REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS – ALGER
DIRECTION POST-GRADUATION ET RECHERCHE SCIENTIFIQUE



MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Matériaux et structures

Évaluation de la Performance Sismique des Piles de Ponts en Béton Armé

Présenté par BENTAMOUNE Necereddine
Ingénieur d'état en Travaux Publics
Diplômée de L'École Nationale Supérieure Des Travaux Publics d'Alger-ENSTP

Soutenu le 18 / 04 / 2012 devant le Jury composé de :

A. ZARZOUR	Professeur, ENSTP	Présidente
M.HADID	Professeur, ENSTP	Rapporteur
C.BENAZOUZ	Attaché de recherche, CGS	Co-rapporteur
H.BACHTOLA	Maître de recherche A, CGS	Examinateur
N.MEZOUER	Maître de recherche A, CGS	Examinateur
A.KIBBOUA	Maître de recherche B, CGS	Invité

Année universitaire 2011/2012

Dédicaces

A ma famille

Remerciements

D'abord et avant tout, je dois remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et la patience pour achever mon travail.

Je tiens à remercier en premier lieu mon encadreur LEBLOUBA Moussa Maitre de confirance à l'ENSTP pour son effort pour achever ce travail, grâce à lui j'ai fait mes premiers pas de recherche dans le domaine du génie parasismique des ouvrages d'art.

Je tiens à remercie chaleureusement les membres du jury, tout particulièrement ZERZOUR Ali (Professeur à l'École National Supérieur des travaux publics), HADID Mohamed (Professeur à l'École National Supérieur des travaux publics), BACHTOLA Hakim (Maître de recherche A, CGS), MEZOUER Noureddine (Maître de recherche A, CGS), KIBBOUA Abderrahmane (Maître de recherche B, CGS), qui ont donné de leur temps pour examiner et évaluer ce mémoire.

Je présente également mes remerciements à M^{eme} DERRICHE Zohra, Professeur à l'ENSTP, pour son aide précieuse et sa disponibilité. Vous étiez un grand soutien scientifique et moral pendant toute ma formation.

J'adresse un grand remerciement à madame KALLI Fatima Zohra pour ses conseils toute la duré de préparation de mon mémoire de magister.

J'aimerais également remercier vivement tous ceux qui ont su me conseiller ou m'apporter leur support technique lors des différentes étapes de ce projet de recherche particulièrement les membres du laboratoire de recherche TPITE de l'école Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Une pensée reconnaissante va enfin à ma famille qui a su me soutenir et m'encourager durant cette période.

ملخص

التحليل الغير خطي لدعامات الجسر المصنوعة بخرسانة مسلحة مع و بدون عازل زلزالي يتطلب مستوى عالي من الفهم لسلوك مقاطع الخرسانة المسلحة و العوازل مع إمكانية تمثيل سلوكه بنماذج رقمية تكون واضحة للمصمم.

الهدف العام من هده المذكرة هو الأداء الزلزالي لبعض أنواع أعمدة الجسور بطريقة التحليل الستاتيكي الغير خطي و كذلك وضع نماذج رياضية بسيطة لمحاكاة السلوك الغير خطي لأعمدة الجسور مع و بدون عوازل زلزالية. تم التحقق من صحة هده النماذج بواسطة برامج حساب فعالة.

Résume

L'analyse du comportement non linéaire des piles de ponts en béton armé avec et sans isolation sismique nécessite un excellent niveau de compréhension du comportement des sections en béton armé, des isolateurs sismique et de pouvoir reproduire ce comportement dans des modèles numériques accessibles aux concepteurs.

L'objectif global de ce mémoire est d'évaluer la performance sismique de certain piles de pont par une méthode statique non linéaire, ainsi que, d'élaborer des modèles mathématique simple pour simuler le comportement non linéaire des piles de pont sans et avec isolation sismique. Ces modèles ont été validés par des programmes de calcul puissants.

Abstract

The analysis of the nonlinear behavior of reinforced concrete bridge bents with and without seismic isolation requires an excellent level of understanding of the behavior of reinforced concrete sections, as well as the seismic isolators and to be able to reproduce this behavior in numerical models available to designers.

The overall objective of this thesis is to evaluate the seismic performance of some bridge bents by a nonlinear static method, and to develop simple mathematical models to simulate the nonlinear behavior of bridge bents with and without seismic isolation. These models were validated by accurate computer programs.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE 1 ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DES PILES DE PONTS EN BETON ARME

1. INTRODUCTION 4
2. VULNERABILITE SISMIQUE DES PONTS 5
   - 2.1 Déficiences sismiques des ponts 5
     - 2.1.1 Dommages sismiques des piles de ponts 6
     - 2.1.2 Dommages sismiques des culées 8
     - 2.1.3 Dommages sismiques des superstructures 8
     - 2.1.4 Dommages sismiques des appuis 8
3. COMPORTEMENT DUCTILE D'UN SYSTEME A 1 SEUL DEGRE DE LIBERTE 10
4. METHODES D'ANALYSE NON LINEAIRES DES PONTS 11
   - 4.1 Lois de comportement des matériaux 12
   - 4.2 Comportement non linéaire des sections en béton armé 15
     - 4.2.1 Algorithme de la section fibre 15
     - 4.2.2 Modélisation simplifiée 17
     - 4.2.3 Résistance au cisaillement d'un poteau circulaire en béton armé 18
5. ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER) 19
6. APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER) 21
   - 6.1 Application 1 : pile à deux fûts 21
   - 6.2 Application 2 : pile à trois fûts 23
   - 6.3 Application 3 : pile à quatre fûts 25
   - 6.4 Commentaires et observations 26
7. CONCLUSION 27

CHAPITRE 2 CONCEPTION SISMIQUE BASEE SUR LA PERFORMANCE

1. INTRODUCTION 28
2. CONCEPTION SISMIQUE BASEE SUR LA PERFORMANCE 29
   - 29
   - 2.1 Méthode de conception parasismique basée sur la performance 30
     - 2.1.1 Choix du niveau de performance 30
     - 2.1.2 Conception préliminaire 30
     - 2.1.3 Evaluation de la performance 31
     - 2.1.4 Méthode du spectre de capacité (CSM) 35
3. DETERMINATION DU POINT DE PERFORMANCE 37
4. COMMENTAIRES ET OBSERVATIONS

CHAPITRE 3 ANALYSES DYNAMIQUES NON LINEAIRES DES PILES DE PONTS SANS ISOLATION SISMIQUE

1. INTRODUCTION 38
2. LES MODELES HYSTERETIQUES 39
   2.1 Modèle élasto-plastique 39
   2.2 Modèle γ 39
   2.3 Modèle Takeda 40
   2.4 Modèle Q 40
3. ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE 41
4. COMPARAISON ENTRE L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE ET DYNAMIQUE NON LINEAIRE 45
5. MODELE MATHEMATIQUE SIMPLIFIE POUR LE CALCUL DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PILES 46
6. PRESENTATION ET VALIDATION DU PROGRAMME SIM-BENT 47
7. CONCLUSION 55

CHAPITRE 4 DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PILES DE PONTS EN BETON ARME AVEC ISOLATION SISMIQUE

1. INTRODUCTION 56
2. PRINCIPE D'ISOLATION SISMIQUE POUR LES PONTS 57
3. APPUIS PARASISMIQUES 57
   3.1 Appuis en élastomères 57
      3.1.1 Elastomère Fretté 58
      3.1.2 Elastomère Fretté avec noyau de plomb 58
      3.1.3 Elastomère Fretté à amortissement élevé 59
   3.2 Appuis Glissants 61
   3.3 Appuis Elastomères et Glissants 62
4. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES ISOLATEURS SISMIQUES 62
   4.1 Elastomère Fretté avec Noyau de Plomb 62
   4.2 Elastomère Fretté à Amortissement Elevé 63
   4.3 Appuis en Pendule Glissant 63
5. MODELE MATHEMATIQUE PROPOSÉ 64
6. PRESENTATION ET VALIDATION DU PROGRAMME SIM-ISOBENT 67
7. ETUDE PARAMETRIQUE 68
8. EFFET DU BLOCAGE LATERAL DES TABLIERS SUR LA REPONSE SISMIQUE DES PILES 71
   8.1 Butées de sécurité 72
   8.2 Butées de blocage 72
9. CONCLUSION 75

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS 76

LISTE BIBLIOGRAPHIQUES 78

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Rupture d'une colonne due à un manque d'armature à mi-hauteur 7
Figure 1.2 : Rupture en cisaillement due à un manque d'armatures de confinement 7
Figure 1.3 : Renversement de la culée 8
Figure 1.4 : Déplacement de 52 cm du tablier de pont lors du séisme de Boumerdès 2003 9
Figure 1.5 : Echappement d'une travée lors du séisme de 1995 à Kobé 9
Figure 1.6 : Déformations importantes des appareils d'appuis. 10
Figure 1.7 : Loi de comportement élastique et élasto-plastique pour un system 1 a seul DDL 10
Figure 1.8 : Energie dissipée pour un système à 1 DDL (ξ=5%) 11
Figure 1.9 : Déplacement d'un système à 1 DDL (ξ=5%) 11
Figure 1.10 : Comportement non linéaire d'une structure 12
Figure 1.11 : loi de comportement du béton confiné et non confiné 12
Figure 1.12 : Confinement d'une section circulaire 14
Figure 1.13 : Loi de comportement de l'acier (modèle de King) 14
Figure 1.14 : Méthode de discrétisation de la section 15
Figure 1.15 : Diagramme des déformations utilise pour la méthode de la section fibre 16
Figure 1.16 : loi moment- courbure simplifie 18
Figure 1.17 : la valeur de γ en fonction de la ductilité en courbure 18
Figure 1.18 : Organigramme de la méthode statique non linéaire 20
Figure 1.19 : Vue en élévation 21
Figure 1.20 : Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile 21
Figure 1.21 : Courbe de capacité d'une pile à deux fûts 22
Figure 1.22 : Vue en élévation 23
Figure 1.23 : Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile 23
Figure 1.24 : Courbe de capacité d'une pile à trois fûts 24
Figure 1.25 : Vue en élévation 24
Figure 1.26 : Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile 25
Figure 1.27 : Courbe de capacité d'une pile à quatre fûts 26
Figure 2.1 : Processus du PBSD 29
Figure 2.2 : Stratégie pour l'acceptation de la performance 31
Figure 2.3 : Relation force-déformation pour un système à 1DDL 32
Figure 2.4 : Energie dissipée par un système inélastique et le système linéaire équivalent 33
Figure 2.5: (a) variation de la période, (b) variation de l'amortissement pour le système linéaire équivalent 33
Figure 2.6: Variation du facteur de modification en fonction de l'amortissement 34
Figure 2.7 : Accélérogramme des séismes : (a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940 35
Figure 2.8 : Spectre de demande (ξ=5%) en format ADRS de séisme :(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940 35
Figure 2.9 : Evaluation du point de performance pour le séisme :(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940 36
Figure 2.10 : Evaluation du point de performance pour le séisme :(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940 36
Figure 2.11 : Evaluation du point de performance pour le séisme :(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940 37
Figure 3.1 : modèle élasto-plastique 39
Figure 3.2 : modèle γ 39

Figure 3.3 : modèle Takeda 40
Figure 3.4 : modèle Q 40
Figure 3.5 : Accélérogramme utilisé dans l'analyse dynamique des piles 41
Figure 3.6 : Analyse dynamique non linéaire des piles a 2 et 3 fûts 44
Figure 3.7 : Comparaison entre l'analyse statique et dynamique non linéaire des piles a 2 fûts 45
Figure 3.8 : Comparaison entre l'analyse statique et dynamique non linéaire des piles a 3 fûts 45
Figure 3.9 : Comparaison entre l'analyse statique et dynamique non linéaire des piles a 4 fûts 46
Figure 3.10 : Modèle mathématique Simplifié pour l'analyse dynamique non linéaire 46
Figure 3.11: Modèle bilinéaire de pile de pont 47
Figure 3.12 : variation de la force en fonction de temps par les deux programmes 50
Figure 3.13 : variation du déplacement en fonction de temps par les deux programmes 53
Figure 4.1 : Appui en Elastomère fretté 58
Figure 4.2 : Appui en Elastomère fretté avec noyau de plomb 58
Figure 4.3 : Relation Force-Déplacement 59
Figure 4.4 : Relation Force-Déplacement 60
Figure 4.5 : Elastomère fretté à amortissement élevé 60
Figure 4.6 : Pendule glissant (a) vue extérieure (b) composantes intérieures 61
Figure 4.7: Relation Force-Déplacement 61
Figure 4.8: Modèle analytique force déformation « HDRB » 63
Figure 4.9: Modèle propose : (a) coupe transversale, (b) modèle simplifié (c) modèle mathématique 65
Figure 4.10: Modèle bilinéaire de pile de pont 66
Figure 4.11 : Validation du modèle, a : déplacement du tablier, b : déplacement du tablier du sommet de la pile, c : effort tranchant à la base. 68
Figure 4.12 : comportement non linéaire de pile à trois fûts avec LRB, HDRB, FPS 71
Figure 4.13 : Butées latérales de sécurité 71
Figure 4.14 : Butées de blocage 72
Figure 4.15 : Modèle mathématique pour le calcul non linéaire de piles des ponts avec des butées de blocage transversale 72
Figure 4.16 : Relation Force-Temps pour la pile de pont à deux fûts 74
Figure 4.17 : Relation Déplacement-Temps pour la pile de pont à deux fûts 74

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : caractéristiques des aciers 22
Tableau 1.2 : caractéristiques du béton 22
Tableau 1.3 : caractéristiques géométriques du chevêtre et des fûts 22
Tableau 1.4 : caractéristiques des aciers 23
Tableau 1.5 : caractéristiques du béton 23
Tableau 1.6 : caractéristiques géométriques du chevêtre et des fûts 24
Tableau 1.7 : caractéristiques des aciers 25
Tableau 1.8 : caractéristiques du béton 25
Tableau 1.9 : caractéristiques géométriques du chevêtre et des fûts 25
Tableau 4.1 : constantes fmax, Δf(%) et a (source [5]) 64

ABREVIATIONS

DDL : **D**egré **D**e **L**iberté

PBSD : Conception Sismique Basée sur la Performance (**P**erformance **B**ased **S**eismic **D**esign)

ELS : **E**tat **L**imite de **S**ervice

ELU : **E**tat **L**imite **U**ltime

ELD : **E**tat **L**imite de contrôle de **D**ommage

CSM : Méthode du Spectre de Réponse (**C**apacity **S**pectrum **M**ethod)

HDRB : Elastomère Fretté à Amortissement Elevé (**H**igh **D**amping **R**ubber **B**earing)

LRB : Elastomère Fretté avec Noyau de Plomb (**L**ead **R**ubber **B**earing)

FPS : Appui en Pendule Glissant (**F**riction **P**endulum **S**ystem)

INTRODUCTION GENERALE

Les tremblements de terre ou séismes constituent une activité géologique naturelle. Ils induisent des destructions importantes. La société humaine doit se doter de moyens de prévention contre leurs effets par la mise en place de moyens techniques (dispositions constructives, choix du site, choix des matériaux, …) et règlementaires (codes parasismiques).

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination. La plupart des règlements modernes en génie sismique ont fait apparaître le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à une excitation sismique par un niveau de performance dont la signification est proche des états limites ultimes et des services d'utilisation largement utilisée dans les règlements parasismiques. Ces nouvelles techniques consistent à choisir les objectifs de performance et à développer une conception préliminaire appropriée. L'évaluation de la demande sismique et la capacité de la structure permet de vérifier est-ce que la conception satisfait l'objectif ?

La nécessité de mieux décrire la performance attendue d'un nouvel ouvrage soumis à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un ouvrage existant a conduit entre autre au développement des méthodes de calcul non linéaire des ouvrages. Dans ces méthodes, il apparaît plus simple de décrire l'état d'un ouvrage sous forme de déplacement ou rotation. Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un ouvrage. Ainsi leur utilisation est envisagée dans les guides de réévaluation sismique d'un ouvrage. Dans les codes et les règlements parasismiques, l'étude de la réponse des ponts sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination.

En d'autres termes, de nombreux ponts actuellement en service ne répondent plus aux performances sismiques souhaitées. De plus, la conception parasismique des nouveaux ponts est devenue plus complexe et coûteuse. Donc, il est évident qu'il y a un besoin de choisir de nouvelles solutions de construction et de réhabilitation parasismique qui sont rentables parmi ces solutions on cite les isolateurs sismiques.

Un isolateur est un système qui augmente la flexibilité du pont afin d'allonger sa période naturelle de vibration, ce qui, lorsque la structure est située dans une région où la sollicitation sismique a le plus d'énergie dans les hautes fréquences, réduit les forces sismique induites dans le pont.

L'analyse du comportement linéaire et non linéaire des piles de ponts en béton armé avec et sans isolation sismique soumis aux forces latérales reste actuellement le centre d'intérêt d'une recherche intense. Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastiques simplifiées ont été quasi-systématiquement utilisées dans le dimensionnement des piles de ponts en béton armé. Faciles à mettre en œuvre et bien assimilées par les ingénieurs, il est sûr qu'elles seront encore utilisées par de nombreux bureaux d'études dans l'avenir, puisque dans la plupart des cas elles ont bien servi la profession. Cependant l'approche élastique est insuffisante et ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel.

Pour être en mesure d'appliquer des méthodes de calcul dynamique non linéaire des piles de ponts avec et sans isolation sismique dans plus de projet de conception parasismique des ponts, il est nécessaire d'obtenir un excellent niveau de compréhension du comportement des sections en béton armé et des isolations sismiques et de pouvoir reproduire ce comportement dans des modèles numériques accessibles aux concepteurs. L'objectif global de ce projet de recherche était de développer des modèles mathématiques simples pour le calcul dynamique non linéaire des piles de ponts en béton armé avec et sans isolation sismique.

De façon plus précise, les objectifs de cette recherche consistent à :

1) Appliquer la méthode statique non linéaire (Pushover) pour certains types des piles de ponts en béton armé.
2) Développer des modèles mathématiques simples pour simuler la réponse dynamique non linaire dans le sens transversal de certains types des piles de ponts avec et sans isolation sismique.
3) Valider les modèles proposé par comparaison des résultats obtenus à partir des simulations numériques aves ceux issus des programmes de calcul disponible.
4) Etudier l'influence des butées de blocage dans le sens transversal sur le comportement non linéaire des piles de ponts en béton armé.

Le travail réalisé est porté dans ce mémoire qui comporte 4 chapitres :

Le chapitre 1 présente : une revue de la littérature sur le comportement et les principales causes d'endommagement des ponts lors des séismes. Une étude dynamique non linéaire est effectuée sur un oscillateur à un seul de gré de liberté pour déterminer l'intérêt de l'analyse dynamique non linéaire pour les piles de ponts en béton armé. L'application de la méthode statique non linéaire est présenteé pour des piles de pont à 2, 3 et 4 fûts.

Le chapitre 2 présente des notions théoriques sur une méthode de calcul basé sur la performance cette méthode est appliquée pour déterminer la performance sismique des piles de ponts étudiés.

Le chapitre 3 concerne l'application de l'analyse dynamique non linéaire pour des piles de ponts sans isolation sismique. L'utilisation du langage Matlab a été retenue pour développer un programme à l'aide du modèle mathématique proposé pour le calcul dynamique non linéaire des ponts sans isolation sismique.

Le chapitre 4 présente une revue sur le comportement non linéaire des trois types d'isolations sismique (élastomère fretté avec noyau de plomb, élastomère fretté à amortissement élevé et appui en pendules glissants). Un programme est écrit sur le modèle mathématique développé, pour le calcul dynamique non linéaire dans le sens transversal des ponts équipés par ces trois isolateurs. La validation du programme développe est réalisé en utilisant le programme ZISO2D (LEBLOUBA, 2009). Un programme son modèle mathématique est aussi pour le calcul dynamique non linéaire dans le sens transversal des ponts équipés par des butées de blocage.

Le mémoire se termine par une conclusion générale qui rappelle l'essentiel des résultats obtenus dans ce travail de magister.

CHAPITRE 1

ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DES PILES DE PONTS EN BETON ARME

Chapitre 1

Analyse Statique Non Linéaire des Piles de Ponts en Béton Arme

1.1 Introduction

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. En Algérie, le risque associé aux sollicitations sismiques, qui reste élevé dans quelques régions, représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de ponts notamment pour ceux d'urgence et de secours qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme. Il est donc indispensable de connaitre les types d'endommagements dus aux tremblements de terre qui touchent les différents éléments du pont. A partir de l'observation et l'interprétation des dégâts causés par les anciens séismes aux ponts qui sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge utile) les chercheurs ont développé des méthodes pour l'étude du comportement des ponts sous chargement sismique.

L'étude du comportement sismique de certains types de piles de ponts représente le sujet de discussion de ce chapitre. On vise dans les paragraphes qui suivant à présent des illustrations typiques de dommages des ponts. On présente l'application d'une méthode pour l'étude du comportement non linéaire de certains types de piles de ponts.

1.2 VULNERABILITE SISMIQUE DES PONTS

Les ponts sont des structures qui présentent peu, ou pas, de redondances comparativement aux structures de bâtiments. La défaillance d'un élément peut entraîner l'effondrement de la structure dans sa totalité [4]. Du fait de cette non redondance, les ponts sont plus vulnérables que les bâtiments aux mouvements sismiques, d'autant plus qu'ils sont souvent construits sur des terrains difficiles (rivière, vallée). Les ponts métalliques sont en général un peu moins vulnérables que leurs homologues en béton mais ne sont pas épargnés par les séismes pour autant. En moyenne, un pont métallique est 30% plus léger qu'un équivalent en béton ce qui permet de réduire les forces d'inertie. Comparativement aux bâtiments, le comportement sismique des ponts est influencé par les conditions du site pour les différentes conditions du sol où l'on peut enregistrer des vibrations différentes produites par le même séisme. Dans ce cas, on peut observer des comportements différents pour les piles d'un pont, tout particulièrement pour les ouvrages très étendus en longueur.
Dans le cas idéal, 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 de éléments prédéfinis, prévus pour se plastifier [14]. Mais cet idéal est très difficile à atteindre pour les ponts, qui sont des ouvrages étirés en longueur, ou bien lorsque la topographie du terrain qui a imposé d'exécuter des piles de différents hauteurs et par conséquent on observe que les colonnes les plus courtes sont les plus vulnérables au séisme.

