche empirique.....	24
3.3.3 Approche expérimentale.....	25
3.3.4 Approche analytiques.....	25
3.4 Description des méthodes d'établissement des courbes vulnérabilités par l'approche analytique.....	25
3.4.1 Méthode statique équivalente: Méthode de capacité spectrale.....	26
3.4.1.1 Courbe de capacité.....	26
3.4.1.2 Scénario sismique.....	28
3.4.1.3 Obtention du point de demande.....	30
3.4.1.4 Evaluation des dommages en fonction de la demande en ductilité.....	35
3.4.1.5 Courbes de vulnérabilité.....	37
3.4.2 Méthode dynamique temporelle: Méthode de Karim et Yamazaki.....	38
3.4.2.1 Description de la méthode .....	38
3.4.2.2 Analyse statique.....	39
3.4.2.3 Analyse dynamique.....	46
3.4.2.4 Evaluation des dommages par l'indice de dommages (DI).....	46
3.4.2.5 Courbes de vulnérabilité.....	47
3.5 Conclusion.....	48
<b>Chapitre 4 Développement d'une analyse de la vulnérabilité sismique des piles de pont en béton armé: cas du pont Koudia - Tlemcen</b>	<b>49</b>
4.1 Introduction .....	49
4.2 Description du pont.....	49
4.3 Analyse statique.....	53
4.3.1 Lois de comportement des matériaux (béton-acier).....	53
4.3.2 Loi de comportement sectionnelle moment-courbure.....	53
4.3.2.1 Etablissement de la loi moment-courbure par SAP 2000.....	54
4.3.2.2 Etablissement de la loi moment-courbure par USC_RC.....	54
4.3.2.3 Etablissement de la loi moment-courbure par la Méthode Analytique..	55

4.3.2.4 Analyse et comparaison des résultats.....	56
4.3.3 Loi de comportement de la pile force-déplacement par une analyse statique non linéaire (Pushover).....	57
4.3.3.1 Etablissement de la loi Force-Déplacement par SAP2000.....	57
4.3.3.2 Etablissement de la loi Force-Déplacement par USC_RC.....	60
4.3.3.3 Etablissement de la loi Force-Déplacement par la Méthode Analytique.....	61
4.3.3.4 Etablissement de la loi Force-Déplacement par Castem2009.....	61
4.3.3.5 Etablissement de la loi Force-Déplacement par la Méthode Simplifiée.....	63
4.3.3.6 Analyse et comparaison des résultats.....	66
4.4 Analyse dynamique.....	69
4.4.1 Choix des séismes utilisés.....	69
4.4.2 Présentation des résultats de l'étude dynamique.....	71
4.5 Analyse des dommages.....	74
4.6 Etablissement des courbes de fragilité.....	77
4.7 Conclusion.....	83
<b>Conclusion générale</b>	<b>84</b>
<b>Références Bibliographique</b>	<b>86</b>

# Table des figures

1.1	Evaluation des risques (source : Frédéric LEONE et Freddy VINET; 2005)...	5
1.2	Modules du programme HAZUS (source : Milan ZACEK, 2004).....	6
1.3	Méthodologie d'estimation de dommages directs (source : Arnal et Martin, 1999).....	9
1.4	Schéma conceptuel du modèle RADIUS (Source RADIUS ; 2002).....	11
2.1	Phénomène d'amplification d'un sol stratifié (Source : Darendeli ; 2001).....	15
2.2	Renversement des culées (Tiré de Priestley, Seible et Calvi ; 1996).....	17
2.3	Rupture par cisaillement des piles. (Taiwan, 1999).....	18
2.4	Rupture des piles sous l'effet des efforts de flexion respectivement lors du séisme de Northridge (USA, 1994)(a) et San Fernando (1971)(b).....	19
2.5	Echappement d'appuis. a) Hyogo-Ken Nanbu (Japan;1995), b) Niigata ; 1964..	20
2.6	Connections et joints de dilatation. a) Northridge ; 1994, b) Hyogo-Ken Nanbu (Japon, 1995).....	21
3.1	Schéma conceptuel d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité (Source Miloud HEMSAS ; 2010).....	26
3.2	Schématisation du développement du spectre de capacité (Source Lausanne ; 2006).....	27
3.3	Phénomène d'amplification d'un sol stratifié (Source : Darendeli ; 2001).....	28
3.4	Idéalisation bilinéaire de courbe de capacité.....	31
3.5	Détermination de la ductilité.....	31
3.6	La procédure A pour obtenir le point de performance.....	32
3.7	Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité (Source : Miloud HEMSAS ; 2010).....	34
3.8	Détermination du point de performance (Source : Miloud HEMSAS ; 2010)...	34
3.9	Caractéristiques de la capacité d'une structure dans le plan (Sa-Sd) (Source : Miloud HEMSAS ; 2010).....	36
3.10	Diagramme schématique pour construire la fonction de vulnérabilité analytique des piles de pont en béton armé (Source : Karim et Yamazaki, 2001).....	39
3.11	Courbe contrainte déformation, Mander et al. (1988).....	40
3.12	Courbe contrainte déformation des aciers en traction.....	42
3.13	Evaluation numérique du déplacement de flexion et de ses composantes de cisaillement pour la pile de pont (Karim et Yamazaki ; 2001).....	45
4.1	Localisation de l'échangeur Koudia-Boudjlida.....	50
4.2	Vue a) en plan et b) en élévation de l'échangeur Koudia-Boudjlida.....	51

4.3	Coupe transversale sur pile.....	52
4.4	Pile (Palée) centrale du pont.....	52
4.5	Modèle de comportement des matériaux a) Béton ; b) Acier).....	53
4.6	Diagramme Moment-Courbure obtenu à partir du logiciel SAP2000 Avec et sans effort axial.....	54
4.7	Diagramme Moment-Courbure obtenu à partir du logiciel USC_RC Avec et sans effort axial.....	55
4.8	Diagramme Moment-Courbure obtenu à partir de la méthode Analytique - sans effort axial.....	55
4.9	Diagramme Moment-Corbure obtenu à partir des différentes méthodes employées.....	56
4.10	Courbe moment-rotation dans l'analyse Pushover.....	57
4.11	Lois Force-Déplacement obtenues par SAP2000 a) Sans effort axial ; b) Avec effort axial.....	58
4.12	Evolution de la formation de la rotule plastique par SAP2000.....	59
4.13	Lois Force-Déplacement obtenues par USC_RC a) Sans effort axial ; b) Avec effort axial.....	60
4.14	Loi Force-Déplacement obtenue par la méthode Analytique Sans tenir compte de l'effort axial.....	61
4.15	Loi Force-Déplacement obtenue par Castem2009 Sans tenir compte de l'effort axial.....	62
4.16	L'endommagement de la pile obtenu par Castem2009.....	63
4.17	Rotation de plastification de la corde $\theta_y$ d'un élément de construction (Source : Alessandro Dazio ; 2005).....	64
4.18	Rotation de la corde à la rupture $\theta_u$ d'un élément de construction (Source : Alessandro Dazio ; 2005).....	65
4.19	Loi Force-Déplacement obtenue par Méthode Simplifiée Sans et avec effort axial.....	66
4.20	Courbes 'Pushover' obtenues à partir des différentes méthodes employées.....	67
4.21	(a) Modèle analytique de la pile du pont (S1DDL); (b) Modèle hystérique bilinéaire.....	69
4.22	Enregistrements sismiques utilisés.....	71
4.23	Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Léger.....	79
4.24	Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Modéré.....	80
4.25	Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Etendu.....	81
4.26	Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Etendu.....	82
4.27	Courbes de fragilité de la pile du pont Koudia de tous les états de dommages..	82

# Liste des tableaux

1.1	Type d'information fourni par les modèles d'estimation des dommages sismiques.....	4
3.1	Coefficient a, b en relation avec le type de la faille (Source HAZUS-MH MR4 ; 2003).....	29
3.2	Equivalence entre le niveau de dommage et l'indice de dommages (Risk-UE).....	35
3.3	Etats de dommages en fonction de la demande en ductilité pour les piles de pont (Dutta et Mander ; 2000).....	36
3.4	Définition des états limites des composants de pont (Choi et al.; 2004).....	37
3.5	Rapport entre l'indice de dommage DI et la classe de dommage DR (Ghobarah et al. : 1997).....	47
4.1	Valeurs des ductilités calculées par la méthode simplifiée à partir du USC_RC.....	68
4.2	Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du BOUMERDESS – HOUSSIN-DEY : PGA= 0.274g.....	72
4.3	Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du CORRALIT : PGA= 0.478g.....	72
4.4	Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du CORRALITIOS : PGA= 0.630g.....	73
4.5	Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du Japan 11 Mars 2011 : PGA= 1.099g.....	73
4.6	Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du ALTADENA - EATON CANYON PARK: PGA= 0.447g.....	74
4.7	Indice de dommage pour le séisme du BOUMERDESS – HOUSSIN-DEY : PGA= 0.274g.....	74
4.8	Nombre d'occurrence pour le séisme de BOUMERDESS – HOUSSIN-DEY : PGA= 0.274g.....	75
4.9	Occurrence cumulative des états de dommages.....	76
4.10	Probabilité cumulée.....	76
4.11	Probabilité cumulée en pourcentage.....	77
4.12	Code d'optimisation pour la classe de dommage léger $0.14 < DI < 0.40$ .....	78
4.13	Code d'optimisation pour la classe de dommage modéré $0.40 < DI < 0.60$ .....	79
4.14	Code d'optimisation pour la classe de dommage étendu $0.60 < DI < 1.00$ .....	80
4.15	Code d'optimisation pour la classe de dommage complet $DI \geq 1.00$ .....	81

# Liste des symboles

<b>A</b>	Accélération maximale du sol
<b><math>a_g</math></b>	Accélération au sol
<b><math>\beta</math></b>	Facteur de chargement cyclique
<b><math>\delta_{\max}</math></b>	Déplacement maximum obtenu à partir d'une analyse dynamique
<b><math>\delta_y</math></b>	Déplacement à la limite élastique obtenu à partir d'une analyse statique
<b>DI</b>	Indice de dommages
<b><math>E_h</math></b>	Energie par hystérésis cumulative
<b><math>E_e</math></b>	Energie élastique à la limite du point à partir d'une analyse statique
<b><math>f(x, \mu, \sigma)</math></b>	Fonction de densité de probabilité de la distribution log-normale
<b><math>g</math></b>	Accélération de la pesanteur
<b>N</b>	Charge axiale sur le poteau
<b>P</b>	Probabilité conditionnelle
<b><math>P_R</math></b>	Probabilité d'occurrence des dommages cumulée
<b><math>\Phi</math></b>	Fonction standard de distribution normale
<b><math>\lambda</math></b>	Moyenne du $\ln X$
<b><math>\xi</math></b>	Ecart-type du $\ln X$
<b><math>\mu_d</math></b>	Demande en ductilité
<b><math>\mu_h</math></b>	Ductilité par hystérésis cumulative d'énergie
<b><math>\mu_u</math></b>	Ductilité ultime
<b>x</b>	Indice du mouvement du sol

# Introduction générale

## Contexte

Depuis quelques années, la communauté scientifique s'intéresse de plus en plus au risque sismique et ses répercussions sur la société en Algérie. Afin d'éviter des catastrophes aux niveaux humain et économique lors d'un éventuel tremblement de terre, il est urgent de se doter de stratégies de mitigation du risque sismique.

Puisque les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport, réseau dont le bon fonctionnement et l'efficacité sont essentiels pour la prospérité économique d'une région. Le risque associé aux sollicitations sismiques représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont, en particulier pour les ponts d'urgence et de secours qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme.

## Problématique

Aborder le problème de la vulnérabilité des ponts, dans la conjoncture et dans l'état actuel des connaissances, n'est certainement pas chose aisée.

En Algérie, une grande proportion des ponts est estimée avoir dépassé sa durée de vie anticipée en d'autre terme ces ponts ne répondent plus aux prescriptions de la norme actuelle de calcul.

Dans cette perspective, le champ d'investigation de cette recherche se restreindra à la mise au point d'une méthodologie pour le développement des fonctions de vulnérabilité des piles de ponts ainsi qu'une méthodologie par l'analyse de leur vulnérabilité sismique.

L'établissement des courbes de vulnérabilité des ponts représente le meilleur outil pour estimer les dommages des différents systèmes.

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

La réponse à ces questions dépend de trois éléments essentiels : le premier concerne le système étudié et leurs caractéristiques; le deuxième concerne le choix de l'approche et la dernière partie concerne les informations sur le site (événement sismique).

## Objectifs

Les principaux objectifs qui peuvent être assignés à ce thème de recherche sont :

- Une étude bibliographique permet une meilleure compréhension de la vulnérabilité sismique des ponts d'une part en mettant en relief des éléments



constitutifs du pont les plus vulnérables à partir d'une étude de mécanismes de rupture des ponts vis-à-vis des séismes et d'autre part nous avons étudié les différentes méthodes de développement des courbes de vulnérabilité (fragilité).

- Une simulation numérique permis le développement des fonctions de vulnérabilité analytiques pour la pile de pont Koudia- Tlemcen à partir d'une banque de données des enregistrements sismiques.

## **Organisation générale du mémoire**

Une introduction générale est présentée. Elle traite la problématique ainsi que des objectifs fixés dans le cadre de ce travail.

Le chapitre 1 présente une étude bibliographique portant sur les modèles d'estimation des dommages sismiques.

Le chapitre 2 expose les différents facteurs influençant la vulnérabilité sismique des ponts ainsi que les mécanismes de rupture des ponts vis-à-vis aux séismes.

Le chapitre 3 dresse un état de l'art en matière d'approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité ainsi qu'une exposition des différentes étapes fondamentales des méthodologies adoptées pour le développement des courbes de fragilité analytique des piles de ponts en béton armé.

Le chapitre 4 est une étude détaillée pour le développement des courbes de vulnérabilité des piles de pont en béton armé en considérant le pont Koudia de Tlemcen.

Enfin pour clôturer ce mémoire, des conclusions sont exposées, des recommandations peuvent constituer une suite de ce travail ou des perspectives pour les travaux de recherche futurs.

## Chapitre 1

# Modèles d'Estimation de Dommages Sismiques – Présentation et Etat de l'Art

### 1.1 Introduction

Parmi tous les risques, le risque sismique fait partie de ceux que la société considère comme inacceptables, notamment en raison du nombre de victimes que peut provoquer une seule catastrophe sismique (Antoine le Blanc, 2006).

La notion de risque peut s'exprimer de manière simple comme la combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité. Une bonne connaissance de l'aléa, c'est-à-dire la probabilité qu'un événement se produise, est nécessaire pour bien comprendre les phénomènes. C'est le travail du sismologue. La vulnérabilité quand à elle peut être exprimé par la capacité de réponse d'une structure, à une sollicitation sismique donnée. (Miloud HEMSAS, 2010).

Il est par conséquent primordial de se préoccuper de la problématique du risque et de la vulnérabilité sismique (Miloud HEMSAS, 2010).

La connaissance du risque sismique demeure toutefois, l'élément indispensable à la protection des biens et des populations et la mise en place de mesure de mitigation appropriée. (Suze YOUANCE, 2010). Qui est par ailleurs techniquement possible par des modèles d'estimation du risque sismique et qui sont présentés dans ce chapitre.

### 1.2 Description des modèles d'estimation de dommages sismiques

Un modèle d'estimation de dommages est un outil utilisé pour évaluer les pertes potentielles dues à la réalisation d'un risque (naturel ou autre). (Lucian CHIROIU, 2004).

Plusieurs acteurs partagent un intérêt vis-à-vis d'une telle évaluation à savoir les assureurs et les réassureurs, les autorités fédérales et pouvoirs publics, les propriétaires et les gestionnaires de parcs immobiliers importants, les responsables de la sécurité et la

protection civile, les responsables de la planification et du développement urbain et régional ...chacun de ces parties cherche une information bien spécifique à ses besoins mais qui ne peut être obtenus qu'à partir d'un processus global comprenant plusieurs disciplines (sismologie et géophysique, génie parasismique, science de l'économie). (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

Le tableau suivant, d'après Coburn et Spence (2002); résume le type d'information extraite des modèles d'estimation des dommages sismiques par type d'utilisateur.

Tableau 1.1 – Type d'information fourni par les modèles d'estimation des dommages sismiques.

<b>Utilisateurs</b>	<b>Objectif</b>	<b>Information souhaitée</b>
Urbanistes	Identification des zones à risque	Zonage du risque
Propriétaires	Identification des structures à risque	Etude de vulnérabilité structure par structure
Ingénieurs d'études	Détermination de niveau optimum de résistance	Etudes cout-bénéfices
Protection civile	Identification des zones à risque, plans de gestion de crise	Estimation des dommages physiques et sociaux
(Re)Assureurs	Définition des primes ; transfert du risque	Pertes « annualisées » ; Courbes de probabilités de pertes

L'estimation des dommages sismiques demande une multitude d'informations qui peuvent être regroupées en trois familles principales :

1. La caractérisation du mouvement du sol et de l'action sismique : type de sol, la topographie du terrain, la carte sismique (position et orientation des failles, distances épacentrales probables, période de retour), bases de données relatives aux accélérogrammes enregistrés, les spectres de réponses, les effets de site possibles et les relations d'atténuation.
2. Définition des enjeux : l'infrastructure et structures vitales, les données démographiques, les classes et la typologie des ouvrages de préférence en fonction de leurs comportements sismiques.
3. Méthodes d'estimation des dommages : courbes de capacité, modèles mathématiques d'estimation des dommages, relation entre l'action sismique et les dégâts..., fonctions de vulnérabilité, courbes de fragilité. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

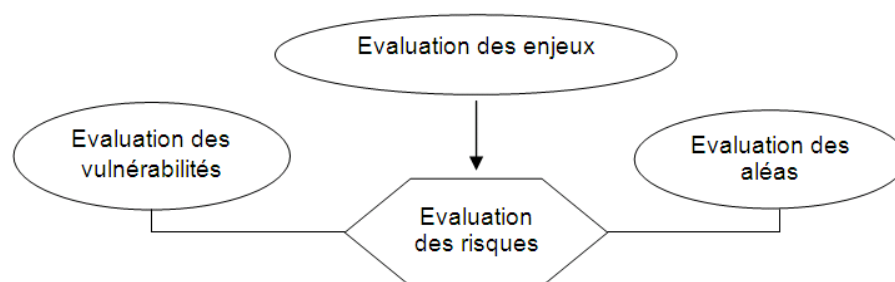


Figure 1.1 – Evaluation des risques (source : Frédéric LEONE et Freddy VINET; 2005).

## 1.3 Etat de l'art

Plusieurs modèles d'évaluation des dommages liés aux risques naturels et plus particulièrement au risque sismique existent sur le marché international. Trois leaders se partagent le marché qui sont RMS, AIR et EQECAT et proposent des modèles spécifiques pour chaque pays.

Cependant, ces outils restent privés et confidentiels et par conséquent inexploitable par le domaine public (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006). Mais il existe également des modèles à la disposition du public, tels que HAZUS, RISK-UE et RADIUS ainsi que divers modèles développés et appliqués à un niveau local, sur un site donné (Lucian CHIROIU, 2004).

Ces modèles de risques sismiques sont des outils puissants pour l'aide à la décision en matière d'aménagement et de gestion du territoire ; car ils donnent la répartition des dommages potentiels (J. Rohmer) des différentes structures.

### 1.3.1 Modèle HAZUS

#### 1.3.1.1 Présentation générale

HAZUS est une méthodologie mise au point aux Etats Unis par la Federal Emergency Management Agency (FEMA) en partenariat avec le National Institute of Building Sciences (NIBS). (Florent Demoraes et al., 2005).

La méthodologie fut implémentée sous forme de logiciel interactif public. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006) ; développé par l'Institut National pour les Sciences de la Construction, pour l'agence américaine de gestion de crise. Réalisée dans sa première version en 1997, l'approche a été revue en 1999. (Lucian CHIROIU, 2004) ; il se base sur les technologies des Systèmes d'Information Géographique (SIG) pour estimer les dégâts et les pertes que peut occasionner les tremblements de terre. Ce logiciel permet d'évaluer non seulement le risque sismique, mais même d'autres risques naturels (S.K. Ploeger et al., 2009).

Le programme se caractérise par une structuration modulaire et multi-niveaux d'analyse. Il présente les caractéristiques suivantes :

1. Le programme présente six modules indépendants : L'inventaire des enjeux, l'analyse de l'aléa, l'estimation de dommages directs, l'estimation des dommages indirects, pertes économiques directes et indirectes. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).
2. Les résultats sont présentés sous forme d'une carte intégrée dans un SIG. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).
3. HAZUS donne la possibilité de faire l'analyse à trois niveaux : Le niveau 1 avec les données de base (« Default Data Analysis ») ; le niveau 2 exige plus de données elles doivent être complétées par l'utilisateur (« User Supplied Data Analysis », ce niveau permet à l'utilisateur une meilleure exploitation des méthodes standards du programme ; finalement le niveau 3 qui est le modèle avancé pour les analyses plus précises au niveau local (« Advanced Data and Models Analysis »). (MOSQUERA MACHADO, Silvia, 2002).

### 1.3.1.2 Modules du programme

L'approche modulaire de HAZUS est illustrée par l'organigramme de la figure 1.2. En général, chacun des composants est exigé pour l'évaluation des pertes, les modules sont indépendants avec des sorties des uns agissant en tant qu'entrée d'autres (MOSQUERA MACHADO, Silvia, 2002).

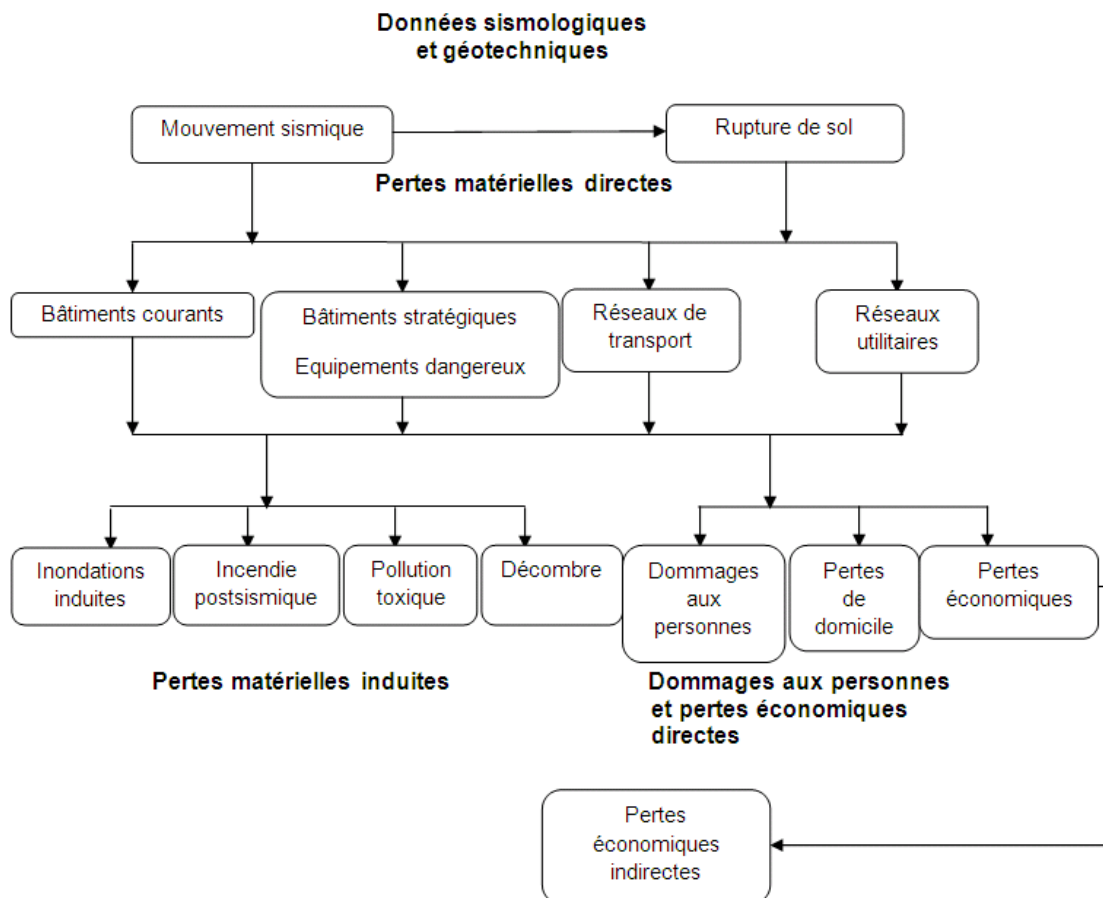


Figure 1.2 – Modules du programme HAZUS (source : Milan ZACEK, 2004).

### **a. Module des enjeux**

Définit quatre types d'enjeux : le bâti courant, les constructions spéciales, les infrastructures de transport et les réseaux d'eau, d'énergie et de communication. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006) ; chaque type d'enjeux est à son tour différencié en sous types suivant plusieurs classes d'enjeux (Lucian CHIROIU, 2004).

### **b. Analyse de l'aléa**

L'étude de l'aléa concerne la détermination du mouvement du sol, l'analyse du potentiel de liquéfaction du sol, le glissement du terrain, la rupture des failles en surface.

Le mouvement du sol est atténué par rapport à la distance épacentrale en utilisant des relations d'atténuation en fonction des régions et des types de sols. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

Une amplification du signal sismique en fonction des conditions locales du site ..., avec des facteurs d'amplifications allant de 0.8 à 3.5. (Lucian CHIROIU, 2004).

### **c. Estimation des dommages physiques directs**

L'analyse des dommages directs par le logiciel, est basée sur la méthode du spectre de capacité et les courbes d'endommagement ou courbes de fragilités. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

Les courbes de spectre de capacité indiquent le comportement d'une structure sous l'action d'une sollicitation sismique quelconque ; ces courbes décrivent donc le niveau de dommages probables dus à l'action sismique imposée sur une échelle discrète de degré de dégâts qu'on peut appeler fonction de vulnérabilité. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

On divise la courbe de capacité de la structure en cinq domaines de dommages (A. Kahil et al) qui sont D0, pour l'absence de dommage ; D1, pour les dommages légers ; D2, pour les dommages modérés ; D3, pour les dommages importants et D4, pour les dommages très importants. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

La partition de la courbe de capacité en cinq domaines de dommages, nous permet de bien évaluer les dégâts des dommages que la structure va subir en fonction de la variation du point de performance. (Reinhorn, A. M. et R. E. Valles, 1995).

Chaque point (force-déplacement) identifiant un degré de dommage est ensuite traduit en valeurs de la réponse spectrale (accélération et déplacement) afin de construire la courbe de fragilité en lui associant une probabilité de dommages de 50% ; on obtient ainsi une courbe de fragilité par degré de dommages (M. J. Nolle et al.).

### **d. Pertes économiques directes et indirectes**

Le calcul des pertes directes concerne l'estimation de coûts de remplacement et de réparation, de valeurs des biens perdus, de l'interruption de l'activité économique, des délais nécessaires pour la reconstruction du bâti, des loyers perdus et de la délocalisation des activités. Les estimations sont réalisées pour l'ensemble des enjeux (bâti, infrastructures, etc.) à travers certains coefficients économiques d'endommagement, fournis sur la base de rapports et indices économiques officiels (ATC 13, 1985 ; Howe et Cochrane, 1983 ; Jackson, 1994 ; Phipps, 1992).

Les pertes économiques indirectes concernent notamment les effets en chaîne sur l'industrie et l'économie, tels que les relations fournisseurs-clients, les répercussions des pertes locales à un niveau régional, le flux inter industriel. Sont également considérées les coûts des emprunts et des reconstructions. La méthodologie d'estimation est basée sur des notions et théories exclusivement économiques. (Lucian CHIROIU, 2004).

### 1.3.1.3 Remarques sur le modèle

HAZUS introduit les courbes de capacité et de fragilité spécifiques à une trentaine de classe standard de bâti. Si les premières peuvent être obtenues suite à l'utilisation de logiciels de calcul ; les deuxièmes reposent notamment sur des observations et des statistiques réalisées suite à plusieurs séismes importants, et représentent un progrès majeur dans l'estimation de dommage. Ces courbes ont un caractère autonome, et peuvent être appliquées indépendamment du site étudié. Il faut noter également que cette démarche est généralisable à d'autres enjeux que le bâti, tels qu'infrastructures de transport ou d'énergie. (Lucian CHIROIU, 2004).

## 1.3.2 Modèle GEMITIS

### 1.3.2.1 Présentation générale

Le projet GEMITIS était une opération de démonstration à caractère expérimental et pédagogique. Elle propose la mise au point d'une démarche et d'une méthodologie de maîtrise des risques naturels dans le développement urbain.

La ville de Nice a été choisie pour la réalisation d'une opération pilote à caractère méthodologique destinée à (Lucian CHIROIU, 2004) :

- Permettre à la ville de Nice de se doter d'un programme de maîtrise du risque sismique cohérent avec ses enjeux de développement et sa vocation originale.
- Mettre en œuvre une méthodologie exemplaire (R.Martin, 2002).

L'application à Nice porte en particulier sur les points suivants :

- Description du milieu physique, identification des phénomènes naturels dangereux (séismes, mouvements de terrain, liquéfaction, inondation) et leurs effets sur l'environnement naturel, humain et socio-économique.
- Analyse des enjeux humains, socio-économiques et fonctionnels et de leur vulnérabilité aux phénomènes décrits précédemment, pour identifier les « points faibles » du système urbain.
- Elaboration de scénarios de crise et évaluation du coût d'une catastrophe survenant en milieu urbain.
- Propositions de mesures pour la prévention des risques naturels et la préparation à la gestion de crise.
- Propositions d'actions pour l'information préventive de la population et de la formation des cadres territoriaux plus particulièrement.
- Définition, par la municipalité, d'un plan d'action préventive à moyen-long terme, appuyé par des techniques de concentrations et l'aide à la décision. (R. Martin, 2002).

En fonction de l'intensité présumée du séisme, les courbes d'endommagement issues de l'EMS 98, associées à chaque type de bâti, estiment un pourcentage d'endommagement probable. Les pourcentages d'endommagement ainsi obtenus sont ensuite transformés en cinq niveaux de dommages. (Lucian CHIROIU, 2004).

La méthodologie globale d'évaluation de dommages directs utilisée ici est présentée par la figure 1.3

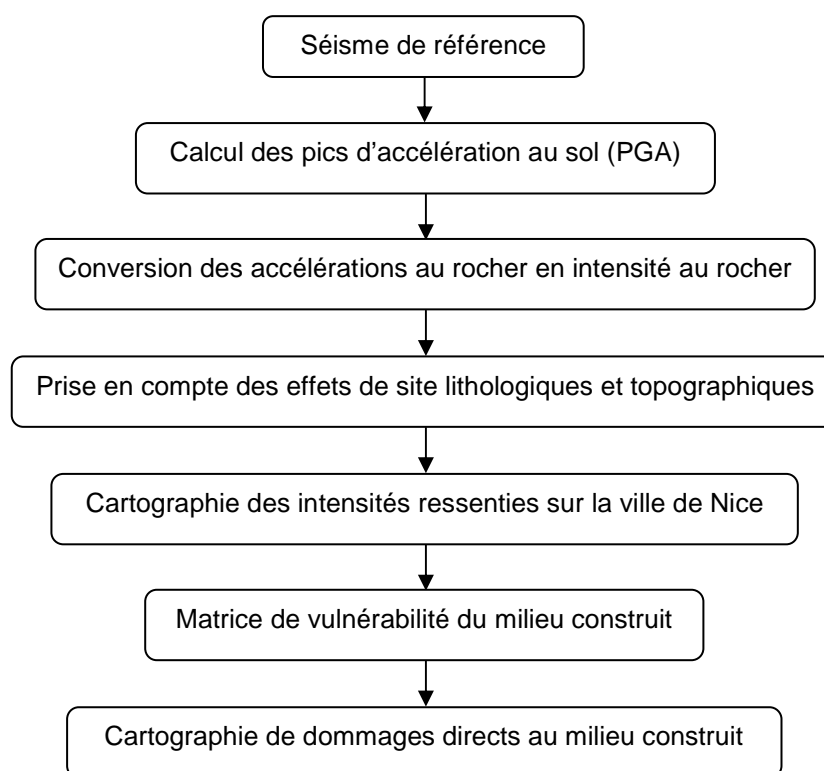


Figure 1.3 – Méthodologie d'estimation de dommages directs (source : Arnal et Martin, 1999).

### 1.3.2.2 Remarques sur le modèle

L'étude GEMTIS a le mérite d'être la première de ce type au niveau national. Comme on l'a vu plus haut, elle repose sur un modèle d'estimation de dommages sismiques, complétée par une évaluation des conséquences financières du séisme. Les résultats permettent notamment l'élaboration d'un plan de gestion de crise, mais également une meilleure connaissance du risque sur la ville de Nice comme sur tout le département des Alpes Maritimes.

Quelques aspects doivent néanmoins être améliorés. Si l'approche déterministe utilisée ici a permis sans doute une prise de conscience des autorités locales face à un événement déjà survenu, il serait très improbable que la prochaine secousse ait les mêmes caractéristiques.



Une approche probabiliste apporterait un complément d'information, très utile notamment pour les analyses coûts-bénéfices.

L'utilisation des courbes de fragilité issues de l'EMS 98 ne considère pas l'intégralité des caractéristiques du séisme, en termes de déplacement et d'accélération.

Des études approfondies pour la détermination des caractéristiques locales du sol devraient être menées dans le futur, afin de disposer de données plus précises sur cet aspect, permettant une estimation plus fine des dommages. (Lucian CHIROIU, 2004).

### 1.3.3 Modèle RADIUS

#### 1.3.3.1 Présentation générale

RADIUS (Risk Assessment Tools for Diagnosis of Urban Areas against Seismic Disasters) est un Outil pour l'Evaluation et le Diagnostic des Risques Sismiques en Zones Urbaines. (Kenji Okazaki) ; lancé par la Décennie International pour la Prévention des Catastrophes Naturelles (DIPCN), (1990-2000) ; sous l'égide des Nations Unis. (Lucian CHIROIU, 2004).

Ce projet vise à promouvoir les activités de prévention des séismes dans les zones urbaines, notamment au sein des pays en développement.

Il développera des méthodologies communes pour l'évaluation des risques sismiques dans les zones urbaines, de façon à sensibiliser le public et à produire des directives pour l'atténuation des catastrophes. (Kenji Okazaki).

Le modèle d'estimation de dommages est un outil indépendant, applicable à n'importe quelle ville. Réalisée sous l'interface Excel, il permet (sans pour autant être un SIG) de représenter spatialement, d'une manière simplifiée, la distribution des enjeux dans une ville, des types de sols et des estimations de dommages obtenues.

Les données de base sont, comme pour tous les modèles de ce type, les scénarii de séismes, les conditions locales du sol, l'inventaire des enjeux ainsi que les courbes d'endommagement, ..., dont les courbes de fragilités (d'endommagement) utilisées dans ce modèle sont des relations « intensité-dommage » ; basées sur des observations réalisées après des séismes antérieurs. Un pourcentage d'endommagement est ainsi associé à chaque niveau d'intensité. (Lucian CHIROIU, 2004). Le schéma ci-dessous présente l'organisation générale du modèle.

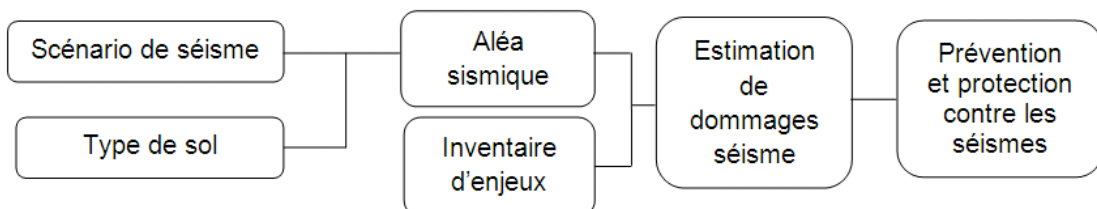


Figure 1.4 – Schéma conceptuel du modèle RADIUS (Source RADIUS ; 2002).

### 1.3.3.2 Remarques sur le modèle

L'outil de modélisation de dommages développé par RADIUS représente une approche intéressante et simplifiée d'estimation du risque. Il permet l'analyse des scénarii de séismes en milieu urbain, sans aucune difficulté de transposition d'un site à un autre. De plus, le système de grille offre la possibilité d'une analyse spatiale simplifiée, indépendamment de l'utilisateur d'un SIG.

Mais, les aspects négatifs que l'on peut relever sont relatifs à la méthodologie d'estimation de dommages. Ainsi, les courbes de fragilité sur la base de l'échelle MMI sont présentées sans que soit explicitée clairement la méthode d'obtention. Les pourcentages d'endommagement qui sont calculés suite à des courbes ne sont pas traduits en niveaux d'endommagement, ce qui faciliteraient pourtant l'analyse des résultats. Enfin, en sortie du modèle on note également que l'on ne dispose pas d'informations concernant l'estimation du nombre des victimes. (Lucian CHIROIU, 2004).

La simplicité de ce modèle rend son application accessible à des non spécialistes (Lucian CHIROIU, 2004).

### 1.3.4 Modèle RISK-UE

#### 1.3.4.1 Présentation générale

RISK-UE représente une étude de développement de scénarii de risque sismique appliquée à différentes villes européennes. Financé par la commission européenne, le projet a débuté en Janvier 2001, pour une période de 3 ans (Mouroux et al, 2002, 2003), piloté par des institutions universitaires et des organismes de recherches, l'étude a abouti à une méthodologie d'analyse du risque sismique des bâtiments existants et historiques spécifiques à l'Europe. (Miloud HEMSAS, 2010). Sept villes ont été considérées pour l'application de cette méthodologie : Nice (France), Barcelone (Espagne), Catania (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce) et Bitola (Macédoine).

La méthodologie a passé par l'établissement d'un inventaire complet de tous les éléments à risque. Comparé à HAZUS, le modèle inclut une nouveauté par la prise en compte des anciens centres urbains, les monuments et les bâtiments historiques. Le programme RISK-UE est modulaire et présente la première alternative à ce jour du programme HAZUS. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

Les résultats proposés sont des sorties habituelles de ce type de modélisation : des estimations de dommages physiques directs et indirects ainsi que des estimations des pertes économiques directes et indirectes. (Lucian CHIROIU, 2004).

L'étude est structurée en quatre étapes principales : l'inventaire des enjeux, le développement de la méthodologie de l'étude de scénarii de séismes, l'application aux villes mentionnées ci-dessus et enfin l'analyse des résultats.

- La première phase consiste plus précisément dans la réalisation d'un inventaire complet de tous les éléments à risque. La prise en compte des éléments spécifiques à chaque ville tels que les anciens centres urbains, les monuments et les bâtiments historiques. (Lucian CHIROIU, 2004).
- La deuxième phase (le développement de la méthode) est organisée en plusieurs points : l'analyse du risque sismique, qui définit ainsi tous les paramètres caractéristiques de l'aléa spécifique ; l'analyse du système urbain, qui hiérarchise les éléments urbains à risque ; l'analyse de la vulnérabilité du bâti courant, réalisée à

travers des matrices d'endommagement ou des courbes de fragilité, sur la base des paramètres liés au mouvement du sol (tel que le PGA) ; l'analyse de la vulnérabilité des monuments historiques, l'analyse de la vulnérabilité des infrastructures de transport,..., et enfin le développement des scénarii de séismes. (Lucian CHIROIU, 2004).

- La troisième phase du projet est constituée par l'application de la méthodologie élaborée auparavant à l'exemple des sept villes européennes que nous avons cités ci-dessus ; dont leur sismicité varie entre faible-moderée (Nice, Barcelone) et élevée (Bucarest, Thessalonique). (Lucian CHIROIU, 2004).
- La quatrième phase du projet il est prévu l'analyse et la présentation publique des résultats. (Lucian CHIROIU, 2004).

#### 1.3.4.2 Remarques sur le modèle

RISK-UE représente une première approche de développement d'un modèle d'estimation de dommages au niveau Européen..., et une première alternative méthodologique au modèle HAZUS (Lucian CHIROIU, 2004) ; néanmoins, on peut citer une remarque importante de ce modèle.

Chaque équipe a développé des courbes de fragilité, qui sont basées sur une analyse de spectre de réponse, elle-même basée sur un spectre de réponse spécifique au site ou à la région étudiée.

Par conséquent, chaque équipe s'est appuyée sur une ville ayant un spectre largement différent des autres..., la demande ainsi calculée sera influencé par cette donnée. (Belmouden Y., Lestuzzi P., 2006).

## 1.4 Conclusion

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages exige la mise en œuvre d'une méthodologie crédible et fiable. Par conséquent, une bonne évaluation parasismique requiert un modèle capable d'analyser un large éventail de structure en captant l'essentiel des caractéristiques mécaniques et architecturales..., dans le souci d'obtenir des courbes de vulnérabilité réalistes. (Miloud HEMSAS, 2010).

Entre l'ensemble de ces modélisations, HAZUS se distingue par sa clarté et sa démarche directe permettant l'évaluation de dommages à partir du mouvement du sol par le biais d'une méthode statique non linéaire.

L'estimation des dommages qui peuvent se produire au niveau d'une structure peut être présentée suivant plusieurs techniques telles que, le pourcentage de dommages, les courbes de fragilité ou de vulnérabilité ou bien en terme de cout de perte.

L'établissement des courbes de vulnérabilité des structures représente le meilleur outil pour estimer les dommages des différents systèmes.

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

La réponse à ces questions dépend de trois éléments essentiels : le premier concerne le système étudié et leurs caractéristiques; le deuxième concerne le choix de l'approche et la dernière partie concerne les informations sur le site (événement sismique).

Dans les chapitres qui suivent, nous essayons de répondre au fur et à mesure à ces questions.

## Chapitre 2

# Vulnérabilité Sismique des Ponts

### 2.1 Introduction

« Mieux vaut prévenir que guérir ». Ce vieil adage revêt une toute autre importance lorsqu'on songe aux méfaits possibles des tremblements de terre.

Les dommages dus aux tremblements de terre dépendent de la façon dont le sol bouge et dont les édifices sont construits dans la région touchée, ce ne sont pas les tremblements de terre qui tuent, mais les effets directs et indirects tel que : effondrement des bâtiments, les glissements de terrains provoqués par les séismes, les incendies, etc. (Silvia del Carmen MOSQUERA MACHADO ; 2002).

L'interruption des flux de personnes et de marchandises ; ainsi que les réductions ou pertes d'accessibilité de certains espaces d'intérêt majeur, peuvent être lourdes de conséquences pour la ville.

Ces interruptions peuvent par exemple résulter de l'endommagement ou la destruction des ouvrages d'art routier. (Florent Demoraes et all ; 2005).

Comme les ponts sont des éléments clefs d'infrastructure de transport (Kristina Dennemann et all ; 2009), et sont les éléments les plus vulnérables dans le système autoroutier. (Swagata Banerjee et all ; 2007). Notre objectif sera d'évaluer leur vulnérabilité sismique.

### 2.2 Facteurs influençant la vulnérabilité sismique des ponts

Il existe de nombreux facteurs influençant la vulnérabilité sismique des ponts qui seront détaillés dans les paragraphes suivants.

### 2.2.1 Conditions de site

Les études de risque de liquéfaction et d'affaissement sont différentes pour les ponts car on n'a généralement pas le choix de l'emplacement contrairement aux bâtiments (GALY, Bertrand ; 2009).

Le site va influencer sur l'amplitude du spectre de réponse (amplification ou amortissement) ainsi que sur la période fondamentale. (GALY, Bertrand ; 2009).

La catégorisation des sites occupe une place prédominante dans l'évaluation sismique des ouvrages, leur propriétés peuvent modifier les mouvements sismiques les rendant plus endommageables. (GALY, Bertrand ; 2009).

Les hétérogénéités de la croûte supérieure et des couches superficielles sont souvent plus importantes qu'en profondeur.

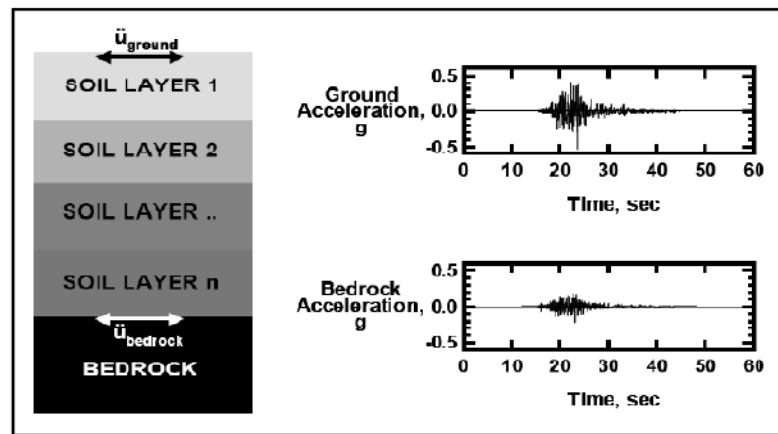


Figure 2.1 – Phénomène d'amplification d'un sol stratifié (Source : Darendeli ; 2001).

Une onde sismique qui traverse de tels milieux peut voir son amplitude changer de manière très importante sur une distance de quelques kilomètres, voire quelques dizaines de mètres. (Noalwenn DUBOS ; 2003).

Plusieurs séismes comme ceux de Guerrero-Michoacan (Mexique ; 1985) et Loma Prieta (Californie ; 1989) ont montré combien ces phénomènes peuvent influencer l'importance et la distribution géographique des constructions, même si l'épicentre du séisme est à plusieurs centaines de kilomètres.

La ville de Mexico par exemple, située à 300 Km de l'épicentre du séisme subit de très forts dégâts à cause de la résonance du bassin sédimentaire sur lequel elle est construite, tandis qu'il ne causa que des dégâts modérés près de son épicentre. (DERRAS B ; 2004).

Par ailleurs il a été remarqué que les régions situées sur des sols meubles ont été plus touchées par le séisme que celles situées sur le roc, et ce, quelle que soit la distance à l'épicentre. (GALY, Bertrand ; 2009).

## 2.2.2 Époque de construction

Plusieurs exemples dans la littérature tendent à montrer une corrélation entre le niveau de dommage et l'année de construction d'un ouvrage (Chen et Duan, 2003). Un exemple illustrant parfaitement cette théorie est donné dans l'ouvrage de Chen (2003). Deux ponts approximativement parallèles, respectivement construits en 1965 et en 1990 ont été touchés lors du séisme de 1995 à Kobe. C'est le pont le plus ancien qui a été le plus durement touché, bien qu'il soit situé sur un sol de meilleure qualité. Cet état de fait est dû aux progrès réalisés dans la dynamique des structures et dans les théories des déformations inélastiques au cours des dernières années. Les avancées scientifiques ont conduit à une évolution des normes et codes qui sont plus sécuritaires de nos jours.

De fait, les performances accrues des nouveaux ouvrages ont conduit les évaluateurs à employer l'année de construction comme échelle grossière d'estimation de la performance probable d'une structure. Aujourd'hui l'objectif de la conception parasismique est de concevoir des ouvrages qui pourraient s'endommager lors de séismes violents mais qui ne s'écrouleront pas et qui demanderont peu de travaux pour une remise en service (NRC-TRB, 2002), (GALY, Bertrand ; 2009).

## 2.2.3 Irrégularités

Idéalement les structures parasismiques devraient être très régulières afin de faciliter l'analyse de leur comportement et de pouvoir dissiper également les énergies de déformation dans des éléments prédéfinis et prévus pour se plastifier (Chen et Duan, 2003; NRC-TRB, 2002). Mais cet idéal est très difficile à atteindre pour les ponts, qui sont des ouvrages souvent étirés en longueur.

L'expérience montre qu'un pont est plus vulnérable si : (i) des demandes en déformation trop importantes apparaissent dans des éléments fragiles, (ii) la configuration structurale est complexe, (iii) le pont manque d'éléments redondants. Une forme d'irrégularité commune pour les ponts est la non uniformité de la longueur des piles. Si la réponse de la superstructure est relativement uniforme les demandes en déformations seront très irrégulières pour l'infrastructure et on observe que les colonnes les plus sollicitées sont les plus courtes. Les joints de dilatation, installés pour permettre les changements de volume dus à la dilatation et à la rétraction thermique du béton, introduisent une irrégularité supplémentaire et modifient la réponse de la superstructure (GALY, Bertrand ; 2009).

## 2.3 Mécanismes de ruptures des ponts vis-à-vis aux séismes

L'une des difficultés majeures en matière de diagnostic sismique est l'appréciation de la ruine d'une structure. Sur le plan réglementaire, la ruine n'est pas clairement définie bien que bornée par la notion d'état limite.

### 2.3.1 Dommages constatés dans l'infrastructure

Les piles et les culées sont les éléments les plus importants pour garantir l'intégrité structurelle d'un pont lors d'un séisme. Les principales causes de dommages au niveau de ces éléments sont dues, d'une part à leurs rotations importantes et d'autre part, à l'affaissement du sol. Ces phénomènes qui ont été très fréquemment observés lors des derniers tremblements de terre (Priestley, Seible et Calvi, 1996).

### 2.3.1.1 Culées

Les principaux dommages relevés sont : un affaiblissement des fondations de la culée si le mouvement est important, et quelques dégâts au niveau du garde-grève (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Cependant, si la rotation est trop importante, les travées peuvent s'échapper de leurs appuis (Chen et Duan, 2003).

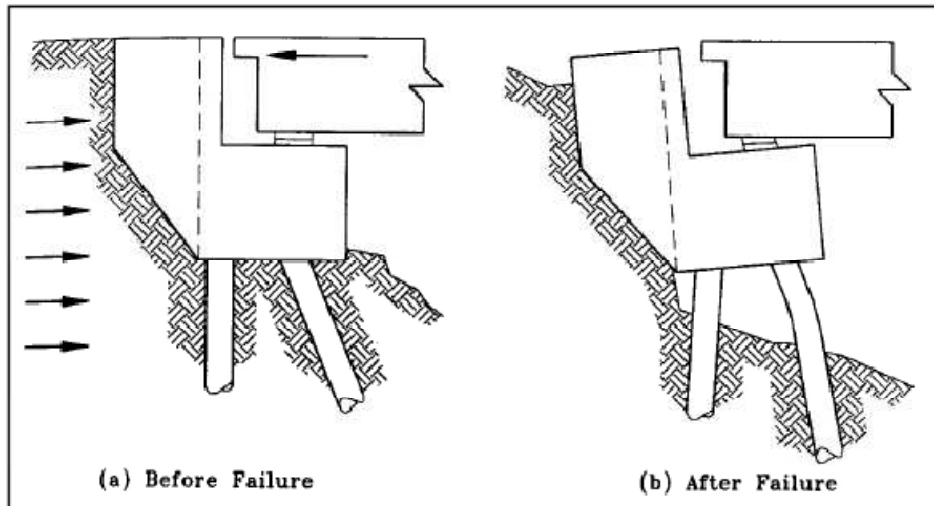


Figure 2.2 – Renversement des culées (Tiré de Priestley, Seible et Calvi ; 1996).

### 2.3.1.2 Colonnes

Le parti pris lors de la conception d'un pont est de dimensionner les appuis en laissant la colonne comme élément le plus faible : on essaye alors de lui donner une ductilité suffisamment grande pour qu'elle n'arrive pas à rupture (Chen et Duan, 2003). Même dans les ponts les plus anciens où cette approche n'était pas adoptée explicitement, on remarque souvent que les colonnes sont les éléments les plus fragiles et dans la plupart des séismes de grande intensité, elles adoptent un comportement inélastique. La rupture de colonnes ayant une faible ductilité est la première cause d'effondrement pour un pont. Pour les colonnes en béton armé c'est souvent dû à un défaut dans les détails d'armatures et la rupture survient à la suite d'une combinaison d'actions (flexion, torsion, cisaillement). Quant aux colonnes métalliques, on observe un gauchissement puis une rupture (GALY, Bertrand ; 2009).

On distingue deux modes de rupture fragile pour les colonnes (Priestley, Seible et Calvi, 1996) :



### a. Rupture par cisaillement des piles

Les piles relativement courtes sont particulièrement exposées aux sollicitations de cisaillement en raison de leur grande rigidité qui leur fait reprendre des forces horizontales importantes. De plus, elles présentent de par leur faible élancement, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduisent souvent à une rupture fragile par cisaillement (KIBBOUA .A ; 2012) ; La rupture fragile en cisaillement est souvent due au manque d'armatures de confinement (Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991). La figure 2.3 présente deux exemples pour ce type de rupture.



(a)



(b)

Figure 2.3 – Rupture par cisaillement des piles. a) Kobé (Japon, 1995), b) Chi-Chi (Taiwan, 1999).

### b. Rupture des piles sous l'effet des efforts de flexion

La formation de rotules plastiques dans un élément de structure (fut, poutre, poteau, voile, ...) peut entraîner des déformations capables de dissiper de l'énergie sismique sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, ces rotules se comportent comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément (KIBBOUA .A ; 2012).

Parmi aussi les déficiences observées qui ont pour effet d'empêcher les piles d'offrir un niveau de ductilité requis ainsi qu'au manque de confinement du béton.

Des exemples de ce type de rupture de colonnes sont montrés sur la figure 2.4.



(a)



(b)

Figure 2.4 – Rupture des piles sous l'effet des efforts de flexion respectivement lors du séisme de Northridge (USA, 1994)(a) et San Fernando (1971)(b).

#### 2.3.1.3 Echappement d'appuis

Les déplacements engendrés par les vibrations sismiques étaient sous-estimés ce qui a conduit à la création d'appuis de trop petites dimensions et d'espaces trop étroits entre les différents éléments. Lorsque les distances de repos d'appui sont insuffisantes, le déplacement relatif entre le tablier et ses appuis peut entraîner un échappement de la superstructure (Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991) (Figure 2.5 a et b). Ce phénomène, qui peut se produire selon la direction longitudinale ou transversale, concerne plus particulièrement les ponts à travées indépendantes (Davi, 2003).



(a)



(b)

Figure 2.5 – Echappement d'appuis. a) Hyogo-Ken Nanbu (Japan;1995), b) Niigata ; 1964.

### 2.3.1.4 Connections et joints de dilatation

Parmi les mécanismes de ruine des ponts on observe aussi l'ouverture du jeu entre deux travées indépendantes ou bien entre l'extrémité du tablier et la culée (GAP).

Les joints de dilatation introduisent des irrégularités dans les superstructures et les fragilisent (Chen et Lui, 2006) ; c'est les exemples de la figure 2.6.

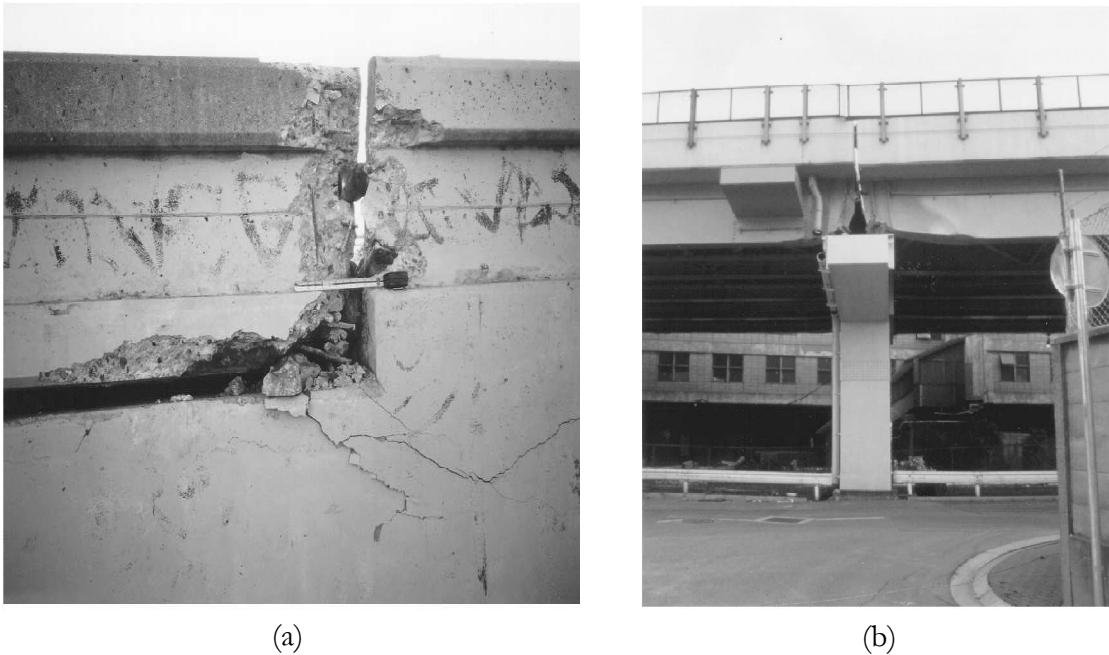


Figure 2.6 – Connections et joints de dilatation. a) Northridge ; 1994, b) Hyogo-Ken Nanbu (Japon, 1995)

### 2.3.2 Superstructures

Les superstructures sont conçues pour supporter les charges de trafic ainsi que leur propre poids. Pour ce qui est du phénomène sismique, elles sont généralement un lien fort et rigide entre les différents éléments du pont et leurs déformations restent dans le domaine élastique la plupart du temps (Chen et Duan, 2003). En conséquence les efforts sont redirigés vers les appuis ou les piles.

## 2.4 Analyse de vulnérabilité sismique

Les dommages causés à un pont par un tremblement de terre peuvent avoir des conséquences sévères. Les personnes situées sur ou sous le pont lors de l'évènement sismique sont mises en danger et l'ouvrage doit être rapidement remplacé en cas d'effondrement ou de dommages graves afin de ne pas trop perturber les réseaux de transport (Chen et Duan, 2003). Même si le pont ne s'effondre pas, les conséquences d'une fermeture, même temporaire, pour travaux, sont généralement assez pénalisantes en

termes économiques et pour des raisons pratiques. C'est pourquoi il convient d'évaluer les dommages que pourrait subir un ouvrage lors d'un tremblement de terre. De fait, l'étude de la fonctionnalité d'un pont immédiatement après un séisme est elle aussi très importante pour le maintien du réseau routier (Priestley, Seible et Calvi, 1996).

## 2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, une revue des principales causes de vulnérabilité des ponts, ainsi qu'une synthèse des principaux mécanismes de ruptures liées à la vulnérabilité sismique des ponts a été présentée ; l'attention est principalement portée sur l'analyse de vulnérabilité sismique des ponts.

Les ponts sont des structures dont les piles présentent généralement peu de redondance et constituent souvent le système de contreventement principal (AMAR KHALED ; 2010). L'analyse de ces dommages a conduit à l'évaluation de la vulnérabilité des ponts et à la dérivation des courbes de fragilité correspondantes (Karim et Yamazaki, 2000 ; 2001 ; 2003). C'est la raison pour laquelle et dans le chapitre qui suit nous allons nous intéresser à l'établissement des courbes de vulnérabilité des piles de pont sous l'effet de l'effort de flexion.

## Chapitre 3

# Méthodes de Développement des Courbes de Vulnérabilité

### 3.1 Introduction

Les dommages causés à un pont par un tremblement de terre peuvent avoir des conséquences sévères. Les personnes situées sur ou sous le pont lors de l'évènement sismique sont mises en danger et l'ouvrage doit être rapidement remplacé en cas d'effondrement ou de dommages graves afin de ne pas trop perturber les réseaux de transport (Chen et Duan ; 2003) ; même si le pont ne s'effondre pas, les conséquences d'une fermeture, même temporaire, pour travaux, sont généralement assez pénalisantes en termes économiques et pour des raisons pratiques (Priestley, Seible et Calvi ; 1996). C'est pourquoi il convient d'évaluer la vulnérabilité que pourrait subir un ouvrage lors d'un tremblement de terre.

Les courbes de vulnérabilité sont des outils essentiels pour évaluer la vulnérabilité des ponts (Jamie E. Padgett et al. 2008) ; l'hypothèse adoptée consiste à supposer que la vulnérabilité des piles de pont est équivalente à celle du système entier (Dutta et Mander, 1998 ; Hwang et al., 2000 ; Mander et Basoz, 1999 ; Shinozuka et al., 2000a; Shinozuka et al., 2000b).

L'objectif de ce chapitre consiste à présenter une description détaillée sur les méthodes de développement des courbes de vulnérabilité (fragilité).

### 3.2 Définition d'une fonction de vulnérabilité

La fonction de vulnérabilité 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. Cette probabilité exprimée sous forme d'une distribution log-normale (Nielsen, 2003) est donnée par l'équation 3.1 :

$$\text{Vulnérabilité} = P[S > LS/IM = y] \quad (3.1)$$

Où :

**S** : la réponse mesurée du pont ou une de ses composantes ;

**LS** : l'état limite ou le niveau de dommage du pont ou une de ses composantes ;

**IM** : l'unité de la mesure de l'intensité de mouvement du sol ;

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

### 3.3 Approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité

Le choix d'une approche pour évaluer les courbes de vulnérabilité représente une étape très importante afin d'arriver au bon résultat ; quatre approches ont été développées dans cet axe.

#### 3.3.1 Approche basée sur les opinions des experts

Le premier effort réalisé pour quantifier la vulnérabilité des structures vient de l'organisme ATC (Applied Technology Council): rapport ATC 13 (Bryant. N ; 2003).

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 nombreux. Cette vulnérabilité est présentée sous forme d'une matrice de probabilité de dommage qui donne l'état du dommage qui 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 ( $L > 152.5$  m et  $L < 152.5$  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 (Bryant. N ; 2003).

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.

#### 3.3.2 Approche empirique

La méthode empirique est l'approche la plus réaliste car elle permet d'estimer les dommages réelles des composants structuraux et non structuraux des ponts après un séisme (ÖZÜR AVŞAR ; 2009).

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, les composantes principales et secondaires...etc.).

Plusieurs chercheurs ont construit les courbes de vulnérabilité empiriques en utilisant des données de dommages de pont obtenues à partir d'un enregistrement d'un séisme ou plusieurs séismes tels que Basoz et Kiremidjian (1997) utilisé les séismes de Loma Prieta et Northridge ; Shinozuka et al. (2003) et Elnashai et al. (2004) utilisé les deux séismes de Northridge et Kobe ; Yamazaki et al. (1999) et Shinozuka et al. (2000a) considéré que le séisme de Kobe (ÖZÜR AVŞAR ; 2009).

Cette méthode peut servir à calibrer les fonctions de vulnérabilité développées analytiquement ou même expérimentalement (Shinozuka et al ; 2000).