1.2.1 Déficiences sismiques des ponts

A l'époque, les ouvrages étaient conçus en ne considérant que le domaine d'élasticité où l'on repère parmi les causes majeures expliquant les déficiences sismiques des ponts [4] :

- Les sollicitations sismiques étaient sous-estimées.
- Les ratios de charge morte sur charge sismique étaient inadéquats : dans le cas de charges sismiques fortes on peut avoir des inversions de sollicitations en flexion ; les armatures ne sont donc plus en mesure de reprendre les efforts de traction.
- Les concepts d'inélasticité et de ductilité n'étaient pas pris en compte.

L'expérience a montré que les points suivants sont des causes majeures de dégât ou de destruction des ponts lors des séismes [11] :

a- Déplacement relatif des tabliers et des appuis.
b- Ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité et de confinement du béton :
    - Insuffisance d'ancrage,
    - flambement des aciers longitudinaux,
    - rupture des zones d'encastrement,
    - rupture par flexion ou par effort tranchant.

c- Problèmes liés aux sols de fondation :
    - Liquéfaction des sols,
    - augmentation des sollicitations dans les fondations profondes dues à la réduction de réaction du sol.

1.2.1.1 Dommages sismiques des piles de ponts

Lors de la conception d'un pont, on dimensionne les appuis en laissant la colonne comme l'élément le plus faible ; on essaie alors du lui donner une ductilité suffisamment grande pour qu'elle n'arrive pas à la rupture [14]. 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 dans la plupart des séismes de grande intensité qui 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 y observe un gauchissement puis une rupture.

On distingue deux modes de rupture fragile pour les colonnes [4] :

- **en flexion** : la résistance à la flexion est trop faible. Souvent il y a peu de barres d'armature dans les colonnes car les concepteurs de l'époque considéraient qu'elles travaillaient principalement en compression. La ductilité en flexion est inadéquate. Les armatures de la colonne sont trop courtes concrètement, le moment de flexion étant quasiment nul à mi hauteur où les concepteurs mettaient peu ou pas de barres d'armatures ce qui peut conduire à des ruptures très nettes lors de fortes sollicitions (figure 1.1).

- **en cisaillement** : les colonnes les plus courtes sont les plus touchées à cause de leur ration cisaillement moment élevé et du conservatisme dans le dimensionnement par rapport à la flexion pour les vieilles colonnes. Ce mode de ruptures était encore mal connu jusqu'à il y a peu de temps. En général cela résulte en une perte d'intégrité structurelle de la colonne. La rupture fragile en cisaillement est souvent due au manque d'armatures de confinement (figure 1.2). en général la rupture survient alors que les aciers longitudinaux ne se sont même pas plastifiés [14].



Figure 1.1 : Rupture d'une colonne due à un manque d'armature à mi-hauteur [Source 14]



Figure 1.2 : Rupture en cisaillement dues à un manque d'armatures de confinement [Source 14]

1.2.1.2 Dommages sismiques des culées

Les culées sont les éléments qui garantissent 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 ont été très fréquemment observés lors des derniers tremblements de terre [4]. Sous l'effet des sollicitations horizontales, la pression des terres sur les culées augmente, et le pont peut générer des efforts engendrant des moments de rotation non prévus. Les sols mal compactés ont tendance à s'affaisser en direction de l'ouvrage, entraînant généralement une légère rotation de la culée (figure 1.3). Les types de mouvements sont cependant assez différents car chaque ouvrage a une configuration particulière, murs en retour, type de fondations de la culée [14]. 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 [4]. Il est souvent possible d'utiliser le pont en l'état pour permettre l'accès des secours même si des travaux couteux devront être entrepris par la suite. Cependant, si la rotation est trop importante, les travées peuvent s'échapper de leurs appuis [14].



Figure 1.3 : Renversement de la culée [Source 14]

1.2.1.3 Dommages sismiques des superstructures

Les superstructures sont conçues pour supporter les charges de trafic ainsi que leur propre poids. Pour ce qui est du phénomène sismique, les différents éléments du pont sont généralement très liés les uns aux autres et leurs déformations restent dans le domaine élastique la plupart du temps [14]. En conséquence, les efforts sont redirigés vers les appuis ou les piles. Les dommages causés aux superstructures sont rarement la cause d'un effondrement de travée. Les principaux dégâts sont les déplacements latéraux du tablier (figure 1.4).



Figure 1.4 : Déplacement de 52 cm du tablier de pont lors du séisme de Boumerdès 2003 [Source 22]

1.2.1.4 Dommages sismiques des appuis

Les déplacements engendrés par les vibrations sismiques étaient sous-estimés ce qui conduisait à la création d'appuis de dimensions trop petites 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 (figure 1.5). De plus, les sites présentant des sols mous ont tendance à amplifier les mouvements du sol, ce qui accroît encore le phénomène cité ci-dessus.



Figure 1.5 : Echappement d'une travée lors du séisme de 1995 à Kobé [Source 14]

Lors de l'évaluation des dégâts du séisme de Boumerdès 2003, de nombreux appareils d'appuis ont subi à des déformations (figure 1.6).



Figure 1.6 : Déformations importantes des appareils d'appuis [Source 22]

1.3 COMPORTEMENT DUCTILE D'UN SYSTEME A 1 SEUL DEGRE DE LIBERTE

Dans ce paragraphe on va présenter l'intérêt de choisir un comportement ductile sur la réponse d'un système à 1 seul degré de liberté. Pour cela, on considère deux systèmes de même masse m=350.25 kg, même amortissement ξ=5% (voir figure 1.7) même rigidité élastique même période 0.48 sec, mais de force élastique différente ; les deux systèmes ont subi le séisme d'El Centro 1940.

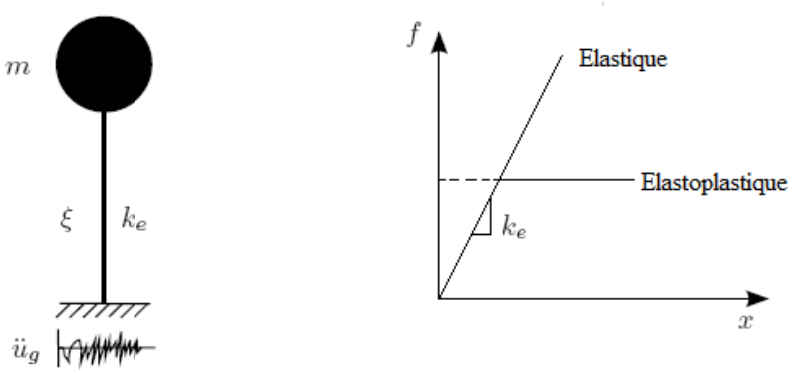
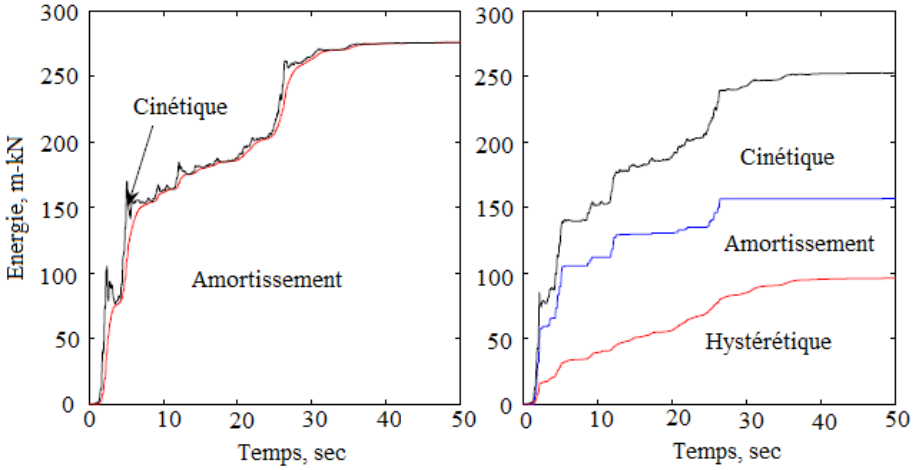


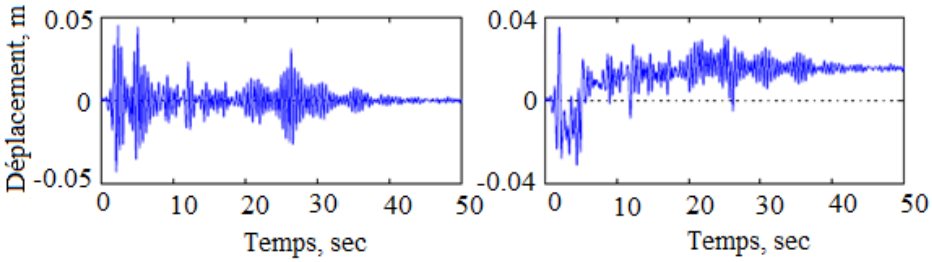
Figure 1.7 : Loi de comportement élastique et élastoplastique
pour un system 1 a seul DDL

Après l'analyse des deux systèmes par le logiciel Nolin32 (Dr. Finley and Charney), on constate que l'énergie dissipée n'est pas la même. La figure 1.8(a) montre que le système (élastique linéaire) dissipe la totalité de l'énergie absorbée à la fin de l'excitation sismique par amortissement. Dans le deuxième cas (élasto-plastique) la dissipation est faible et la vitesse relative plus petite que dans celui élastique (figure 1.8.b). On remarque aussi que ce system (élasto-plastique) dissipe une grande partie de l'énergie par des déformations inélastiques. La dissipation de l'énergie par hystérésis provoque des déplacements permanents à la structure (figure 1.9) récupérés après le séisme.



(a) System élastique linaire (b) System élastoplastique

Figure 1.8 : Energie dissipée pour un system à 1 DDL (ξ=5%)



(a) System élastique linaire (b) System élastoplastique

Figure 1.9 : Déplacement d'un system à 1 DDL (ξ=5%)

1.4 METHODES D'ANALYSE NON LINEAIRE DES PONTS

L'analyse non linéaire des ponts dans le génie sismique se fait par plusieurs méthodes qui sont compliquées dans la conception. On a à titre d'exemples : l'analyse dynamique, quasi-statique non linéaire et la méthode Pushover. L'analyse dynamique non linéaire est actuellement appropriée pour la recherche et pour la conception des structures importantes. Elle exige de faire rentrer des données additionnelles comme le comportement hystérésis détaillé de chaque élément de la structure et l'histoire du mouvement du sol dans le temps, qui n'est pas toujours disponible. Par contre, l'analyse Pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant certains modèles prédéfinis en augmentant l'intensité des charges jusqu'à la ruine da la structure. Elle dépend de la loi de comportement non linéaire de sections et des matériaux (figure1.10).

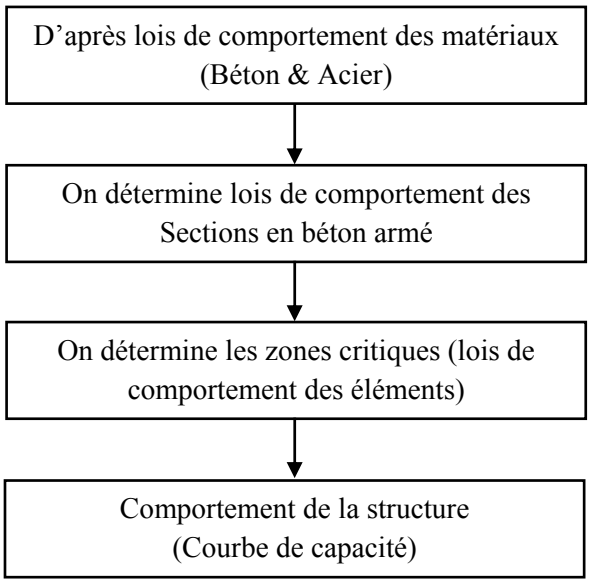


Figure 1.10 : Comportement non linéaire d'une structure

1.4.1 Lois de comportement des matériaux

1.4.1.1 Béton

Mander et *al* (1988) ont proposé un modèle de comportement (relation entre les déformations et les contraintes) pour un béton confiné et non confiné par des barres d'acier transversales (figure 1.11). Ce modéle est applique pour des sections circulaires où rectangulaires.

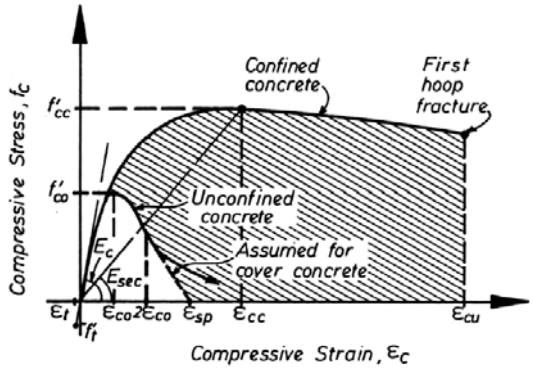


Figure 1.11 : loi de comportement du béton confiné et non confiné (source [5])

La contrainte de compression f_c est donnée par :

$$f_c = \frac{f'_{cc}\, x\, r}{r - 1 + x^r} \qquad (1.1)$$

Avec f'_{cc} : la résistance à la compression du béton confiné qui donnée par :

$$f'_{cc} = f'_{co}\left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}}} - 2\frac{f'_l}{f'_{co}}\right) \quad (1.2)$$

Avec : f'_{co} la résistance à la compression du béton non confiné.

f'_l La contrainte de confinement latéral.

$x\ et\ r$ sont donnés respectivement par les deux formules suivantes :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (1.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_{cc} - E_{sec}} \quad (1.4)$$

Avec E_c le module d'élasticité du béton qui est égal à :

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \quad (1.5)$$

Le module sécant du béton confiné est donné par :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (1.6)$$

La déformation longitudinale du béton confiné est donnée par :

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right] \quad (1.7)$$

Avec :

ε_{co} : La déformation qui correspond à f'_{co} pour le béton non confiné.

La pression latérale effective f'_l développée par une armature transversale est donnée par :

$$f'_l = \frac{1}{2}\, k_e\, \rho_s\, f_{yh} \quad (1.8)$$

Avec f_{yh} : la limite d'élasticité des armatures transversales.

k_e =0.75 et 0.95 pour une section circulaire et rectangulaire respectivement.

ρ_s pour une section circulaire est donné par :

$$\rho_s = \frac{4A_{SP}}{d_S s} \quad (1.9)$$

Avec A_{sp} : l'aire d'une armature transversale.

d_s , s : Le diamètre d'une cerce et l'espacement entre les cerces respectifs (figure 1.12).

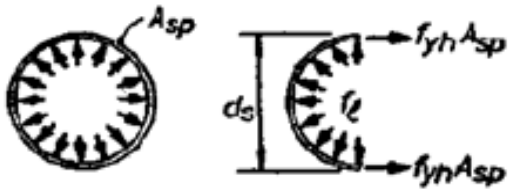


Figure 1.12 : Confinement d'une section circulaire (source [5])

1.4.1.2 Acier

La loi de comportement de l'acier selon le model de King est représentée sur la figure 1.13.

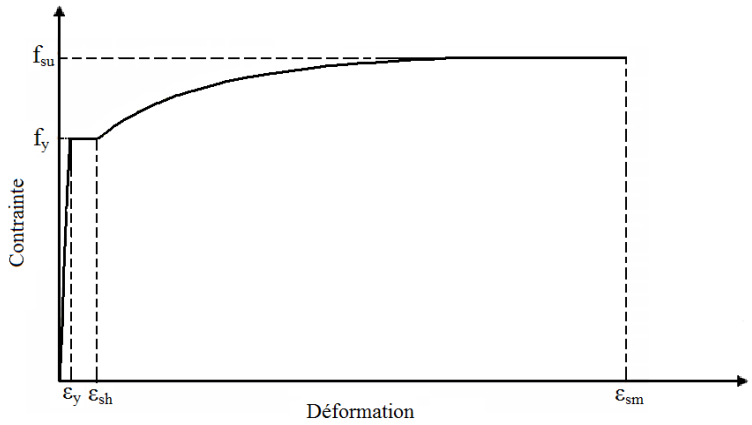


Figure 1.13 : Loi de comportement de l'acier (model de King) (source [8])

Ce diagramme se scinde en trois parties distinctes :

- La partie élastique linéaire, caractérisée par le module d'élasticité de Young et par la limite d'élasticité f_y.
- La partie plastique horizontale, située à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique.
- La partie de raffermissement caractérisée par une augmentation de la force jusqu'au maximum (f_{su}).

1.4.2 Comportement non Linéaire des Sections en Béton Armé

Plusieurs lois de comportement sont utilisées dans l'analyse des sections en béton armé comme la relation moment-courbure et la courbe d'interaction M-N.

La loi moment-courbure établit la relation entre la courbure et le moment de flexion d'une section en béton armé pour un effort normal constant. Cette courbe est obtenue à l'aide des équations d'équilibre ou à partir de la méthode de la section fibre.

La méthode des sections fibres consiste à diviser la section en plusieurs petites régions pour lesquelles chacune d'elles représente une fibre de matériaux qui s'étend longitudinalement le long de l'élément (figure 1.14). La détermination de la loi de comportement de la section par cette méthode, est basée sur la relation contrainte-déformation du matériau de chaque fibre (béton confiné, béton non confiné et acier) qui compose la section.

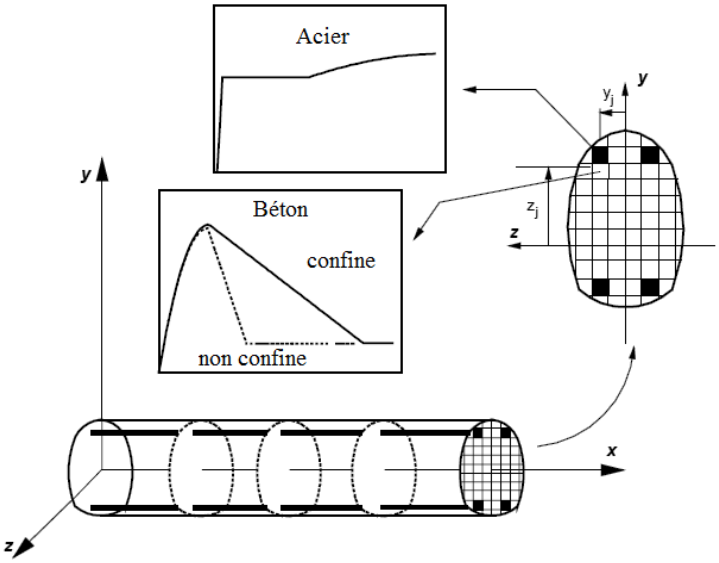


Figure 1.14 : Méthode de discrétisation de la section (source [15])

Cette méthode est basée sur l'hypothèse qu'une section plane reste plane après la déformation ; le glissement entre le béton et l'acier et la résistance à la traction sont négligeables.

1.4.3 Algorithme de la Section Fibre

Dans ce paragraphe, on présente l'algorithme des sections circulaires en béton armé soumises à un effort normal et à un moment de flexion. La méthode de la section fibre en béton armé est basée sur la relation contrainte-déformation du béton et de l'acier.

Pour déterminer la courbe moment-courbure, la section est soumise aux incréments de courbure et le moment est donné par les équations d'équilibres (1.10) et (1.11) suivantes :

$$N = \int E\varepsilon dA \tag{1.10}$$

$$M = \int Ez\varepsilon dA \tag{1.11}$$

Avec : N, M : effort normal et le moment de flexion respectivement.

E : module d'élasticité du béton ou de l'acier pour chaque fibre.

ε : la déformation pour chaque fibre donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon(z) = \varepsilon_0 + z\varphi \tag{1.12}$$

Avec :

ε_0 : déformations axiales.

z_i : la distance entre une fibre et l'axe de référence (figure 1.15)

φ : courbure de la section.

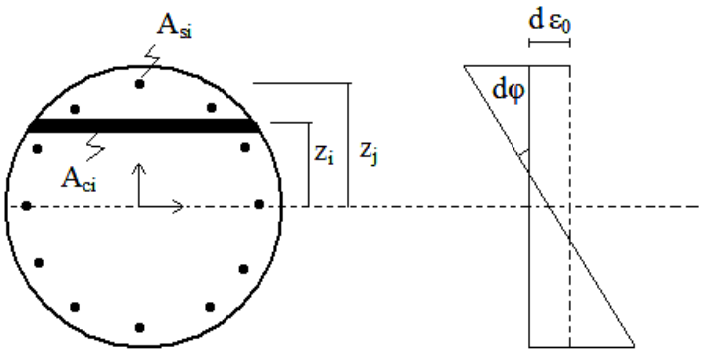


Figure 1.15 : Diagramme des déformations Méthode de la section fibre

Après la discrétisation de la section les équations d'équilibre pour un incrément de la courbure peuvent être écrites de la manière suivante :

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_A(\varepsilon_0, \varphi) & k_z(\varepsilon_0, \varphi) \\ k_z(\varepsilon_0, \varphi) & k_{zz}(\varepsilon_0, \varphi) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\varphi \end{Bmatrix} \tag{1.13}$$

Avec :

$$k_A = \sum_{i=1}^{NFB} E_{ci}(\varepsilon_0, \varphi)\, A_{ci} + \sum_{j=1}^{NFA} E_{sj}(\varepsilon_0, \varphi) A_{sj} \tag{1.14}$$

$$k_z = \sum_{i=1}^{NFB} E_{ci}(\varepsilon_0, \varphi)\, A_{ci}\, z_i + \sum_{j=1}^{NFA} E_{sj}(\varepsilon_0, \varphi) A_{sj}\, z_j \tag{1.15}$$

$$k_{zz} = \sum_{i=1}^{NFB} E_{ci}(\varepsilon_0, \varphi)\, A_{ci}\, z_i^2 + \sum_{j=1}^{NFA} E_{sj}(\varepsilon_0, \varphi) A_{sj}\, z_j^2 \qquad (1.16)$$

Avec :

NFB, NFA : nombre des fibres du béton et d'acier respectivement.

E_{ci} , E_{sj} : module d'élasticité du béton et de l'acier d'une fibre respectivement.

A_{ci} , A_{sj} : aire d'une fibre en béton armé et une fibre d'acier respectivement.