### 3.3.3 Approche expérimentale

Une autre approche peut être utilisée pour estimer la vulnérabilité des structures, c'est l'approche expérimentale ; 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 la suite d'établir une relation entre les dégradations produites et les paramètres concernant le type de chargement et la structure. 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 (O. Maachou ; 2004).

Cette approche est souvent combinée et utilisée avec d'autres approches telles que l'approche analytique.

### 3.3.4 Approche analytique

Paradoxalement à l'approche empirique, l'approche numérique peut être utilisée pour générer les fonctions de vulnérabilité des structures lorsque les données sur les enregistrements de séismes n'existent pas (Nielson, 2003 ; Shinozuka et al. 2000c), ou lorsque l'expérimentation serait d'un coût excessif.

Les résultats d'analyse sont utilisés pour établir des courbes de vulnérabilité analytiques en déterminant la probabilité de dépasser un état de dommage limite spécifié (ÖZÜR AVŞAR ; 2009) ; en se basant sur les caractéristiques du système étudié, du site et du modèle de calcul ; ces courbes peuvent être représentées par différents paramètres d'un séisme tels que : PGA (Accélération maximale du sol), PGV (Vitesse maximale du sol), PGD (Déplacement maximum du sol), l'intensité et la magnitude.

Les courbes analytiques, calculées à partir de modèles numériques, sont plus précises mais ne s'appliquent qu'à un ouvrage ou un type d'ouvrage (Pan ; 2007).

L'établissement des courbes de vulnérabilité par l'approche analytique reste la plus intéressante.

## 3.4 Description des méthodes d'établissement des courbes de vulnérabilité par l'approche analytique

Deux méthodes analytiques peuvent être réalisées pour construire la courbe de vulnérabilité:

- a) Méthode statique équivalente basée sur la méthode de capacité spectrale
- b) Méthode dynamique temporelle basée sur la méthode de Park et Ang (Karim et Yamazaki)

On va entamer par la suite une description détaillée des deux méthodes citées précédemment.



### 3.4.1 Méthode statique équivalente: Méthode de capacité spectrale

L'approche utilisée pour l'estimation de dommages repose sur la méthode du spectre de capacité, définie par quatre étapes principales : la définition de la courbe de capacité, la définition du scénario sismique, l'obtention du point de demande et l'application des courbes de fragilité. (Lucian CHIROIU ; 2004) ; la figure (3.1) présente un schéma conceptuel d'estimation de dommages par cette méthode.

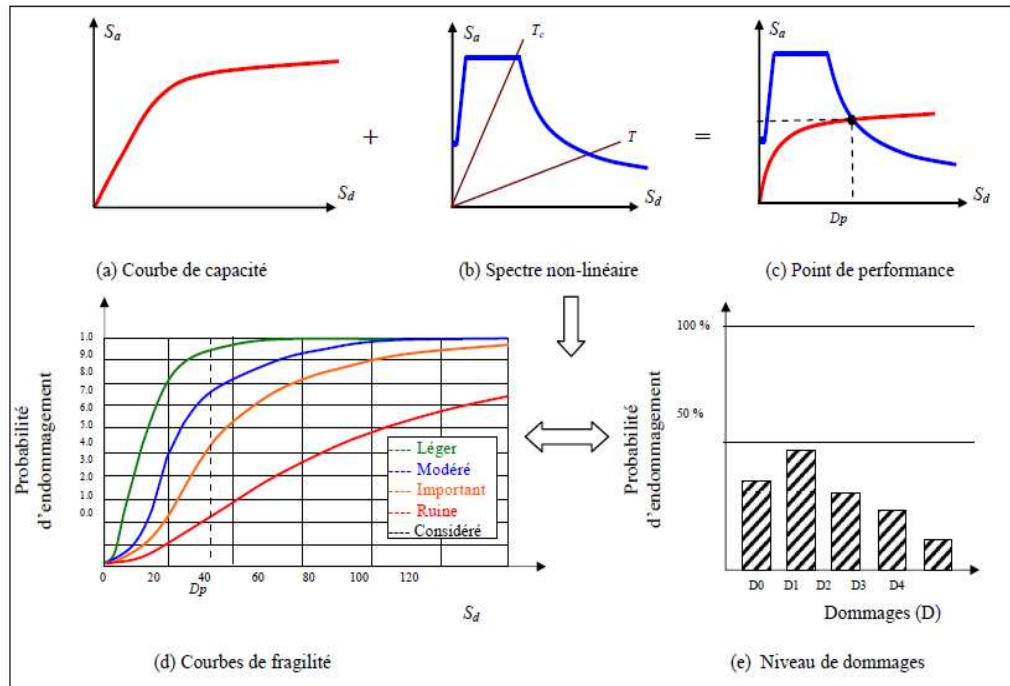


Figure 3.1 – Schéma conceptuel d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité (Source Miloud HEMSAS ; 2010).

Ces étapes seront définies d'une manière plus détaillée dans les paragraphes qui suivent.

#### 3.4.1.1 Courbe de capacité

Une évaluation fiable du comportement d'une structure face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique (Hamou Kada et al ; 2007).

Comme pour les chargements sismiques, les calculs temporels sont complexes et coûteux en temps de calcul et d'analyse, ils sont réservés à des situations particulières peu fréquentes. Les calculs statiques en poussée progressive (ou 'Pushover') représentent une alternative très intéressante (Miloud HEMSAS ; 2010).

La méthode d'analyse de type 'Pushover', basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes « Pushover »), représente une nouvelle approche d'estimation de

dommages (structuraux et non structuraux), incluant notamment les effets du comportement post-élastique (Hamou Kada et al ; 2007).

C'est une méthode avancée de génie civil et développée initialement à la fin des années 70. (Freeman ; 1975, Freeman ; 1978), elle a pris son essor au milieu des années 90 (ATC 40 ; 1996, Chopra ; 1995, Mahaney ; 1993, Paret ; 1996) développée par ATC 40.

L'analyse 'Pushover' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure (Hamou Kada et al ; 2007).

Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le 'Pushover' représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure (Pierino Lestuzzi et al ; 2007).

Le diagramme de capacité est obtenu à partir de courbe déplacement latéral en tête de la structure- effort tranchant à la base sous chargement statique monotone croissant. (Youssef BELMOUDEN ; 2004). Qui reproduit le mode désiré généralement le mode fondamental de vibration. (Belmouden. Y ; Lestuzzi. P ; 2006).

Cette courbe traduit les performances non linéaires de la structure. Elle peut être obtenue à l'aide d'une modélisation des structures par éléments finis (Belmouden ; 2003, Belmouden et Elharif ; 2003 a, b, c), en adoptant la technique d'approximation par éléments finis macro.

Le diagramme résultant est ensuite converti le chargement sismique sous forme de spectre d'accélération et le comportement de la structure sous forme de spectre de déplacement, correspondant à un oscillateur simple équivalent de masse  $M$ , de rigidité  $K$ , et d'amortissement  $\xi$ . Enfin, ce diagramme est idéalisé en forme bilinéaire. (Chopra ; 1995, Chopra et Goel ; 1999, 2001, Xue ; 2001, Chopra et Chintanapakdee ; 2003).

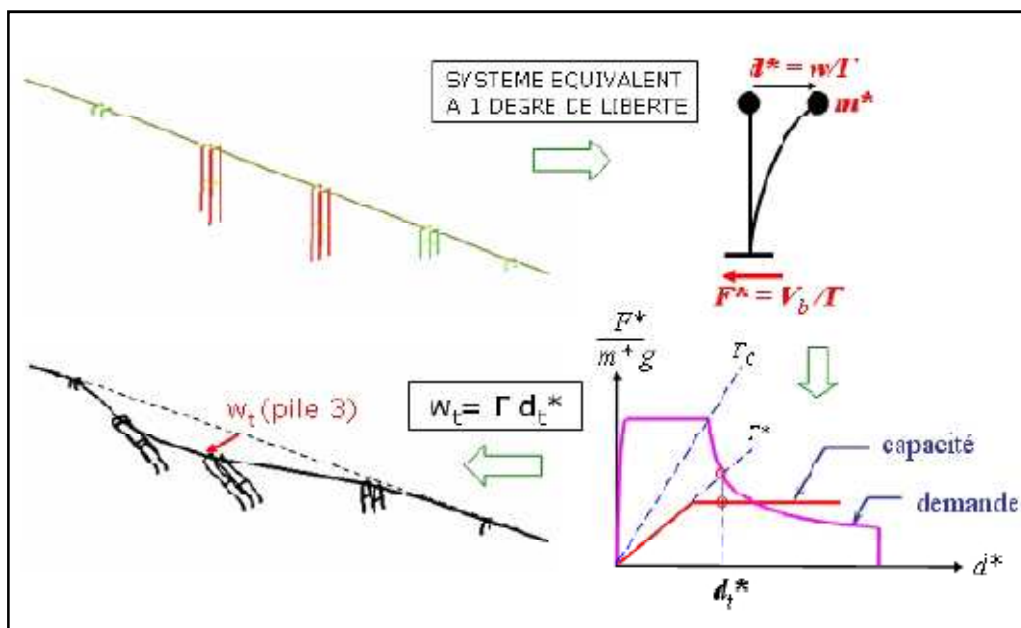


Figure 3.2 – Schématisation du développement du spectre de capacité (Source Lausanne ; 2006).

La partie élastique de cette courbe est théoriquement une droite de pente égale au carré de la pulsation propre de la structure.

La partie post-élastique, de pente plus faible, représente le comportement ductile jusqu'à la ruine.

### 3.4.1.2 Scénario sismique

La définition du scénario sismique peut être représentée par un signal accélérométrique enregistré durant un séisme. (Lucian CHIROIU ; 2004) ; la nature des accélérogrammes dépend d'un certain nombre de facteurs, tels que la magnitude du séisme, la distance de la source de libération d'énergie, les caractéristiques géologiques du rocher le long du trajet de la transmission d'onde, le mécanisme de source et les conditions locales du sol. (Kadid Abdelkrim ; 2006).

L'aléa sismique dans HAZUS est pris en compte en termes d'accélération maximale du sol ou de spectre de réponse (Silvia del Carmen MOSQUERA MACHADO ; 2002) ; ce dernier peut être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de nombreux séismes ou le spectre de réponse d'un séisme particulier (Miloud HEMSAS ; 2010).

Le spectre de réponse est défini comme étant la réponse maximale d'un système à un degré de liberté avec amortissement..., il dépend donc des caractéristiques du système et la nature du mouvement du sol (Kadid Abdelkrim ; 2006).

#### i. Spectre de réponse

La forme du spectre de réponse sera dépendante du site sur lequel l'accélérogramme a été enregistré (Seed, Ugas et Lysmer ; 1976).

Le site va influencer sur l'amplitude du spectre de réponse (amplification ou amortissement) ainsi que sur la période fondamentale. (GALY, Bertrand ; 2009).

La catégorisation des sites occupe une place prédominante dans l'évaluation sismique des ouvrages, leur propriétés peuvent modifier les mouvements sismiques les rendant plus endommageables. (GALY, Bertrand ; 2009).

Les hétérogénéités de la croûte supérieure et des couches superficielles sont souvent plus importantes qu'en profondeur.

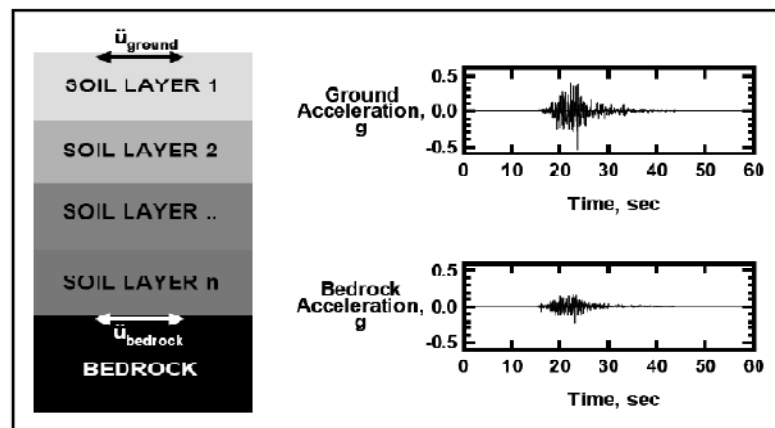


Figure 3.3 – Phénomène d'amplification d'un sol stratifié  
(Source : Darendeli ; 2001).

Une onde sismique qui traverse de tels milieux peut voir son amplitude changer de manière très importante sur une distance de quelques kilomètres, voire quelques dizaines de mètres. (Noalwenn DUBOS ; 2003).

Par ailleurs il a été remarqué que les régions situées sur des sols meubles ont été plus touchées par le séisme que celles situées sur le roc, et ce, quelle que soit la distance à l'épicentre. (GALY, Bertrand ; 2009).

## ii. Accélération maximale du sol

Les mouvements sismiques du sol au site considéré se calculent, pour une magnitude et une distance données, à l'aide de relations dites d'atténuation (RESONANCE Ingénieurs-Conseils SA ; 2007).

Il existe plusieurs lois d'atténuation dont la plupart servent à calculer empiriquement l'accélération maximale d'un site en fonction de la magnitude, de la focale et des conditions de site.

Nous avons donc choisi une loi récente ; la loi d'atténuation d'Ambraseys donnée comme suit (Benouar. D ; 2008)

$$\text{Log}_{10}(\text{PGA}) = -1.43 + 0.2455 \times M_s - 0.786 \times \log_{10}(\mathbf{R}) - 0.0010 \times (\mathbf{R}) \quad (3.2)$$

Avec :

$\mathbf{R}$  : distance hypocentrale (Km) ;  $\mathbf{R} = \sqrt{\mathbf{D}^2 + \mathbf{H}^2}$

$\mathbf{D}$  : distance épacentrale (Km)

$\mathbf{H}$  : profondeur focale (Km)

$M_s$  : Magnitude du séisme

$\mathbf{L}$  : longueur de la faille (Km) ; définie par la relation Wells et Coppersmith (1994) par :

$$\log_{10}(\mathbf{L}) = \mathbf{a} + \mathbf{b} \cdot M_s$$

$\mathbf{a}$ ,  $\mathbf{b}$  : coefficient en relation avec le type de la faille.

Tableau 3.1 – Coefficient a, b en relation avec le type de la faille  
(Source HAZUS-MH MR4 ; 2003)

Type de rupture	Type de faille	a	b
Surface	Strike Slip	-3.55	0.74
	Reverse	-2.86	0.63
	Tout	-3.22	0.69
Profonde	Strike Slip	-2.57	0.62
	Reverse	-2.42	0.58
	Tout	-2.44	0.59

Le PGA calculé est défini comme le nouveau coefficient d'accélération de la zone.

### 3.4.1.3 Obtention du point de demande

L'idée de base de la mise en œuvre de la méthode dite « point de performance » était de tracer la courbe de capacité de la structure et celle de l'agression sismique, représentée par un spectre de réponse sur un même graphique ; et de rechercher un point de croisement qui traduirait l'égalité entre la demande inélastique et la capacité.

La détermination du point de performance reste donc une tâche délicate qu'il faut aborder avec beaucoup d'attention dans les analyses non linéaires. (Fajfar. P ; 1999).

Les étapes de détermination du point de performance (demande) est comme suit :

#### i. La conversion du spectre de réponse

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ( $S_a-T$ ) au format accélérations-déplacements ( $S_a-S_d$ ). (Miloud HEMSAS ; 2010) ; en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.3)$$

Où :

$S_{ae}$  et  $S_{de}$  sont respectivement, l'accélération et le déplacement spectral correspondant aux périodes  $T$ , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5%.

Et  $T_n$  est la période propre de la structure.

#### ii. Représentation de la courbe de capacité

La courbe effort-déplacement sous chargement monotone, peut être également représentée dans ce même diagramme en divisant les ordonnées par la masse  $M$  de l'oscillateur. (Alain PECKER ; 2006).

##### ▪ Idéalisation bilinéaire de courbe de capacité

On commence par chercher une représentation bilinéaire équivalente du diagramme de capacité.

La courbe bilinéaire équivalente s'appuie sur un critère d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale  $D_m$ , l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bi-linéaire (énergie de déformation), autrement dit, les aires  $\Omega_1 = \Omega_2$  sur la figure (2.4).

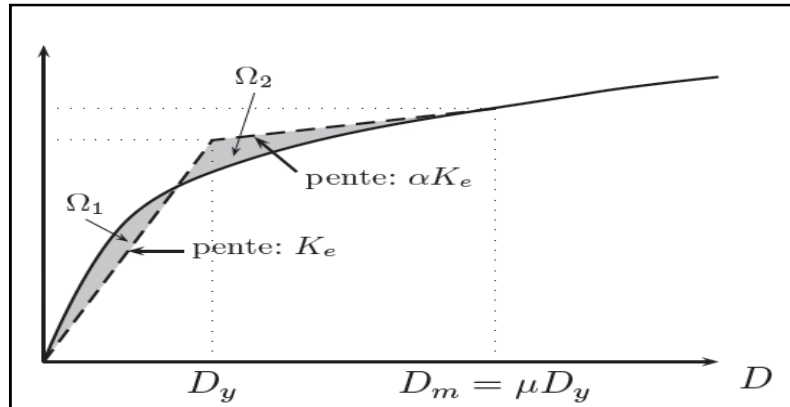


Figure 3.4 – Idéalisation bilinéaire de courbe de capacité.

iii. Calcul de la ductilité

Le facteur de ductilité ( $\mu$ ) défini comme le rapport entre le déplacement maximal (qui représente l'intersection entre le prolongement du segment élastique de la courbe de capacité et le spectre élastique) et le déplacement à la limite élastique.

$$\mu = \frac{S_d}{S_{dy}} \quad (3.4)$$

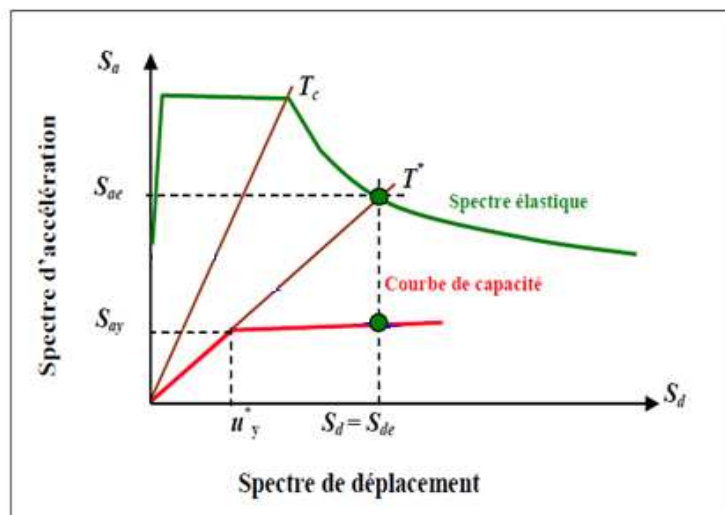


Figure 3.5 – Détermination de la ductilité.

#### iv. Détermination du point de performance

Plusieurs méthodes sont proposées pour la détermination du point de performance.

La conversion du spectre de réponse élastique en un spectre de réponse inélastique s'effectue selon deux approches, soit en se basant sur un spectre de réponse élastique d'un système sur-amorti équivalent ou directement sur un spectre non-linéaire (Chopra et Goel ; 1999). La première approche décrit la réponse des systèmes élastiques sur-amortis. Le comportement non-linéaire est simulé par l'augmentation de l'amortissement. Le modèle HAZUS, basé sur l'ATC 40, adopte cette technique dans l'analyse des structures. Le modèle Risk-UE en revanche, utilise la seconde approche (Miloud HAMSAS ; 2010).

##### ▪ Approche en amortissement ATC 40

La procédure 'A' du ATC 40 suit les pas suivants (A.K. Chopra & R.K Goel ; 1999):

1. Ajustement de la courbe bi-linéaire sur le diagramme de capacité, on gardera la déformation limite d'élasticité  $D_y$  et la courbe bi-linéaire pendant les itérations.
2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan ADRS pour un taux d'amortissement visqueux de 5%.
3. Estimation de la demande de déplacement  $D^i$  et de l'accélération respective  $s_a^i$ . utilisons le principe d'égalité de déplacement.

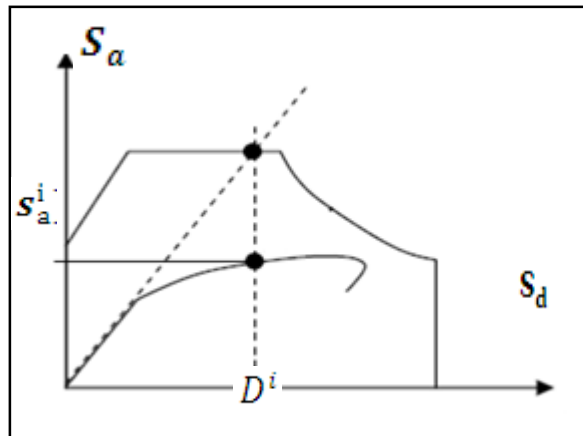


Figure 3.6 – La procédure A pour obtenir le point de performance.

4. Calcul de la ductilité  $\mu$ .
5. Calcul de l'amortissement équivalent  $\xi_{eq}$ .

$$\hat{\xi}_{eq} = \xi + \kappa \xi_{eq} \quad (3.5)$$

Avec :

- $\xi_{eq}$  : rapport d'amortissement équivalent,
- $\xi_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{(\mu-1)(1-\alpha)}{\mu(1+\alpha\mu-\alpha)}$  (3.6)

Pour un système elasto-plastique,  $\alpha=0$  ; l'équation (2.7) devient :

- $\xi_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu-1}{\mu}$  (3.7)
- $\kappa$  : facteur de modification de l'amortissement du système,  $\kappa$  prend des valeurs variant de **1** (bon comportement dissipatif hystérétique) à **0.33** (mauvaise comportement).
- $\xi$  : amortissement élastique 5% (donné par le ATC40).

6. Construction du spectre  $S_a - S_d$  pour  $\xi_{eq}$  (avec de facteur de réduction).  
Obtention de la nouvelle intersection  $D^j$ .
7. Si  $0.95D^i \leq D^j \leq 1.05D^i$  le séisme induit une déformation de  $D = D^j$ , sinon,  $D^i = D^j$  et répétition des pas 4-7.

#### ▪ Approche en ductilité Eurocode 8

L'approche a été proposée par Fajfar dès 1998. Elle utilise des spectres inélastiques ; (Pierre Mouroux ; 2007).

Le spectre non-linéaire (inélastique), peut être facilement déterminé à partir du spectre élastique (selon la proposition de Vidic et al.; 1994) avec une relation force-déplacement bilinéaire en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.8)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.9)$$

Où :

$S_a$  : spectre d'accélération non-linéaire;

$S_d$  : spectre de déplacement non-linéaire;

$\mu$  : facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique;

$R_\mu$  : facteur de réduction du à la ductilité c'est-à-dire du à la dissipation d'énergie d'hystérésis;

Parmi les propositions faites pour la détermination du facteur de réduction  $R_\mu$  l'on utilise celle donnée par les relations suivantes (Vidac et al., 1994) :



$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (3.10)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad T \geq T_c \quad (3.11)$$

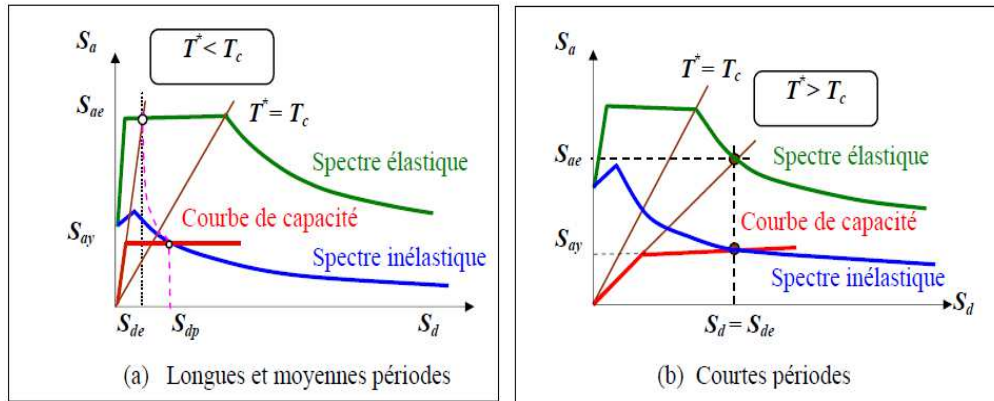


Figure 3.7 – Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité (Source : Miloud HEMSAS ; 2010).

Où :

$T_c$  : est la période caractéristique du mouvement sismique,

Dans cette approche, le point de performance est obtenu lorsque la demande en ductilité du spectre inélastique est égale à la ductilité de la structure (Pierre Mouroux et al ; 2007) ; comme montre la figure (3.8).

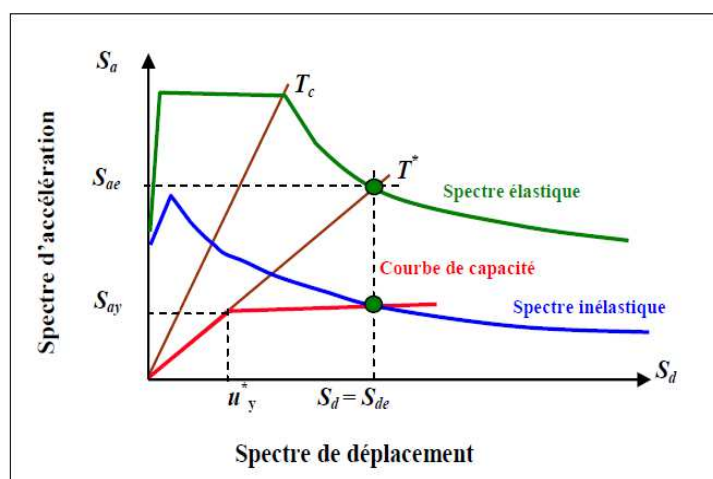


Figure 3.8 – Détermination du point de performance (Source : Miloud HEMSAS ; 2010).

### 3.4.1.4 Evaluation des dommages en fonction de la demande en ductilité

L'un des paramètres représentatif de l'évolution des degrés de dommages dans une structure ou d'un élément structural est l'indice de dommages ou l'indice d'endommagement ('Damage Index', DI). Cet indice est normalisé et discrétisé en une série de valeurs partant de '0', indiquant que la structure n'a subi aucun dommage structurel, jusqu'à la valeur de '1' indiquant que la structure a atteint sa capacité maximale et une instabilité structurelle au voisinage de la rupture ou l'effondrement total (M. HEMSAS ; 2010).

Le programme Risk-UE définit, quatre niveaux ou degrés de dommages : faibles, modérés, importants et très importants (tableau 3.2). La même constatation est valide pour HAZUS.

Tableau 3.2 – Equivalence entre le niveau de dommage et l'indice de dommages (Risk-UE).

Niveau de dommages	Définition	Indice de dommages
0	Aucun dégât	0
1	Faible	0-5
2	Modéré	5-20
3	Important	20-50
4	Effondrement	50-100

L'indice de dommages est défini comme suit :

$$DI = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (3.12)$$

Où  $\delta_m$  est le déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance) ;  $\delta_u$  est le déplacement ultime (ruine totale),  $\delta_y$  est le déplacement élastique (sans endommagement).

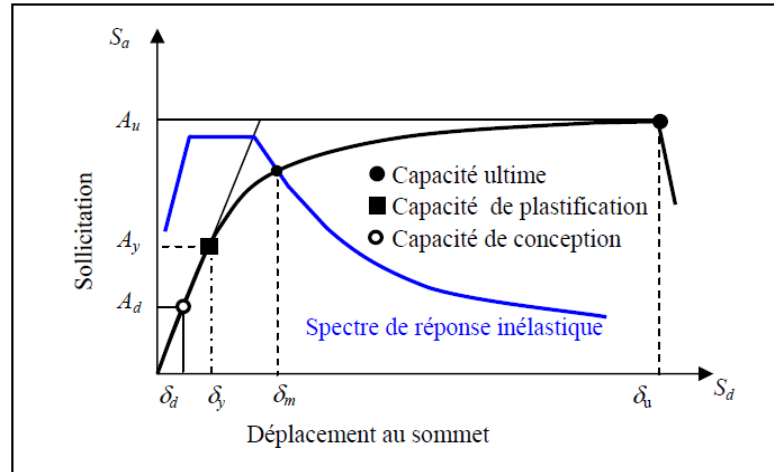


Figure 3.9 – Caractéristiques de la capacité d'une structure dans le plan (Sa-Sd) (Source : Miloud HEMSAS ; 2010)

Les descriptions quantitatives sont aussi nécessaires dans la construction des modèles analytiques des fonctions de vulnérabilité. Ces derniers ont été exprimés en termes de demande en ductilité de rotation. Dans cette perspective, Dutta et Mander (2000), ont défini cinq états différents de dommage pour les piles de ponts montrés dans le Tableau (3.3).

Tableau 3.3 – Etats de dommages en fonction de la demande en ductilité pour les piles de pont (Dutta et Mander ; 2000).

Etat de dommage	Description	Limites dérivée (conception non sismique)	Limites dérivée (conception sismique)	Demande en ductilité ( $\theta/\theta_y$ )
Aucun Dommage	Dépassement de la première limite élastique ( $\theta_y$ ).	0.005	0.008	1.00
Dommages Légers	Fissuration, éclatement.	0.007	0.01	2.01
Dommages Modérés	Perte d'ancrage.	0.015	0.025	6.03
Dommages Etendus	Dégradation des piles de pont.	0.025	0.05	11.07
Effondrement Total	Effondrement des piles de pont.	0.05	0.075	23.65

De même, le Tableau 3.4 présente des descriptions qualitatives basées sur les états limites en relation avec les dispersions recommandées par HAZUS-97.

Ces états limites ont été utilisés par Choi (Choi, 2002) afin de développer les fonctions de vulnérabilité pour les ponts en Amérique centrale. Pour l'auteurs, les états de dommages qualitatifs incluent la réponse d'autres composantes vulnérables de pont autres que les piles/colonnes, telles que les appuis et les butées.

Tableau 3.4 – Définition des états limites des composants de pont (Choi et al.; 2004).

Etats de Dommages	Colonnes/ piles ( $\mu$ )	Appuis en acier ( $\delta$ , mm)	Appuis d'expansion ( $\delta$ , mm)	Goujons fixés ( $\delta$ , mm)	Goujons d'expansion ( $\delta$ , mm)
Dommages Légers	$1.0 < \mu < 2.0$	$1.0 < \delta < 6.0$	$\delta < 50$	$8.0 < \delta < 100$	$\delta < 30$
Dommages Modérés	$2.0 < \mu < 4.0$	$6.0 < \delta < 20$	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$30 < \delta < 100$
Dommages Etendus	$4.0 < \mu < 7.0$	$20 < \delta < 40$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$100 < \delta < 150$
Dommages Complets	$7.0 < \mu$	$40 < \delta$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$	$150 < \delta < 255$

### 3.1.4.5 Courbes de vulnérabilité

L'application des courbes d'endommagement représente la dernière étape de l'estimation de dommages. Celles-ci, relient l'action sismique à plusieurs niveaux d'endommagement, à travers les coordonnées du point de demande. (Lucian CHIROIU ; 2004).

Les fonctions d'endommagement sont représentées par des courbes calculant la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommage, pour une valeur donnée du déplacement spectral.

Cette courbe est modélisée à travers une distribution normale cumulée du logarithme du déplacement spectral. (Lucian CHIROIU ; 2004).

Pour le niveau de dommage  $d_s$  et pour un déplacement spectral  $S_d$  donné, la probabilité d'endommagement est exprimé (HAZUS-MH MR4 ; 2003) à travers la formule :

$$P[d_s/S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (3.13)$$

Où :

$\overline{\mathbf{S}}_{d,ds}$ : La valeur moyenne du déplacement spectral pour lequel une structure atteint le seuil de l'état de dommage  $\mathbf{ds}$ ,

$\beta_{ds}$ : l'écart type du logarithme népérien du déplacement spectral pour l'état de dommage  $\mathbf{ds}$ ,

$\Phi$ : la fonction de distribution cumulative normale standard,

### 3.4.2 Méthode dynamique temporelle: Méthode de Karim et Yamazaki

Une autre méthode basée sur la simulation numérique pour construire des fonctions de vulnérabilité analytiques des piles de pont en béton armé a été proposée par Karim et Yamazaki (2000 ; 2001) ; considérant les paramètres structurels et les enregistrements de mouvements du sol qui ont une influence sur les dommages causés à la structure et par conséquent aura effet sur les courbes de vulnérabilité (Kazi R. Karim et Fumio Yamazaki ; 2001).

#### 3.4.2.1 Description de la méthode

Karim et Yamazaki ont développé un ensemble des courbes de vulnérabilités analytiques pour des piles de ponts routiers basés sur la simulation numérique tenant compte de la variation des enregistrements sismiques (Kazi R. Karim et Fumio Yamazaki ; 2002).

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

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

fonctions de vulnérabilité pour chaque classe de dommage en exécutant une analyse de régression linéaire;

11. Construire les fonctions de vulnérabilité en utilisant les valeurs obtenues de la moyenne et de l'écart-type en fonction de l'intensité du mouvement du sol pour chaque classe de dommage en supposant une distribution log-normale.

Le schéma de principe pour la construction des courbes de vulnérabilité est illustré sur la figure (3.10).

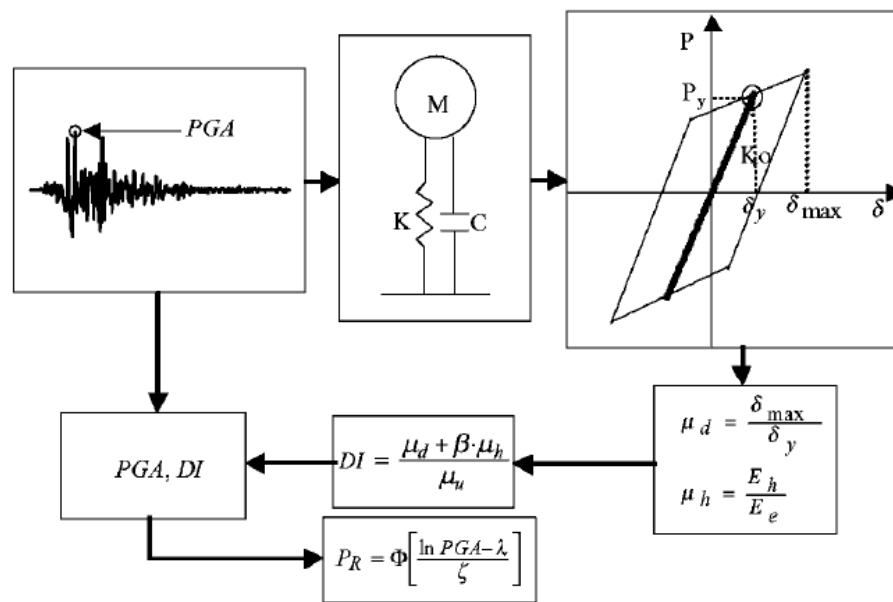


Figure 3.10 – Diagramme schématisé pour construire la fonction de vulnérabilité analytique des piles de pont en béton armé (Source : Karim et Yamazaki, 2001).

Dans les paragraphes qui suivent, nous allons expliquer en détails ces étapes.

### 3.4.2.2 Analyse statique

Le principe de cette étape consiste à établir la courbe 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 (3.13).

L'élaboration de cette courbe passe par les étapes suivantes :

#### 3.4.2.2.1 Loi de comportement des matériaux béton-acier analytique

Le comportement de la structure dépend fortement des matériaux constitutifs. Il est toutefois impossible de prendre en compte isolément la géométrie de tous les constituants d'une structure : béton, acier. Il est donc nécessaire de disposer de modèles de composants intermédiaires pour représenter les éléments structuraux et les matériaux qui les constituent (Sami HEMZA ; 2007).

Conséquemment le modèle du béton confiné utilisé dans notre étude est sélectionné en l'occurrence celui de Mander et al. ; Le modèle de l'acier longitudinal est le modèle élasto-plastique avec écrouissage.

#### a. Modèle du béton (Modèle de Mander)

L'approche développée est d'unifier un modèle contrainte déformation à la fois pour les sections circulaires et rectangulaires, voir figure (3.11). Les parties ascendante et descendante.

L'influence des différents types de confinement a été prise en compte par l'introduction de la contrainte effective latérale de confinement qui dépend à son tour de la configuration de l'armature transversale ainsi que longitudinale.

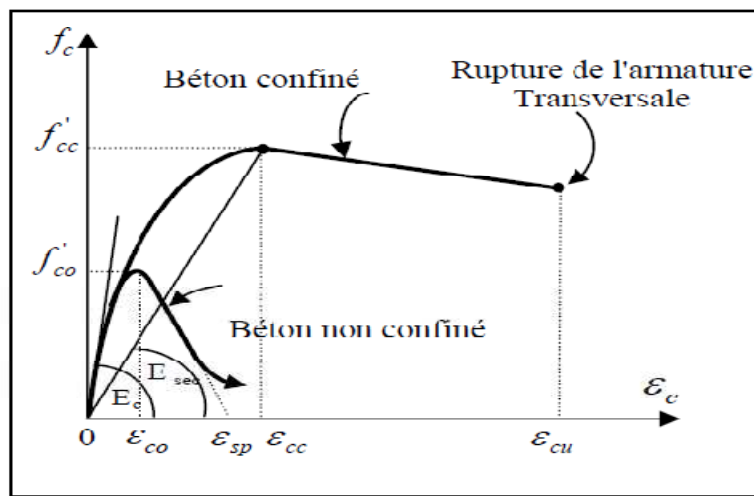


Figure 3.11 – Courbe contrainte déformation, Mander et al. (1988).

Mander a proposé une loi unique contrainte – déformation pour le béton confiné pour tous type d'acier transversal.

Le modèle contrainte-déformation est illustré dans la figure (3.11) est basé sur l'équation proposé par Popovics, pour un taux quasi statique de déformation et de chargement mono tonique.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3.14)$$

Où  $f'_{cc}$  est la résistance à la compression du béton confiné.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3.15)$$

Où  $\epsilon_c$  est la déformation longitudinale du béton.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.16)$$

Où  $f'_{c0}$  et  $\epsilon_{c0}$  sont la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.17)$$

Où

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \text{ MPa}$$

$E_c$  est le module d'élasticité du béton initial;

$E_{sec}$  est le module d'élasticité du béton à la résistance pic.

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.18)$$

La résistance de compression du béton confiné est donnée par la relation :

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_1}{f'_{c0}} - \frac{2f'_1}{f'_{c0}}} \right) \quad (3.19)$$

La contrainte effective latérale de confinement  $f'_1$  des cadres est déterminée comme suit:

$$f'_1 = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} \quad (3.20)$$

Le paramètre le plus important dans le modèle Mander est le coefficient d'efficacité de confinement  $k_e$ .

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.21)$$

Où  $\rho_{cc}$  est le rapport de la section d'armatures longitudinales à la surface du béton confiné.

### b. Modèle de l'acier

L'investigation d'un modèle contrainte – déformation de l'acier n'est pas une opération délicate c'est simplement la courbe qu'on obtient après un test de traction sur une éprouvette en acier (R. HACHEM ; 2004).

La courbe montre une première partie élastique linéaire, un plateau d'écoulement (c.-à-d., une limite élastique au delà de laquelle la déformation augmente avec une faible augmentation de la contrainte), un plateau d'écrouissage dans lequel la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à ce que la rupture se produise. Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie élastique linéaire de la courbe. Il est généralement pris égale à 200 GPa. (R. Park, P. Paulay ; 1975), voir figure (3.12).



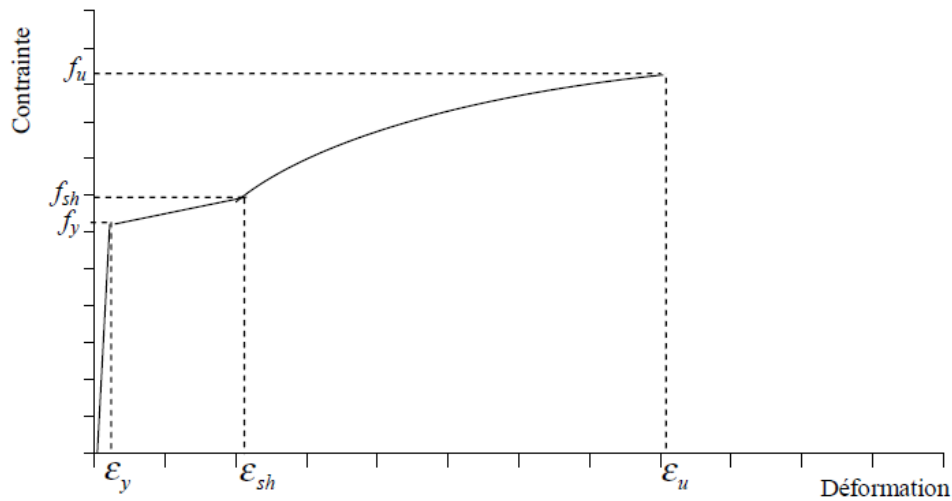


Figure 3.12 – Courbe contrainte déformation des aciers en traction.

Les expressions suivantes définies les Relations complètes contrainte déformation:

Pour  $\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y + (\varepsilon_s - \varepsilon_y) \left( \frac{f_{sh} - f_y}{\varepsilon_{sh} - \varepsilon_y} \right) \quad (3.22)$$

Pour  $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_u$

$$f_s = f_{sh} + (f_u - f_{sh}) \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right] \quad (3.23)$$

Où  $f_y$ ,  $f_{sh}$ ,  $f_u$  sont : la contrainte d'écoulement, la contrainte d'écrouissage et la contrainte ultime;  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_{sh}$ ,  $\varepsilon_u$ , sont les déformations correspondantes, respectivement.

#### 3.4.2.2.2 Loi de comportement sectionnelle (moment-courbure)

La relation moment-courbure réelle d'une section peut être déterminée facilement au moyen des multiples logiciels existants en tenant compte des relations spécifiques contrainte-allongement des matériaux (Alessandro Dazio ; 2005).

Cette loi dépend de caractéristiques géométriques, des caractéristiques mécaniques des matériaux qui la composent mais aussi du ferrailage longitudinal, transversal et de l'effort normal dans la section (Pierre-Alain NAZE ; 2004).

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

Par multi méthodes; la loi moment-courbure peut être obtenue; et une approximation bilinéaire du comportement de la section décrite par le cahier technique SIA 2018 qui est universellement reconnue présentée ci-après (Alessandro Dazio ; 2005):

- 1) Il s'agit de déterminer en premier lieu le point le long de la courbe moment-courbure réelle correspondant au début de la plastification ("First yield"). Pour les éléments de construction soumis à un effort normal important comme les colonnes, ce point correspond soit au début de la plastification de l'acier dont l'allongement  $\epsilon_s$  atteint la limite d'écoulement  $\epsilon_y$  ou au début de la plastification du béton dont la déformation spécifique atteint 0.2%. Le premier atteint est déterminant. Ce point donne la courbure nominale de plastification  $\phi_y'$  et le moment  $M_y'$  d'où découle la rigidité élastique  $EI_y$ .

$$EI_y = \frac{M_y'}{\phi_y'} \quad (3.24)$$

- 2) Toujours le long de la courbe moment-courbure réelle, il s'agit ensuite de déterminer le point où, soit l'acier soit le béton, atteignent respectivement une déformation spécifique  $\epsilon_s = 0.010$  ou  $\epsilon_c = 0.0035$ . Le premier atteint est déterminant. De ce point découle la résistance nominale à la flexion  $M_n$  ("Nominal strength") d'où peut être déduit la courbure nominale de plastification  $\phi_y$ :

$$\phi_y = \phi_y' \cdot \frac{M_n}{M_y'} = \frac{M_n}{EI_y} \quad (3.25)$$

- 3) Le point de plastification nominale ("Nominal yield") ne se situe pas sur le diagramme moment-courbure réelle mais dépend des valeurs de  $M_n$  et de  $\phi_y$ .
- 4) En dernier lieu, il s'agit de déterminer le point où est atteinte respectivement soit la déformation spécifique de l'acier  $\epsilon_s = \epsilon_{s,max}$  soit celle du béton  $\epsilon_c = \epsilon_{c,max}$ . Le premier atteint est déterminant.

$\epsilon_{c,max}$  et  $\epsilon_{s,max}$  représentent les valeurs maximales admissibles des déformations spécifiques des matériaux. A ce point correspond la rupture de l'élément de construction ("Ultimate limit state"), soit la courbure ultime  $\phi_u$ : et le moment de rupture  $M_u$ .

### 3.4.2.2.3 Approches de modélisations numériques des ponts

La modélisation de la réponse des structures en génie civil sous sollicitations sismiques peut être abordée à différentes échelles et degrés de raffinement selon les enjeux et objectifs fixés (Frédéric Ragueneau ; 2006).

Nous pouvons distinguer trois modèles de modélisation :

#### a. Modèle macroélément

A l'échelle globale, c'est le comportement inélastique de la section courante, prise dans son ensemble, qui est défini à partir des lois de chaque matériau (lois uni axiales découplées). Celles-ci sont formulées directement en fonction des contraintes généralisées agissant sur une section (effort normal, moment fléchissant etc.). Nous distinguons des lois de flexion, de cisaillement et de traction-compression. Nous obtenons des relations de type 'moments-courbures' ou 'efforts normaux-allongements' (Miloud HEMSAS ; 2010).

Cette approche globale conduit en général à des temps de calculs réduits mais elle ne permet pas de définir précisément les comportements locaux (ex. fissuration) (Miloud HEMSAS ; 2010).

#### b. Modèle d'éléments de fibre

Il s'agit d'utiliser des éléments poutres de type multicouches (Laborderie, 1991) ou des éléments multifibres (Guedes et al ; 1994 ; Combescure ; 2007). Outre la simplicité d'utilisation, l'avantage important de ces modèles réside dans le couplage implicite des efforts de flexion et de l'effort normal (Miloud HEMSAS ; 2010).

Chaque section transversale du segment peut être divisée en plusieurs fibres, qui utilisent des relations contrainte-déformation pour différents matériaux, tel que l'acier, béton confiné et béton non confiné, etc. (Spacone et al., 1996a, 1996b ; Taucer et al., 1991).

#### c. Modèle micro élément

A l'échelle locale, le béton est modélisé par des éléments de milieu continu bidimensionnels ou tridimensionnels. La rhéologie est exprimée en terme de relations de type 'contraintes - déformations', et l'analyse est souvent lourde car l'état du matériau est pris en compte en chaque point d'intégration de l'élément fini considéré. Cette modélisation permet d'obtenir des informations locales concernant l'état de l'endommagement, celui de la plastification etc. (Miloud HEMSAS ; 2010).

#### 3.4.2.2.4 Loi de comportement de la pile de pont par une analyse statique non linéaire (Pushover)

Pour obtenir la relation force – déplacement au sommet de la pile de pont, celle-ci est divisée en N tranches. Généralement 50 tranches le long de la hauteur de la pile sont recommandées par le code (Karim et Yamazaki, 2001).

La relation entre force - déplacement au sommet de la pile de pont est obtenue en utilisant le diagramme de l'effort tranchant - distorsion et celui du diagramme moment de flexion - courbure. La Figure 3.13 montre l'évaluation numérique du déplacement de flexion et de ses composantes de cisaillement.

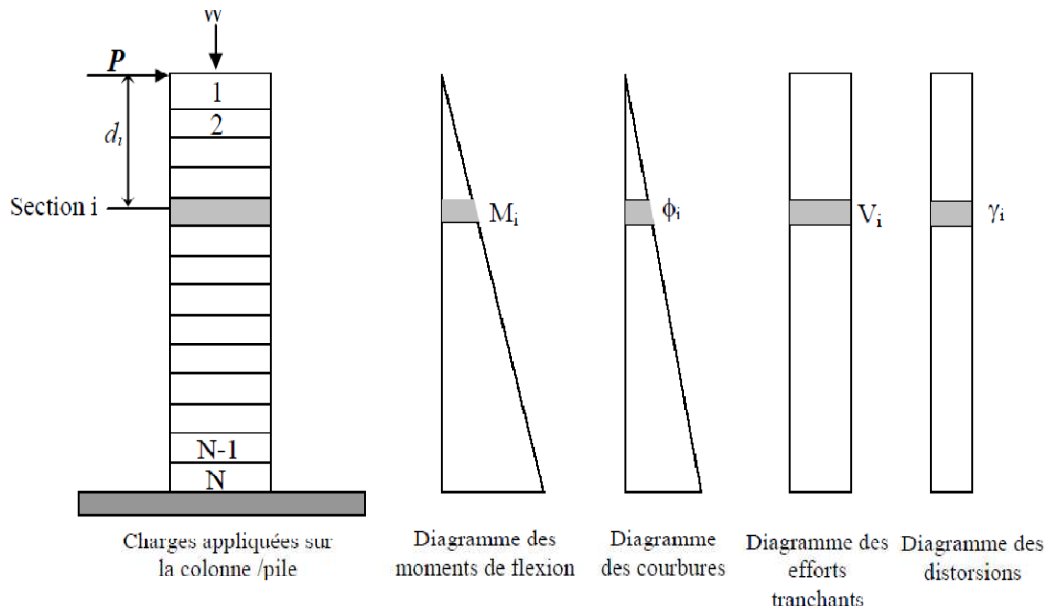


Figure 3.13 – Evaluation numérique du déplacement de flexion et de ses composantes de cisaillement pour la pile de pont (Karim et Yamazaki ; 2001).

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

1. Diviser la pile en N tranches le long de sa hauteur comme représenté sur la Figure 3.13;
2. Obtenir les diagrammes des efforts tranchants – distorsion (de l'analyse de cisaillement) et les diagrammes des moments de flexion – courbure (de l'analyse de flexion) pour chaque section transversale;
3. Appliquer la force horizontale P au sommet de la pile de pont;
4. Obtenir les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant de la pile, pour la charge appliquée P;
5. Obtenir les valeurs de la distorsion (due à l'effort tranchant) et de la courbure (due au moment fléchissant) par interpolation pour chaque section transversale à partir du diagramme de l'effort tranchant - distorsion et du diagramme moment de flexion- courbure, respectivement;
6. Calculer le déplacement  $\delta$  en utilisant l'équation suivante :

$$\delta = \sum_{i=1}^N (\phi_i \cdot d_y \cdot d_i + \gamma_i \cdot d_y) \quad (3.26)$$

Où  $\delta$  est le déplacement, N est le nombre de sections transversales,  $\phi_i$  est la courbure,  $d_y$  est la largeur de chaque section transversale,  $d_i$  est la distance du sommet de la pile au centre de gravité de chaque coupe transversale et  $\gamma_i$  est la déformation de cisaillement.

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

### 3.4.2.3 Analyse dynamique

Dans cette partie, une analyse dynamique non linéaire est exécutée en considérant comme inputs (données d'entrées), des enregistrements de mouvements du sol sélectionnés et normalisés pour différents niveaux d'excitation.

Afin de déterminer les réponses dynamiques du système qui sont le déplacement maximal ainsi que l'énergie dissipée; les piles de pont sont modélisées comme des systèmes à un seul degré de liberté.

### 3.4.2.4 Evaluation des dommages par l'indice de dommages (DI)

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

$$DI = \frac{\mu_d + \beta\mu_h}{\mu_u} \quad (3.27)$$

Où  $\beta$  est le facteur de chargement cyclique dont la valeur est prise égale à **0,15** (Karim et Yamazaki, 2001),  $\mu_u$  est la ductilité ultime définie comme étant le rapport du déplacement maximum (obtenu à partir de l'analyse statique) au déplacement à l'état limite élastique (obtenu à partir de l'analyse statique),  $\mu_d$  est la demande en ductilité exprimée comme suit :

$$\mu_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (3.28)$$

Où  $\delta_{max}$  et  $\delta_y$  sont respectivement le déplacement maximum (obtenu à partir d'une analyse dynamique) et le déplacement à la limite élastique (obtenu à partir de l'analyse statique) des piles de pont.

$\mu_h$  est la ductilité par hystérésis cumulative d'énergie (Uang et Bertero, 1990),  $\mu_h$  est exprimée par la formule suivante :

$$\mu_h = \frac{E_h}{E_e} \quad (3.29)$$

Où  $E_h$  et  $E_e$  sont respectivement l'énergie par hystérésis cumulative (obtenue à partir d'une analyse dynamique) et l'énergie élastique à la limite du point élastique (obtenue à partir d'une analyse statique) des piles de pont.

Les indices de dommage **DI** obtenus pour chaque excitation du mouvement du sol sont calibrés par la méthode de Ghobarah et al., (1997) afin d'avoir une relation entre l'indice de dommage (Damage Index - **DI**) et la classe de dommage (Damage Rank – **DR**) comme montré le tableau (3.5).

Celui ci définit cinq (05) classes d'état de dommages explicités respectivement comme suit : états de dommage total ou effondrement (**A<sub>s</sub>**), dommages étendus ou majeurs (**A**), dommages modérés (**B**), dommages légers ou mineurs (**C**) et aucun dommage (**D**). Chaque état de dommage est fonction d'une certaine gamme d'indice de dommages (**DI**).

Tableau 3.5 – Rapport entre l'indice de dommage **DI** et la classe de dommage **DR**  
(Ghobarah et al. : 1997)

Indice de Dommage (DI)	Classe de Dommage (DR)	Définition
$0.00 < DI < 0.14$	D	Aucun Dommage
$0.14 < DI \leq 0.40$	C	Dommmages Légers
$0.40 < DI \leq 0.60$	B	Dommmages Modérés
$0.60 < DI < 1.00$	A	Dommmages Etendus
$1.00 \leq DI$	A <sub>s</sub>	Dommmages Complet

### 3.4.2.5 Courbes de vulnérabilité

Les fonctions de vulnérabilité pour les piles de pont sont construites en supposant une distribution log-normale (Yamazaki, 2000 ; Sucuoglu *et al.*, 1997). La probabilité d'occurrence des dommages cumulée  $P_R$ , égale ou supérieure à un certain rang R (Karim et Yamazaki, 2000 ; 2001 ; 2003), est définie comme suit :

$$P_R \geq \Phi \left[ \frac{\ln X - \lambda}{\xi} \right] \quad (3.30)$$

Où  $\Phi$  est la fonction standard de distribution normale,  $X$  est l'indice caractérisant le mouvement du sol, par exemple Accélération maximale du sol (Peak Ground Acceleration - PGA) ou Vitesse maximale du sol (Peak Ground Velocity - PGV),  $\lambda$  et  $\xi$  sont la moyenne et l'écart-type du  $\ln X$ .

Le rapport des dommages tracé en échelle de probabilité log-normale permet de définir deux paramètres pour caractériser la fonction de vulnérabilité ; la moyenne  $\lambda$  et l'écart-type  $\xi$  définis dans l'équation (3.30). Ces derniers sont obtenus par la méthode des moindres carrés (the Least-Squares Method) sur la représentation de probabilité log-normale (c'est-à-dire en exécutant une analyse de régression linéaire).

### **3.5 Conclusion**

Dans ce chapitre, l'état de l'art en matière de méthodes de développement des fonctions de vulnérabilité des piles de pont en béton armé a été présenté, en mettant en exergue toutes les approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité.

Cependant, il convient de mentionner qu'il n'existe pas de méthode de calcul universelle pour générer les fonctions de vulnérabilité. Les différentes méthodes peuvent être préférées les unes par rapport aux autres selon les circonstances.

L'établissement des courbes de vulnérabilité par le biais des simulations numériques pour un système structurel particulier reste la plus intéressante en définissant ses différents états de dommages.

L'objectif du prochain chapitre consiste à établir des courbes de vulnérabilité analytiques d'une pile de pont Koudia (Tlemcen), en utilisant une méthode dynamique temporelle (Approche proposée par Karim et Yamazaki).

## Chapitre 4

# Développement d'une Analyse de la Vulnérabilité Sismique des Piles de Pont en Béton Armé : cas du Pont KOUDIA Tlemcen

### 4.1 Introduction

L'analyse des dommages a conduit à l'évaluation de la vulnérabilité des ponts et à la dérivation des courbes de fragilité correspondantes (Karim et Yamazaki, 2000 ; 2001 ; 2003). Pour développer ces fonctions de vulnérabilité, la majorité des chercheurs supposent que les piles ou colonnes des ponts sont les seules composantes vulnérables ; en d'autres termes, la vulnérabilité des piles ou colonnes est équivalente à la vulnérabilité du système entier du pont (Dutta et Mander, 1998 ; Hwang et al., 2000 ; Mander et Basoz, 1999 ; Shinozuka et al., 2000a ; Shinozuka et al., 2000b ; Nielson, 2003).

Dans ce chapitre, nous allons développer une analyse de la vulnérabilité sismique des piles de pont en béton armé par le biais d'une simulation numérique ; proposée par Karim et Yamazaki ; en prenant comme cas d'étude le pont Koudia Tlemcen.

### 4.2 Description du pont

L'ouvrage étudié est un échangeur reliant Koudia à Boudjlida, permettra le franchissement de la route RN22 qui est une route importante à fort trafic qui dessert la ville de Tlemcen et la ville d'Oran.



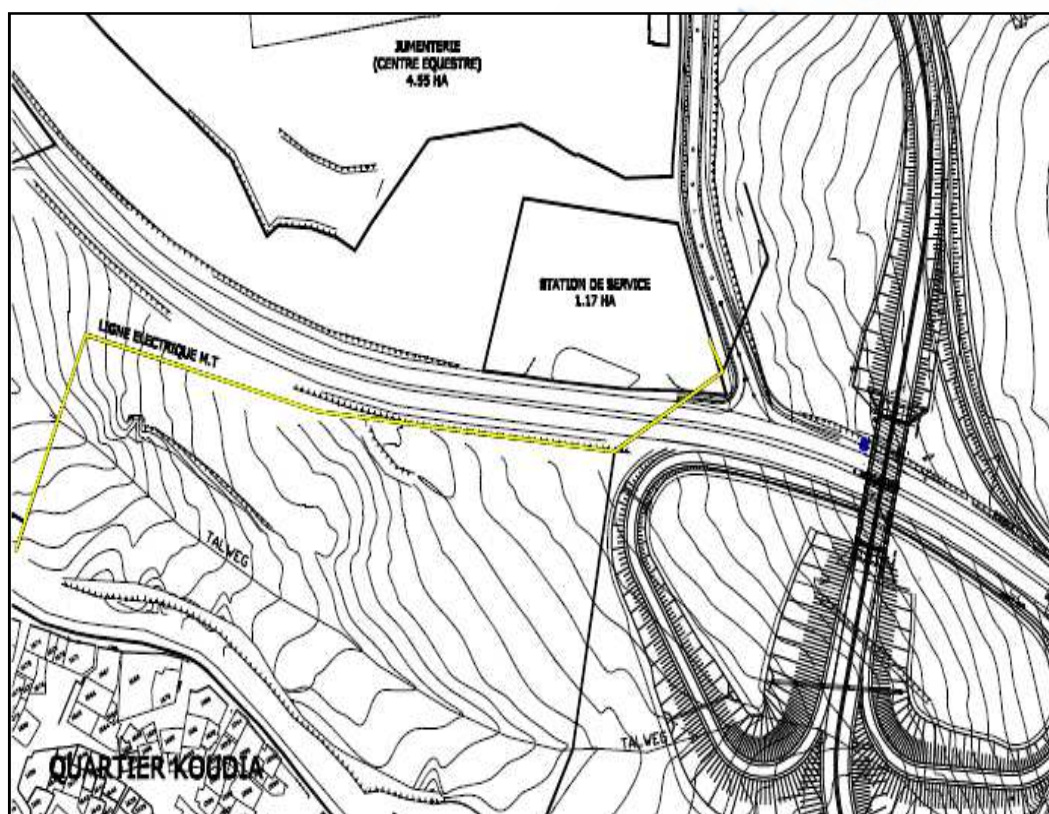


Figure 4.1 – Localisation de l'échangeur Koudia-Boudjlida.

L'ouvrage se compose de deux travées droites en béton armé de longueur 66.90m, de largeur 9.85m, tel que montre les vues (en plan et en élévation) dans la figure 4.2 (a et b).

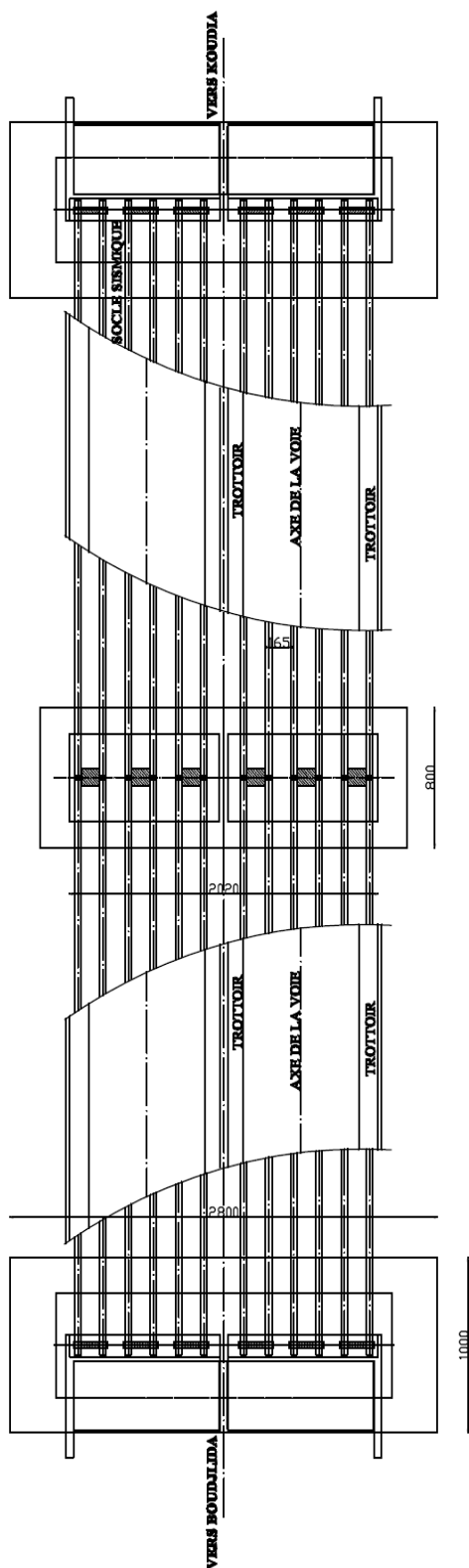


Figure 4.2.a Vue en plan

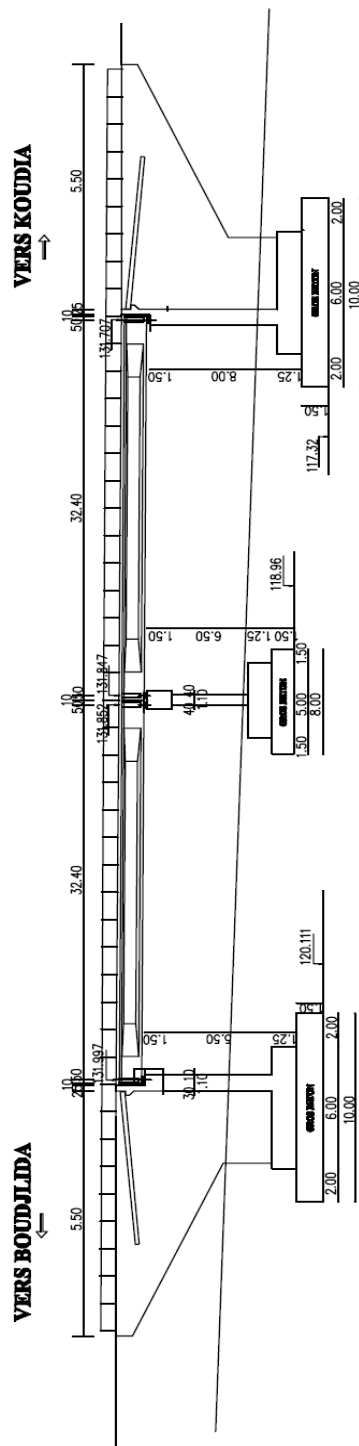


Figure 4.2.b Vue en élévation

Sa superstructure (tablier) est composée de deux travées indépendantes de 33.40 m de portée dont chacune contient six poutres précontraintes de 1.50m de hauteur et un hourdi qui se repose sur ces derniers d'une épaisseur de 20cm.