Avec les résultats ci-dessus, la procédure complète pour le développement de la courbe moment-courbure est :

1- On applique un petit incrémente de la courbure ($\Delta\varphi_k$) :

$$\varphi_k = \varphi_{k-1} + \Delta\varphi_k \qquad (1.17)$$

2- Pour k = 0, un effort normal est appliqué. Comme la valeur de l'effort normal est constante donc ΔN_k^n pour l'étape suivante est égale à zéro. D'après l'équation (1.13) $\Delta\varepsilon_0$ est donné par la formule suivante :

$$\Delta\varepsilon_0^n = -\frac{K_{z,k}^{n-1}}{K_{A,k}^{n-1}} \qquad (1.18)$$

Avec : n : le nombre d'itération (n≥1)

3- Les déformations et la courbure sont données par la formule suivante :

$$\begin{Bmatrix}\varepsilon_0 \\ \varphi\end{Bmatrix}_k^n = \begin{Bmatrix}\varepsilon_0 \\ \varphi\end{Bmatrix}_k^{n-1} + \begin{Bmatrix}\varepsilon_0 \\ 0\end{Bmatrix}_k^n \qquad (1.19)$$

4- On recalcule les termes de la matrice de l'équation (1.13).

5- On calcule ΔN_k^n :

$$\Delta N_k^n = K_{A,k}^n \Delta\varepsilon_{0,k}^n + K_{z,k}^n \Delta\varphi_k \qquad (1.20)$$

6- Si $|\Delta N_k^n| \geq \xi$ avec ξ c'est la tolérance, on refait toutes les étapes depuis l'étape 2 (méthode itérative). Autrement ΔM_k^n est donné par la formule suivante :

$$\Delta M_k^n = K_{z,k}^n \Delta\varepsilon_{0,k}^n + K_{z,z}^n \Delta\varphi_k \qquad (1.21)$$

Pour déterminer la totalité de la courbe (moment courbure) on applique une autre incrémentation $\Delta\varphi_{k+1}$ et on refait toutes les étapes.

1.4.4 Modélisation Simplifiée

les relations moment-courbure sont généralement simplifées en une courbe trilinéaire (figure 1.16) Chaque segment de la courbe relie les points de fissuration(φ_c,M_c), plastification (φ_y,M_y) et ruine (φ_u,M_u) [Takeda 1970].

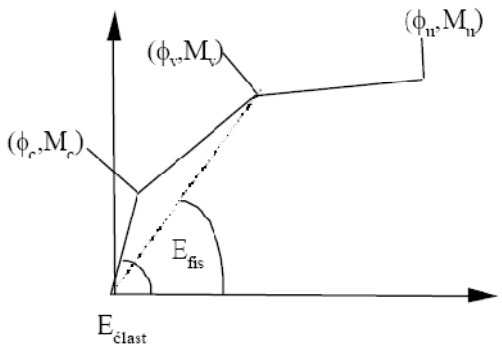


Figure 1.16 : loi moment- courbure simplifiée (source [13]

Une analyse de la section montre 3 phases principales [13] :

- la fissuration de la section après une brève phase élastique,
- la plastification des aciers,
- la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression, la rupture des aciers en traction ou leur flambement sous chargement cyclique.

1.4.5 Résistance au Cisaillement d'un Poteau Circulaire en Béton Armé

Kowalsky & Priestley (2000) donnent une formule pour déterminer la résistance au cisaillement d'un poteau circulaire en béton armé. La résistance au cisaillement est la somme des contributions de l'acier, du béton et de l'effort normal [21] :

$$V_A = V_s + V_p + V_c \tag{1.22}$$

Avec V_c : contribution du béton donnée par la formule suivante :

$$V_c = 0.8A\gamma\sqrt{f_c'} \tag{1.23}$$

La valeur de γ dépend de la ductilité demandée en flexion (ductilité en courbure mais équivalente à une ductilité en rotation) et variant de 0.29 à 0.05 (figure 1.17)

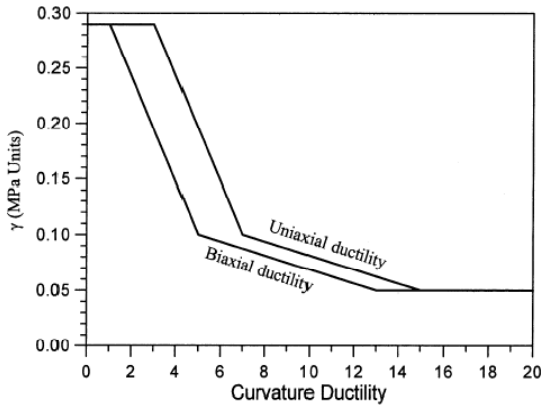


Figure 1.17 : la valeur de γ en fonction de ductilité en courbure (source [21])

V_p : la contribution de l'effort normal *P* donnée par la formule suivante :

$$V_p = P(D-c)/2L \quad \text{si } P > 0 \qquad (1.24.a)$$

$$V_p = 0 \quad \text{si } P \leq 0 \qquad (1.24.b)$$

Avec D : Diamètre de la section

c : la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure

L : la distance entre la section critique et le point d'inflexion

V_s : la contribution des aciers donnée par la formule suivante :

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{sp}}{2} f_y \frac{D'}{s}\right) \cot(\theta) \qquad (1.25)$$

Avec A_{sp} : la section d'une barre d'acier transversale.

s : espacement des cerces

f_y : limite d'élasticité des barres transversales.

D' est donné par la formule suivante :

$$D' = D - 2cov + d_{ds} \qquad (1.26)$$

Avec *cov*, d_{ds} : l'enrobage et le diamètre d'une barre d'acier transversale respectivement.

1.5 ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER)

La méthode Pushover est une technique simple et efficace pour prédire la réponse sismique. Cette méthode nous a permis de déterminer une courbe de capacité reliant les efforts tranchants à la base par le déplacement au sommet de la structure. La méthode de détermination de cette courbe est représentée dans un organigramme (figure 1.18).

D'après cet organigramme, l'analyse Pushover peut être effectuée de deux manières différentes. Soit par contrôle du déplacement ; on applique un profil de déplacements et on calcule les forces. Soit par contrôle de la force on applique des charges latérales et on calcule les déplacements. Dans le deuxième cas, la distribution de la charge latérale peut être uniforme, sous la forme d'un triangle inversé, sous la forme du premier mode de vibration de la structure.

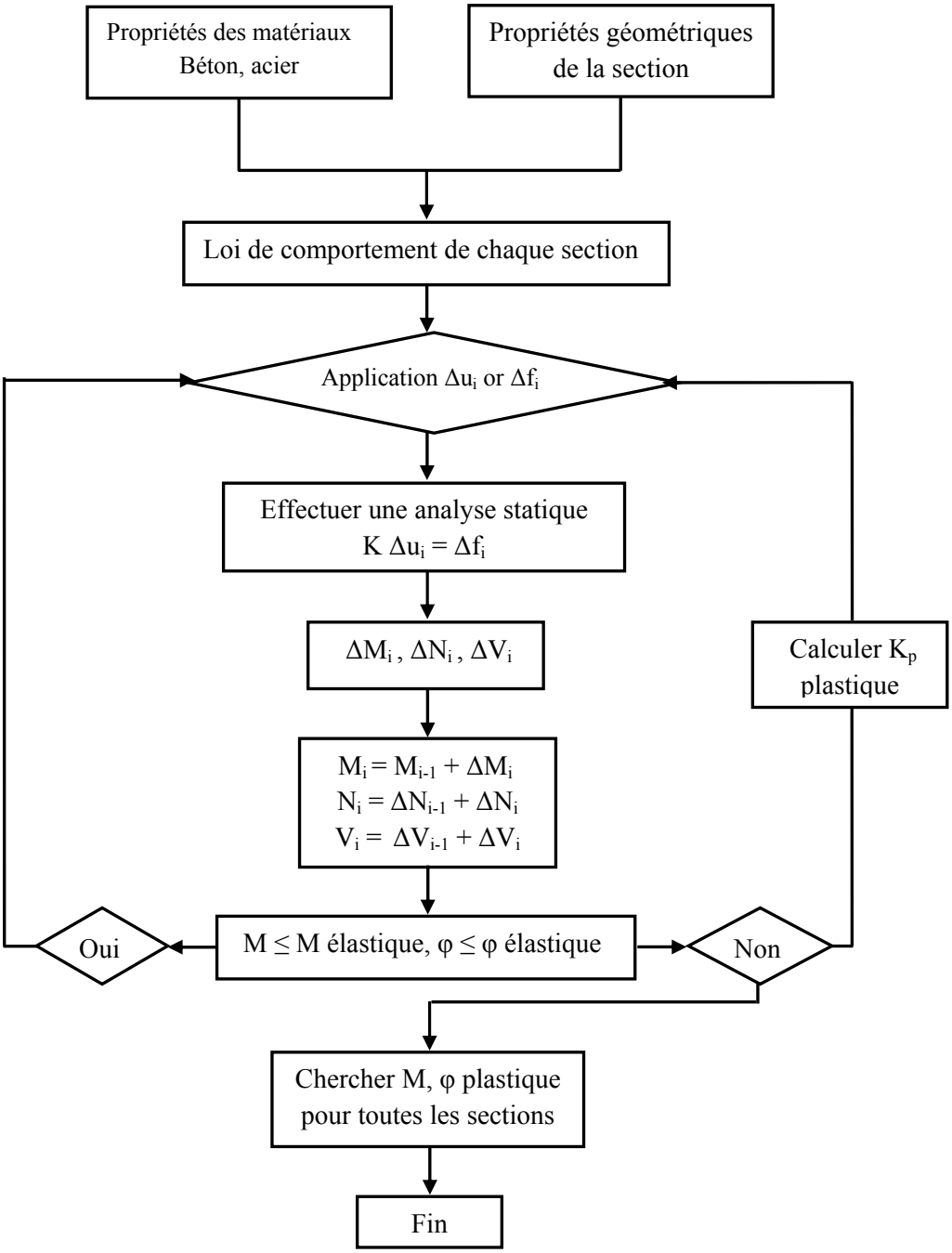


Figure 1.18 : Organigramme de la méthode statique non linéaire

1.6 APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER)

Dans ce qui suit, on va appliquer la méthode Pushover sur quelques piles de ponts les plus courants utilisés dans la conception en l'Algérie.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le programme IDARC v 6.1 (développé par et *al*, 1996) pour déterminer la courbe de capacité des piles.

1.6.1 Application 1: Pile à deux fûts

L'ouvrage objet de l'analyse statique non linéaire est un pont à poutres en béton précontrainte. Cet ouvrage d'alignement droit développe une longueur totale de 75.75 mètres. Il est constitué de trois travées de 25.25 mètres (figure 1.19). Les appuis intermédiaires sont composés d'un chevêtre qui est porté par deux fûts circulaires de diamètre 1.50m (figure1.120).

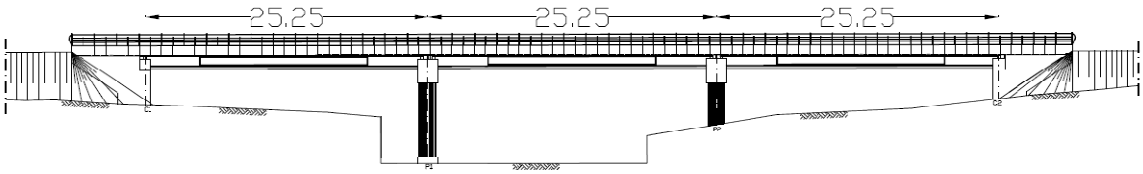


Figure 1.19 : Vue en élévation

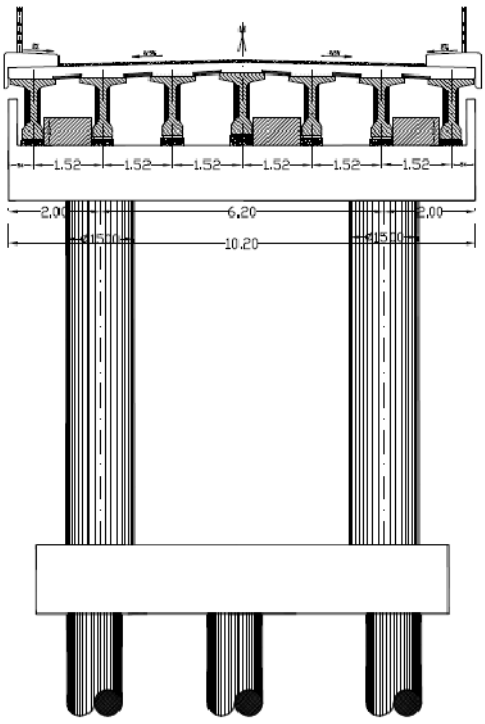


Figure 1.120 : Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile

- **Caractéristiques des matériaux**

Les tableaux 1.1 et 1.2 représentent les caractéristiques des matériaux de l'application

Tableau 1.1 : caractéristiques des aciers

f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	E_s (Mpa)	ε_s (10^{-3})	ρ_s (t/m^3)	υ
400	500	200000	100	7.8	0.3

Tableau 1.2 : caractéristiques du béton

$f_c^{'}$ (Mpa)	E_c (Mpa)	ε_u (10^{-3})	ρ_b (t/m^3)	υ
30	32300	3.5	2.5	0.2

f_y : Limite élastique de l'acier.
f_u : Limite ultime de l'acier.
E_s : Module de Young de l'acier.
ρ_s : Poids volumique de l'acier.
ε_s : Déformation ultime de l'acier.

$f_c^{'}$: Résistance à la compression du béton.
ε_u : Déformation ultime du béton.
E_u : Module de Young du béton.
ρ_b : Poids volumique du béton.
υ : Coefficient de poisson.

- **Caractéristiques géométriques**

On présente au tableau 1.3 les principales caractéristques des appuis.

Tableau 1.3 : caractéristiques géométriques du chevêtre et des fûts

Elément	b (m)	h (m)	d (m)	A (m^2)	I (m^4)
Chevêtre	1.80	1.20	/	2.16	0.2592
fûts	/	/	1.50	1.76	

La courbe de capacité est ulistrée dans la figure (1.21)

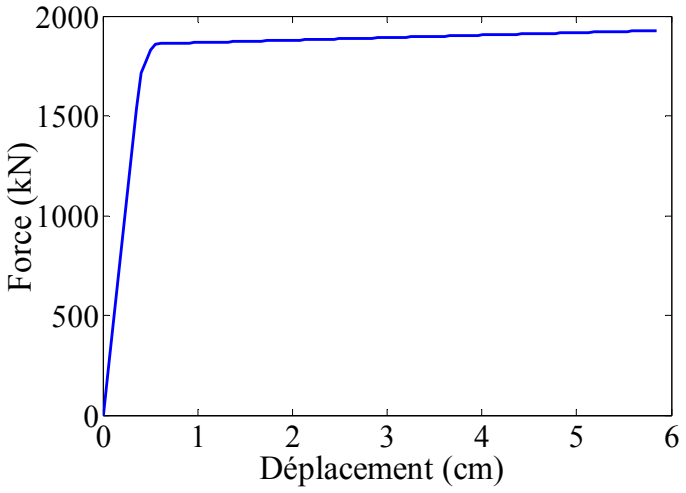


Figure 1.21 : Courbe de capacité d'une pilé à deux fûts

1.6.2 Application 2: Pile à trois fûts

Il s'agit toujours d'un pont en béton précontraint. La longueur totale est de 181.5 mètres avec cinq travées de 33.50 mètres (figure 1.22). Le chevêtre est porté par trois fûts circulaires de diamètre 1.20m (figure1.23).

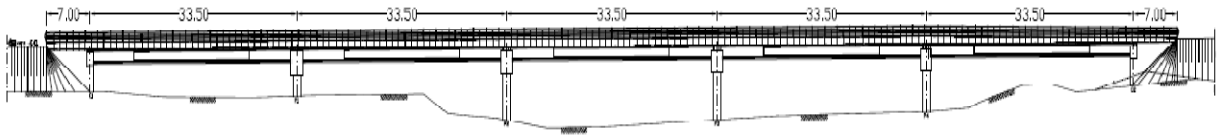


Figure 1.22 : Vue en élévation

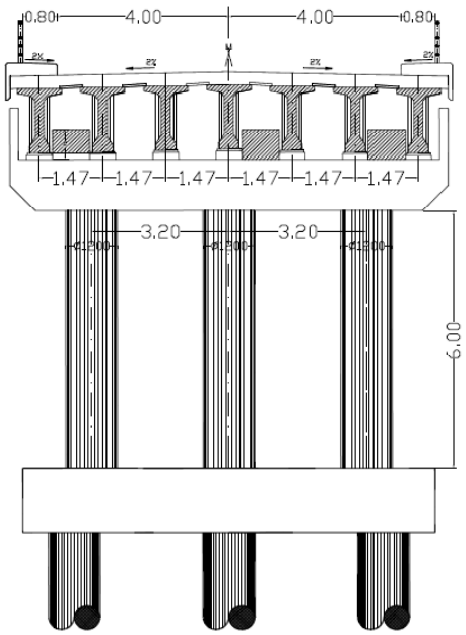


Figure 1.23 : Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile

Pour l'application, les caractéristiques des matériaux (Tableaux 1.4, 1.5) et celles géométriques (Tableau 1.6) sont les suivantes :

Tableau 1.4 : caractéristiques des aciers

f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	E_s (Mpa)	ε_s (10^{-3})	ρ_s (t/m^3)	υ
400	500	200000	100	7.8	0.3

Tableau 1.5 : caractéristiques du béton

$f_c^{'}$ (Mpa)	E_c (Mpa)	ε_u (10^{-3})	ρ_b (t/m^3)	υ
30	32300	3.5	2.5	0.2

Tableau 1.6 : caractéristiques géométriques du chevêtre et des fûts

Elément	b (m)	h (m)	d (m)	A (m^2)	I (m^4)
Chevêtre	1.80	1.20	/	2.16	0.2592
fûts	/	/	1.20	1.13	

La courbe de capacité ulistrée à la figure (1.24)

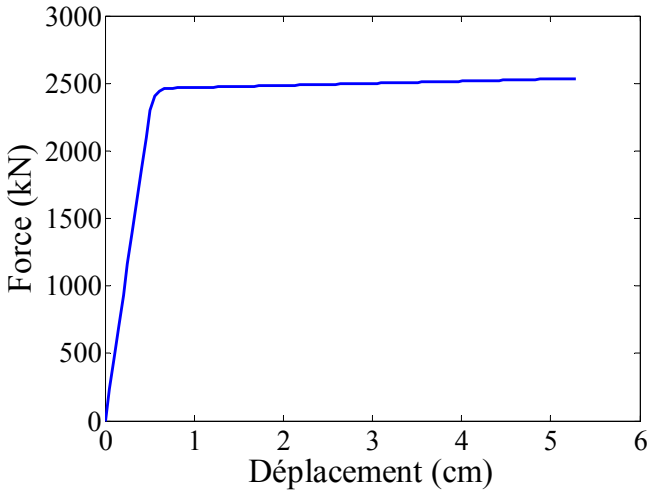


Figure 1.24 : Courbe de capacité d'une pile à trois fûts

1.6.3 Application 3: Pile à quatre fûts

Pour l'application : L_{tot} : 177.5m, l=13m (figure 1.25), n= 5 travées de 32.50 m, chevêtre : 4 fûts ϕ=1.2m (figure 1.26)

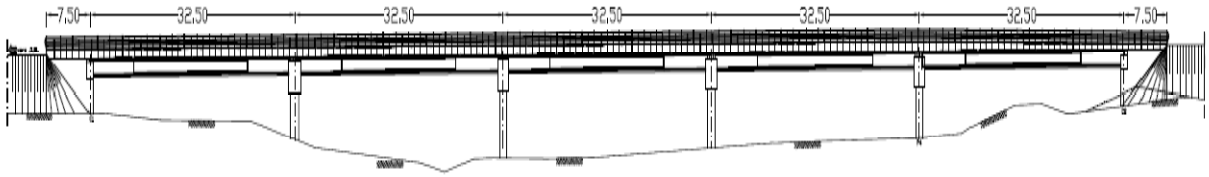


Figure 1.25 : Vue en élévation

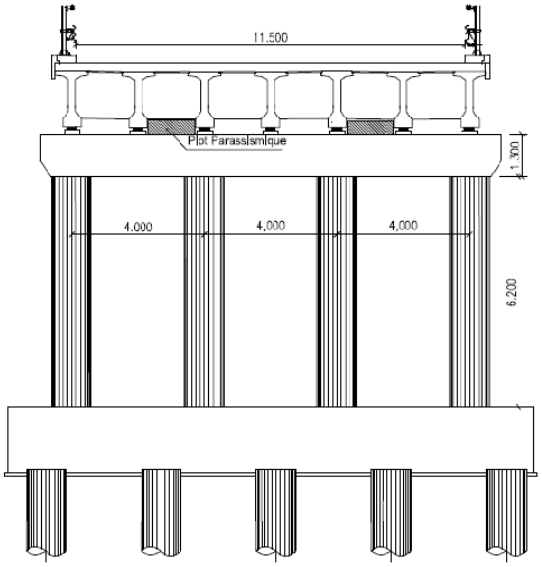


Figure 1.26 : Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile

- **Caractéristiques des matériaux**

Tableaux 1.7 et 1.8 représentent les caractéristiques des matériaux de l'application 3

Tableau 1.7 : caractéristiques des aciers

f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	E_s (Mpa)	ε_s (10^{-3})	ρ_s (t/m^3)	υ
400	500	200000	100	7.8	0.3

Tableau 1.8 : caractéristiques du béton

$f_c^{'}$ (Mpa)	E_c (Mpa)	ε_u (10^{-3})	ρ_b (t/m^3)	υ
30	32300	3.5	2.5	0.2

- **Caractéristique géométrique**

Tableau 1.9 : caractéristiques géométriques du chevêtre et des fûts

Elément	b (m)	h (m)	d (m)	A (m^2)	I (m^4)
Chevêtre	1.80	1.20	/	2.16	0.2592
fûts	/	/	1.20	1.13	

La courbe de capacité ulistrée à la figure (1.27)

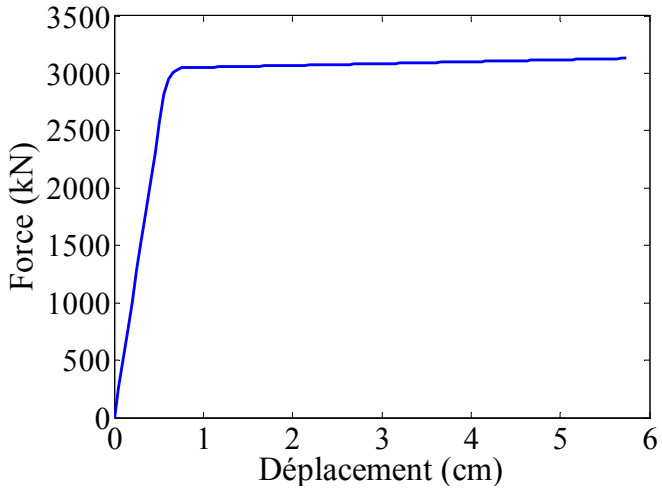


Figure 1.27 : Courbe de capacité d'une pilé à quatre fûts

1.6.4 Commentaires et observations

Les courbes de capacités présentées dans les figures 1.21, 1.24 et 1.27 illustrent le comportement proche de celui réel des piles de ponts. Ces courbes sont caractérisées d'abord par une partie élastique correspondant à la fissuration du béton jusqu'à la limite désignée par le premier point de plastification des aciers pour décrire le comportement plastique de la structure.