Au niveau de l'appui intermédiaire (pile) ; la liaison entre la superstructure et la colonne est effectuée par un chevêtre, tel que montre la figure (4.3).

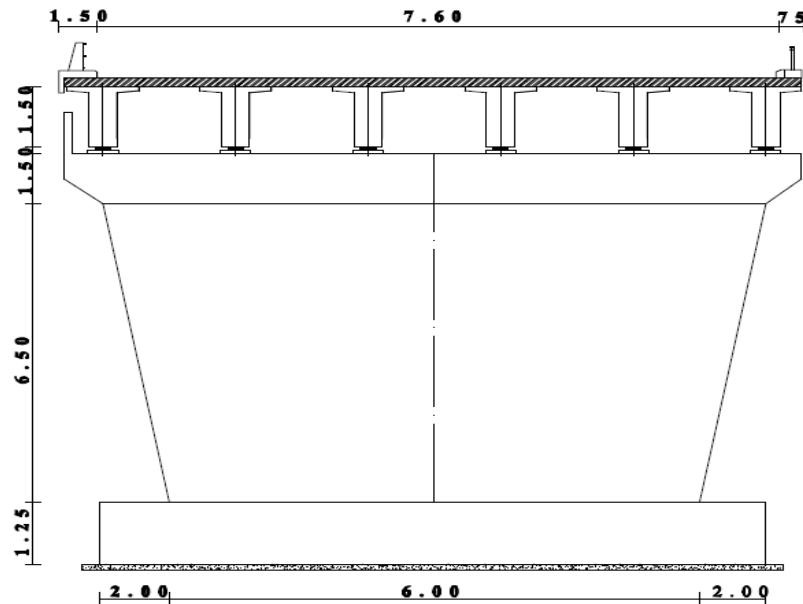


Figure 4.3 – Coupe transversale sur pile.

Cet appui se compose de palée d'une hauteur de 6.50m à section variable comme illustre la figure (4.4) et il est lié à sa base par des fondations semi-profonde.

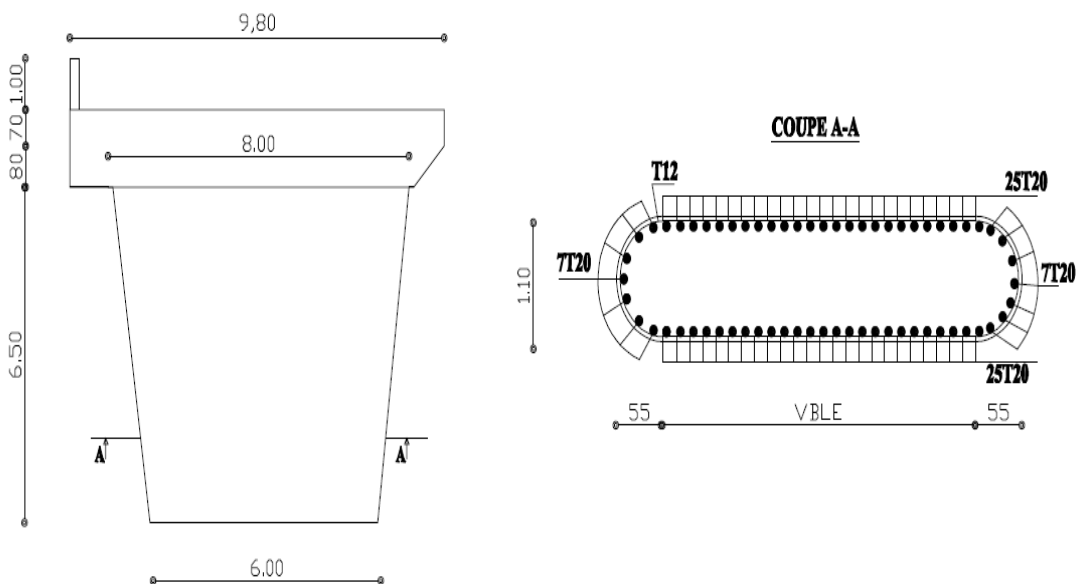


Figure 4.4 – Pile (Palée) centrale du pont.

La pile est armée verticalement de 64 armatures de section  $3.14 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  (T20) disposées latéralement sur la périphérie et uniformément espacées. Les armatures transversales sont de section  $1.13 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  (T12) espacées de 10cm le long de la hauteur de la pile. La résistance à la compression et le coefficient de poisson du béton sont pris respectivement égaux à 28.25 MPa et 0.3.

Les culées sont séparées du tablier par un joint de 10cm.

Un diaphragme est prévu à chaque extrémité du tablier pour faciliter le mouvement longitudinal libre de la superstructure.

Nous adoptons l'approche de Karim et Yamazaki pour l'établissement des courbes de vulnérabilité (fragilité) analytique de la pile du pont Koudia Tlemcen ; qui est structurée comme suit :

### 4.3 Analyse statique

La déduction de la loi de comportement de la pile en termes de force-déplacement, passe par les étapes suivantes :

#### 4.3.1 Lois de comportement des matériaux (béton-acier)

Le modèle du béton confiné utilisé dans notre étude est sélectionné en l'occurrence celui de Mander et al. ; Le modèle de l'acier longitudinal est le modèle élasto-plastique avec écrouissage ; en prenant comme déformation ultime du béton et l'acier respectivement : 0.0042 (4.2 %) et 0.103 (10.3%) ; telle qu'illustre la figure 4.5 (a et b).

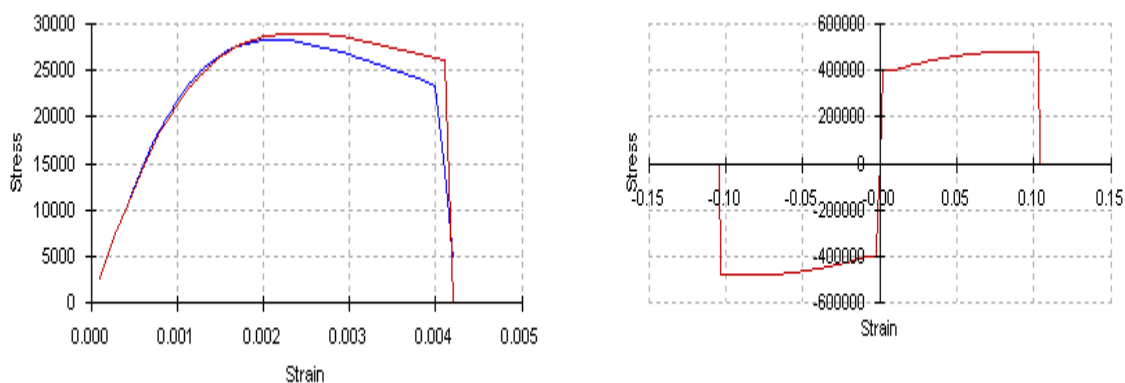


Figure 4.5 – Modèle de comportement des matériaux a) Béton ; b) Acier).

#### 4.3.2 Loi de comportement sectionnelle moment-courbure

La relation moment-courbure réelle d'une section peut être déterminée facilement au moyen des multiples logiciels existants en tenant compte des relations spécifiques contrainte-allongement des matériaux (Alessandro Dazio ; 2005).

Afin d'établir une bonne comparaison des résultats ; nous allons considérer que la pile du pont est à section constante ; rectangulaire de section équivalente d'une hauteur de 1.10 m, d'une largeur de 7.8235 m.

En fonction des caractéristiques géométriques, des caractéristiques mécaniques des matériaux, du ferrailage longitudinal et transversal de la section ainsi de l'effort normal ; nous allons établir cette loi de comportement sectionnelle par multi méthodes.

#### 4.3.2.1 Établissement de la loi moment-courbure par SAP 2000

SAP 2000 est un logiciel de conception et de calcul des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie-civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTPH avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. (Youb Youcef ; 2011).

La figure (4.6) présente les diagrammes moment-courbure idéalisés sans et avec un effort axial dû au poids de la superstructure ; en utilisant le SAP2000.

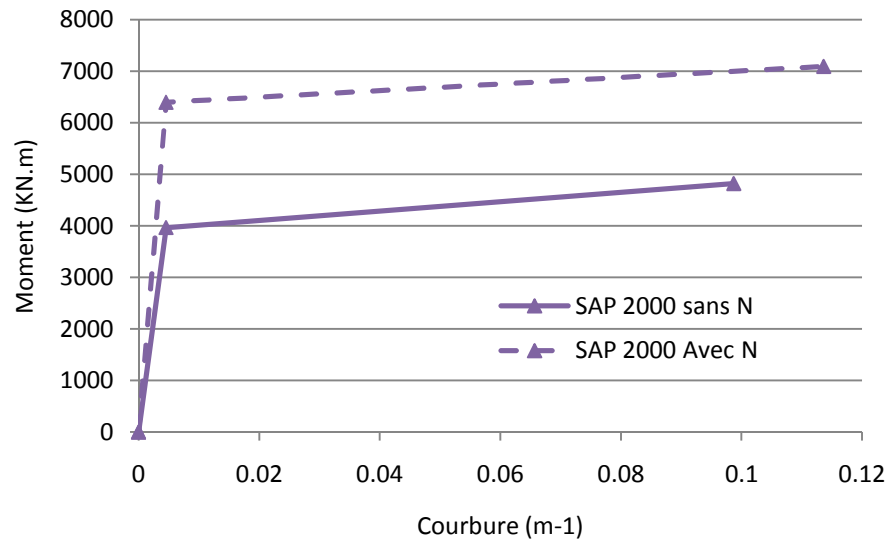


Figure 4.6 – Diagramme Moment-Courbure obtenu à partir du logiciel SAP2000 Avec et sans effort axial.

#### 4.3.2.2 Établissement de la loi moment-courbure par USC\_RC

Le programme USC\_RC (the University of Southern California\_Reinforced Concrete); est un logiciel qui a été développé pour répondre aux besoins analytiques de la recherche sur le comportement sismique des piles des pont (Asadollah Esmally-Gh et al. ; 2002).

USC\_RC est un outil basé sur une application sous Windows qui peut gérer environ tous les besoins de l'analyse d'une section en béton armé. Moment-Courbure, Force- Déplacement. Le programme peut gérer les deux cas, monotones et hystérétique. L'interface fournit de fonctionnalités suffisantes pour afficher et modifier les paramètres d'analyse et les données d'entrée (Asadollah Esmally-Gh et al. ; 2002).

Les résultats idéalisés ci-dessous du moment-courbure sans et avec effort axial sont illustrés sur la figure (4.7).

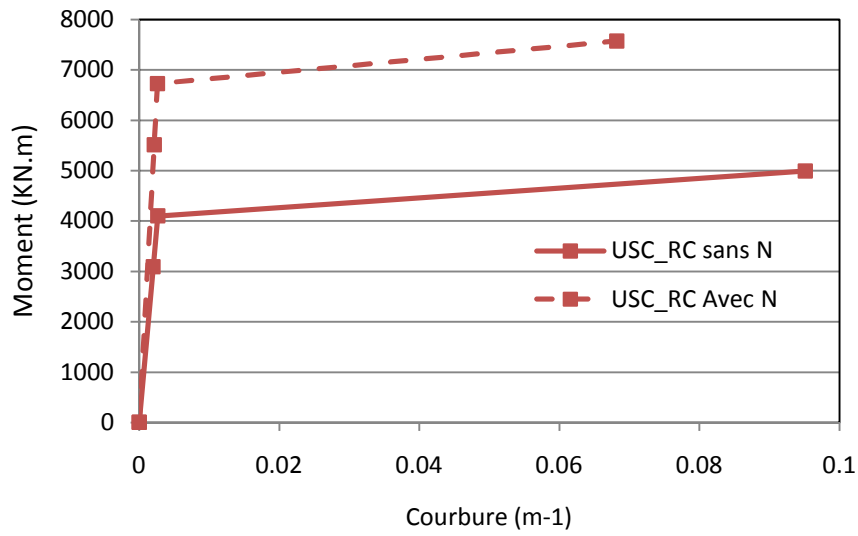


Figure 4.7 – Diagramme Moment-Courbure obtenu à partir du logiciel USC\_RC Avec et sans effort axial.

#### 4.3.2.3 Etablissement de la loi moment-courbure par la Méthode Analytique

L'objectif de cette méthode est de présenter une méthode simplifiée pour le calcul moment-courbure des sections rectangulaires en béton armé (Philippe Maurel ; 2010).

Selon la méthode analytique établie par Philippe Maurel (2010), les résultats de ces calculs se présentent dans la figure (4.8).

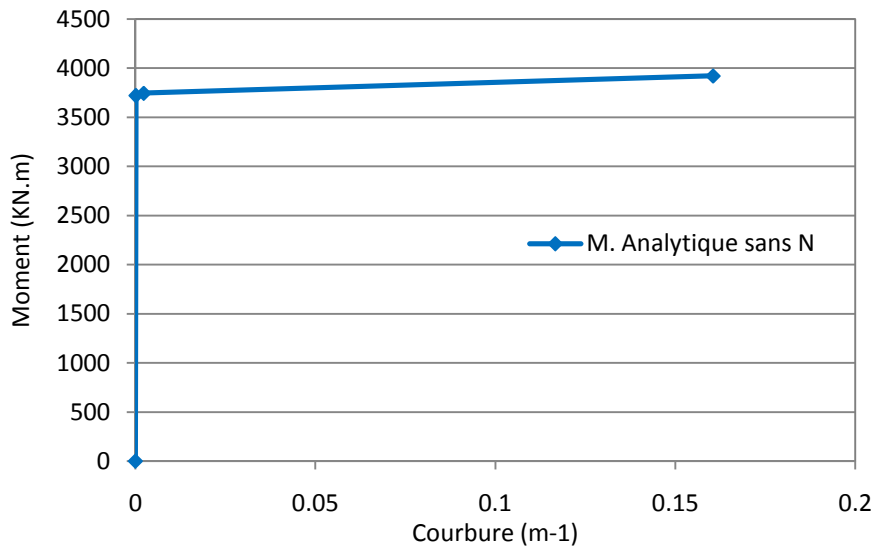


Figure 4.8 - Diagramme Moment-Courbure obtenu à partir de la méthode Analytique - sans effort axial.

#### 4.3.2.4 Analyse et comparaison des résultats

La figure (4.9) présente les résultats idéalisés récapitulatifs obtenus à partir de différentes méthodes. On peut aisément remarquer que la concordance entre les résultats SAP2000 et USC\_RC est bonne malgré de légers écarts ; on peut remarquer aussi que la courbure obtenue par la méthode analytique est presque une fois et demi les résultats obtenus par les deux autres logiciels (sans tenir compte de l'effort axial) ; ceci dû à la non intégration du ferrailage du confinement lors de calcul.

Pour valider les résultats obtenus pour la section étudiée, une étude paramétrique autour de l'influence de l'effort axial sur la construction des lois moment-courbure a été menée.

À ce sujet, on peut s'apercevoir (figure 4.9) que plus l'effort normal croît, le palier plastique tend à diminuer illustrant ainsi un comportement plutôt fragile (diminution de la ductilité de la section) ; on peut clairement remarquer ce phénomène dans la courbe obtenue par USC\_RC. On remarque aussi que les moments de fissuration et de plastification correspondants sont naturellement élevés lors de l'augmentation de l'effort normal.

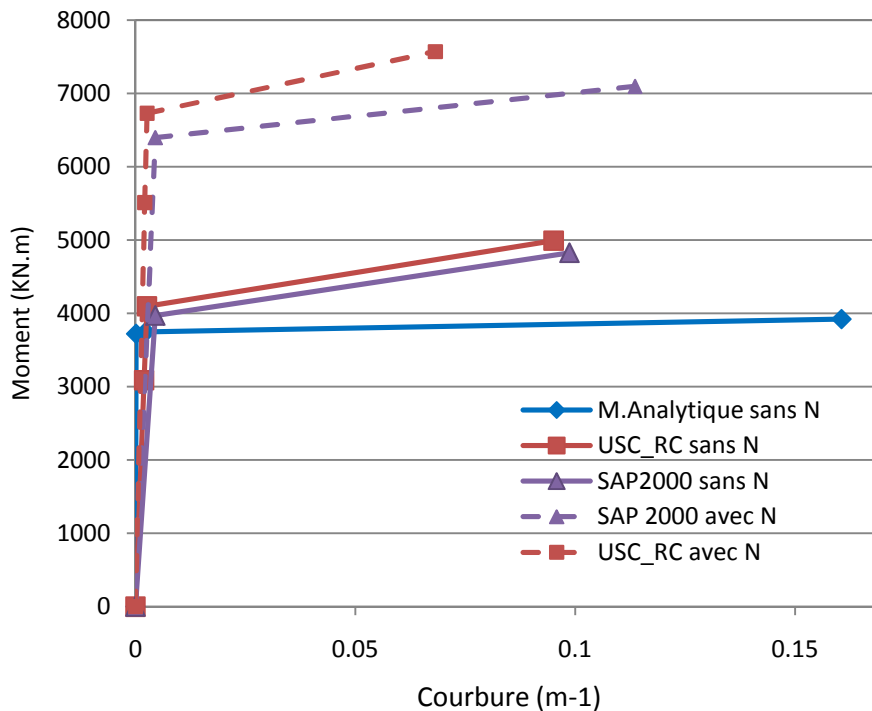


Figure 4.9 – Diagramme Moment-Courbure obtenu à partir des différentes méthodes employées.

### 4.3.3 Loi de comportement de la pile force-déplacement par une analyse statique non linéaire (Pushover)

Notre objectif sera de déterminer la ductilité structurale à l'aide d'une analyse 'Pushover' (poussée progressive) qui consiste à soumettre la pile du pont à un chargement latéral progressif, qui causera la plastification au pied de la pile puis sa rotation ultime.

La pile du pont étudiée a été modélisée numériquement comme un système à un seul degré de liberté encastré à sa base. La modélisation de la pile peut être abordée à différentes échelles et degré de raffinement selon les enjeux et les objectifs fixés. Pour l'élaboration de la loi force-déplacement ; plusieurs méthodes et logiciels sont utilisées pour mieux comparer ce résultat.

#### 4.3.3.1 Etablissement de la loi Force-Déplacement par SAP2000

Nous adoptons pour l'étude du comportement vis-à-vis des forces latérales de la pile une modélisation simplifiée par éléments finis décrite par le logiciel SAP2000 (version 14.2.0).

Pour l'étude de la capacité de la pile du pont ; nous allons considérer une analyse 'Pushover' dans le sens longitudinal (parallèlement à la travée du pont) ; cette dernière direction est choisie parce qu'elle correspond au mode fondamental de vibration ; le niveau de performance est évalué en termes de déplacements.

On suppose que les rotules plastiques se produisent au niveau des zones encastrées et dans notre cas c'est l'extrémité inférieure de la pile.

La relation non-linéaire au niveau des rotules plastiques est établie par la loi moment-courbure ou moment-rotation idéalisée obtenue par logiciel SAP2000 ; entrée comme illustre la figure (4.10).

- le point A est toujours l'origine;
- Le point B représente la plastification. Aucune déformation n'apparaît dans la rotule plastique jusqu'au point B ;
- Le point C représente la capacité ultime pour l'analyse en « pushover ».

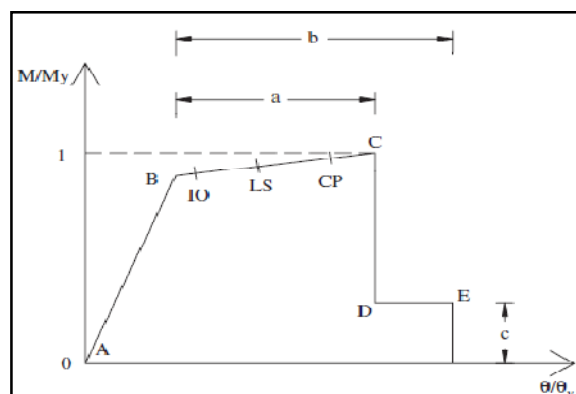
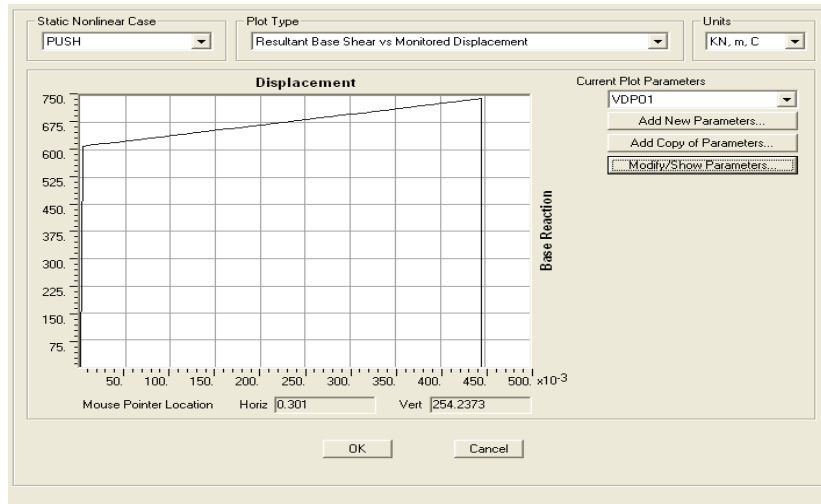


Figure 4.10 – Courbe moment-rotation dans l'analyse Pushover.



Les courbes force-déplacement (Effort tranchant à la base- déplacement au sommet) déduites du modèle numérique du SAP2000 sont présentées dans la figure 4.11 (a et b).

a)



b)

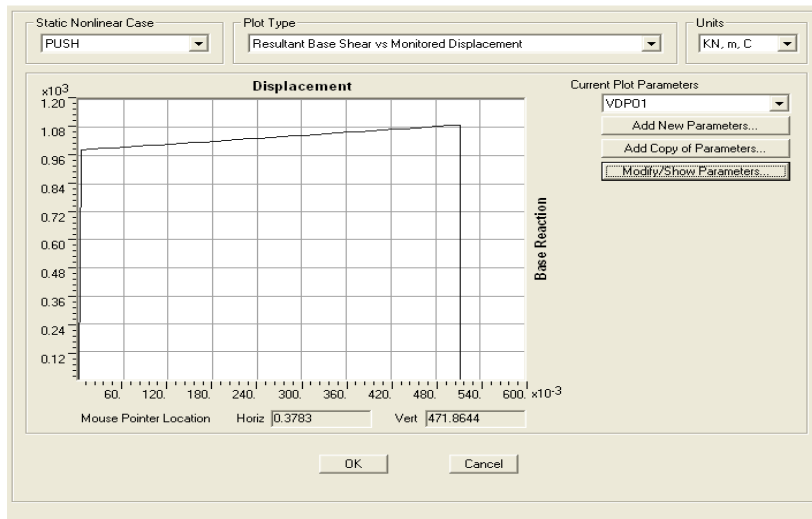


Figure 4.11 - Lois Force-Déplacement obtenues par SAP2000  
 a) Sans effort axial ; b) Avec effort axial.

En général, cette courbe est formée d'une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion jusqu'au moment de la rupture.

Il faut noter que lorsque l'analyse Pushover est terminée, le programme utilisé (SAP2000) peut nous donner les étapes de production des états de dommages au niveau

de la pile par différente couleur. Ces étapes seront présentées dans les figures (4.12) (a - b - c et d).

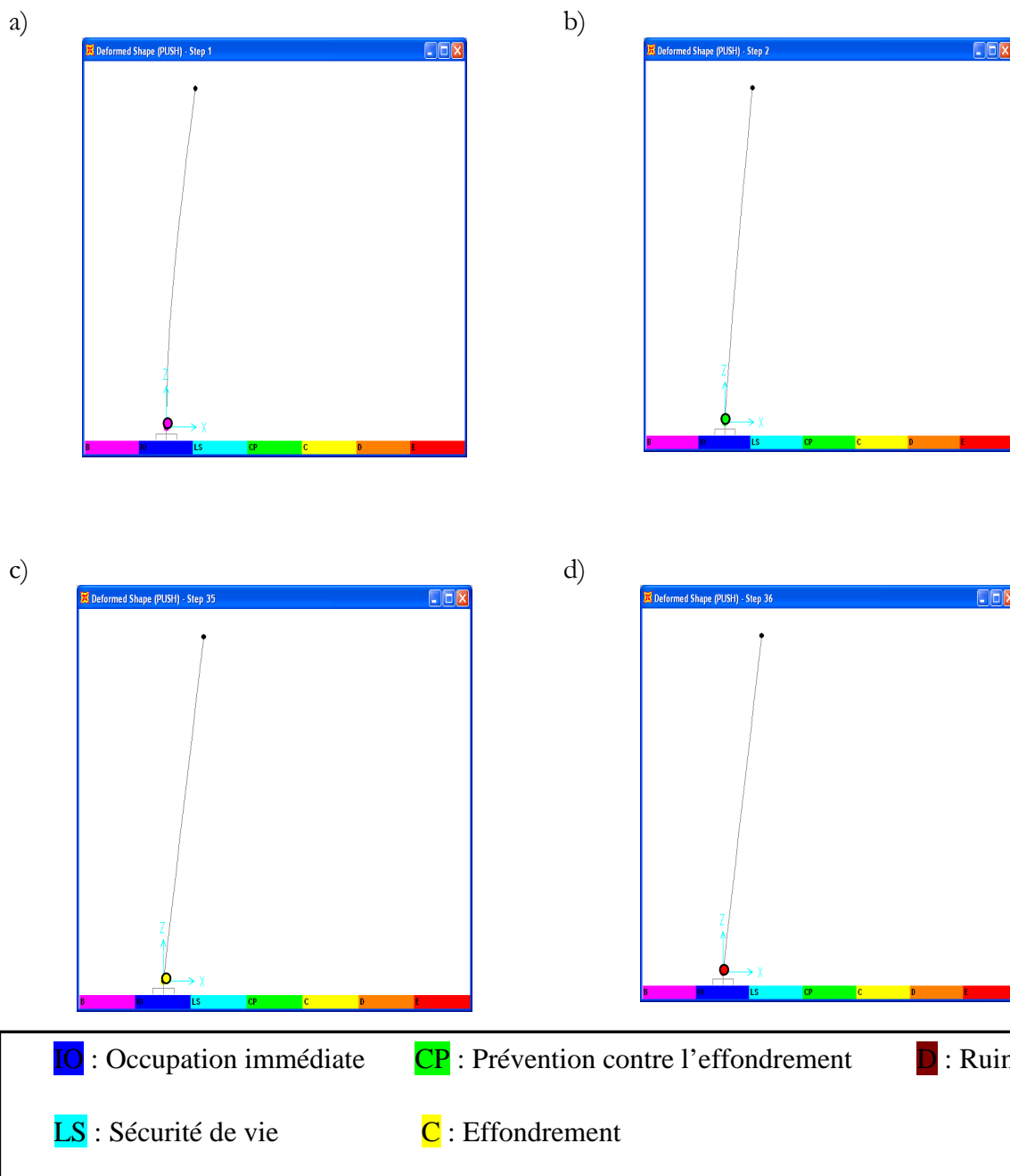


Figure 4.12 – Evolution de la formation de la rotule plastique par SAP2000.

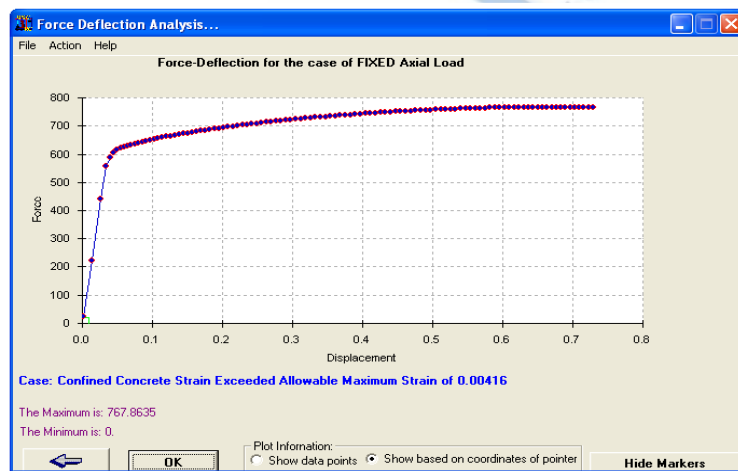
### 4.3.3.2 Etablissement de la loi Force-Déplacement par USC\_RC

La détermination de la loi de comportement force-déplacement par le logiciel USC\_RC est valable uniquement pour un système à un seul degré de liberté ; et la section transversale est supposée constante sur toute la hauteur de l'élément (Asadollah Esmaelly-Gh et al. ; 2002).

La méthode utilisée par USC\_RC pour l'élaboration de la loi de comportement force-déplacement est la méthode de la rotule plastique proposée par Park et Priestley (Asadollah Esmaelly-Gh et al. ; 2002).

Les figures 4.13 (a et b) illustrent les courbes force-déplacement de la pile du pont à partir du logiciel USC\_RC.

a)



b)

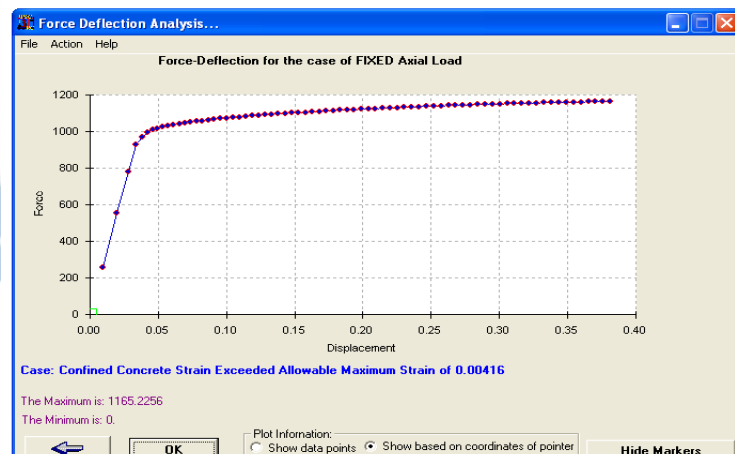


Figure 4.13 - Lois Force-Déplacement obtenues par USC\_RC  
 a) Sans effort axial ; b) Avec effort axial

#### 4.3.3.3 Etablissement de la loi Force-Déplacement par la Méthode Analytique

La courbe force-déplacement obtenue par la méthode analytique est donnée dans la figure (4.14).

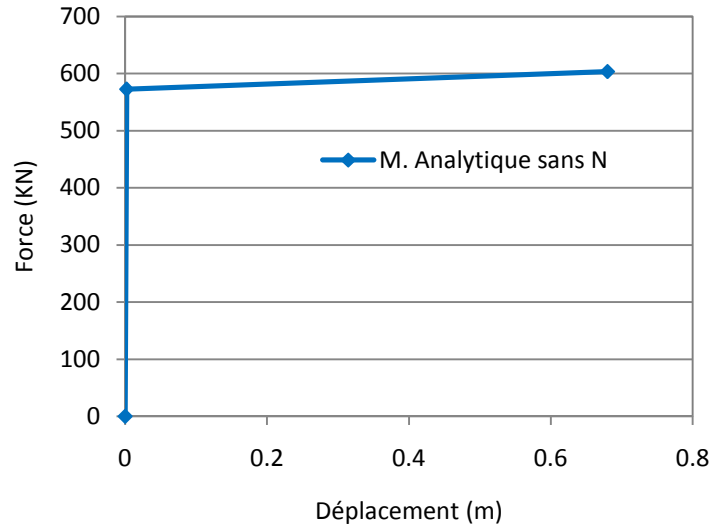


Figure 4.14 – Loi Force-Déplacement obtenue par la méthode Analytique Sans tenir compte de l'effort axial.

#### 4.3.3.4 Etablissement de la loi Force-Déplacement par Castem2009

Cast3M est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. Cast3M est développé au Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S) de la Direction de l'Énergie Nucléaire du Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA).

Le développement de Cast3M entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants (E. LE FICHO ; 2011).

Cast3M intègre non seulement les processus de résolution (solveur) mais également les fonctions de construction du modèle (pré-processeur) et d'exploitation des résultats (post-traitement). Cast3M est un logiciel « boîte à outils » qui permet à l'utilisateur de développer des fonctions répondant à ses propres besoins (E. LE FICHO ; 2011).

Une simulation numérique est faite sur la pile du pont par ce logiciel en utilisant le modèle à fibre.

Une poutre multifibre est un élément fini basé sur la théorie des poutres dont chaque section est divisée en fibres (Xuân Huy NGUYEN ; 2006).

Le modèle à fibre permet de calculer la loi de comportement de l'élément de poutre de Timoshenko, exemple la relation entre déformation axiale, courbure, déformation de cisaillement et les contraintes généralisées associées (N, M et T) à partir

d'une description géométrique de la section basée sur les éléments bidimensionnels TRIS et QUAS et de lois de comportement uni-axiales pour chaque matériau (béton, acier, ...)(D. COMBESURE ; 2001).

L'élaboration du programme Castem2009, pour la pile du pont passe par les étapes suivantes :

- La définition de la géométrie de la section du béton ainsi que la disposition du ferrailage ;
- Définition des caractéristiques matérielles (Béton-acier);
- Construction d'un maillage pour la pile ;
- Définition des conditions aux limites ;
- Construction de la matrice de rigidité et de masse ;
- Définition du chargement (Déplacement imposée au sommet de la pile) ;
- Résolution ;
- Post-traitement.

La figure (4.15) illustre le résultat Force-déplacement obtenue par une programmation sous Castem2009 pour la pile du pont Koudia.

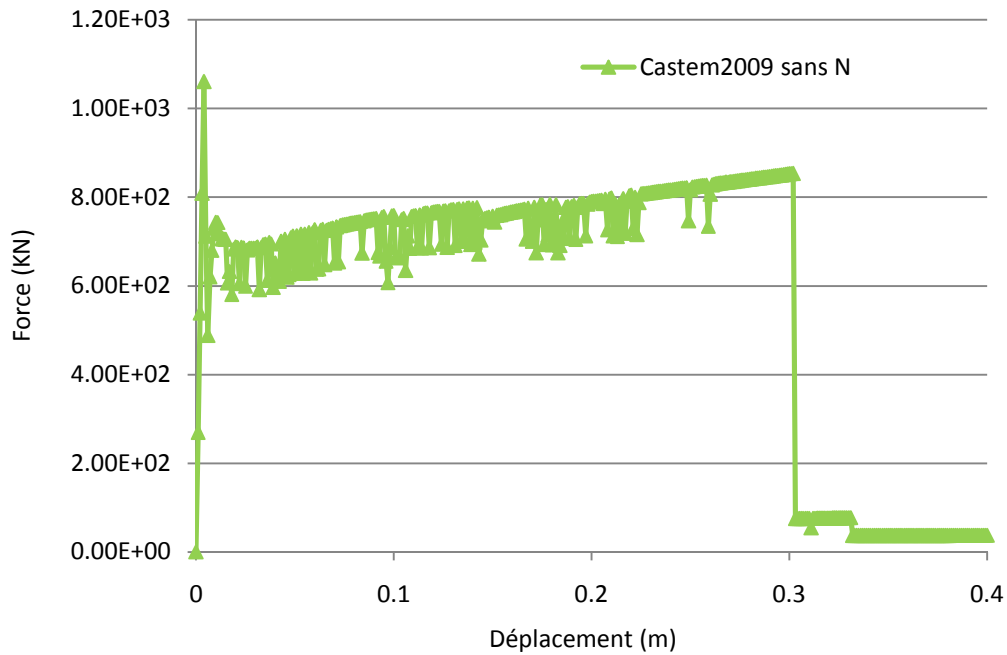


Figure 4.15 - Loi Force-Déplacement obtenue par Castem2009  
Sans tenir compte de l'effort axial.

Dans la figure (4.16) ; on peut visualiser l'endommagement de la pile du pont à sa base.

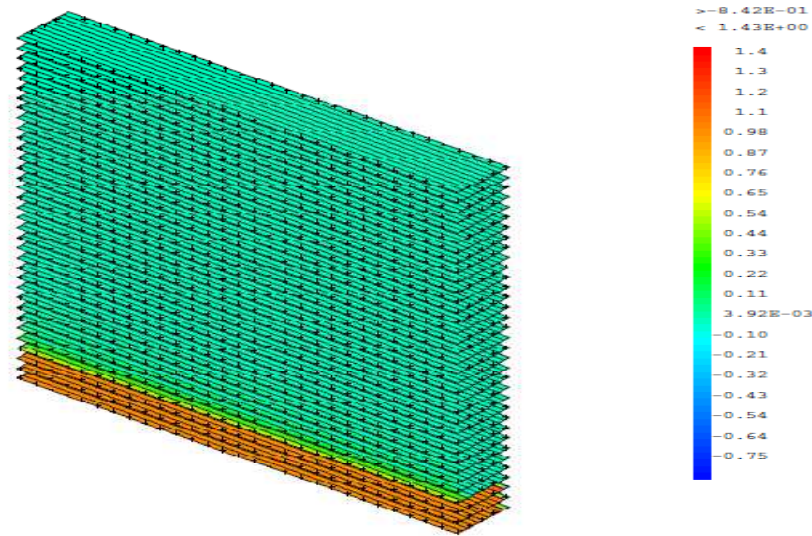


Figure 4.16 – L'endommagement de la pile obtenu par Castem2009.

#### 4.3.3.5 Etablissement de la loi Force-Déplacement par la Méthode Simplifiée

Le calcul exact du comportement force-déplacement non linéaire est compliqué et pas toujours nécessaire. Dans la plupart des cas, une approximation par une relation bilinéaire suffit. L'approximation bilinéaire est caractérisée par deux points : (1) la plastification nominale ( $F_y, \Delta_y$ ) et (2) la rupture ( $F_u, \Delta_u$ ) (Alessandro Dazio ; 2005).

Les efforts  $F_y$  et  $F_u$  peuvent être déterminés à l'aide de l'équation (4.1) à partir de la résistance de l'élément de construction à l'encastrement (moment de résistance nominal  $M_n$  ; et le moment ultime  $M_u$ ).

$$F = \frac{M}{L_v} \quad (4.1)$$

Où :  $L_v$  est la hauteur totale de la pile du pont.

Les déplacements  $\Delta_y$  et  $\Delta_u$  peuvent être déterminés au moyen des équations (4.2) et (4.4) à partir de la courbure à la section d'encastrement.

$$\Delta_y = \theta_y \cdot L_v \quad (4.2)$$

On peut remarquer ici que la relation moment-courbure à l'encastrement joue un rôle important dans le calcul du comportement non linéaire d'éléments de construction en béton armé.

La loi de comportement de la pile est introduite sous la forme moment-rotation par une analyse de la relation moment-courbure obtenue et idéalisée à partir du logiciel USC\_RC.

Sur la base des relations ressortant de la figure (4.17), la rotation de plastification de la pile  $\theta_y$  peut être calculée comme le rapport entre le déplacement nominal de plastification  $\Delta_y$  et la portée de cisaillement  $L_v$ . Elle vaut :

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{F_y L_v^3}{3EI} = \frac{M_y}{EI} \cdot \frac{L_v}{3} = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (4.3)$$

Où  $\phi_y$  représente la courbure nominale de plastification.

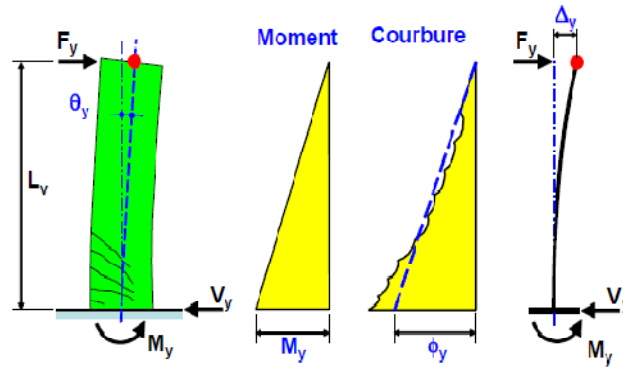


Figure 4.17 – Rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  d'un élément de construction  
(Source : Alessandro Dazio ; 2005).

Le déplacement ultime  $\Delta_u$  à la rupture de l'élément de construction peut être déterminé à l'aide de l'équation (4.4) ressortant de la figure (4.18) comme la somme des déplacements élastiques  $\Delta_y$  et plastiques  $\Delta_p$ .

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p \left( L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (4.4)$$

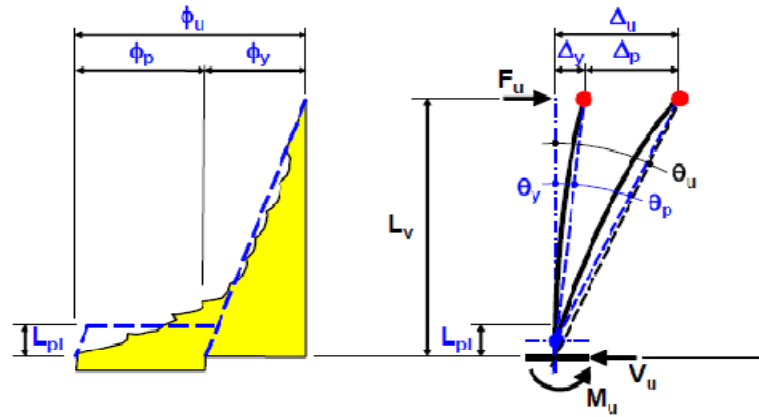


Figure 4.18 – Rotation de la corde à la rupture  $\theta_u$  d'un élément de construction (Source : Alessandro Dazio ; 2005).

Dont la rotation plastique peut être calculée comme étant l'intégration de la courbure plastique dans la rotule plastique. L'équation (4.4) devient alors :

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (4.5)$$

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

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \quad (4.6)$$

Où

$\phi_u$  représente la courbure ultime de l'élément de construction.

$L_{pl}$  représente la longueur plastique, et c'est la zone le long de laquelle à lieu la plastification de l'armature et où des déformations plastiques interviennent.

De nombreux modèles ont été proposés pour estimer la longueur de la rotule plastique des éléments de structure (Sawyer 1964; Corley 1966; Mattock 1967; Priestley et Park, 1987; Priestley et al. 1996). Dans plusieurs de ces modèles, l'expression de la longueur de la rotule plastique est proportionnelle à la longueur de la colonne  $L$ , la profondeur de colonne  $D$ , et les propriétés du ferrailage longitudinal (Michael P. Berry et al. ; 2005) ; comme donné dans l'équation suivante:

$$L_p = \alpha L + \beta D + \xi f_y d_b \quad (4.7)$$

Où  $f_y$  et  $d_b$  sont la limite élastique et le diamètre des armatures de traction, respectivement.

Priestley et Mattock ont utilisés cette forme d'équation et calibrés avec les résultats expérimentaux pour obtenir les valeurs de  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\xi$ .



Mattock (1967) a proposé l'équation pour calculer la longueur plastique dans les poutres dans lequel  $\alpha = \frac{1}{20}$ ,  $\beta = \frac{1}{2}$  et  $\xi=0$ . Priestley et al. (1998) a proposé l'équation pour calculer la longueur plastique dans les poteaux dans lequel  $\alpha=0.08$ ,  $\beta=0$  et  $\xi=0.022$  ( $f_y$  limite d'écoulement des armatures longitudinales en MPa).

La forme générale de l'équation (4.7) sera utilisée dans cette recherche avec les paramètres de Priestley et al. (1998) pour représenter la longueur de la rotule plastique dans les piles de pont ; cette équation devient (4.8) :

$$L_p=0.08L+0.022f_yd_b=0.69m \quad (4.8)$$

La figure (4.19) illustre le résultat Force-déplacement obtenue par la méthode simplifiée (Relation bilinéaire) pour la pile du pont Kouodia.

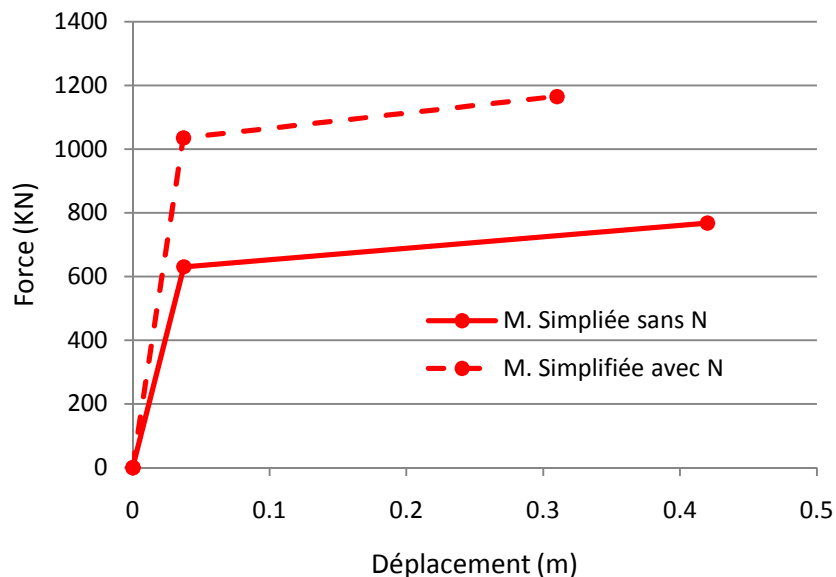


Figure 4.19 - Loi Force-Déplacement obtenue par Méthode Simplifiée Sans et avec effort axial.

#### 4.3.3.6 Analyse et comparaison des résultats

La figure (4.20) illustre les résultats idéalisés récapitulatifs obtenus à partir de différentes méthodes et logiciels pour l'élaboration de la loi de comportement (Force-Déplacement) de la pile du pont Kouodia.

L'évaluation des méthodes du point de vue capacité portante de la pile nous permet d'effectuer une comparaison des résultats.

Nous pouvons constater que les résultats développés par une simulation numérique obtenue d'une modélisation par éléments finis (macro) par le SAP2000 ont donné un résultat presque identique par rapport à la méthode simplifiée (Bilinéaire) ainsi par rapport à la simulation numérique faite par une programmation sous Castem2009 malgré de légers écarts.

Nous pouvons remarquer que les résultats se différencient dans la phase élastique ceci réside que les logiciels SAP2000 et Castem2009 n'ont pas pris en considération la rigidité fissurée en cours des calculs.

Pour ce qui est la phase plastique, les résultats diffèrent mais l'ordre de grandeur restent acceptables ; par rapport à la méthode simplifiée (différence minimale de 28.6% et différence maximale de 60%). Cette différence réside dans le choix de la méthode de simulation ainsi que dans les différentes échelles de modélisation et degré de raffinement utilisées.

L'observation des résultats permet de constater que la pile simulée numériquement par différentes méthodes voit leur capacité portante diminuer par la prise en compte de l'effort axial dû à la charge de la superstructure du pont.

Cette diminution s'aperçoit clairement dans la réduction du palier plastique illustrant un comportement plutôt fragile (diminution de la ductilité de la structure), on remarque aussi que les efforts (élastiques et ultimes) résultant de la loi de comportement de la pile sont naturellement élevés lors de la considération de cet effort axial.

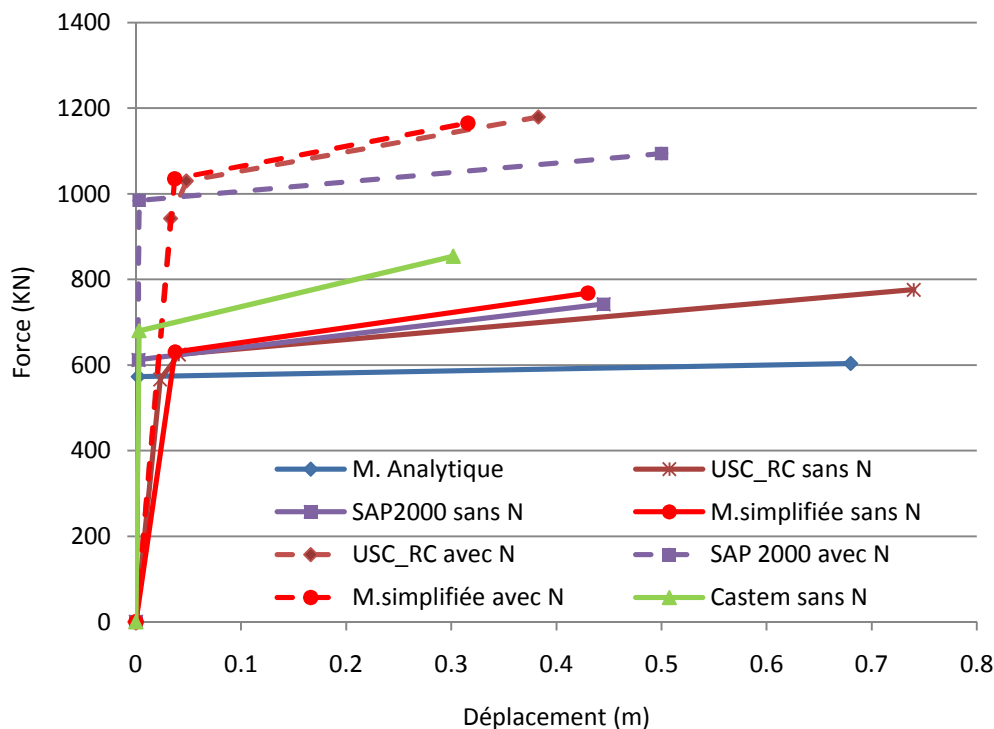


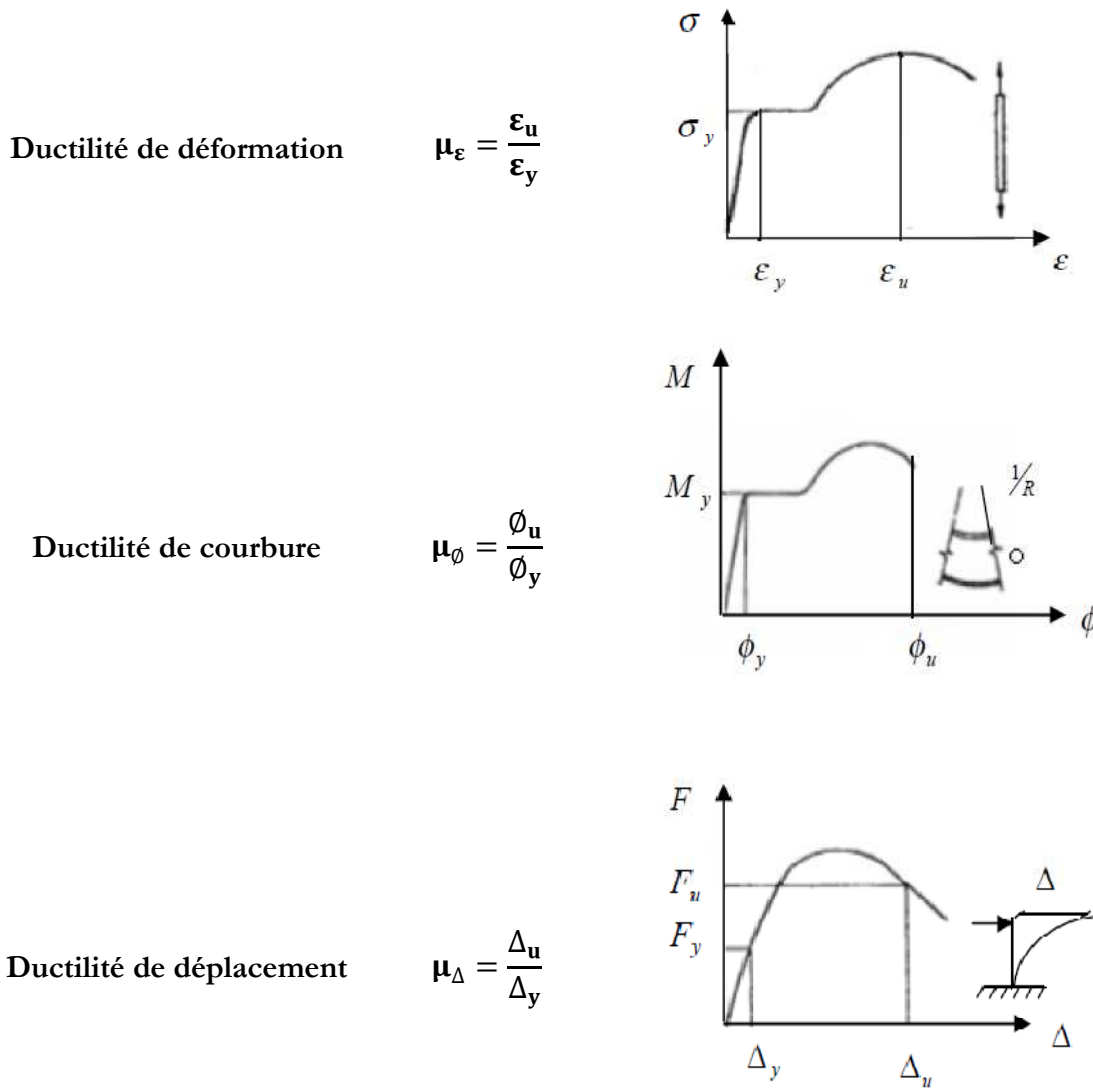
Figure 4.20 - Courbes 'Pushover' obtenues à partir des différentes méthodes employées.

Afin de déterminer la ductilité structurale qui est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global.

Le terme 'ductilité' définit la capacité d'une à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur.

On distingue trois manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement.

La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure (HACHEM Rafika ; 2004).



Dans notre étude, nous allons s'intéresser à la ductilité structurale (de déplacement), et nous avons retenu le résultat obtenu par la méthode simplifiée (Bilinéaire) résultant du USC\_RC; le tableau (4.1) au dessous illustre ces résultats.

Tableau 4.1 – Valeurs des ductilités calculées par la méthode simplifiée à partir du USC\_RC

Ductilité	Sans effort axial	Avec effort axial
Ductilité de courbure	35.89	25.96
Ductilité de déplacement	11.53	<b>8.54</b>

## 4.4 Analyse dynamique

Afin de déterminer les réponses dynamiques du système ; la pile de pont est modélisée comme un système à un seul degré de liberté (Chopra AK ; 1995). Un modèle hystérétique bilinéaire est considéré (Priestley et al. ; Kawashima K et al. ; 1993) avec un facteur d'amortissement de 5%.

Le modèle analytique de la pile du pont ainsi que le modèle hystérétique sont montrés dans la figure 4.21.

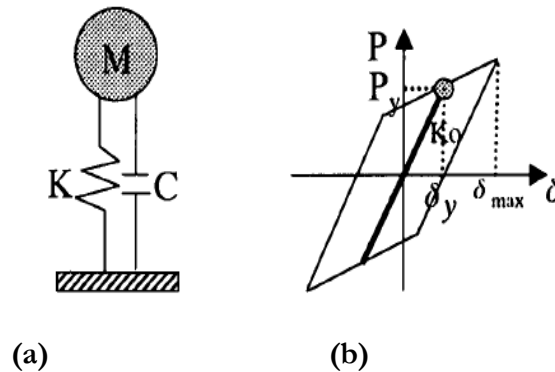


Figure 4.21 - (a) Modèle analytique de la pile du pont (S1DDL); (b) Modèle hystérétique bilinéaire.

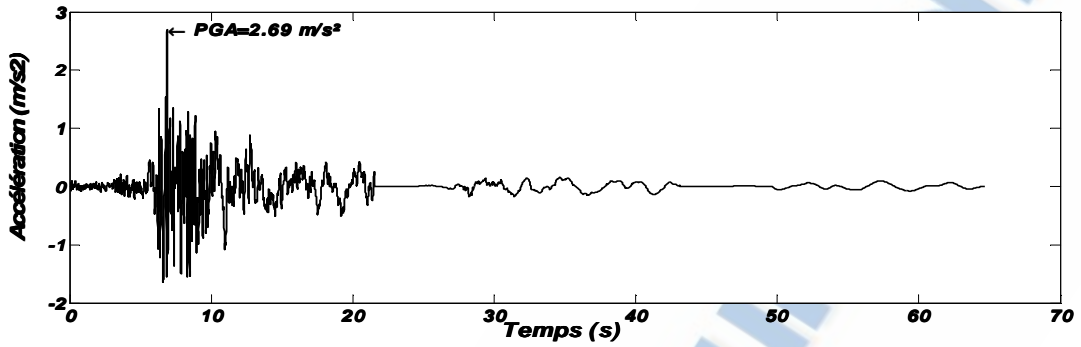
Une analyse dynamique non linéaire est exécutée en considérant comme inputs (données d'entrées), des enregistrements de mouvements du sol sélectionnés et normalisés pour différents niveaux d'excitation.

### 4.4.1 Choix des séismes utilisés

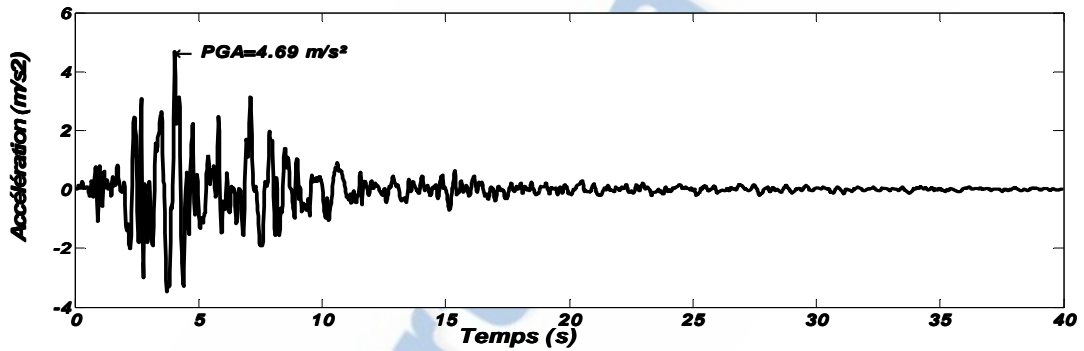
Pour cette étude des accélérogrammes provenant des enregistrements de cinq (05) séismes ont été employés :

- L'accélérogramme de BOUMERDESS enregistré à HOUSSIN-DEY ; Le séisme de BOUMERDESS qui s'est produit le Mercredi 21 Mai 2003 d'une magnitude de 6.8 et dont l'épicentre était situé à 10Km.
- L'accélérogramme de CORRALIT- EUREKA CANYON RD (Californie- Etats Unis).
- L'accélérogramme de CORRALITOS - EUREKA CANYON (Californie- Etats Unis).
- L'accélérogramme de Japan (11 Mars 2011).
- L'accélérogramme de ALTADENA - EATON CANYON PARK (Californie- Etats Unis).

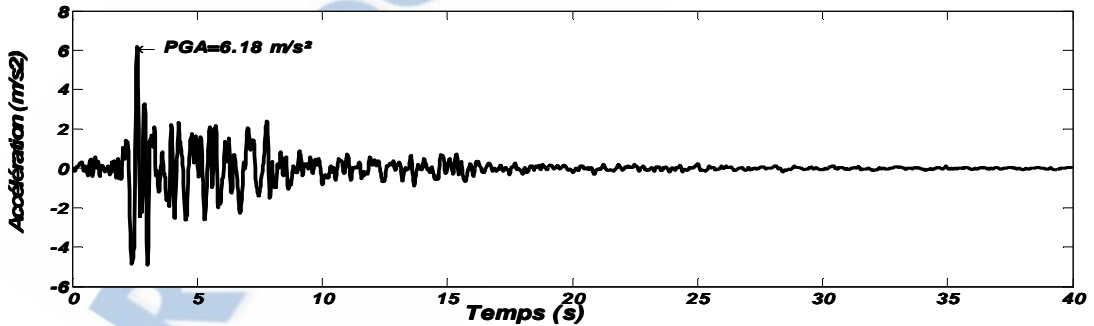
Ces enregistrements sismiques sont évalués en fonction du PGA (Accélération maximale du sol) ; et sont illustrés dans la figure 4.22.