Les courbes du comportement statique non linéaire donnent une image très claire sur la dégradation de la rigidité latérale des piles due l'apparition des rotules plastiques après, ce qui entraine une redistribution des efforts internes.

D'après l'analyse statique non linéaire des piles de ponts étudiées suivant le sens transversal, la ruine se fait par flexion : la rigidité latérale et les caractéristiques géométriques ainsi que le pourcentage d'acier jouent un rôle très important dans le mécanisme de rupture des piles de ponts, l'endommagement et le coût de réparation de l'ouvrage après le tremblement de terre.

La manière efficace de résister aux efforts alternés dus aux séismes est de choisir des zones spécifiques dans les éléments de la pile (fût pour le cas d'analyse) qui vont dissiper l'énergie. Ces zones doivent avoir une ductilité pour pouvoir subir de grands endommagements sans perte de résistance.

1.7 CONCLUSION

Ce chapitre a présenté en revue les principales causes des endommagements des ponts. Après la description des désordres observés sous l'effet des sollicitations sismiques, on peut conclure que les piles de ponts sont les plus vulnérables au séisme par rapport à la superstructure qui reste dans le domaine élastique. L'analyse a montré aussi deux modes de rupture des piles de ponts par flexion ou par cisaillement.

Dans le cadre de cette étude, l'attention est principalement portée sur la détermination de la courbe de capacité des piles de ponts et la réponse non linéaire de la structure aux sollicitations sismiques. Il a été constaté qu'une structure a un comportement non linéaire (comportement au-delà du domaine élastique), dissipe beaucoup d'énergie par hystérésis et en absorbe peu d'énergie comparativement à celle dans le domaine élastique.

On a analysé aussi, dans ce chapitre la courbe de capacité reliant le déplacement au sommet aux efforts tranchants à la base : le comportement non linéaire des piles de ponts dépend du comportement non linéaire des matériaux (béton et acier).

CHAPITRE 2

CONCEPTION SISMIQUE BASEE SUR LA PERFORMANCE

Chapitre 2

Conception Sismique Basée Sur la Performance

2.1 INTRODUCTION

Les critères de conception sismique pour les ponts routiers ont été améliorés et avancés en se basant sur les résultats des recherches et des enseignements tirés des séismes passés. Aux Etats-Unis, avant le tremblement de terre de 1971 de San Fernando, la conception sismique des ponts routiers a été partiellement basée sur l'application des forces latérales estimées alors de 2 à 6% des charges permanentes.

Après les tremblements de terre de Loma Prieta 1989 et de Northrideg 1994, les chercheurs de génie parasismique aux USA ont commencé le développement de procédures de la conception structurale en réduisant les pertes liées aux dommages des séismes. Cette tendance moderne est appelée la Conception Sismique Basée sur la Performance (Performance Based Seismic Design, PBSD).

Dans ce chapitre, on va présenter des notions théoriques sur la PBSD et les méthodes de calcul de la performance sismique des ponts et par la suite on applique ces méthodes pour déterminer la performance de quelque ponts.

2.2 CONCEPTION SISMIQUE BASEE SUR LA PERFORMANCE

La PBSD est basée sur une approche claire que le niveau de performance de l'ouvrage peut être prévu et évaluée par l'ingénieur pour prendre des décisions intelligentes dans la conception de l'ouvrage.

2.2.1 Méthode de conception parasismique basée sur la performance

La figure 2.1 illustre le processus de la méthode de conception parasismique basée sur la performance, il inclut une évaluation itérative, commençant par le choix de niveau de performance approprié. La deuxième étape consiste à développer une ou plusieurs conceptions préliminaires pour atteindre ces objectifs. Cependant, l'objectif d'un niveau de performance est de définir un état de dommages de la structure pour un séisme de conception donné. Après la conception sismique, on doit calculer la capacité de la structure à dissiper de l'énergie (la courbe Pushover), et la demande de l'énergie à dissiper (le spectre de réponse). Ainsi on détermine le point de performance pour identifier le niveau de performance obtenu, Si ce niveau ne satisfait pas les conditions de départ, on doit modifier la conception sismique jusqu'à l'atteinte du niveau de performance choisi à priori [20].

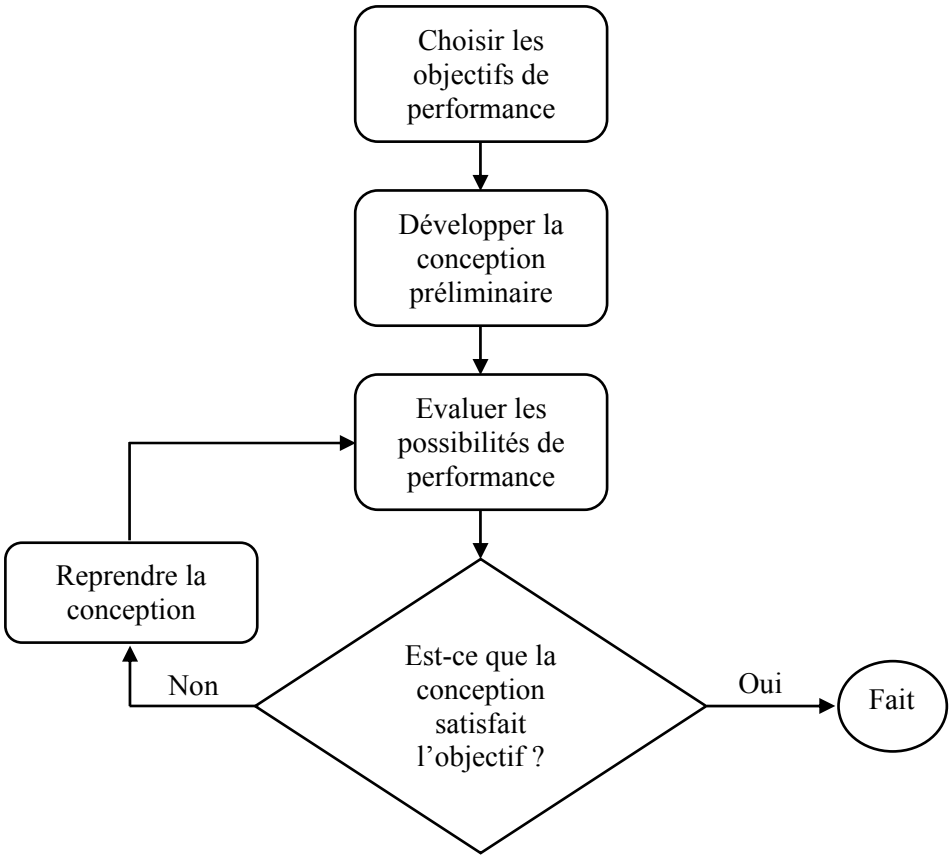


Figure 2.1 : Processus du PBSD (Source [20])

2.2.1.1 Choix du niveau de performance

L'objectif de la performance est basé sur les conditions de l'évaluation sismique et la réparation où renforcement des piles de ponts en béton armé. Cet objectif a deux parts : un état de dommage et un niveau de risque sismique [19]. La performance sismique est décrite en indiquant l'état maximal de dommage (niveau des performances) pour un risque sismique identifié. Le niveau de performance pour un pont pendant le tremblement de terre est mesuré par la nature et l'ampleur des pertes potentielles.

Pour l'évaluation de la sécurité de l'ouvrage on considère trois états limites : l'Etat Limite de Service (ELS), Etat Limite de contrôle de Dommage (ELD) et l'Etat Limite Ultime (ELU) qui sont caractérisés comme défini ci-dessous (Pritestley, Seible et Clvi, 1996).

- ELS : le pont peut être utilisé dès la fin du tremblement de terre, il n'y a pas, ou peu, de déformations ductiles, la fissuration reste limitée (réparation possible par injection de résine époxy) et l'ouvrage n'a quasiment pas besoin de réparations. Pour les ouvrages de première importance on définit l'ELS pour l'état dans lequel le pont permet d'acheminer les secours dans les heures ou les jours qui suivent.
- ELD : au-delà de cet état les réparations sont impossibles ou économiquement non rentables.
- ELU : au-delà de cet état l'ouvrage s'effondre.

Le FEMA 356 donne également trois niveaux de sécurité pour l'évaluation des ouvrages d'art : Occupation immédiate, Sécurité des personnes et prévention de l'effondrement.

2.2.1.2 Conception préliminaire

La conception préliminaire d'un pont se fait par la définition de tous les dispositifs significatifs pour atteindre le niveau de performance prédéterminé à sa future performance sismique probable. Ceci inclut les caractéristiques du chantier, la configuration du terrain, les matériaux de construction, les systèmes structuraux des types composantes et des systèmes non structuraux qui doivent être installés dans le pont comme les appareils d'appuis.

2.2.1.3 Evaluation de la performance

Plusieurs méthodologies ont été proposées pour évaluer la performance, une évaluation déterministe est proposée et existe dans différents codes tels que l'ATC40 et FEMA 273, Une autre approche, telle que le projet de l'ATC58 préfère employer une évaluation probabiliste.

L'ATC40 et les FEMA273 prévoient la stratégie de l'évaluation comme illustré sur le schéma 2.2, basée d'une part sur la caractérisation de la courbe de capacité de l'ouvrage et la détermination de la demande sismique et d'autre part, sur un processus de la vérification de la performance qui est fixé en préalable par le propriétaire conjointement avec l'ingénieur dans la première étape du projet. Cette stratégie se détermine selon l'ATC40 sous le nom méthode du spectre de capacité (CSM : Capacity spectrum Method).

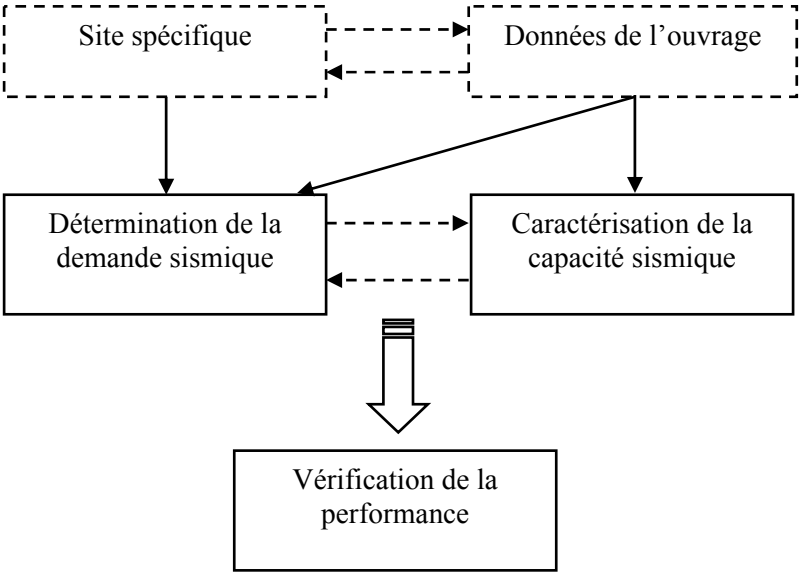


Figure 2.2 : Stratégie pour l'acceptation de la performance (Source [2])

2.2.1.4 Méthode du spectre de capacité (CSM)

La méthode de spectre de capacité (CSM) compare la capacité d'un ouvrage à résister aux forces latérales aux demandes de spectres de réponse des séismes dans une présentation graphique, qui permet une évaluation visuelle du comportement de la structure vis-à-vis au séisme.

La méthode du spectre de capacité (CSM) consiste à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse), et ceci pour déterminer le point de performance.

Dans l'ATC40, on distingue trois procédures différentes pour déterminer le point de performance. Toutes ces méthodes sont basées sur les mêmes principes, mais elles sont différentes dans l'exécution. Les procédures A et B sont des méthodes analytiques et favorables à l'exécution sur ordinateur, par contre la procédure C est graphique et plus adaptée à l'analyse manuelle. La procédure A est suggérée dans notre études car elle demande de l'utilisateur des applications simples et directes.

Cette procédure consiste à superposer le spectre de réponse élastique avec un amortissement ξ =5% sous format ADRS (Pseudo-Accélération, déplacement spectrale) avec la courbe de capacité sous le même format. La question qui se pose est maintenant comment déterminer le spectre élastique pour un système à comportement non linéaire ?

2.2.2 Système linéaire équivalent

La réponse sismique des systèmes inélastiques peut être estimé par des méthodes d'analyses approximatives dans lesquelles le système non-linéaire est remplacé par un système linéaire équivalent [2].

On considère que le système à un seul degré de liberté est inélastique avec la relation bilinéaire (force-déplacement) en état initial, la rigidité de la branche élastique k reste invariable sur l'ensemble de la réponse et αk représente la dégradation de rigidité (figure 2.3).

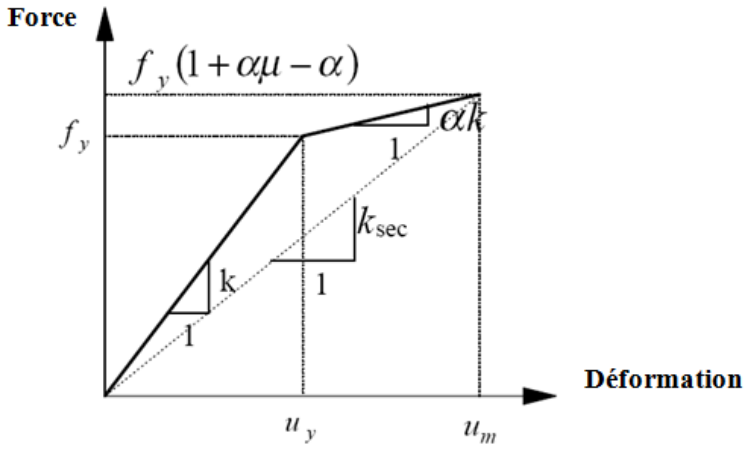


Figure 2.3 : Relation force-déformation pour un système à 1DDL (Source [2])

Avec u_y : Déplacement élastique.

u_m : Déplacement ultime.

$\mu = u_y / u_m$: Ductilité

La période fondamentale de vibration pour le système linéaire équivalent est donnée par la formule suivante :

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha\mu-\alpha}} \qquad (2.1)$$

T_n la période lorsque ($u \leq u_y$)

Le calcul de l'amortissement visqueux équivalent est basé sur l'égalité entre l'énergie dissipée par le système inélastique et le système linéaire équivalent (figure 2.4).

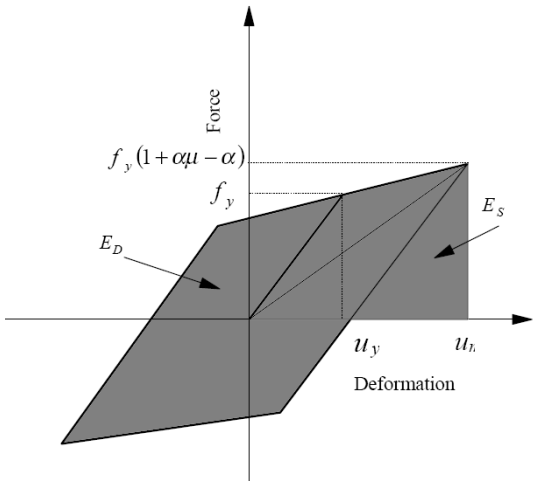


Figure 2.4 : Energie dissipée par un système inélastique et le système linéaire équivalent (Source [2])

L'amortissement visqueux total du système linéaire équivalent est donné par la formule suivante :

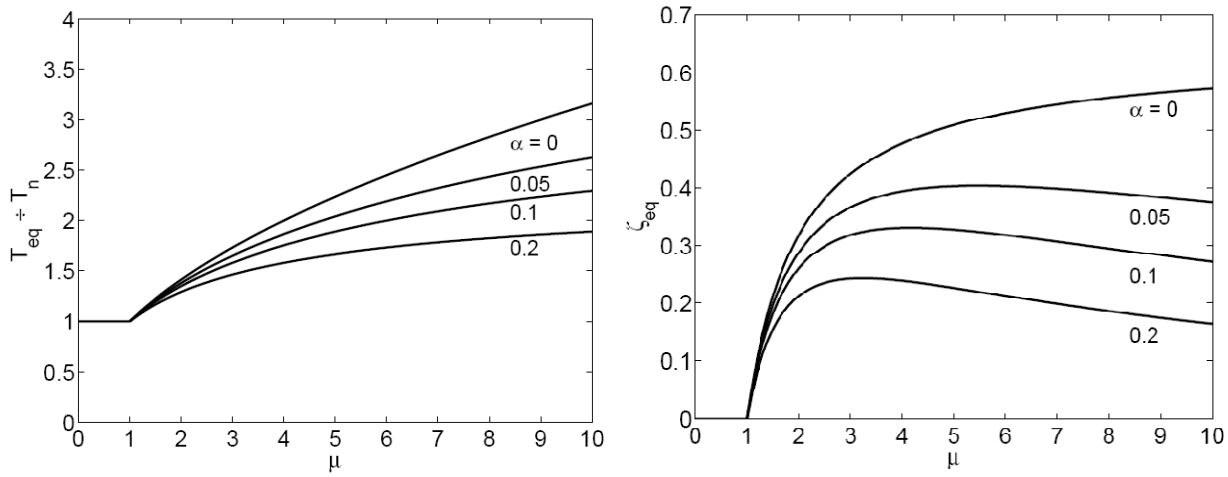
$$\hat{\xi}_{eq} = \xi + \xi_{eq} \tag{2.2}$$

Le terme ξ représente le pourcentage d'amortissement visqueux pour le système élastique bilinéaire ($u \leq u_y$). Le terme ξ_{eq} se calcul à partir de la relation suivante :

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_S} \tag{2.3}$$

$$\xi_{eq} = \frac{2}{\pi}\frac{(\mu-1)(1-\alpha)}{\mu(1+\alpha\mu-\alpha)} \tag{2.4}$$

La variation de ξ_{eq} et (T_{eq}/T_n) en fonction de μ et α sont représentées dans la figure (2.5)



(a) (b)

Figure 2.4 : (a) variation de la période, (b) variation de l'amortissement pour le système linéaire équivalent (Source [2])

Dans l'ATC40 l'amortissement par hystérésis peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent, estimé par [19]:

$$\hat{\xi}_{eq} = \xi + \kappa\xi_{eq} \tag{2.5}$$

Là où ξ_{eq} est l'amortissement par hystérésis (sa valeur n'excède pas 45%) et ξ est l'amortissement visqueux assumé 5% inhérent à l'ouvrage. K est un facteur de modification pour expliquer le point auquel l'hystérésis réelle du pont est bien représentée par le comportement bilinéaire du spectre de capacité (figure 2.5)

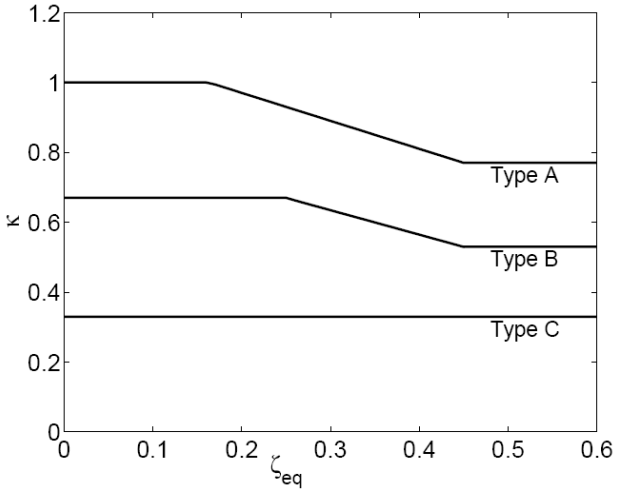


Figure 2.5 : Variation du facteur de modification en fonction de l'amortissement (Source [2])

Le facteur de modification de l'amortissement κ dépend du comportement par hystérésis du système, caractérisé par l'un des trois types : type A dénote le comportement par hystérésis stable, le type C représente les boucles sévèrement pincées et/ ou dégradées et le type B représente l'état intermédiaire entre les deux types A et C [2].

Les étapes de la procédure A sont les suivantes [2] :

1- Tracer le spectre de réponse élastique avec un amortissement ξ = 5% et la courbe de capacité (A-D) sous la forme ADRS.
2- Estimer le déplacement de demande maximale D_i (l'intersection de la demande avec la capacité) et pseudo-accélération correspondant A_i.
3- Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité ADRS en respectant le principe d'égalité d'énergie. La pente de permier segment est égale à la rigidité élastique, le segment de la partie post élastique passe par le point déjà sélectionné (D_i,A_i).
4- Calculer la ductilité

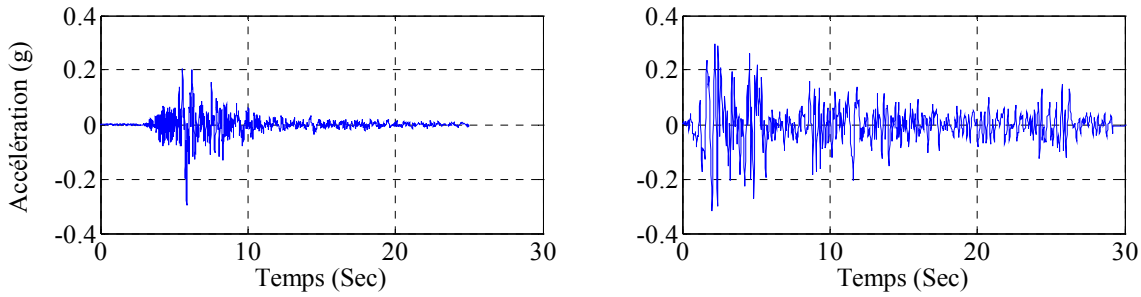
$$\mu = \frac{D_i}{u_y} \tag{4.6}$$

5- Calculer le pourcentage d'amortissement équivalent $\hat{\xi}_{eq}$ en utilisant l'équation 2.5.