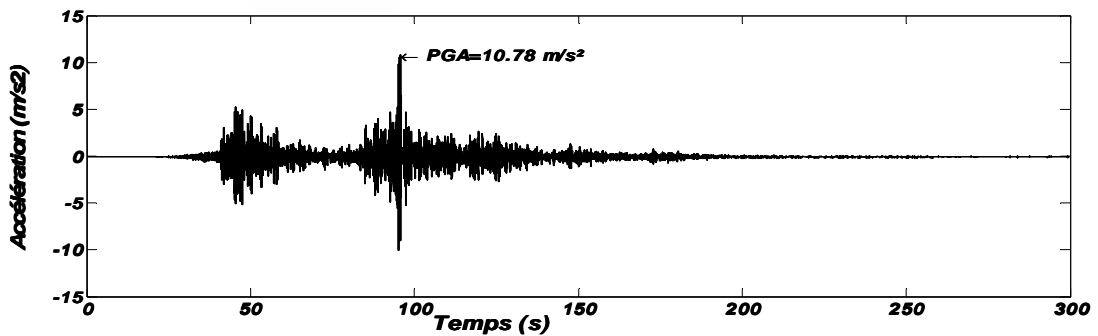
(a) Accélérogramme utilisé de BOUMERDESS – HOUSSIN-DEY  
PGA= 0.274g ; Durée= 21.56s



(b) Accélérogramme utilisé de CORRALIT  
PGA= 0.478g ; Durée= 38.98s



(c) Accélérogramme utilisé de CORRALITIOS  
PGA= 0.630g ; Durée= 40.0s



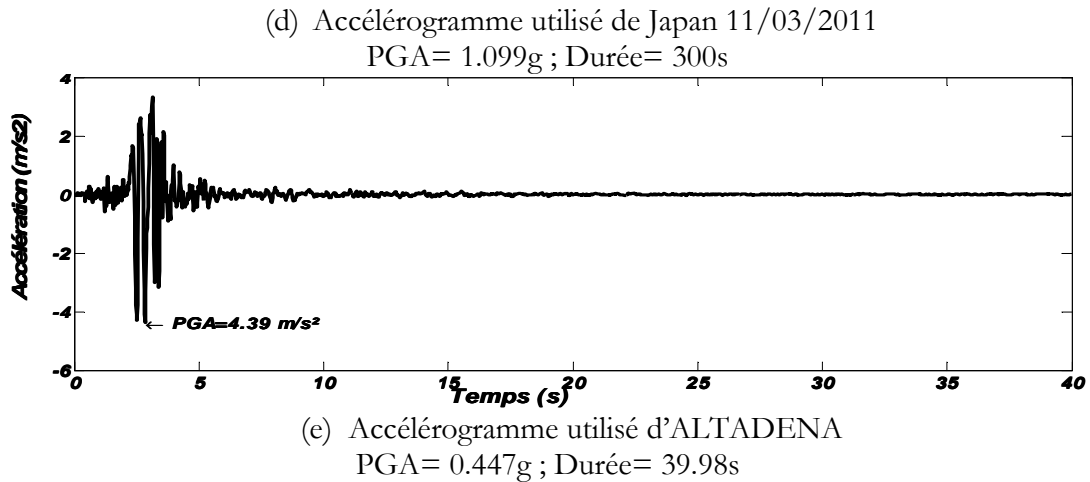


Figure 4.22 - (a- b- c- d- e) Enregistrements sismiques utilisés.

#### 4.4.2 Présentation des résultats de l'étude dynamique

Afin de déterminer la demande en ductilité de la pile ainsi que les énergies cumulatives par hystérésis et les énergies élastiques, à partir d'une analyse temporelle non-linéaire simplifiée, nous avons utilisé le logiciel NONLIN version 7.14.

NONLIN est un programme éducatif pour l'apprentissage des concepts de la dynamique des structures et génie parasismique. Le programme a été développé par DR Finley A. Charney.

Pour le calcul de la demande en ductilité de la pile du pont ainsi que les énergies cumulatives par hystérésis et les énergies élastiques, nous allons suivre les étapes suivantes :

- Utilisation de la courbe bilinéaire en termes de force-déplacement déterminée dans l'étape précédente.
- Normalisation des enregistrements de mouvements du sol à 2g.
- Evaluation de la demande en ductilité ainsi que les énergies pour un intervalle régulier du niveau d'accélération pris égal à 0.1g.
- Calcul des surfaces trapézoïdales des l'énergies pour chaque intervalle.

Les résultats de l'analyse dynamique de la pile du pont Koudia (Tlemcen) soumise à cinq (05) accélérogrammes ont été déterminé, en faisant varier le niveau d'accélération de 0.1g jusqu'au 2g donnant ainsi 100 résultats pour la pile du pont étudiée. Ces résultats sont présentés dans les tableaux qui suivent.

Tableau 4.2 – Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du BOUMERDESS – HOUSSIN-DEY : PGA= 0.274g.

PGA	$\mu_u$	$\mu_d$	Energie hystérésis $E_h$	Energie élastique $E_e$	$\mu_h$
0.1g	8.54	0.346	0	56.89	0
0.2g	8.54	0.692	0	227.55	0
0.3g	8.54	1.039	15.4	511.98	0.0301
0.4g	8.54	1.448	190	910.19	0.209
0.5g	8.54	1.758	602	1422.18	0.423
0.6g	8.54	2.269	1200	2047.93	0.588
0.7g	8.54	2.408	1950	2787.46	0.698
0.8g	8.54	2.330	3020	3650.06	0.826
0.9g	8.54	3.024	4250	4618.30	0.921
1.0g	8.54	4.124	5779.78	5700.32	1.014
1.1g	8.54	5.701	6896.11	7440	1.08
1.2g	8.54	6.939	8205.67	9280	1.13
1.3g	8.54	7.409	9629.01	11300	1.18
1.4g	8.54	8.118	11166.12	13700	1.22
1.5g	8.54	9.074	12817.00	16300	1.27
1.6g	8.54	10.073	14581.66	19200	1.32
1.7g	8.54	10.585	16460.09	22300	1.35
1.8g	8.54	10.336	18452.30	25300	1.37
1.9g	8.54	10.402	20558.28	28200	1.37
2.0g	8.54	10.939	22778.04	30900	1.36

Tableau 4.3 – Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du CORRALIT : PGA= 0.478g.

GA	$\mu_u$	$\mu_d$	Energie hystérésis $E_h$	Energie élastique $E_e$	$\mu_h$
0.1g	8.54	1.105	151	1732.90	0.0872
0.2g	8.54	1.621	2340	6931.61	0.338
0.3g	8.54	1.602	6080	15596.12	0.390
0.4g	8.54	1.917	11000	27726.44	0.396
0.5g	8.54	2.553	16400	43322.57	0.379
0.6g	8.54	3.242	22100	62384.50	0.355
0.7g	8.54	3.995	28200	84912.23	0.332
0.8g	8.54	4.798	34400	111188.88	0.309
0.9g	8.54	5.626	40800	140683.59	0.290
1.0g	8.54	6.480	47500	173644.11	0.273
1.1g	8.54	7.355	210070.44	54400	0.259
1.2g	8.54	8.245	249962.56	61600	0.246
1.3g	8.54	9.149	293320.49	68800	0.234
1.4g	8.54	10.062	340144.23	76100	0.224
1.5g	8.54	10.984	390433.78	83500	0.214
1.6g	8.54	11.911	444189.13	90900	0.205
1.7g	8.54	12.842	501410.29	98400	0.196
1.8g	8.54	13.772	562097.25	106000	0.189
1.9g	8.54	14.699	626250.02	114000	0.181
2.0g	8.54	15.625	693868.59	121000	0.175

Tableau 4.4 – Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du CORRALITIOS : PGA= 0.630g.

PGA	$\mu_u$	$\mu_d$	Energie hystérésis $E_h$	Energie élastique $E_e$	$\mu_h$
0.1g	8.54	0.443	0	320.04	0
0.2g	8.54	0.886	0	1280.17	0
0.3g	8.54	1.204	594	2880.39	0.206
0.4g	8.54	1.658	1870	5120.70	0.365
0.5g	8.54	2.148	4150	8001.09	0.519
0.6g	8.54	2.663	6800	11521.57	0.590
0.7g	8.54	3.194	9480	15682.14	0.650
0.8g	8.54	3.744	12300	20535.08	0.599
0.9g	8.54	4.297	15300	25982.36	0.587
1.0g	8.54	4.784	18400	32069.72	0.573
1.1g	8.54	5.352	38797.17	21700	0.560
1.2g	8.54	5.921	46164.71	25200	0.546
1.3g	8.54	6.211	54172.33	28800	0.531
1.4g	8.54	6.49	62820.05	32600	0.519
1.5g	8.54	6.869	72107.84	36700	0.509
1.6g	8.54	7.298	82035.73	40800	0.498
1.7g	8.54	7.751	92603.71	45000	0.486
1.8g	8.54	8.215	103811.77	49300	0.475
1.9g	8.54	8.686	115659.92	53800	0.465
2.0g	8.54	9.164	128148.15	58400	0.456

Tableau 4.5 – Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du Japan 11 Mars 2011 : PGA= 1.099g

PGA	$\mu_u$	$\mu_d$	Energie hystérésis $E_h$	Energie élastique $E_e$	$\mu_h$
0.1g	8.54	0.205	0	460.40	0
0.2g	8.54	0.410	0	1841.60	0
0.3g	8.54	0.616	0	4143.59	0
0.4g	8.54	0.821	0	7366.39	0
0.5g	8.54	1.026	210	11509.99	0.0183
0.6g	8.54	1.252	1950	16574.38	0.118
0.7g	8.54	1.506	3900	22559.57	0.173
0.8g	8.54	1.797	6150	29540.78	0.208
0.9g	8.54	2.406	10800	37376.97	0.290
1.0g	8.54	3.030	16200	46133.95	0.351
1.1g	8.54	3.626	55811.74	22600	0.404
1.2g	8.54	4.611	66410.32	31000	0.467
1.3g	8.54	5.677	77929.71	41400	0.531
1.4g	8.54	6.918	90369.89	54200	0.60
1.5g	8.54	8.32	103730.87	68500	0.661
1.6g	8.54	9.695	118012.65	84800	0.719
1.7g	8.54	11.086	133215.23	103000	0.770
1.8g	8.54	12.512	149338.61	121000	0.810
1.9g	8.54	13.964	166382.78	141000	0.849
2.0g	8.54	15.482	184347.76	164000	0.892



Tableau 4.6 – Demande en Ductilité, Energies hystérésis et élastique vis-à-vis le séisme du ALTADENA - EATON CANYON PARK: PGA= 0.447g

PGA	$\mu_u$	$\mu_d$	Energie hystérésis $E_h$	Energie élastique $E_e$	$\mu_h$
0.1g	8.54	0.311	0	99.458	0
0.2g	8.54	0.622	0	397.83	0
0.3g	8.54	0.933	0	895.12	0
0.4g	8.54	1.275	382	1591.33	0.24
0.5g	8.54	1.606	1190	2486.45	0.48
0.6g	8.54	1.924	2310	3580.49	0.645
0.7g	8.54	1.814	3430	4873.44	0.704
0.8g	8.54	2.136	4520	6381.56	0.708
0.9g	8.54	2.456	5570	8074.37	0.690
1.0g	8.54	2.774	6640	9966.11	0.666
1.1g	8.54	3.088	12056.75	7700	0.638
1.2g	8.54	3.398	14346.32	8760	0.611
1.3g	8.54	3.702	16834.79	9830	0.584
1.4g	8.54	4.001	19522.19	10900	0.558
1.5g	8.54	4.295	22408.50	12000	0.534
1.6g	8.54	4.583	25493.73	13100	0.512
1.7g	8.54	4.866	28777.87	14100	0.491
1.8g	8.54	5.143	32260.93	15200	0.472
1.9g	8.54	5.416	35942.91	16300	0.454
2.0g	8.54	5.683	39823.80	17400	0.437

## 4.5 Analyse des dommages

L'étape suivante consiste à déterminer les indices de dommages de la pile du pont soumise à différents enregistrements sismiques par la formule de Park et Ang 3.27.

Le tableau au dessous 4.7 illustre un exemple de calcul des indices de dommages pour le séisme de BOUMERDESS (HOUSSIN-DEY).

Tableau 4.7 – Indice de dommage pour le séisme du BOUMERDESS – HOUSSIN-DEY : PGA= 0.274g.

PGA	$\mu_u$	$\mu_d$	$\mu_h$	$\beta$	DI
0.1g	8.54	0.346	0	0.15	0.0405152
0.2g	8.54	0.692	0	0.15	0.0810304
0.3g	8.54	1.039	0.0301	0.15	0.1221915
0.4g	8.54	1.448	0.209	0.15	0.173226
0.5g	8.54	1.758	0.423	0.15	0.2132845
0.6g	8.54	2.269	0.588	0.15	0.2760187
0.7g	8.54	2.408	0.698	0.15	0.2942272
0.8g	8.54	2.330	0.826	0.15	0.2873419
0.9g	8.54	3.024	0.921	0.15	0.3702752
1.0g	8.54	4.124	1.014	0.15	0.5007143

1.1g	8.54	5.701	1.08	0.15	0.686534
1.2g	8.54	6.939	1.13	0.15	0.832377
1.3g	8.54	7.409	1.18	0.15	0.8882904
1.4g	8.54	8.118	1.22	0.15	0.9720141
1.5g	8.54	9.074	1.27	0.15	1.0848361
1.6g	8.54	10.073	1.32	0.15	1.2026932
1.7g	8.54	10.585	1.35	0.15	1.2631733
1.8g	8.54	10.336	1.37	0.15	1.2343677
1.9g	8.54	10.402	1.37	0.15	1.242096
2.0g	8.54	10.939	1.36	0.15	1.3048009

Une relation entre l'indice de dommages **DI** et la classe de dommage **DR** est établie pour calculer le nombre d'occurrence de chaque rang de dommages qui doit être comptabilisé pour obtenir le rapport de dommages correspondant à chaque classe de dommage ; en présentant les résultats du même exemple du séisme BOUMERDESS dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 – Nombre d'occurrence pour le séisme de BOUMERDESS – HOUSSIN-DEY : PGA= 0.274g.

PGA	DI	D. Léger $0.14 < DI < 0.40$	D. Modéré $0.40 < DI < 0.60$	D. Etendu $0.60 < DI < 1.00$	D. Complet $DI > 1$
0.1g	0.0405152	0	0	0	0
0.2g	0.0810304	0	0	0	0
0.3g	0.1221915	0	0	0	0
0.4g	0.173226	1	0	0	0
0.5g	0.2132845	1	0	0	0
0.6g	0.2760187	1	0	0	0
0.7g	0.2942272	1	0	0	0
0.8g	0.2873419	1	0	0	0
0.9g	0.3702752	1	0	0	0
1.0g	0.5007143	1	1	0	0
1.1g	0.686534	1	1	1	0
1.2g	0.832377	1	1	1	0
1.3g	0.8882904	1	1	1	0
1.4g	0.9720141	1	1	1	0
1.5g	1.0848361	1	1	1	1
1.6g	1.2026932	1	1	1	1
1.7g	1.2631733	1	1	1	1
1.8g	1.2343677	1	1	1	1
1.9g	1.242096	1	1	1	1
2.0g	1.3048009	1	1	1	1

La distribution cumulative pour chaque classe de dommage est illustrée dans le tableau 4.9. Pour la pile du pont Koudia (Tlemcen) soumise à cinq (05) accélérogrammes.

Tableau 4.9 – Occurrence cumulative des états de dommages.

<b>PGA</b>	<b>D. Léger 0.14 &lt; DI &lt; 0.40</b>	<b>D. Modéré 0.40 &lt; DI &lt; 0.60</b>	<b>D. Etendu 0.60 &lt; DI &lt; 1.00</b>	<b>D. Complet DI &gt; 1</b>
0.1g	0	0	0	0
0.2g	1	0	0	0
0.3g	2	0	0	0
0.4g	4	0	0	0
0.5g	4	0	0	0
0.6g	5	0	0	0
0.7g	5	1	0	0
0.8g	5	2	0	0
0.9g	5	2	1	0
1.0g	5	3	1	0
1.1g	5	4	3	0
1.2g	5	5	3	0
1.3g	5	5	4	1
1.4g	5	5	4	1
1.5g	5	5	4	2
1.6g	5	5	4	3
1.7g	5	5	4	3
1.8g	5	5	5	3
1.9g	5	5	5	4
2.0g	5	5	5	4

En se basant sur les résultats du tableau 4.9, la probabilité cumulée est montrée dans le tableau 4.10.

Tableau 4.10 – Probabilité cumulée.

<b>PGA</b>	<b>D. Léger 0.14 &lt; DI &lt; 0.40</b>	<b>D. Modéré 0.40 &lt; DI &lt; 0.60</b>	<b>D. Etendu 0.60 &lt; DI &lt; 1.00</b>	<b>D. Complet DI &gt; 1</b>
0.1g	0	0	0	0
0.2g	0.2	0	0	0
0.3g	0.4	0	0	0
0.4g	0.8	0	0	0
0.5g	0.8	0	0	0
0.6g	1	0	0	0
0.7g	1	0.2	0	0
0.8g	1	0.4	0	0
0.9g	1	0.4	0.2	0
1.0g	1	0.6	0.2	0
1.1g	1	0.8	0.6	0
1.2g	1	1	0.6	0
1.3g	1	1	0.8	0.2
1.4g	1	1	0.8	0.2

1.5g	1	1	0.8	0.4
1.6g	1	1	0.8	0.6
1.7g	1	1	0.8	0.6
1.8g	1	1	1	0.6
1.9g	1	1	1	0.8
2.0g	1	1	1	0.8

La probabilité cumulée en pourcentage est donnée dans le tableau 4.11.

Tableau 4.11 – Probabilité cumulée en pourcentage.

PGA	D. Léger 0.14 < DI < 0.40	D. Modéré 0.40 < DI < 0.60	D. Etendu 0.60 < DI < 1.00	D. Complet DI > 1
0.1g	0	0	0	0
0.2g	20	0	0	0
0.3g	40	0	0	0
0.4g	80	0	0	0
0.5g	80	0	0	0
0.6g	100	0	0	0
0.7g	100	20	0	0
0.8g	100	40	0	0
0.9g	100	40	20	0
1.0g	100	60	20	0
1.1g	100	80	60	0
1.2g	100	100	60	0
1.3g	100	100	80	20
1.4g	100	100	80	20
1.5g	100	100	80	40
1.6g	100	100	80	60
1.7g	100	100	80	60
1.8g	100	100	100	60
1.9g	100	100	100	80
2.0g	100	100	100	80

## 4.6 Etablissement des courbes de fragilité

En se basant sur les données de dommage obtenues précédemment ; les courbes de fragilité (vulnérabilité) sont établies en utilisant une fonction de distribution log-normale. Les courbes de vulnérabilité sont construites en fonction du PGA.

La probabilité des dommages cumulée  $P_R$ , égale ou supérieure à un certain rang R (Karim et Yamazaki, 2000 ; 2001 ; 2003). Est définie comme suit :

$$P_R \geq \Phi \left[ \frac{\ln x - \lambda}{\xi} \right] \quad (4.9)$$

Où  $\Phi$  est la fonction standard de distribution normale ;  $x$  est l'indice caractérisant le mouvement du sol (Peak Ground Acceleration ou Velocity) ;  $\lambda$  et  $\xi$  respectivement sont la moyenne et l'écart type de  $\ln x$ .

Les valeurs de la moyenne et l'écart type sont calées avec le code d'optimisation 'Solveur' de Microsoft Excel de telle façon à minimiser l'erreur entre la probabilité cumulée calculée (méthode citée au dessus) et la probabilité Log-normale cumulative pour chaque classe de dommage et les valeurs de la loi Log-normale seront régénérer en utilisant les nouvelles valeurs de la moyenne et l'écart type.

La formule 4.10 nous a permis de calculer les valeurs de la loi Log-normale.

$$\text{Loi Log-Normale}(x, \mu, \sigma) = \text{Loi Normale Standard} \left( \frac{\ln(x) - \mu}{\sigma} \right) \dots (4.10)$$

Tableau 4.12 – Code d'optimisation pour la classe de dommage léger  $0.14 < DI < 0.40$ .

PGA	Probabilité cumulée	$\frac{\ln x - \lambda}{\xi}$	Probabilité Log-Normale cumulative	Différence
0.1g	0	-2.416388817	0.004721486	0.004721486
0.2g	0.2	-1.32494711	0.190247962	0.009752038
0.3g	0.4	-0.68649464	0.551058285	0.151058285
0.4g	0.8	-0.233505403	0.799999753	2.47372E-07
0.5g	0.8	0.117860346	0.918475044	0.118475044
0.6g	1	0.404947067	0.967621995	0.032378005
0.7g	1	0.647675431	0.987097809	0.012902191
0.8g	1	0.857936304	0.994769758	0.005230242
0.9g	1	1.043399537	0.997829502	0.002170498
1.0g	1	1.209302053	0.999075557	0.000924443
1.1g	1	1.359379134	0.999595657	0.000404343
1.2g	1	1.496388774	0.999818448	0.000181552
1.3g	1	1.622425425	0.999916392	8.36079E-05
1.4g	1	1.739117138	0.999960555	3.94452E-05
1.5g	1	1.847754523	0.999980958	1.90418E-05
1.6g	1	1.94937801	0.999990606	9.39405E-06
1.7g	1	2.044838603	0.99999527	4.73046E-06
1.8g	1	2.134841244	0.999997571	2.42863E-06
1.9g	1	2.219976439	0.99999873	1.26985E-06
2.0g	1	2.30074376	0.999999324	6.75524E-07
				<b>0.338358968</b>

<b>Moyenne</b>	-0.767997322
<b>Ecart type</b>	0.635074852

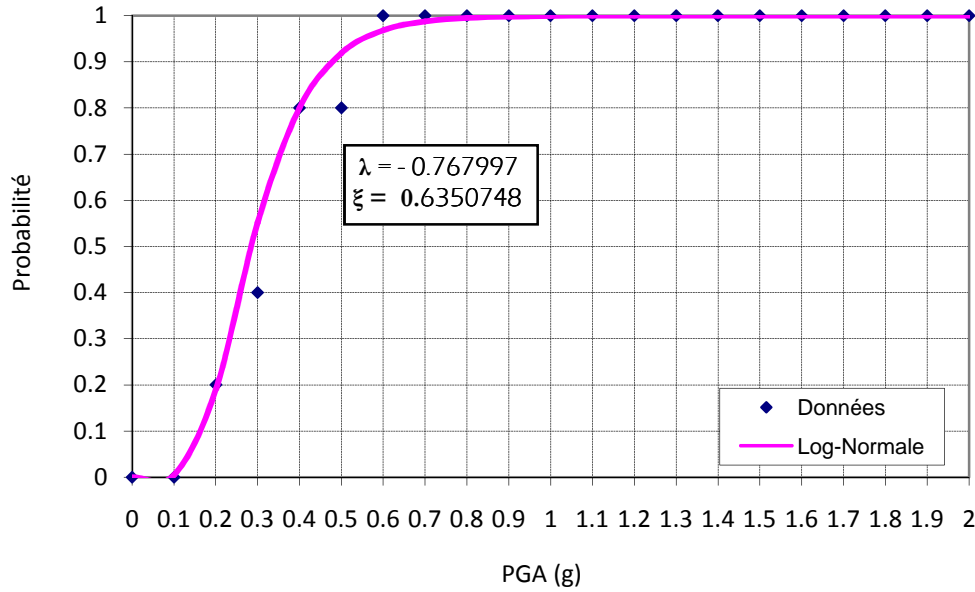


Figure 4.23 – Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Léger.

Tableau 4.13 – Code d’optimisation pour la classe de dommage modéré  $0.40 < DI < 0.60$ .

PGA	Probabilité cumulée	$\frac{\ln x - \lambda}{\xi}$	Probabilité Log-Normale cumulative	Différence
0.1g	0	-5.283183175	8.74468E-35	8.74468E-35
0.2g	0	-3.66378764	1.299E-17	1.299E-17
0.3g	0	-2.716501978	2.04944E-10	2.04944E-10
0.4g	0	-2.044392105	1.4346E-06	1.4346E-06
0.5g	0	-1.523063185	0.000268098	0.000268098
0.6g	0	-1.097106443	0.006815739	0.006815739
0.7g	0.2	-0.736965149	0.052034969	0.147965031
0.8g	0.4	-0.424996569	0.184970324	0.215029676
0.9g	0.4	-0.149820781	0.399866361	0.000133639
1.0g	0.6	0.09633235	0.626043719	0.026043719
1.1g	0.8	0.319004942	0.800000118	1.17645E-07
1.2g	1	0.522289092	0.906005778	0.093994222
1.3g	1	0.709292383	0.960237416	0.039762584
1.4g	1	0.882430387	0.984534105	0.015465895
1.5g	1	1.043618012	0.994370098	0.005629902
1.6g	1	1.194398966	0.998054088	0.001945912
1.7g	1	1.3360359	0.999353897	0.000646103
1.8g	1	1.469574754	0.999791977	0.000208023
1.9g	1	1.595891674	0.999934562	6.5438E-05
2.0g	1	1.715727885	0.999979765	2.02353E-05
				0.553995768

<b>Moyenne</b>	-0.041232976
<b>Ecart type</b>	0.428028339

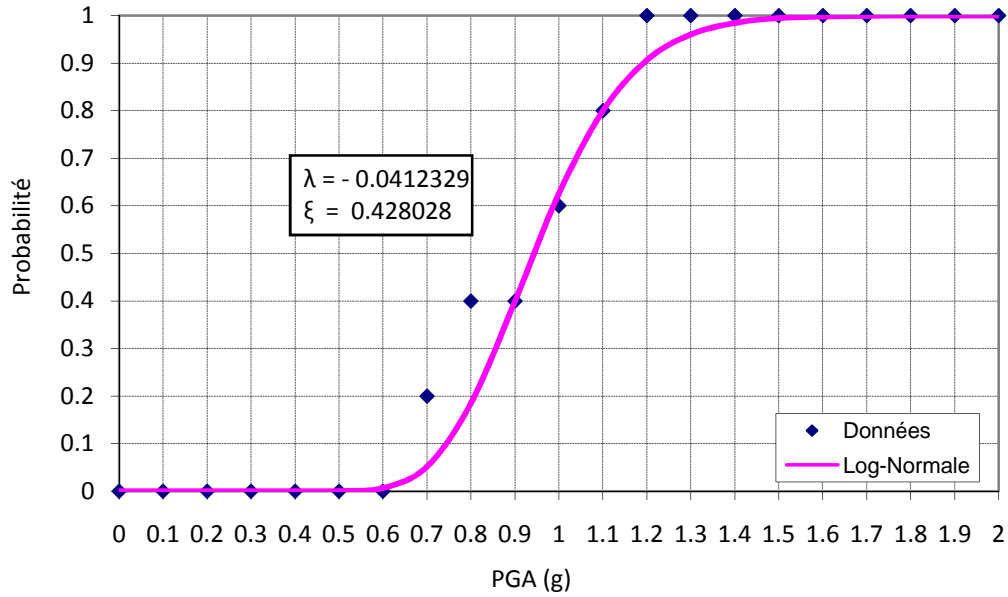


Figure 4.24 – Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Modéré.

Tableau 4.14 – Code d’optimisation pour la classe de dommage étendu 0.60<DI<1.00

PGA	Probabilité cumulée	$\frac{\ln x - \lambda}{\xi}$	Probabilité Log-Normale cumulative	Différence
0.1g	0	-4.652131471	1.16567E-20	1.16567E-20
0.2g	0	-3.296890754	2.10919E-11	2.10919E-11
0.3g	0	-2.504125756	2.25361E-07	2.25361E-07
0.4g	0	-1.941650038	3.96623E-05	3.96623E-05
0.5g	0	-1.505359976	0.000989394	0.000989394
0.6g	0	-1.14888504	0.008278094	0.008278094
0.7g	0	-0.847489776	0.035370969	0.035370969
0.8g	0	-0.586409322	0.097373029	0.097373029
0.9g	0.2	-0.356120042	0.198663472	0.001336528
1.0g	0.2	-0.15011926	0.328654226	0.128654226
1.1g	0.6	0.036231114	0.468404869	0.131595131
1.2g	0.6	0.206355676	0.600000023	2.34933E-08
1.3g	0.8	0.362855103	0.71203334	0.08796666
1.4g	0.8	0.507750941	0.800283667	0.000283667
1.5g	0.8	0.642645738	0.865719195	0.065719195
1.6g	0.8	0.768831394	0.911988023	0.111988023
1.7g	0.8	0.887364598	0.943500378	0.143500378
1.8g	1	0.999120675	0.964334195	0.035665805
1.9g	1	1.104832855	0.977786993	0.022213007
2.0g	1	1.205121456	0.986312658	0.013687342
				0.884661358

<b>Moyenne</b>	0.076779528
<b>Ecart type</b>	0.511456874

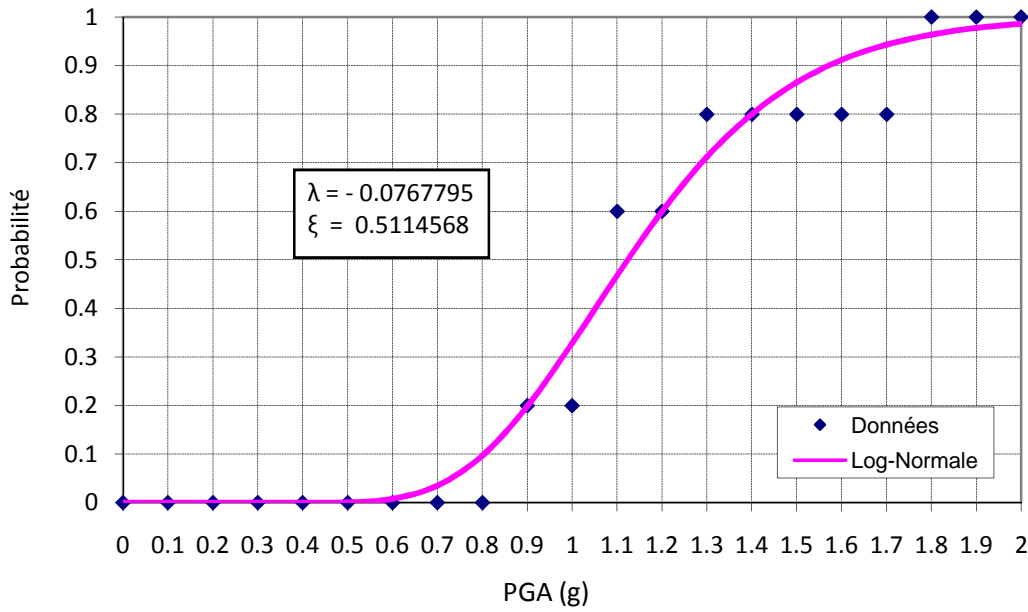


Figure 4.25 – Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Etendu.

Tableau 4.15 – Code d’optimisation pour la classe de dommage complet  $DI \geq 1.00$ .