6- Tracer le diagramme de demande pour l'amortissement $\hat{\xi}_{eq}$ calculé dans l'étape 5 et relire le déplacement D_i (l'intersection avec le spectre de capacité).
Contrôler la convergence, si $\frac{D_j - D_i}{D_j} \leq 0.05$ donc le séisme induit la demande de déplacement $D=D_j$, sinon $D_i=D_j$ et répéter les étapes de 3 à 7.

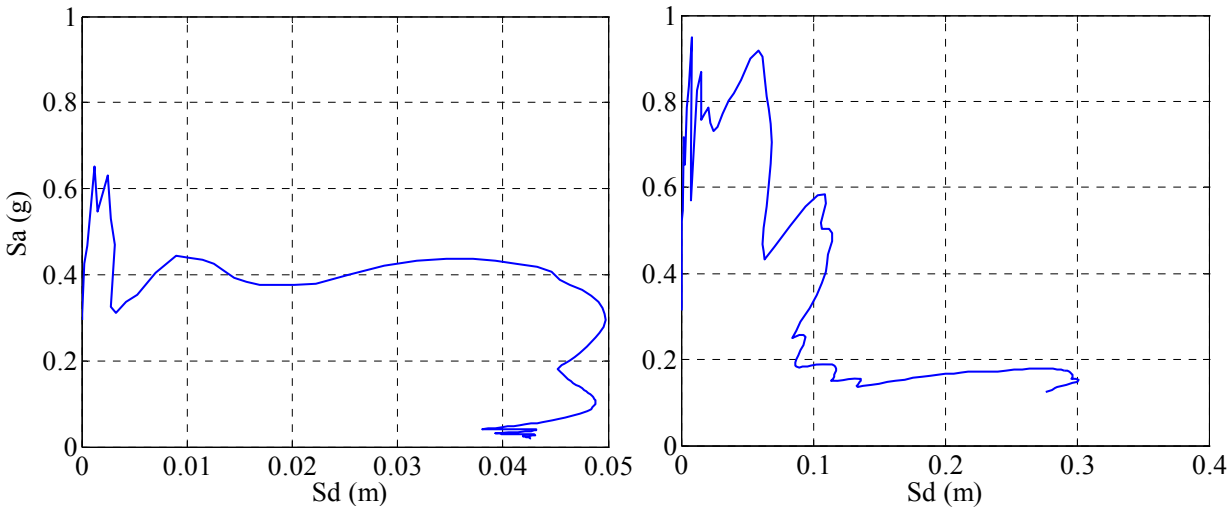
2.3 DETERMINATION DE POINT DE PERFORMANCE

Dans ce paragraphe, on va appliquer la procédure A de l'ATC40 définie précédemment pour déterminer le point de performance des piles des ponts présentées dans le chapitre précédant (chapitre1). Pour ce là, on a modifié un programme par Matlab (LEBLOUBA, 2009) pour l'adapter aux cas étudies.



(a) (b)

Figure 2.6 : Accélérogramme des séismes : (a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940



(a) (b)

Figure 2.7 : Spectre de demande (ξ=5%) en format ADRS de séisme :
(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940

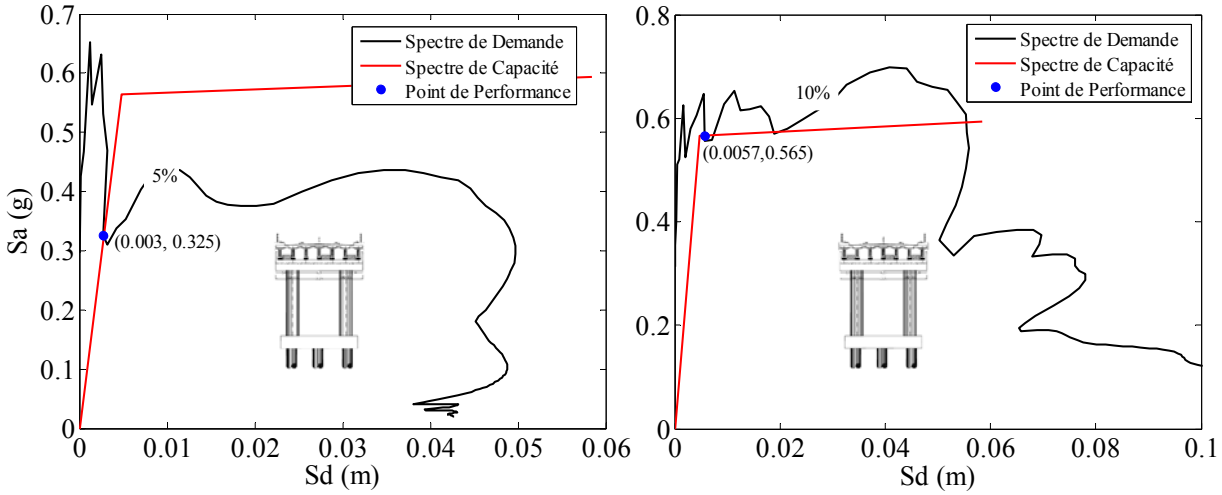


Figure 2.8 : Evaluation du point de performance pour le séisme :

(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940

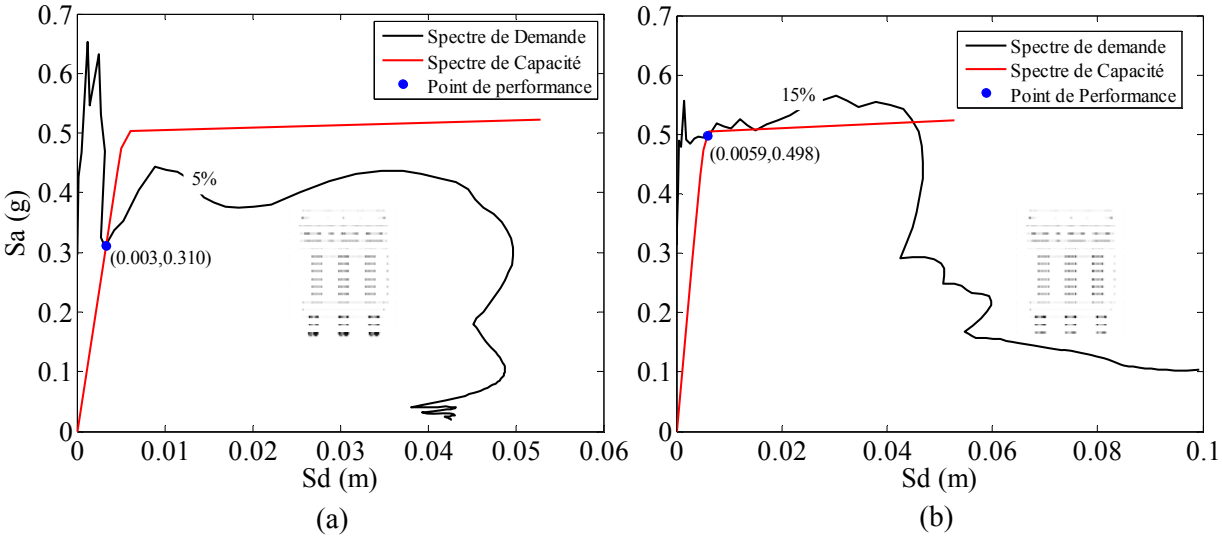
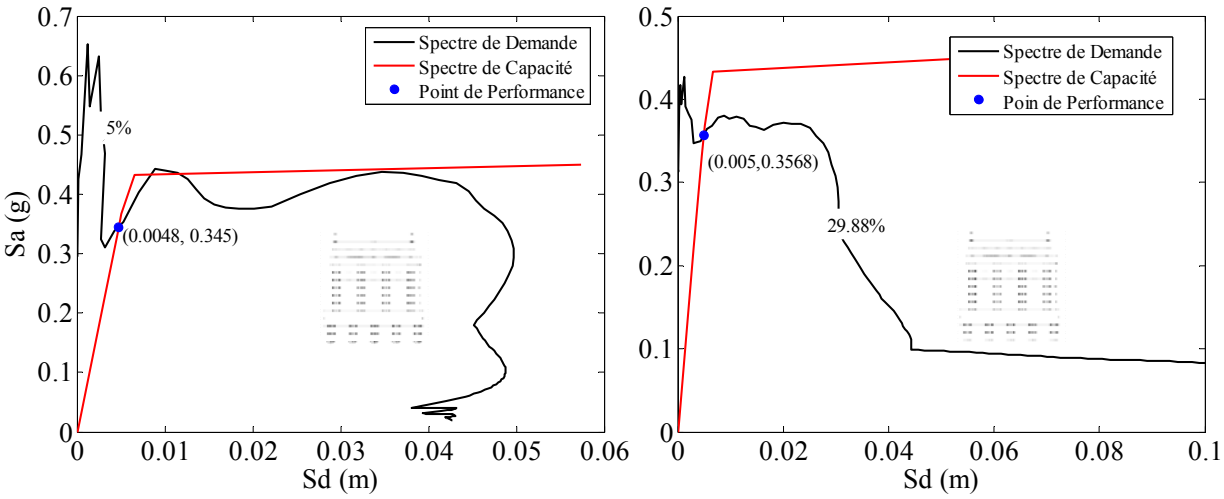


Figure 2.9: Evaluation du point de performance pour le séisme :

(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940



(a) (b)

Figure 2.10 : Evaluation du point de performance pour le séisme :

(a) Boumerdes 2003, (b) El-Centro 1940

2.4 COMMENTAIRES ET OBSERVATIONS

La méthode CSM à donné le point de performance pour les trois piles de ponts étudées. Ce point estime le déplacement maximum ainsi que l'effort tranchant à la base et décrit l'état d'endommagement pour les deux séismes.

A partir de ces figures on peut dire que le point de performance des piles de ponts est lié aux sollicitations sismiques lorsqu'on fait une comparaison entre les deux séismes la rigidité des piles montre que les demandes sismiques des piles de ponts a des rigidités élevés sont moins importante que celles des piles à des rigidités faibles.

CHAPITRE 3

ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PILES DE PONTS EN BETON ARME SANS ISOLATION SISMIQUE

Chapitre 3

Analyse Dynamique Non Linéaire des Piles de Ponts en Béton Arme Sans Isolation Sismique

3.1 INTRODUCTION

La réponse d'un ouvrage soumis aux charges latérales (séisme et/ou le vent) résulte d'une forte interaction entre les effets non-linéaires de « matériaux » (comportement du béton et de l'acier), les effets «structures » (géométrie, répartition des masses et des raideurs, liaisons) et les effets d'environnement (interaction sol-structure). Une bonne description de ces phénomènes est un passage obligé si l'on veut représenter les variations de raideurs de la structure et avoir accès au comportement jusqu'à la ruine.

Le but de ce chapitre est de présenter le modèle mathématique simplifié pour déterminer le comportement non linéaire des piles de ponts sans isolations sismique dans le sens transversal.

3.2 LES MODELES HYSTERETIQUES

3.2.1 Modèle élasto-plastique

Le modèle élasto-plastique est le modèle de base, il est par conséquent très rudimentaire. Sa simplicité est la principale raison de son utilisation. Il est décrit avec seulement trois paramètres (figure 3.1) la rigidité avant plastification ***K***, le déplacement de plastification $\mathbf{x_e}$ et la rigidité après plastification ***rK***.

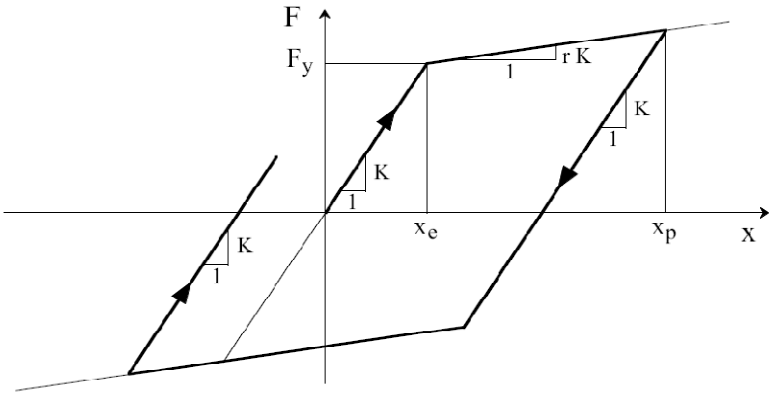


Figure 3.1 : modèle élasto-plastique (source 12)

3.2.2 Modèle γ

Le modèle γ a été développé à partir du modèle précédent et ceci essentiellement pour simuler le comportement d'éléments en béton armé. Il se caractérise aussi par sa simplicité. Son développement s'est basé sur l'observation que les courbes de recharge ont tendance à se couper au même point. Par rapport au modèle élasto-plastique, le paramètre γ a été rajouté pour les courbes de recharge (figure 3.2), paramètre qui est à déterminer empiriquement. Comme le modèle élasto-plastique, la diminution de la rigidité suite à l'endommagement du matériau n'est pas incluse dans le modèle.

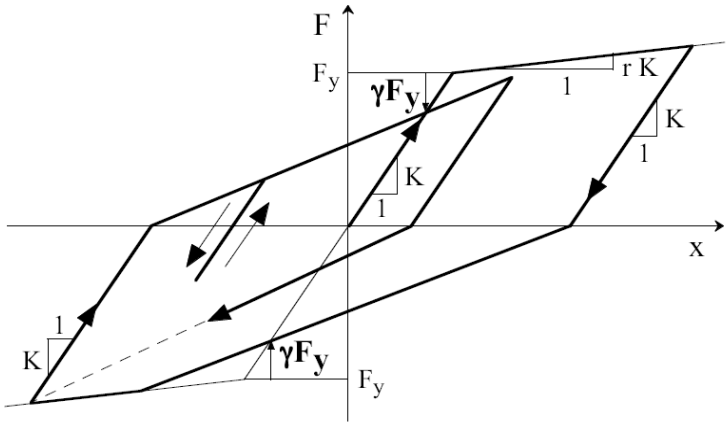


Figure 3.2 : modèle γ (source 12)

3.2.3 Modèle Takeda

Ce modèle est particulièrement complexe mais a pour avantage de disposer de toutes les caractéristiques nécessaires à la reproduction du comportement du béton armé. Il est le fruit de beaucoup de développements dont le modèle initial fut réalisé par Takeda, Sozen et Nielsen. Pour pallier au défaut du modèle élasto-plastique en ce qui concerne les courbes de recharge, celles-ci sont reproduites à l'aide du paramètre β (figure 3.3). L'énorme avantage de ce modèle, c'est que la dégradation de la rigidité provenant de l'endommagement progressif est considérée par l'intermédiaire du paramètre α, compris entre 0 et 1. Ce paramètre α définit la rigidité de décharge K par l'intermédiaire de la ductilité, qui le rapport entre x_p et x_e, et par la rigidité initiale K_0.

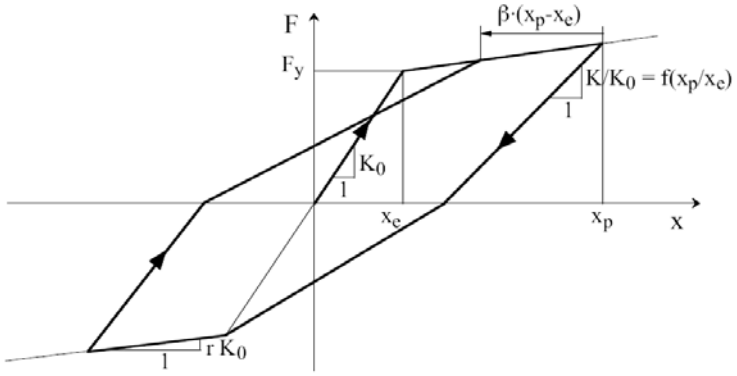


Figure 3.3 : modèle Takeda (source 12)

3.3.4 Modèle Q

Le modèle Q est une simplification du modèle Takeda. La définition du modèle Q est réalisée par l'intermédiaire de quatre paramètres. Par rapport au modèle Takeda, seul le paramètre β disparaît car il est admis égal à zéro (figure 3.4).

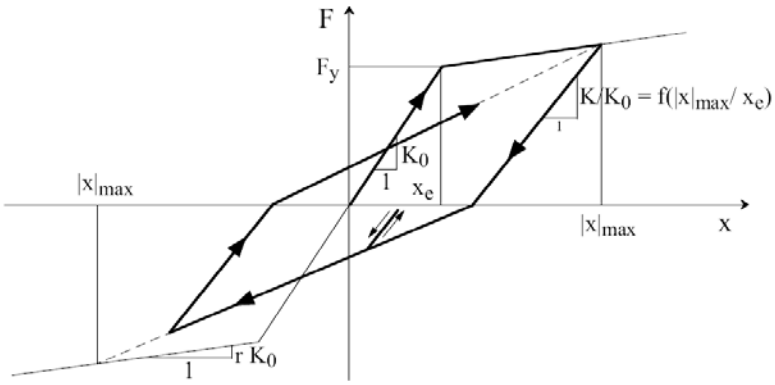


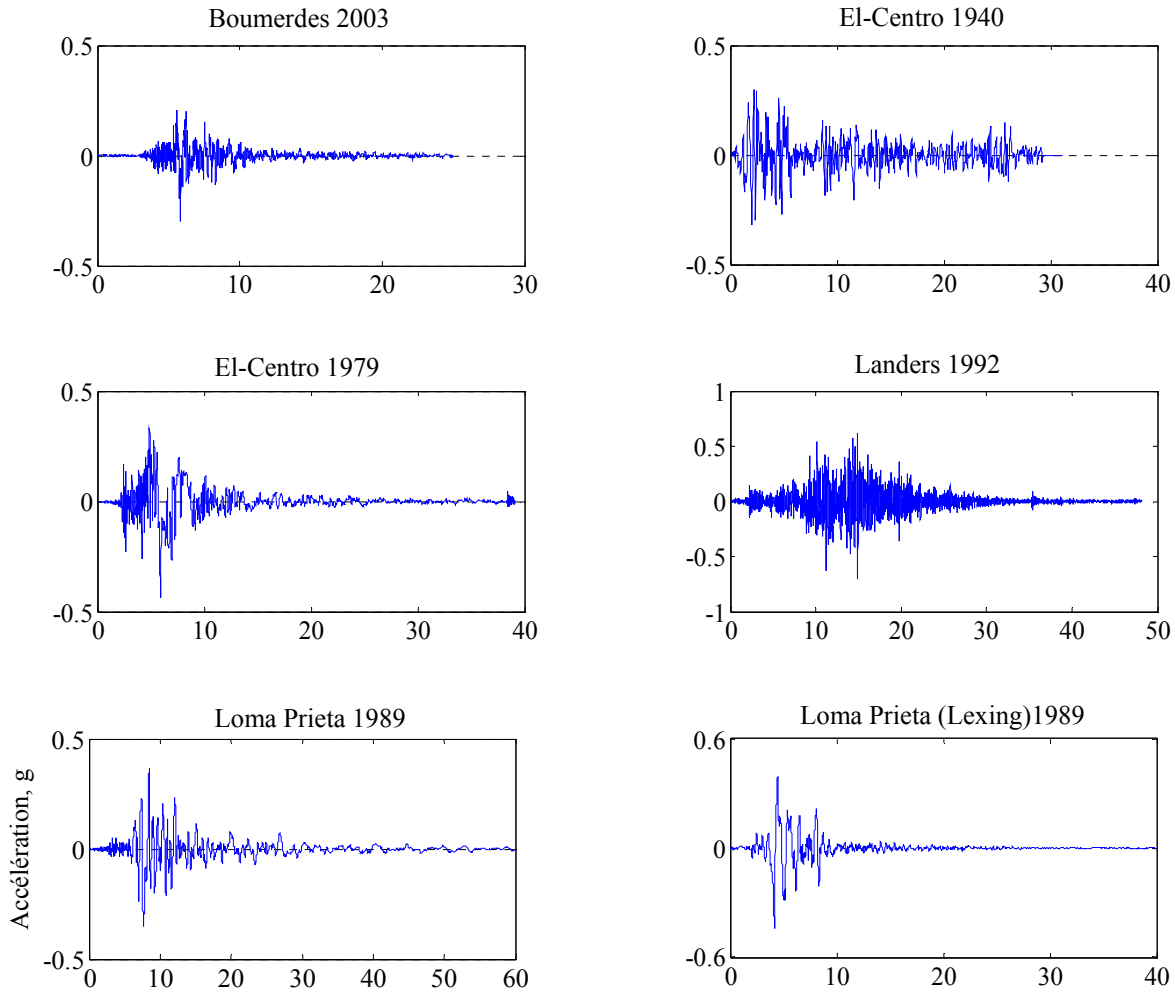
Figure 3.4 : modèle Q (source 12)

3.3 ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE

Plusieurs programme sont adapté pour l'analyse dynamique non linéaire des piles des ponts on béton armé. Ils permettent d'effectuer les étapes de modélisation numérique.

Le programme utilisé pour l'analyse dynamique non linéaire est le programme des piles des ponts définissent dans le premier chapitre est IDRAC v6.1 (Valles et *al*, 1996). Pour cela, on choisit le modèle élasto-plastique pour modélise le comportement hystérétique de ces piles des ponts et on suppose que le déplacement entre le tablier et les piles est nul.

Les accélérogrammes utilisées dans l'analyse des ces piles sont illustrées dans la figure 3.4.