PGA	Probabilité cumulée	$\frac{\ln x - \lambda}{\xi}$	Probabilité Log-Normale cumulative	Différence
0.1g	0	-5.831647076	1.02193E-42	1.02193E-42
0.2g	0	-4.296211946	6.04971E-25	6.04971E-25
0.3g	0	-3.398039973	7.39057E-17	7.39057E-17
0.4g	0	-2.760776816	3.78084E-12	3.78084E-12
0.5g	0	-2.26647711	4.41852E-09	4.41852E-09
0.6g	0	-1.862604843	5.95833E-07	5.95833E-07
0.7g	0	-1.521135707	2.06033E-05	2.06033E-05
0.8g	0	-1.225341686	0.000285133	0.000285133
0.9g	0	-0.96443287	0.00206917	0.00206917
1.0g	0	-0.73104198	0.009376111	0.009376111
1.1g	0	-0.519914239	0.029867967	0.029867967
1.2g	0	-0.327169713	0.072727171	0.072727171
1.3g	0.2	-0.149861937	0.143888517	0.056111483
1.4g	0.2	0.014299423	0.242161539	0.042161539
1.5g	0.4	0.167129993	0.359116434	0.040883566
1.6g	0.6	0.310093444	0.482398817	0.117601183
1.7g	0.6	0.444386963	0.600000466	4.66136E-07
1.8g	0.6	0.57100226	0.703267668	0.103267668
1.9g	0.8	0.690770058	0.787891737	0.012108263
2.0g	0.8	0.80439315	0.853329662	0.053329662
				0.539810585

<b>Moyenne</b>	0.330016995
<b>Ecart type</b>	0.451433712



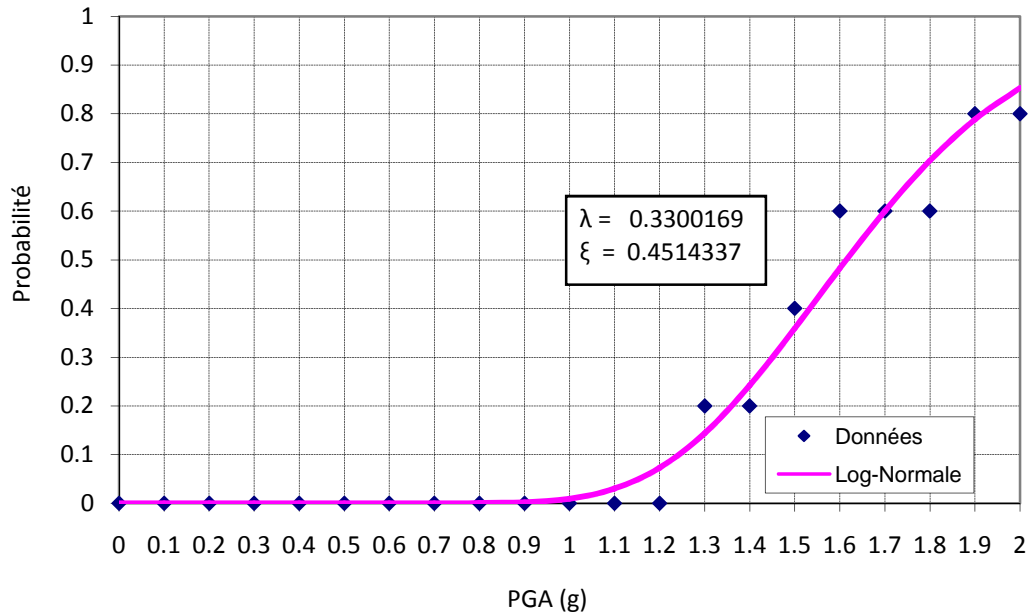


Figure 4.26 – Courbe de fragilité pour la classe de Dommage Etendu.

Les courbes de vulnérabilité de la pile du pont Koudia (Tlemcen) correspondant aux différents états de dommages sont illustrées dans la figure 4.27.

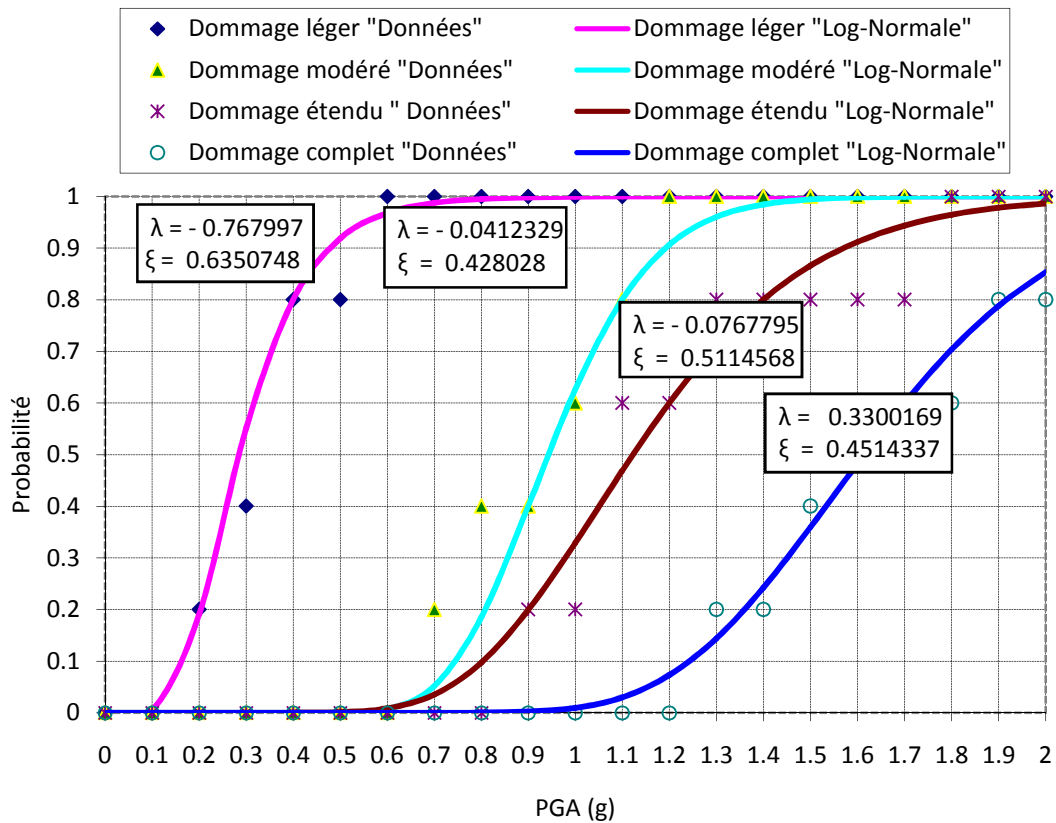


Figure 4.27 – Courbes de fragilité de la pile du pont Koudia de tous les états de dommages.

## 4.7 Conclusion

Dans ce chapitre une évaluation de la vulnérabilité de la pile du pont Koudia-Tlemcen conduite à une analyse des dommages a été considérée par le biais d'une simulation numérique proposée par Karim et Yamazaki.

Pour la pile du pont étudiée des courbes de vulnérabilité (fragilité) ont été dérivées sur la base des données accélérométrique sélectionnées.

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

- La production d'un état de dommage dépend de deux types d'analyses importantes, la première ; une analyse statique non linéaire (Pushover) et la deuxième une analyse dynamique temporelle.
- L'évaluation des dommages à la pile du pont est quantifiée par l'indice de dommage.
- Le calibrage des indices de dommage pour chaque classe de dommage, nous a permis d'obtenir le rapport de dommage correspondant à chaque niveau d'excitation.
- Une pile de pont peut subir différents états de dommage par différents séismes qui ont la même accélération.
- A titre indicatif, nous n'avons obtenu aucun dommages étendu et complet de la pile jusqu'à une accélération supérieure à 1g, qui est une accélération très importante, ceci revient au surdimensionnement de la pile du pont réel.

# Conclusion générale

Les principaux objectifs qui peuvent être assignés à ce thème de recherche sont :

- Une étude bibliographique permet une meilleure compréhension de la vulnérabilité sismique des ponts d'une part en mettant en relief des éléments constitutifs du pont les plus vulnérables à partir d'une étude de mécanismes de rupture des ponts vis-à-vis des séismes et d'autre part nous avons étudié les différentes méthodes de développement des courbes de vulnérabilité (fragilité).
- Une simulation numérique permis le développement des fonctions de vulnérabilité analytiques pour la pile de pont Koudia- Tlemcen à partir d'une banque de données des enregistrements sismiques.

De ces deux objectifs principaux, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages exige la mise en œuvre d'une méthodologie crédible et fiable. Entre l'ensemble des modèles d'estimation de dommages sismique, HAZUS se distingue par sa clarté et sa démarche directe permettant l'évaluation de dommages à partir du mouvement du sol par le biais d'une méthode statique non linéaire.
- Les ponts sont des structures dont les piles présentent généralement peut de redondance et constituent souvent le système de contreventement principal ; en d'autre terme la vulnérabilité des piles ou colonnes est équivalente à la vulnérabilité du système tout entier du pont.
- L'analyse des dommages est évaluée en premier lieu par le choix de mode de rupture du pont, dans notre cas, nous avons établie les courbes de vulnérabilité de la pile du pont sous l'effet de l'effort de flexion.
- Deux méthodes analytiques permettent d'établir les courbes de vulnérabilité des piles de pont par le biais des simulations numériques.
- Un pont en béton armé représentatif de la réalité Algérienne (Koudia – Tlemcen) a été identifié pour le développement des courbes de vulnérabilité (fragilité) analytique de la pile du pont en utilisant la méthode proposée par Karim et Yamazaki basée sur des simulations numériques. L'analyse de cette méthodologie ainsi que ces courbes a permis de déduire les conclusions suivantes :
  - La production d'un état de dommage dépend de deux types d'analyses importantes, la première ; une analyse statique non linéaire (Pushover) et la deuxième une analyse dynamique temporelle.
  - L'évaluation des dommages à la pile du pont est quantifiée par l'indice de dommage.

- Le calibrage des indices de dommage pour chaque classe de dommage, nous a permis d'obtenir le rapport de dommage correspondant à chaque niveau d'excitation.
- Une pile de pont peut subir différents états de dommage par différents séismes qui ont la même accélération.
- A titre indicatif, nous n'avons obtenu aucun dommages étendu et complet de la pile jusqu'à une accélération supérieure à 1g, qui est une accélération très importante, ceci revient au surdimensionnement de la pile du pont réel.

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

- L'effet de l'interaction sol-structure pour le développement des courbes de fragilité des piles de ponts. En effet, la méthode préconisée par Karim et Yamazaki ne tient pas compte de cet aspect. Il serait judicieux à notre avis de dériver des courbes de fragilité similaires en intégrant cet aspect ;
- Les incertitudes relatives au mouvement sismique. Dans les problèmes dynamiques, l'effet de la variabilité du mouvement sismique en termes d'amplitude, de durée et de contenu fréquentiel est à considérer ;
- Les courbes de fragilité développées dans le cadre de cette thèse ont été dérivées en considérant l'accélération maximale au sol (PGA). Si, ces mêmes courbes venaient à être dérivées en utilisant d'autres paramètres caractéristiques du mouvement sismique tels que la vitesse maximale au sol (PGV) ou l'accélération spectrale (SA), le niveau de dommage escompté aurait été différent. De ce fait, il serait souhaitable de se pencher sur cet aspect ;
- L'établissement des courbes de vulnérabilité du pont en supposant la production de dommage au niveau des différents éléments tel qu'au niveau du tablier, connexions, joints de dilatation et au niveau des appareils d'appuis.

# Références Bibliographiques

Abdelhakim BENYAKOUB : Etude De L'effet De La Variabilité Spatiale Des Mouvements Sismiques Sur La Réponse Des Ponts, Mémoire De Magister, Université Abou Bekr Belkaid –Tlemcen, 2011.

Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović: Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, PEER 2008, 2008.

A-Kahil, M- Hamizi & N-E – Hannachi : Evaluation de la performance sismique d'un bâtiment a ossature auto-stable avec la méthode non itérative, 1st International Conference on sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, Oran (Algeria) – October 12-14, 2009.

Alessandro Dazio : Capacité portante des constructions en béton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2005.

Ali M. Memari, Harry G. Harris, Ahmad A. Hamid, Andrew Scanlon: Ductility evaluation for typical existing R/C bridge columns in the eastern USA, Engineering Structures 27 (2005) 203–212, 2004.

Amin KARBASSI: Performance-based seismic vulnerability evaluation of existing buildings in old sectors of quebec, Ph.D. thesis, école de technologie supérieure université du québec, montreal, july 20, 2010.

Andreas J. Kappos, Eleftheria D. Goutzika, Sotiria P. Stefanidou, and Anastasios G. Sextos : Problems in Pushover Analysis of Bridges Sensitive to Torsion, University of Thessaloniki, Greece.

Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel : Capacity-Demand-Diagram Methods For Estimating Seismic Deformation Of Inelastic Structures: SDF Systems, Report No., PEER-1999/02, University of California, Berkeley, 1999.

Anne-Marie Duval : Des effets de site aux scénarios de crise sismique: méthodes et applications, Mémoire présenté en vue de l'obtention de l'Habilitation à Diriger des Recherches, Université des Sciences et Technologies de Lille, 2007.

Anthony J. Calderone, Dawn E. Lehman, Jack P. Moehle: Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns Having Varying Aspect Ratios and Varying Lengths of Confinement, PEER 2000/08, 2001.

Asadollah Esmacily-Gh., Yan Xiao: Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns, PEER Report 2002/15, College of Engineering, University of California, Berkeley, 2002.

Ashraf Habibullah, S.E., and Stephen Pyle, S.E.: Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis, Published in Structure Magazine, Winter, 1998.

Asterios Liolios, Panagiotis Panetsos, Angelos Liolios, George Hatzigeorgiou, and Stefan Radev : A Numerical Approach for Obtaining Fragility Curves in Seismic Structural Mechanics: A Bridge Case of Egnatia Motorway in Northern Greece, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2011.

Barbara Borzi, Rui Pinho, Helen Crowley: Simplified pushover based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings, *Engineering Structures* (2007), doi:10.1016/j.engstruct.2007.05.021, 2007.

Barbara Borzi, Rui Pinho, Helen Crowley: Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings, *Engineering Structures* (2007), doi:10.1016/j.engstruct.2007.05.021, 2007.

Belmouden Y., Lestuzzi P. : Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en suisse, Ecole Polytechnique Fédérale De Lausanne -EPFL, Informatique Et Mécanique Appliquées A La Construction –IMAC, Lausanne, 28 Avril, 2006.

Bora Gencturk, Amr S. Elnashai : Development and application of an advanced capacity spectrum method, *Engineering Structures* 30 (2008) 3345\_3354, United States, 2008.

Bryant G. Nielson and Reginald DesRoches : Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach, Clemson University, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2007; 36:823–839, U.S.A , 2006.

Bryant Nielson: Bridge Seismic Fragility-Functionality Relationships: A Requirement for Loss Estimation in Mid-America, Texas A&M University, 2003.

C. Bhatt, R. Bento : Assessing the seismic response of existing RC buildings using the extended N2 method, *Bull Earthquake Eng* (2011) 9:1183–1201, 2011.0

C.P. Providakis : Pushover analysis of base-isolated steel concrete composite structures under near-fault excitations, *Earthquake Eng* (2007), doi:10.1016/j.soildyn.2007.06.012, Greece, 2007.

Cassandra Dion : Etude Numérique Et Expérimentation Du Comportement Dynamique Des Ponts Avec Isolateurs Et Amortisseurs Sismiques, Université De Montréal, Ecole Polytechnique De Montréal, Cassandra Dion, 2010.

Céline BEAUVAL : Analyse Des Incertitudes Dans Une Estimation Probabiliste De L'aléa Sismique, Exemple De La France, Thèse de doctorat, l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, 2003.

D. Combescure : Modélisation des structures de génie civil sous Chargement sismique a l'aide de Castem 2000, rapport dm2s , SEMT/EMSI/RT/01-008/A, 2001.

Deliverable 70: Procedures for estimation of pier inelastic deformation demands, developed through nonlinear analysis (static or dynamic) of typical bridges, project N° GOCE-CT 2003-505-488, 2006.

Donatello Cardone, Giuseppe Perrone, Salvatore Sofia: A performance-based adaptive methodology for the seismic evaluation of multi-span simply supported deck bridges, *Bull Earthquake Eng* (2011) 9:1463–1498, 2011.

Drouna karima : Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magistère, Université de Constantine, 2010.

- E. Choi, J. Park, S.-J. Yoon · D.-H, Choi · C. Park : Comparison of seismic performance of three restrainers for multiple-span bridges using fragility analysis, *Nonlinear Dyn* (2010) 61: 83–99, 2009.
- E. LE FICHOUX : Présentation Et Utilisation De CAST3M, École Nationale Supérieure des Techniques Avancées (ENSTA), 2011.
- Eric m. Hines, frieder seible, m.j. Nigel priestley: seismic performance of hollow rectangular reinforced concrete piers with highly-confined boundary elements phase i: flexural tests phase ii: shear tests, university of california, san diego, california, 2002.
- Eunsoo Choi, Reginald DesRoches, Bryant Nielson : Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones, *Engineering Structures* 26 (2004) 187–199, USA, 2003.
- Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 2 : Ponts, XP ENV 1998-2, Décembre 2000.
- Farzad Naeim, Ph.D., S.E., Hussain Bhatia, Ph.D., P.E., Roy M. Lobo, Ph.D., P.E. : Performance Based Seismic Engineering, California.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.
- Florence RENALIER : Caractérisation sismique de sites hétérogènes à partir de méthodes actives et passives : variations latérales et temporelles, thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble I, 2010.
- Florent Demoraes, Robert D'Ercole, Galo Atiaga, Pascale Metzger : Vulnérabilité sismique des ponts et passages surélevés le long des axes enjeux et perturbation de la mobilité dans le District Métropolitain de Quito (Equateur), PANGEA n° 43/44, 2005.
- Frédéric Leone & Freddy Vinet : La vulnérabilité des sociétés et des territoires face aux menaces naturelles, University Paul-Valéry, collection 'Géorisques ' n°01, P.P 71.
- G.M. Verderame, M. Polese, C. Mariniello, G. Manfredi : A simulated design procedure for the assessment of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings, *Advances in Engineering Software* 41 (2010) 323–335, University of Naples Federico II, Via Claudio 21, 80125 Naples, Italy, 2009.
- GALY, Bertrand : Effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec, Thèse de M. Ing. , Ecole De Technologie Supérieure, Université Du Québec, 2009.
- GARCIA Jean-François : Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments, Rapport final de PFE, INSA Strasbourg, 2007.
- Giuseppe Carlo Marano, Rita Greco, Emiliano Morrone : Analytical evaluation of essential facilities fragility curves by using a stochastic Approach, *Engineering Structures* 33 (2011) 191–201, 2010.
- HACHEM RAFIKA : Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé, mémoire de Magistère, UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE, 2004.
- Hamou kada, Ramdane kheir eddine : Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover, 7ème Colloque National AFPS– Ecole Centrale, Paris, 2007.
- Henry R. Renteria : Data Standardization Guidelines for Loss Estimation – Populating, Inventory Databases for HAZUS®99, California Governor's Office of Emergency Services, P.P 108, June 2004.

- Honggun Park, Su-min Kang, Lan Chung, Do-bum Lee: Moment–curvature relationship of flexure-dominated walls with partially confined end-zones, *Engineering Structures* 29 (2007) 33–45, 2006.
- Howard Hwang, Jing Bo Liu, and Yi-Huei Chiu: *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*, University of Memphis, 2001.
- Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures: SAP2000, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 1998.
- J. Rohmer : Application de la théorie des fonctions de croyances pour la synthèse des courbes de risque sismique probabilistes paramétriques imprécises,,BRGM, Service Aménagement et Risques Naturels.
- Jack R. BENJAMIN & C. ALLIN CORNELL, *Probability, statistics and decision for civil Engineering*, Mc Graw-Hill.
- Jamie E. Padgett and Reginald DesRoches : Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2008; 37:1157–1174, 2008.
- Jamie E. Padgett, Kristina Dennemann, Jayadipta Ghosh : Risk-based seismic life-cycle cost–benefit (LCC-B) analysis for bridge retrofit assessment, *Structural Safety* 32 (2010) 165–173, USA, 2009.
- Jeffrey Ger and Franklin Y. Cheng: *Seismic design aids for nonlinear Pushover analysis of reinforced concrete and steel bridges*, CRC press, New York, 2012.
- Jennifer Meyer : comparative analysis between different flood assessment technologies in HAZUS-MH, thesis Master of Science, Louisiana State University, 2004.
- Jian Zhang, Yili Huo : Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method, *Engineering Structures* 31 (2009) 1648\_1660, USA, 2009.
- Jin-Hak Yi, Sang-Hoon Kim, Shigeru Kushiya: PDF interpolation technique for seismic fragility analysis of bridges, *Engineering Structures*, 29 (2007) 1312–1322, 2006.
- John B. Mander : *Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges*, University at Buffalo, State University of New York.
- John B. Mander, Rajesh P. Dhakal, Naoto Mashiko, Kevin M. Solberg: Incremental dynamic analysis applied to seismic financial risk assessment of bridges, *Engineering Structures* 29 (2007) 2662–2672, New Zealand, 2007.
- John L. Bignell, James M. LaFave, Neil M. Hawkins : Seismic vulnerability assessment of wall pier supported highway bridges using nonlinear pushover analyses, *Engineering Structures* 27 (2005) 2044–2063, USA, 2005.
- Juan Camilo Alvarez Botero : *Displacement- Based design of Continuous concrete Bridges under Transvers seismic excitation*, Rose School, 2004.
- K.R. Karim and F. Yamazaki, M. ASCE: Comparison Of Empirical And Analytical Fragility curves for RC bridge piers in Japan, 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, University of Tokyo, Japan, 2000.



Kadid Abdelkrim : Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé, Projet De Recherche Rapport Final, Comite National D'evaluation Et De Programmation De La Recherche Universitaire, Université de Batna, 2006.

Kazi R. Karim and Fumio Yamazaki : A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2003; 32:1603–1626, Japan, 2003.

Kazi R. Karim and Fumio Yamazaki : Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2001; 30:1839–1856, Japan, 2001.

Kazi Rezauk KARIM and Fumio YAMAZAKI: Development of Analytical fragility curves for RC bridges piers using strong motion records, 1999.

Kevin R. Mackie and Božidar Stojadinović: Fragility Basis for California Highway Overpass Bridge Seismic Decision Making, University of California, Berkeley, PEER 2005/12, 2005.

KIBBOUA Abderrahmane : Développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts Algériens, these de doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, 2012.

Lei Lou : Effect of the Spatial Variability of Ground Motions on the Seismic Response of Reinforced Concrete Highway Bridges, PhD thesis, Drexel University, 2006.

Liolios Asterios , Liolios Angelos And Panetsos Panagiotis : Seismic Structural Mechanics: Vulnerability Functions For Bridges Of Egnatia Motorway In Northern Greece, 11th National Congress On Theoretical And Applied Mechanics, 2-5, Borovets, Bulgaria, 2009.

Lucian CHIROIU : Modélisation de dommage consécutifs aux séismes, Extension à d'autres, risques naturels, Thèse de Doctorat, Université de Paris, Janvier 2004.

Lucian CHIROIU : Modelisation de dommages consecutifs aux Seismes extension a d'autres risques naturels, Thèse de Doctorat en Géologie, Université Paris 7 – DENIS Diderot, 2004.

M. Hamizi, A. Kahil, S. Boukais, NE. Hannachi : Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamiques, Dynamique et vibrations.

M.-J. Nollet, A.Karbassi, K. Lefebvre, O. Chaallal : Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués.

M.-J. Nollet, A.Karbassi, K. Lefebvre, O. Chaallal : Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués.

Maachou Omar : Etablissement des courbes de fragilité des ouvrages en zones sismiques (Application aux ponts), mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid –Tlemcen, 2004.

Mahmoud Bensaibi, Khalida Tadjer, Brahim Mezazigh : Scénario catastrophe de la ville de Blida, 7ème Colloque National AFPS 2007.

Marco di Iudovico: comparative assessment of seismic Rehabilitation techniques on the full Scale spear structure, PH.D. thesis, university of naples federico II.

Masanobu Shinozuka and Sang-Hoon Kim: Developing Fragility Curves for Concrete Bridges Retrofitted with Steel Jacketing, Collaborative Partnes.

Masanobu Shinozuka and Swagata Banerjee: Damage Modeling of Reinforced Concrete Bridges, University of California, Irvine, 2005.

MAURO DOLCE, ANGELO MASI, MARIA MARINO and MARCO VONA : Earthquake Damage Scenarios of the Building Stock of Potenza (Southern Italy) Including Site Effects, Bulletin of Earthquake Engineering 1: 115–140, 2003, Kluwer Academic Publishers, 2003.

Mervyn J. Kowalsky, Associate Member: Deformation Limit States For Circular Reinforced Concrete Bridge Columns, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 8, August, 2000.

Michael Berry and Marc Eberhard: Performance Models for Flexural Damage in Reinforced Concrete Columns, University of Washington, PEER 2003/18, 2003.

Michael D. Symans, Nasim K. Shattarat, David I. McLean, and William F. Cofer: Evaluation Of Displacement-Based Methods And Computer Software For Seismic Analysis Of Highway Bridges, Research Report, Washington State, 2003.

Michael d., symans, nasim k., shattarat, david i. Mclean, and william f. Cofer : evaluation of displacement-based methods and computer Software for seismic analysis of highway bridges, research report, washington state University, 2003.

Michael P., Berry and Marc O. Eberhard : Practical Performance Model for Bar Buckling, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE, 2005.

MILAN ZACEK : Vulnérabilité et renforcement, 2004.

Miloud HEMSAS : Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, Thèse: Ecole Doctorale des sciences de l'Ingénieur, P.P 238, Université de Bordeaux1, 15 Avril 2010.

Mission des sociétés d'assurances pour la connaissance et la prévention des risques naturels, Mémento pratique du particulier Risque « sismique », MRN 2005.

Mourad Belgasmia, Sabah Belgasmia : Evaluation sismique des constructions: Nouvelle procédure d'analyse non-linéaire des structures, Université de Béjaia, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.

Nasim K. Shattarat, Michael D. Symans, David I. McLeanc, William F. Cofer: Evaluation of nonlinear static analysis methods and software tools for seismic analysis of highway bridges, Engineering Structures (2007), doi:10.1016/j.engstruct.2007.07.021, 2007.

Nathalie Roy : Etude de la ductilité dans un contexte d'évaluation et de réhabilitation sismique de piliers de ponts, Université de Sherbrooke (Québec), Canada, 2003.

Nathalie Roy, Patrick Paultre, Jean Proulx : Étude de la ductilité des piliers de pont dans un contexte d'évaluation sismique, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP), Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

NELLY OLIN : Connaissance, Analyse Et Prevention Du Risque Sismique, BRGM, Paris, 21 Novembre 2005.

Noalwenn DUBOS : Contribution à l'évaluation du risque sismique dans les Pyrénées centrales, Thèse de Doctorat, Université Toulouse III - Paul Sabatier, 2003.

Omar Maachou, Abdelmalek Bekkouche, Mustapha Djafour, Djawad Zendagui : Etablissement des courbes de fragilité des ponts en zones sismiques, XXIIIème Rencontres Universitaires de Génie Civil- Risque & Environnement ; 2005.

ÖZGÜR AVŞAR: Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment Of Ordinary highway bridges in turkey, PhD thesis, Middle East Technical University, 2009.

P. Fajfar : Seismic assessment of structures by a practiceoriented method, University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Ljubljana, SLOVENI, 2007.

Paul Somerville and Nancy Collins : Ground Motion Time Histories For The I880 Bridge, Oakland, PEER Methodology Testbeds Project, URS Corporation, Pasadena, 2002.

Pierre Labbé : Sur l'évaluation du risque sismique en France à partir de données d'aléa et de fragilité, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris, 2007.

Pierre Mouroux, Caterina Negulescu : Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité), 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris, 2007.

Pierre-Alain NAZÉ : Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques, Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 2004. Quick Guide to HAZUS-MH MR1, White Paper, An ESRI, New York, June 2006.

R. Martin : Présentation de l'approche scénario de risque utilisée pour le risque sismique : Application à la problématique minière de GISOS, BRGM, Mai 2002.

Rachedi Mohammed Toufik: Estimation de dommages sismiques sur un site urbain; cas des villes de Tlemcen et Boumerdes, mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid –Tlemcen, 2005.

Rafika HACHEM et Brahim BOUSALEM : Analyse Inelastique Des Poteaux En Beton Arme De Section Rectangulaire, Colloque CMEDIMAT 2005, 06 et 07 Décembre 2005.

Ricardo Alejandro Zapata Montoya : Direct displacement based design on bridges with foundation flexibility, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Università degli Studi di Pavia, 2008.

Rui Pinho : Using Pushover Analysis for Assessment of Buildings and Bridges, University of Pavia, Pavia, Italy.

S. K. Ploeger, G. M. Atkinson, C. Samson : Applying the HAZUS-MH software tool to assess seismic risk in downtown Ottawa, Canada, Nat Hazards (2010) 53:1–20 , Springer Science+Business Media B.V, 2009.

Sami HAMZA : Analyse probabiliste de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants : application aux structures  $\mu$ a portiques en béton armé, Thèse de Doctorat, Université De Marne-La-Vallée, 2007.

Sang Hoon Kim : Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation, PhD thesis, University of California, 2002.

Scénario départemental de risque sismique Méthodologie et processus de réalisation, BRGM/RP-55415-France, Juin 2008.

Sigmund A. Freeman: The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.

Silvia del Carmen MOSQUERA MACHADO : Analyse multi-aléas et risques naturels dans le département du Chocó (nord-ouest de la Colombie), Thèse Doctorat, Faculté des sciences de l'Université de Genève, 2002.

Srinivasen Chandrasekaram, Luciano Nuziate, Giogio Serio, Federico Carannante: Seismic aids for nonlinear analysis of reinforced concrete structures, CRC press, New York, 2010.

Suze YOUANCE : Une évaluation de la vulnérabilité sismique des églises du québec, thèse de M.Ing, Ecole de Technologie supérieure Université du Québec, MONTRÉAL, 2010.

Swagata Banerjee, Masanobu Shinozuka : Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis, Probabilistic Engineering Mechanics 23 (2008) 12–22, United States, 2007.

Thomas S. Durham, Pushpendra Johari, Douglas Bausch : Strategic Directions in Seismic Modeling: HAZUS® Development and Current Applications for Catastrophe Planning.

Tyng-Lo Chang, Dyi-Wei ChangMing-Yuan Cheng, Shu-Jen Chi : Taiwan Highway bridge aseismic Evaluation, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2006.

Vassilis K. Papanikolaou, Amr S. Elnashai, Juan F. Pareja : Limits of Applicability of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2005.

Vinita Saxena and George Deodatis, Masanobu Shinozuka, Maria Q. Feng: Development of Fragility Curves for Multi-Span Reinforced Concrete Bridges.

Vinita Sexena: Spatial variation of earthquake ground motion and development of bridge fragility curve, PhD thesis, Princeton University, 2000.

Wai-Fah Chen Lian Duan : Bridge Engineering, CRC PRESS, Boca Raton London New York Washington, D.C., 2003.

WEN-I LIAO, CHIN-HSIUNG LOH and KEH-CHYUAN TSAI : Study on the Fragility of Building Structures in Taiwan, Natural Hazards (2006) 37:55–69, 2006.

Wen-I Liao, Chin-Hsiung Loh And Keh-Chyuan Tsai: Study on the Fragility of Building Structures in Taiwan, Natural Hazards (2006) 37:55–69, Springer, 2006.

Xuân Huy NGUYEN : Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation, Thèse de Doctorat, INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE GRENOBLE, 2006.

Y. Menasri, m.s. Nouaouria & m. Guenfoud : évaluation de la vulnérabilité sismique a L'echelle d'une structure en béton arme par L'analyse statique non linéaire (pushover), Université Hassiba Benbouali De Chlef (Algerie), Octobre 2010.

Ying Pan, Anil K. Agrawal, Michel Ghosn : Seismic Fragility and Risk Management for Highway Bridges in New York State, The City College of the City University of New York and University Transportation Research Center (UTRC).

YOUNSI Mohamed Mahdi, CHABANE Abou Djihad : Analyse Nonlineaire D'une Structure En Voiles Porteurs, mémoire d'Ingénieur, ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS, 2007.

Youssef BELMOUDEN : Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, n°26, 1-10, 2004.

ZEBDJI Salim, BEN BOUZID Mohamed: Analyse Statique Non Lineaire Par Poussee Progressive « Pushover » d'un batiment renforce, mémoire d'Ingéniorat, Ecole Nationale des Travaux Publics, 2008.

Zeynep Firat Alemdar : Plastic Hinging Behavior Of Reinforced Concrete Bridge Columns, PhD thesis, University of Kansas in partial fulfillment, 2010.