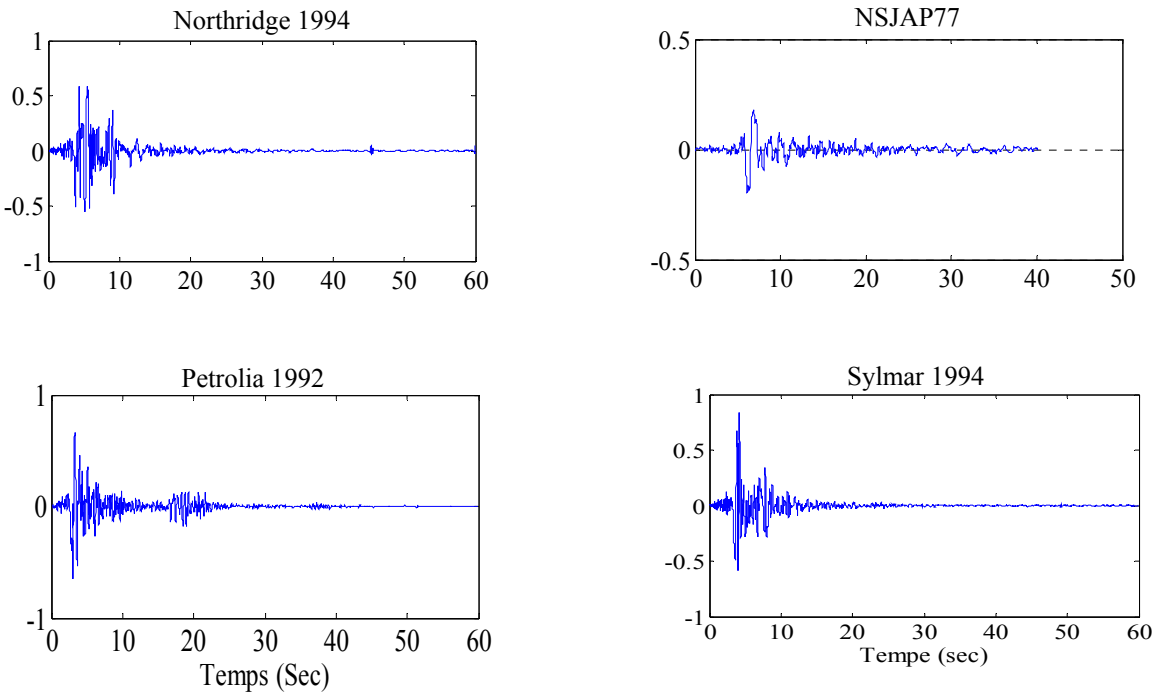
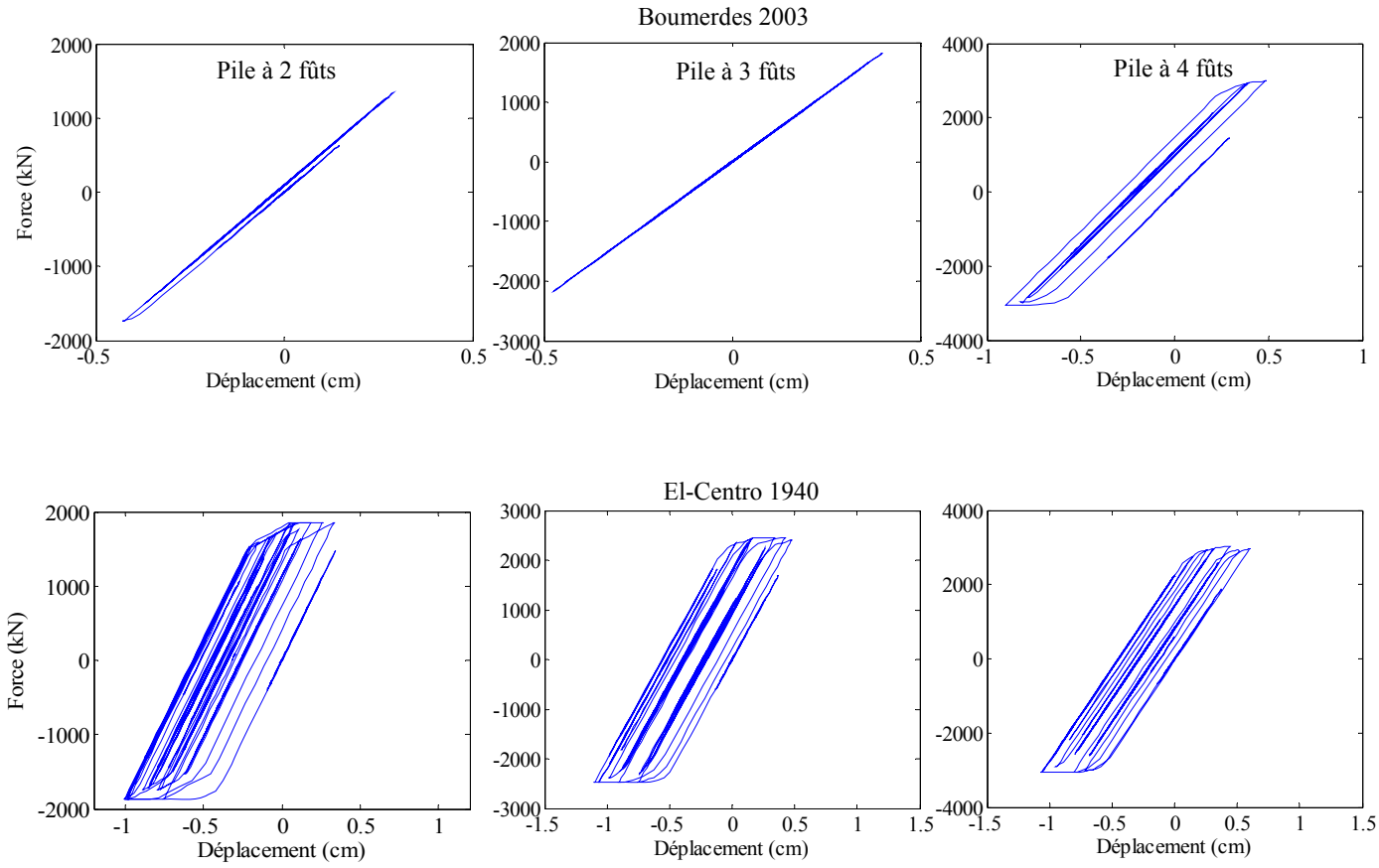
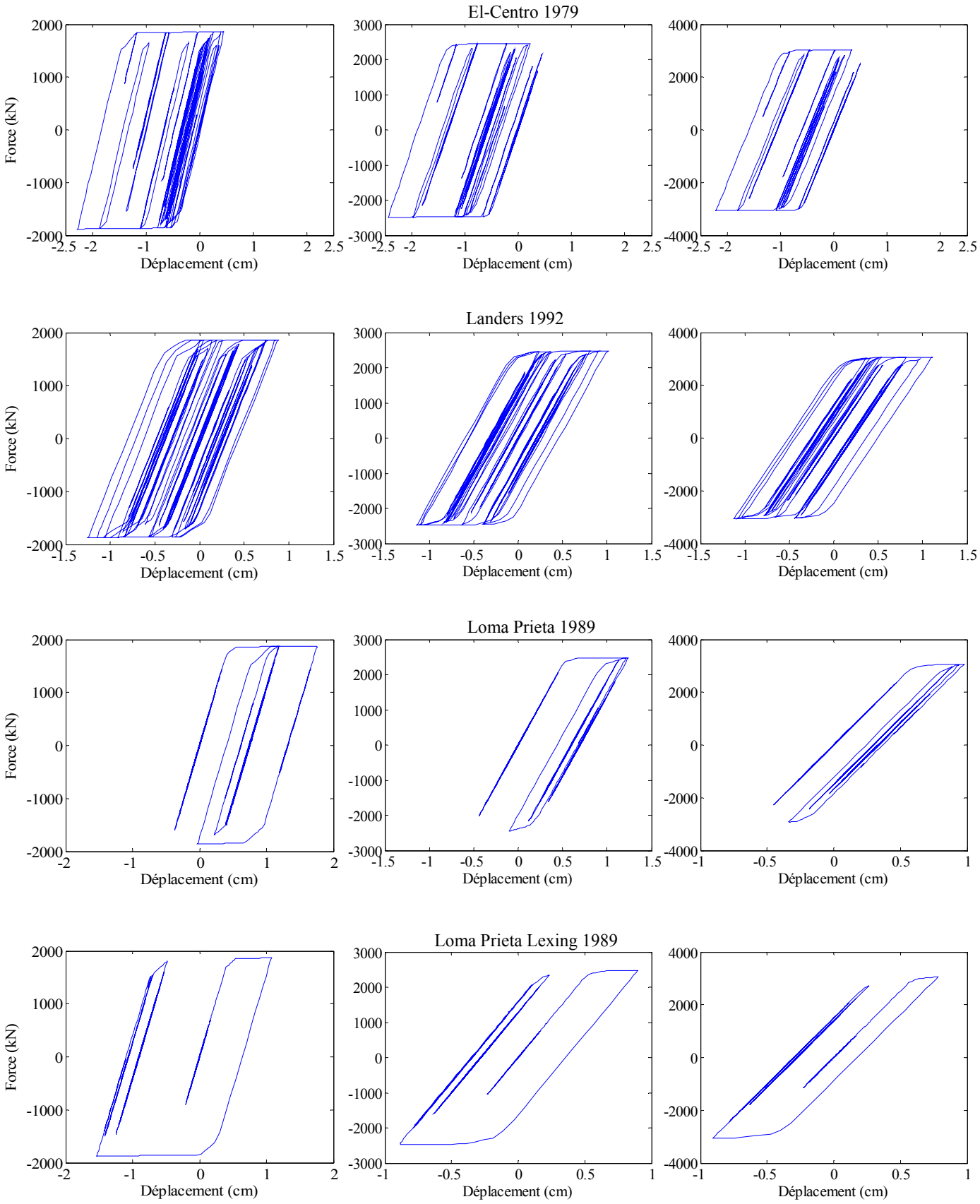


Figure 3.4 : Accélérogramme utilisé dans l'analyse dynamique des piles

La figure 3.5 représente le comportement hystérétique des plies des ponts dans le sens transversal.




El-Centro 1979
Landers 1992
Loma Prieta 1989
Loma Prieta Lexing 1989
Force (kN)
Déplacement (cm)

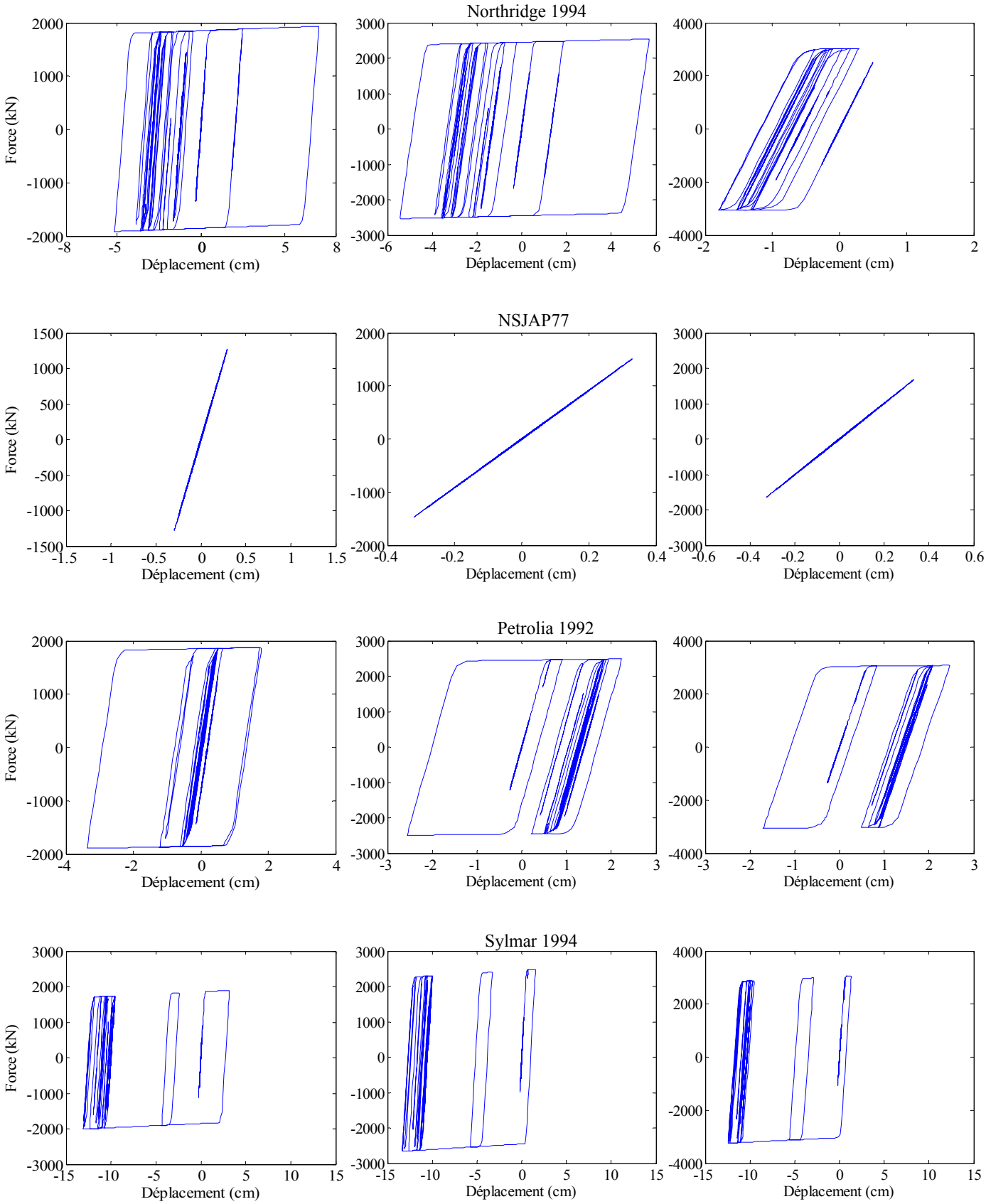


Figure 3.5 : Analyse dynamique non linéaire des piles a 2, 3 et fûts

3.4 COMPARAISON ENTRE L'ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE NON LINEAIRE

Dans ce qui suite, on fait une comparaison entre la méthode statique équivalentes et la méthode dynamique non linéaire en termes de force et déplacement.

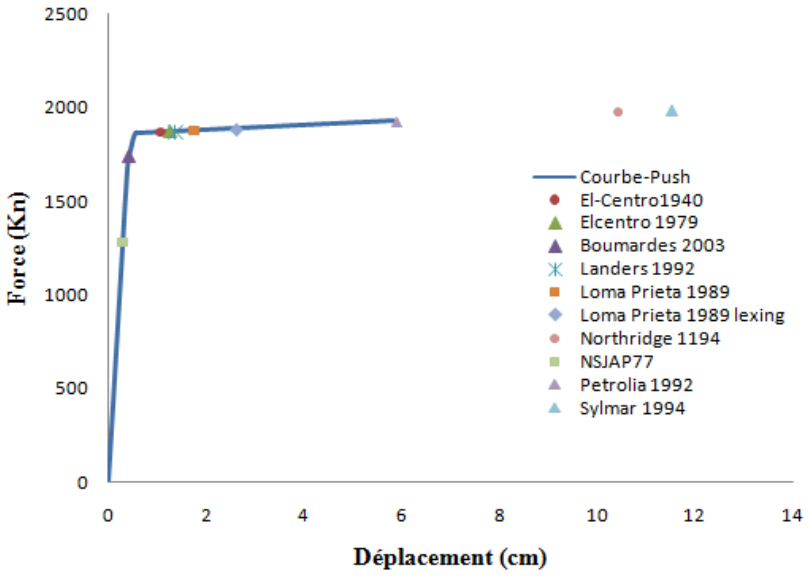


Figure 3.6 : Comparaison entre l'analyse statique et dynamique non linéaire des piles a 2 fûts

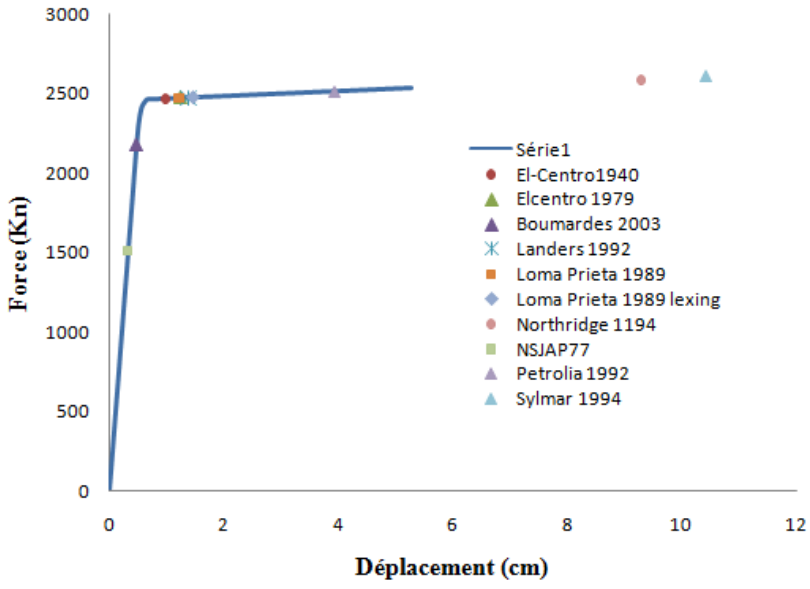


Figure 3.7 : Comparaison entre l'analyse statique et dynamique non linéaire des piles a 3 fûts

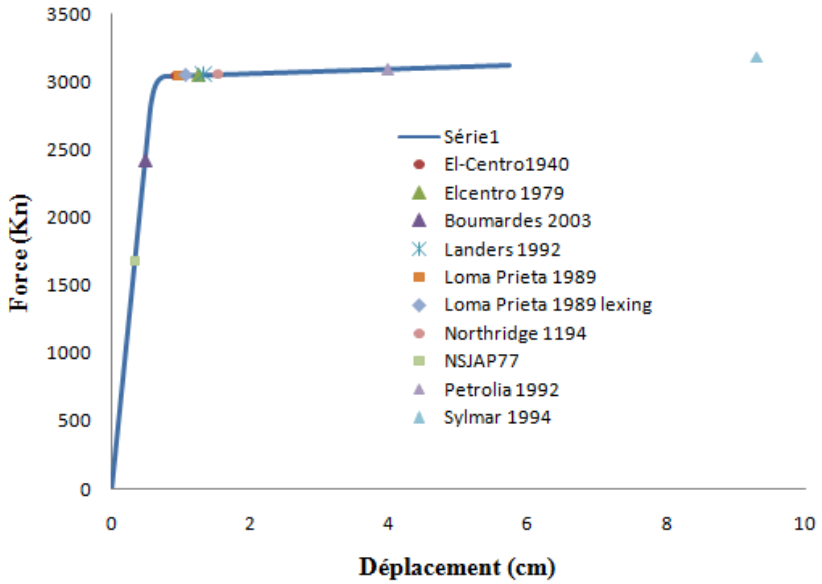


Figure 3.8 : Comparaison entre l'analyse statique et dynamique non linéaire des piles a 3 fûts

D'après ces figures on constate qu'il y a une excellente concordance entre les résultats de l'analyse statique non linéaire et les résultats de l'analyse dynamique non linéaire. Donc il est possible de prédire les efforts tranchant à la base et le déplacement au sommet pour ces types des piles des ponts à l'aide d'une analyse statique non linéaire simple.

3.5 MODELE MATHEMATIQUE SIMPLIFIE POUR LE CALCUL NON LINEAIRE DE CES PILES

A la base des résultats de la comparaison entre l'analyse statique non linéaire et dynamique non linéaire et à l'aide de la base théorique de l'analyse Pushover qui dit que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté. Pour cela on a proposé le modèle mathématique suivant (figure 3.9) pour le calcul dynamique non linéaire dans le sens transversal de ces types des piles des ponts.

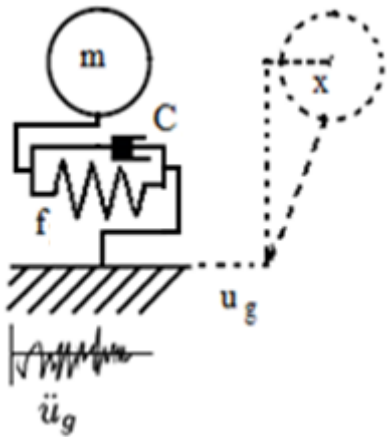


Figure 3.9 : Modèle mathématique Simplifié pour l'analyse dynamique non linéaire

Ce modèle est constitué par une masse et un ressort à un comportement non linéaire qui représente le comportement non linéaire des piles vis-à-vis aux efforts tranchants.

Ce système est soumis à l'accélération du sol, les équations du mouvement sont comme suit :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f(x, \dot{x}) = m\ddot{u}_g(t) \tag{3.1}$$

D'après le modèle de Bouc-Wen f est donné par la formule suivante :

$$f = k_p x + (k_e - k_p) x_y z \tag{3.2}$$

Avec k_e et k_p la rigidité élastique et post-plastique respectivement de la pile (figure 3.10)

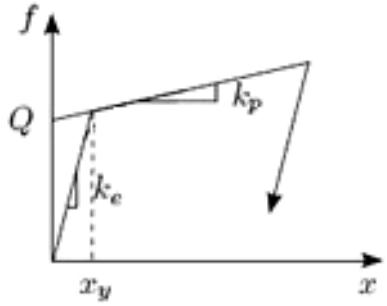


Figure 3.10: Modèle bilinéaire de pile de pont

z : facteur adimensionnel est donné par la formule suivante :

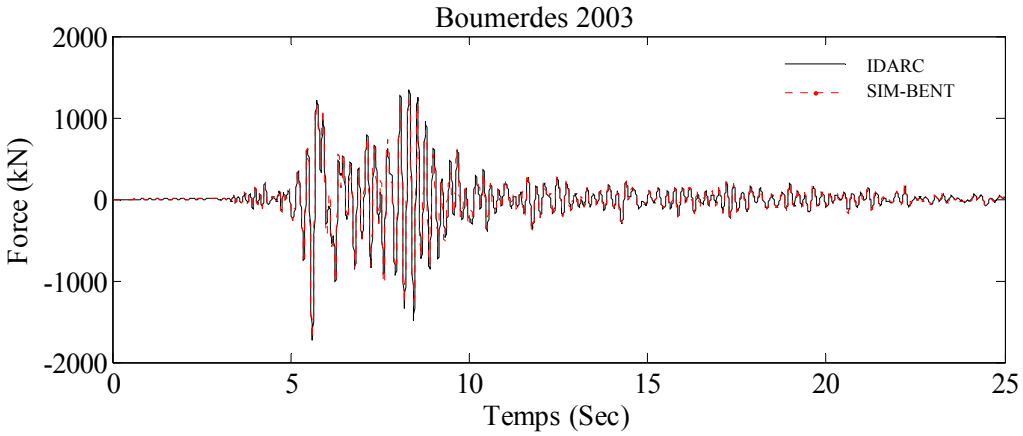
$$\dot{z} = \frac{x}{x_y}[A \quad - |z|^{\eta} \quad (\gamma \quad sign(\dot{x}z) + \beta] \tag{3.3}$$

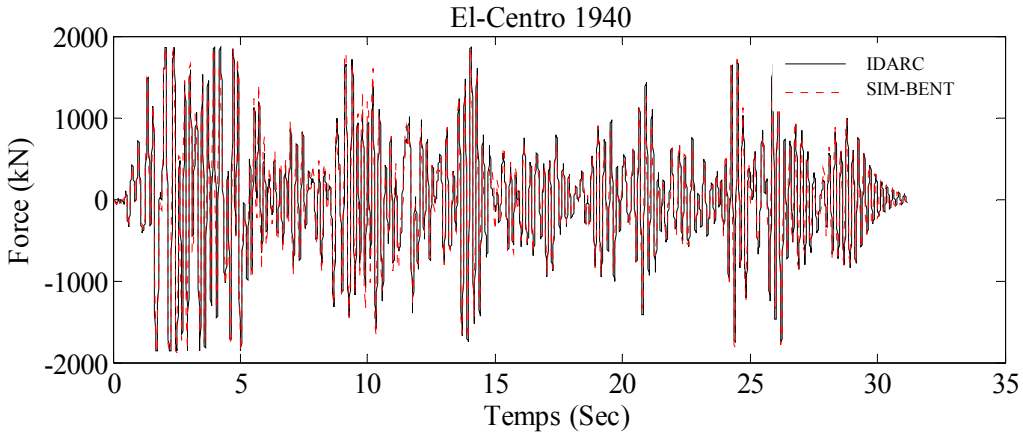
A, η, γ et β sont des paramètres adimensionnels. Pour le béton A = 1, $\eta = 8$ (modèle bilinéaire), γ = 0.7 et β = 0.3.

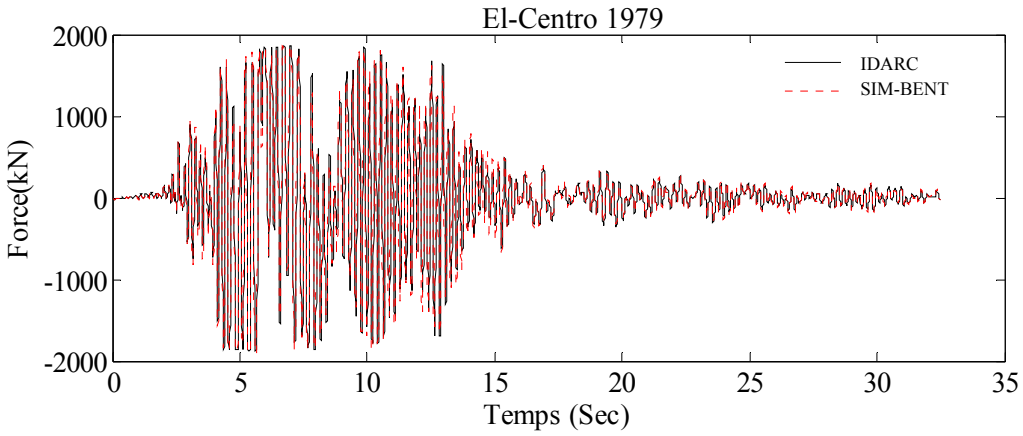
3.6 PRESENTATION ET VALIDATION DU PROGRAMME SIM-BENT

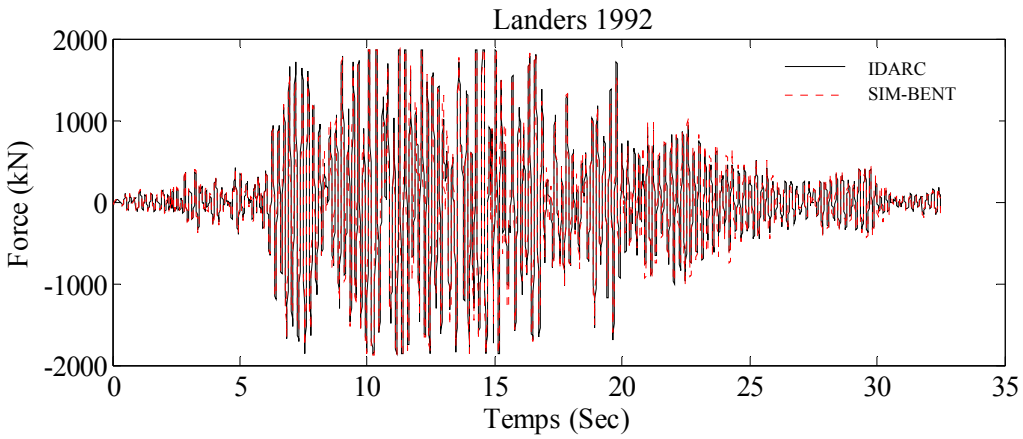
A l'aide du modèle mathématique simplifié (figure 3.9) on a développé le programme SIM-BENT par Matlab R2007b pour résoudre l'équation non linéaire (3.1). Ce programme a permis de déterminer le comportement hystérétique d'un système à un seul degré de liberté.

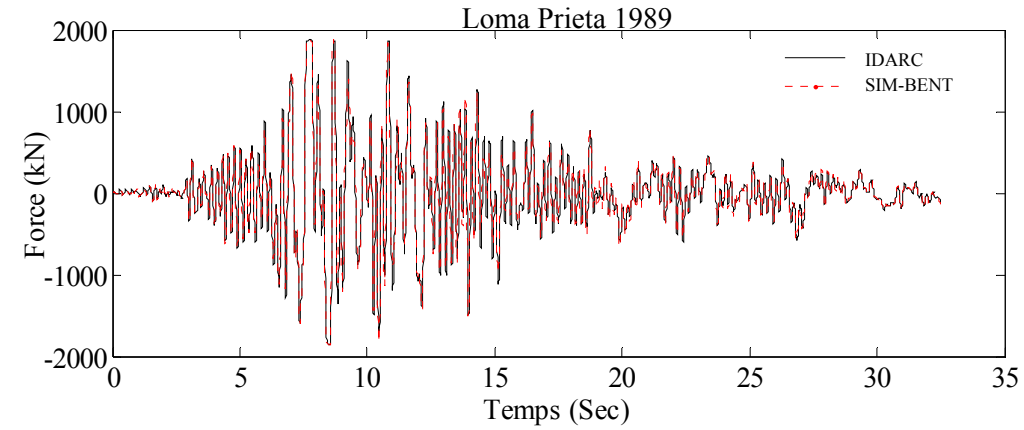
La validation de ce programme est se fait par IDARC v6.1. Les figures 3.10 et 3.11 représentent les résultats de l'analyse dynamique non linéaire par les deux programmes de la pile à deux fûts (voir chapitre1).

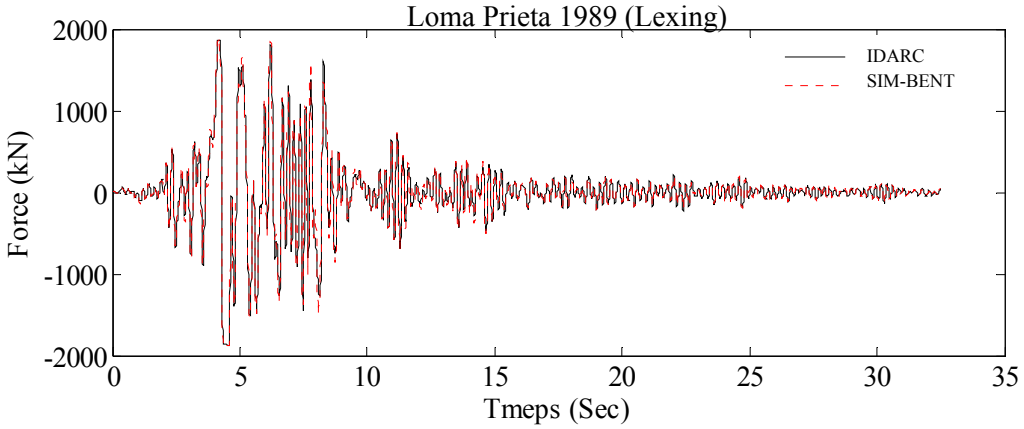

Boumerdes 2003
IDARC
SIM-BENT
Force (kN)
Temps (Sec)
2000
1000
0
-1000
-2000
0
5
10
15
20
25

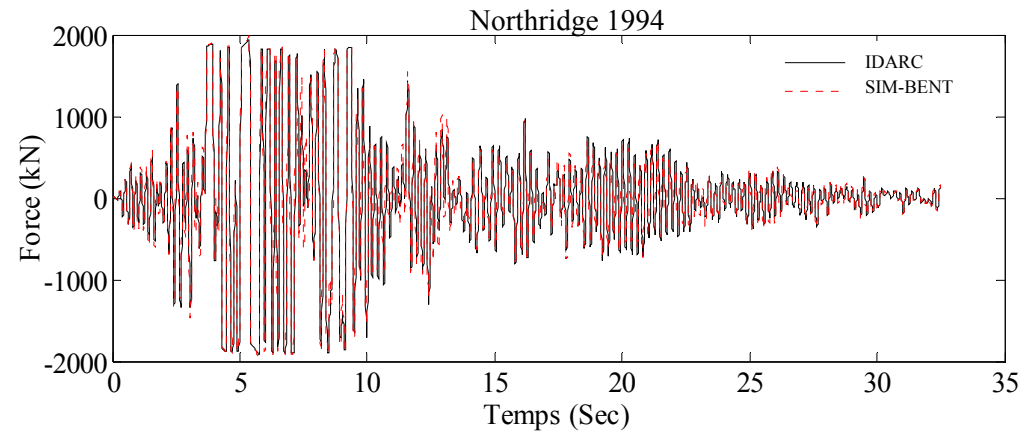

El-Centro 1940
IDARC
SIM-BENT
Force (kN)
Temps (Sec)
2000
1000
0
-1000
-2000
0
5
10
15
20
25
30
35

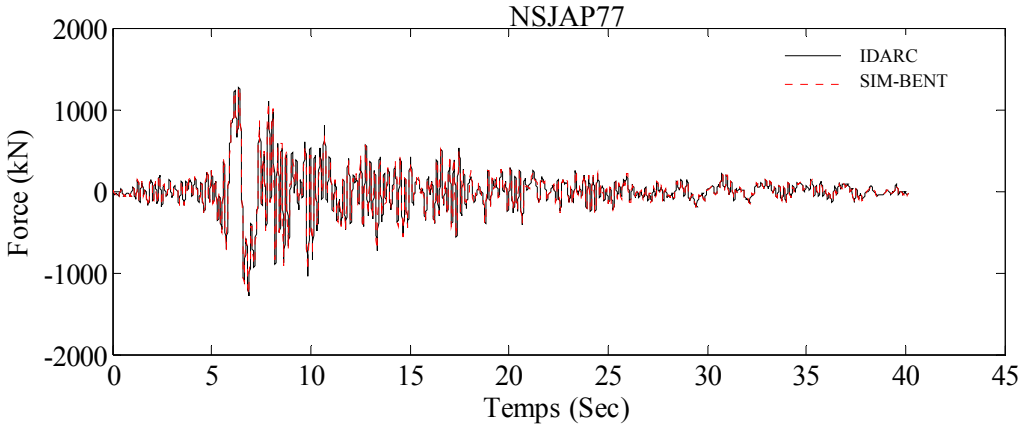

El-Centro 1979
IDARC
SIM-BENT
Force(kN)
Temps (Sec)
2000
1000
0
-1000
-2000
0
5
10
15
20
25
30
35


Landers 1992
IDARC
SIM-BENT
Force (kN)
Temps (Sec)
2000
1000
0
-1000
-2000
0
5
10
15
20
25
30
35


Loma Prieta 1989
IDARC
SIM-BENT
Force (kN)
Temps (Sec)


Loma Prieta 1989 (Lexing)
IDARC
SIM-BENT
Force (kN)
Tmeps (Sec)


Northridge 1994
IDARC
SIM-BENT
Force (kN)
Temps (Sec)


NSJAP77
IDARC
SIM-BENT
Force (kN)
Temps (Sec)

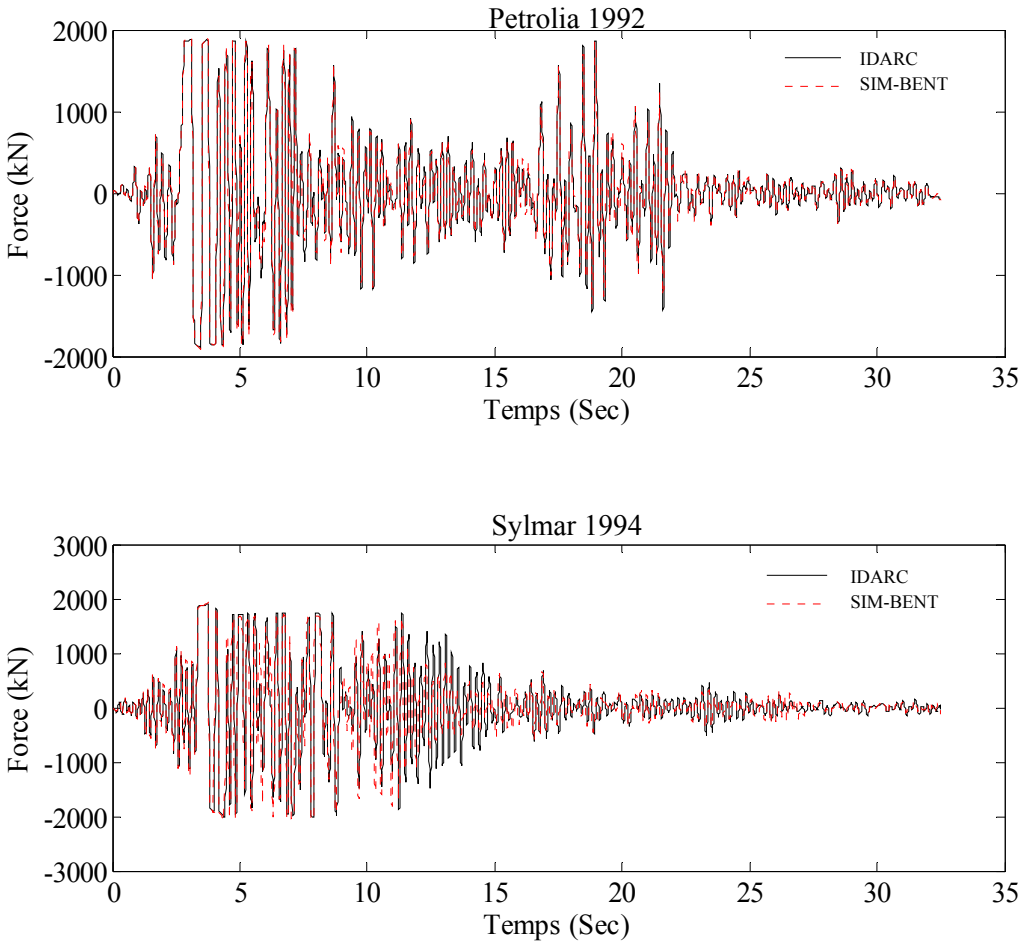
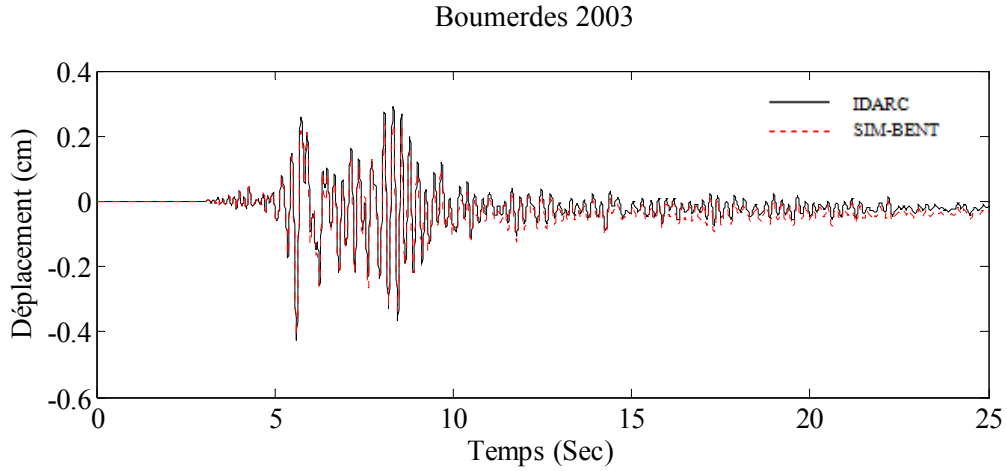
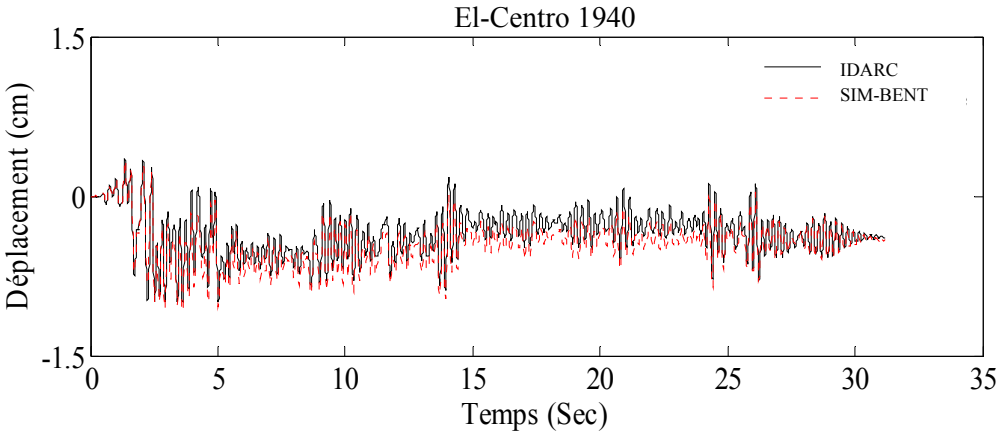
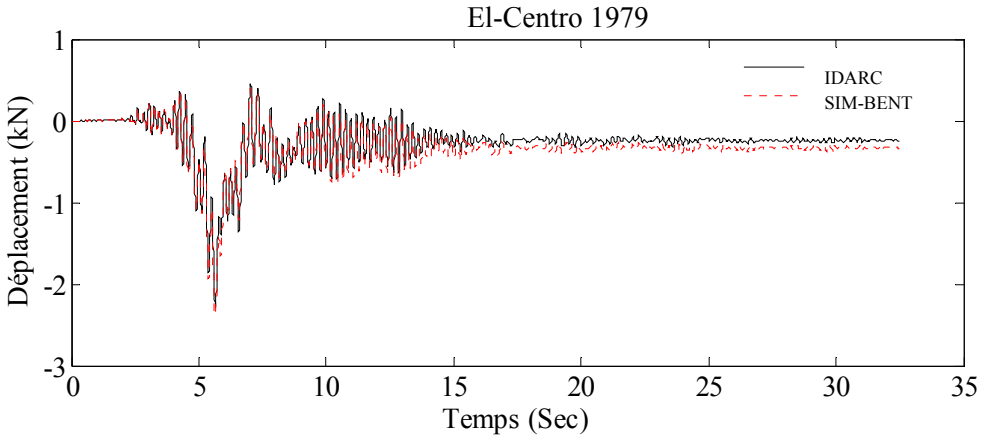
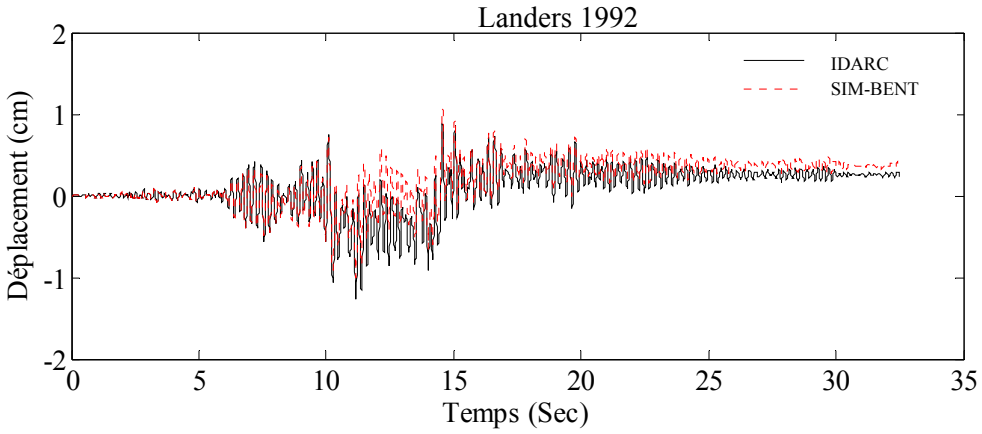


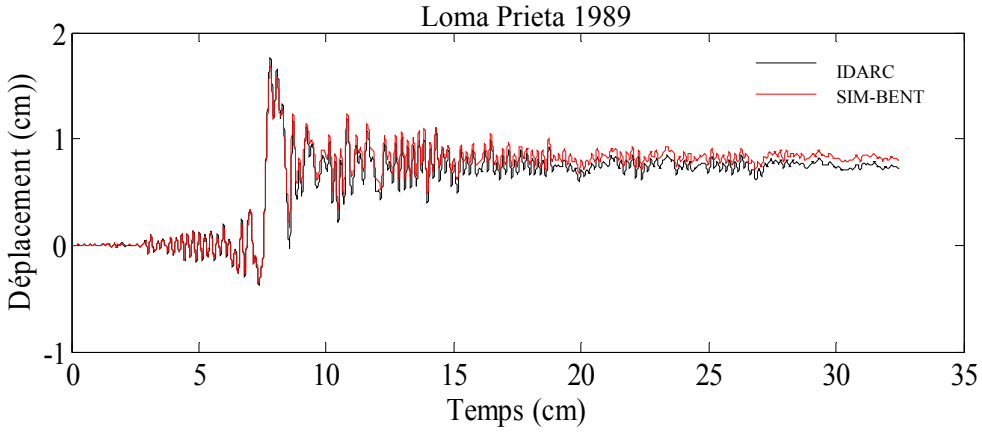
Figure 3.11 : variation de la force en fonction de temps par les deux programmes

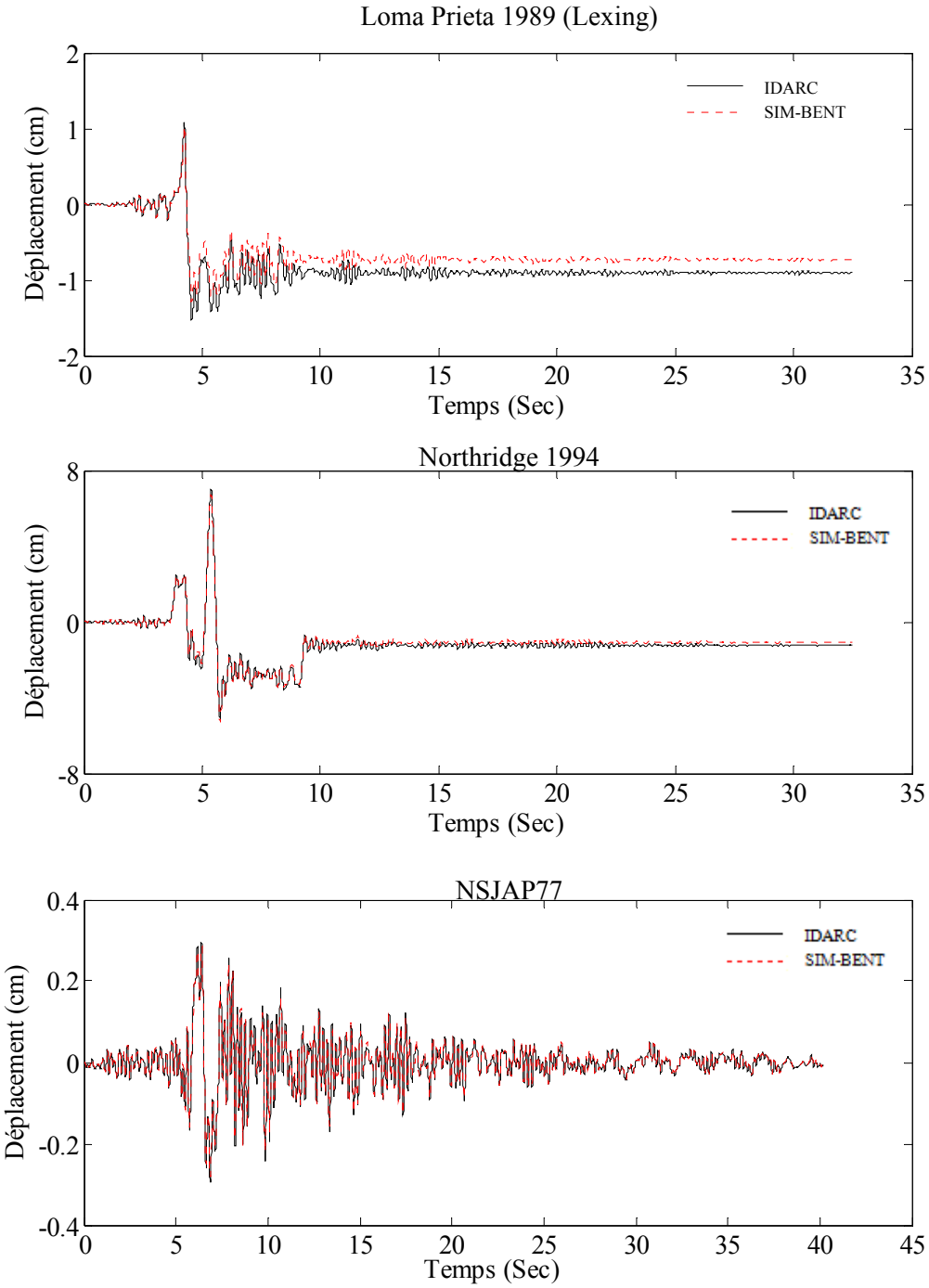



El-Centro 1940
IDARC
SIM-BENT
Déplacement (cm)
Temps (Sec)


El-Centro 1979
IDARC
SIM-BENT
Déplacement (kN)
Temps (Sec)


Landers 1992
IDARC
SIM-BENT
Déplacement (cm)
Temps (Sec)


Loma Prieta 1989
IDARC
SIM-BENT
Déplacement (cm))
Temps (cm)


Loma Prieta 1989 (Lexing)
IDARC
SIM-BENT
Déplacement (cm)
Temps (Sec)
Northridge 1994
IDARC
SIM-BENT
Déplacement (cm)
Temps (Sec)
NSJAP77
IDARC
SIM-BENT
Déplacement (cm)
Temps (Sec)

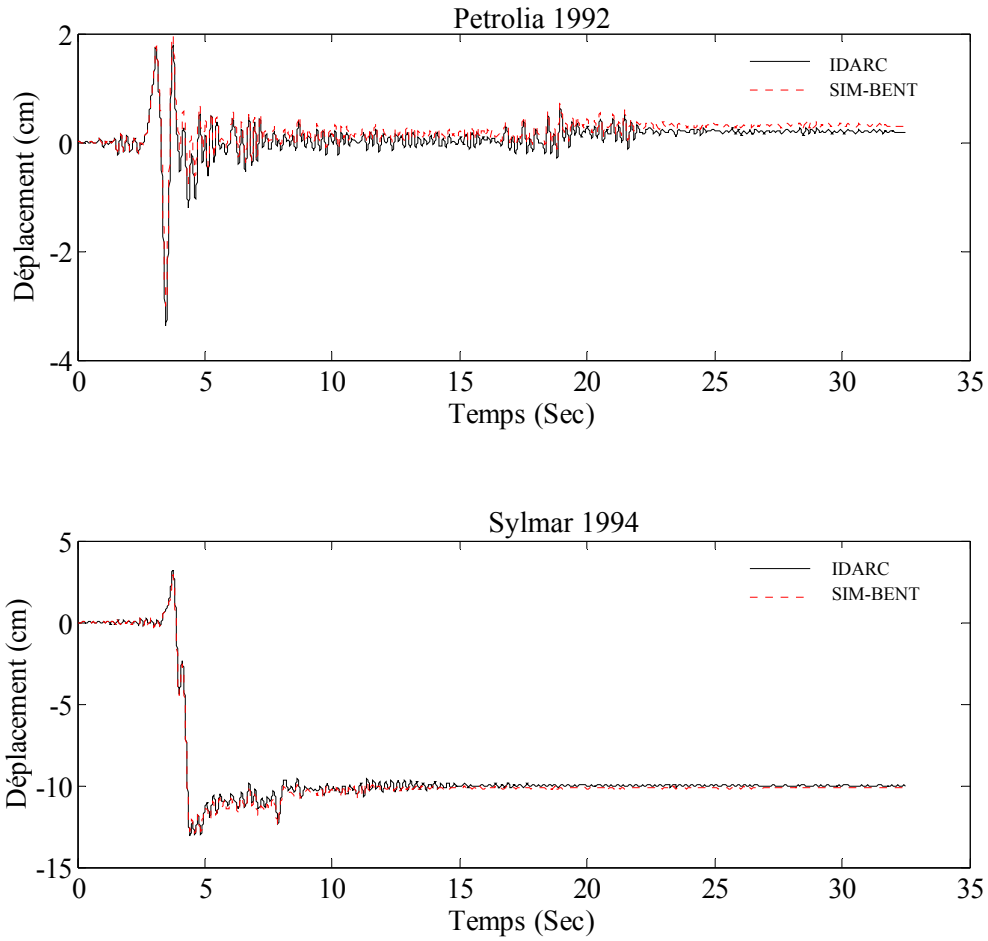


Figure 3.12 : variation du déplacement en fonction de temps par les deux programmes

A partir de ces résultats on peut prédire la variation des efforts tranchant à la base de ces types des piles des ponts à l'aide des analyses numériques effectuées sur un simple modèle à un seul degré de liberté.

Comme observé dans la figure 3.12 les déplacements permanents obtenus avec ce modèle sont différents des déplacements obtenus par IDARC. Ceci revient de la trop grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et de la courbe décharge. En effet, pour les poteaux en béton armé, lorsque la phase de recharge commence, il ya tout d'abord une phase de fermeture des fissures qui diminue fortement la rigidité. Cette trop grande rigidité a pour conséquence de permettre une dissipation d'énergie trop importante et les déplacements permanents obtenus avec ce modèle sont loin de la réalité. De plus ce modèle ne considère aucune dégradation de la rigidité au fil des cycles.

3.7 CONCLUSION

A l'aide d'analyses numériques effectuées sur un modèle simple à un seul degré de liberté on peut déterminer le comportement dynamique non linéaire dans la direction transversal des piles des ponts sans isolation sismique (le tablier est encastré dans les piles). Les déplacements permanents obtenus avec ce modèle sont différents de ceux donnés par le programme IDARC.

CHAPITRE 4

ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PILES DE PONTS EN BETON ARME AVEC ISOLATION SISMIQUE

Chapitre 4

Analyse Dynamique Non Linéaire des Piles de Ponts en Béton Arme Avec Isolation Sismiques

4.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on étudie une solution qui implique l'installation de trois systèmes d'isolation sismique pour les ponts : élastomère fretté avec noyau de plomb, élastomère fretté a amortissement élevé et un appui en pendule glissant. L'objectif global de ce chapitre était de développer les connaissances sur la modélisation numérique des ponts équipés avec ces isolateurs sismiques.

4.2 PRINCIPE D'ISOLATION SISMIQUE POUR LES PONTS

Skinner et al. (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993) décrivent l'isolation sismique des structures en présentant les principaux systèmes qui existent sur le marché et en suggérant des procédures de conception de structures équipées avec de tels systèmes de protection parasismique. Les isolations y sont décrites comme des systèmes qui découplent la structure des mouvements du sol et/ou de ses supports en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement approprié. Dans le cas des ponts cependant, qui comprennent généralement des piles qui sont relativement légères comparativement au tablier, les isolateurs sont placés entre le dessus des piles ou des culées et tablier.

Priestley et al. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996) traitent de la conception et de la réhabilitation parasismique des ponts. Ils consacrent un chapitre de leur livre à l'isolation. Les isolateurs jouent deux rôles sur le comportement dynamique des structures, de façon à assurer leur protection contre les effets des séismes, soit l'allongement de la période et ou l'augmentation de l'amortissement. Les dommages induits aux structures par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et le période dominante de secousse sismique. Pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences, l'allongement de la période de vibration de la structure réduit l'amplitude des accélérations qui lui sont transmises. L'isolation sismique a pour but d'allonger la période de vibration et rend le comportement de la superstructure linéaire élastique.

4.3 APPUIS PARASISMIQUES

Il existe plusieurs types d'isolation sismique et selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être répertoriés comme suit :

- Appuis en élastomères.
- Appuis glissants.
- Appuis élastomères et glissants.

4.3.1 Appuis en Elastomères

Il existe trois types d'isolateurs en élastomère : l'élastomère fretté, l'élastomère fretté avec noyau de plomb et l'élastomère fretté à amortissement élevé. Tous trois peuvent prendre une forme rectangulaire ou circulaire dans le plan, et sont composés de couches successives d'élastomère et de plaques minces en acier appelées frettes. Les quatre élastomères les plus utilises sont le caoutchouc naturel, le néoprène, le butyle et le nitrile. Taylor et al (1992) mentionnent que le caoutchouc naturel est le plus populaire, suivi du néoprène, car ce sont les deux types les moins coûteux et qui présentent de bonnes propriétés.

4.3.1.1 Elastomère Fretté

Ce sont des isolateurs constitués d'élastomère surmonté par des Ferttes (figure 4.1).

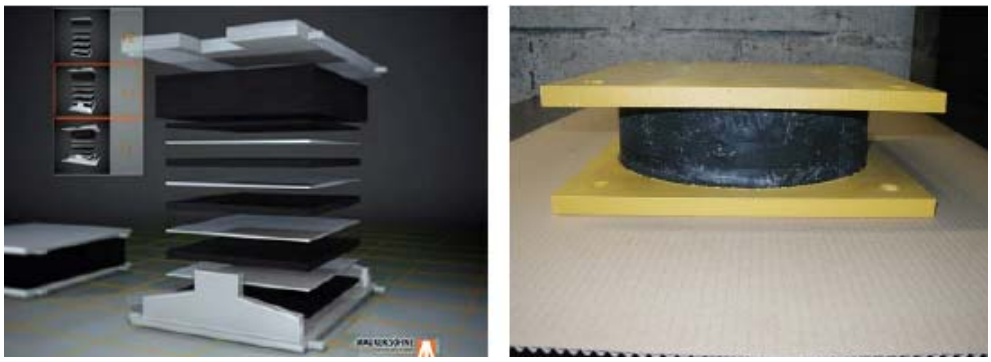


Figure 4.1 : appui en Elastomère fretté (source [10])

L'élastomère offre une meilleure résistance à la charge latérale, son module de cisaillement est relativement bas, soit de l'ordre de 1.0 MPa (Priestley, Seible, & Calvi, 1996) par contre, les frettes montrent une meilleure résistance à la charge verticale. En effet, lorsque l'élastomère est comprimé verticalement, en supposant que c'est un matériau incompressible, il aura tendance à prendre de l'expansion sur les cotés libres mais les frettes en acier sont alors sollicitées en tension et retiennent cette expansion latérale de l'élastomère. De cette façon, l'écrasement de l'élastomère est diminué et la charge verticale qu'il peut supporter est augmentée. L'élastomère fretté a un comportement quasi parfaitement linéaire-élastique et présente un taux d'amortissement très bas, soit de l'ordre de 5% de l'amortissement critique.

4.3.1.2 Elastomère Fretté avec Noyau de Plomb

L'élastomère fretté avec noyau de plomb est un élastomère fretté, répondant à la description précédente, au centre duquel on perce un trou circulaire vertical dans lequel on insère un cylindre de plomb fixé à la base de l'isolateur (figure 4.2).

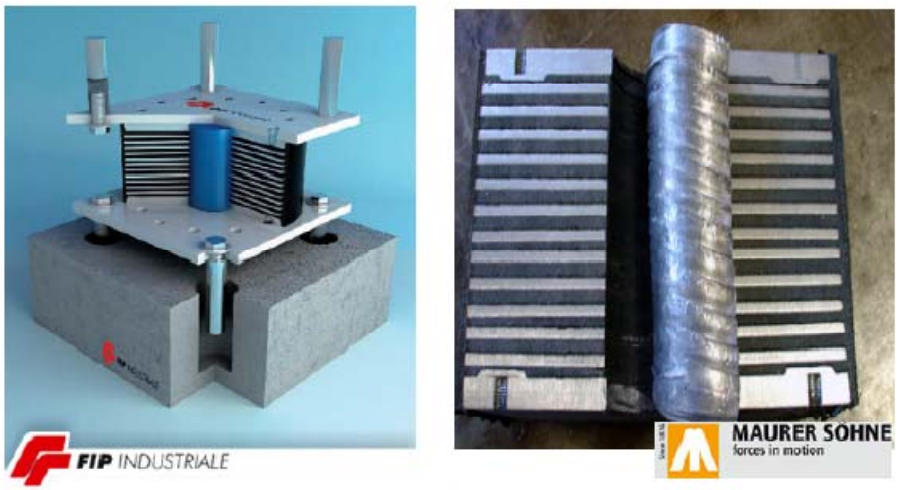


Figure 4.2 : Appui en Elastomère fretté avec noyau de plomb (source [10])

Ce noyau de plomb se déforme lorsque l'isolateur est soumis à un déplacement latéral. Il fournit ainsi une grande capacité de dissipation d'énergie et donne lieu à une grande capacité de dissipation d'énergie et donne lieu à une plus grande rigidité sous l'effet des forces latérales statiques. Le plomb présente plusieurs avantages qui justifient son choix comme noyau à l'élastomère fretté. Premièrement, il a une relation force déplacement presque parfaitement élasto-plastique, et sa limite élastique de plastification en cisaillement qui vaut environ 10 MPa. Deuxièmement, le plomb a de bonnes propriétés en fatigue durant les cycles de chargement atteignant la déformation plastique, car la température à laquelle ses grains allongés sont capables de se recristalliser à une vitesse intéressante, soit 50% en une heure, est très basse, soit moins de 20 C°. Le plomb a donc un comportement quasi parfaitement élastique, alors que l'élastomère a un comportement linéaire-élastique. La combinaison des deux donne une courbe d'hystérésis élasto-plastique quasi parfaite, tel qu'illustré sur la figure 4.3.

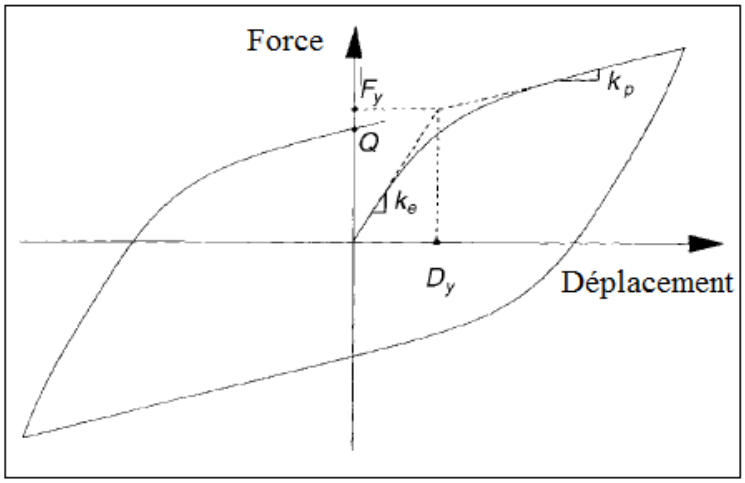


Figure 4.3 : Relation Force-Déplacement (source [26])

4.3.1.3 Elastomère Fretté à Amortissement Elevé

Les isolateurs en élastomères frettés ont à la fois la capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et de dissiper l'énergie de façon à limiter le déplacement. Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères normaux. L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non-linéaire sous les forces latérales (voir figure 4.4), ce comportement est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui changent les propriétés du matériau. La figure 4.5 représente l'un des isolateurs à amortissement élevé.

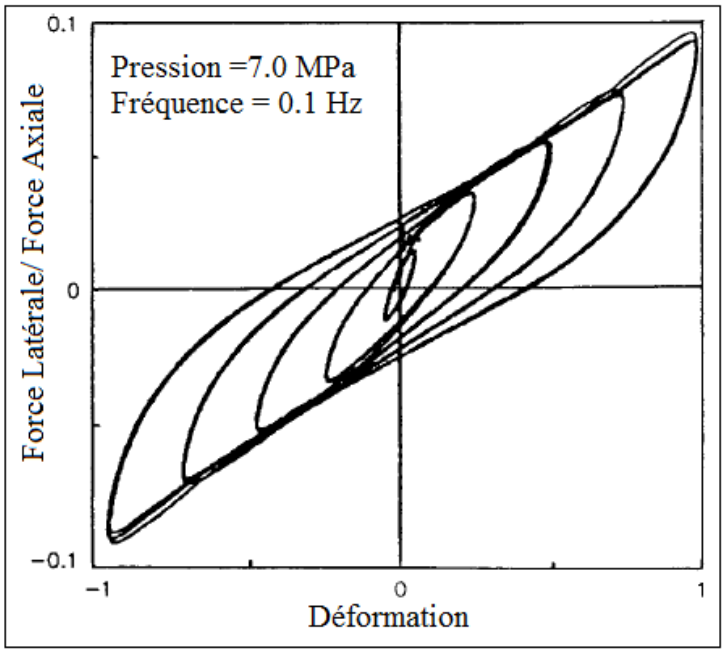


Figure 4.4 : Relation Force-Déplacement (source [26])



Figure 4.5 : Elastomère fretté à amortissement élevé (source [10])

4.3.2 Appuis Glissants

Parmi ces appuis on peut citer les appuis en pendules glissants qui consistent d'une surface concave de forme sphérique, recouverte d'une plaque d'acier inoxydable, sur laquelle glisse un élément prenant la forme d'une lentille. Cet élément est articulé de façon à rester uniformément en contact avec la surface concave lors du mouvement (figure 4.6).



(a) (b)

Figure 4.6 : Pendule glissant (a) vue extérieur (b) composantes intérieurs (source [25])

Loi de comportement de l'appui en pendules glissants est illustrée dans la figure 4.7

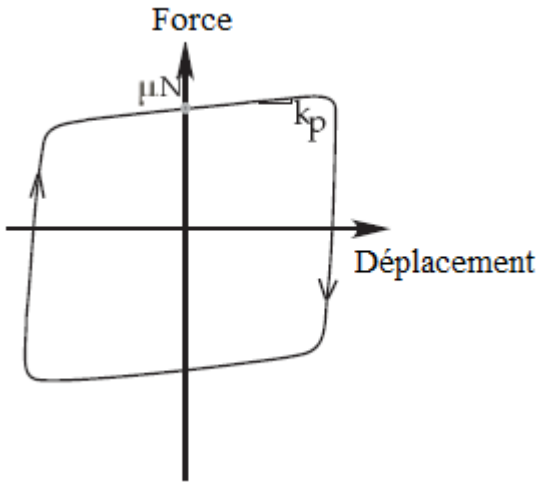


Figure 4.7: Relation Force-Déplacement (source [10])

4.3.3 Appuis Elastomères et Glissants

Ce sont des appuis résultant de l'association de plaques de glissement et des appuis élastomères ; un type de ces appuis a été utilisé par l'EDF (Electricité de France), il est constitué de plaques en acier inoxydable fixées à la superstructure et des plaques en bronze aux plombs solidaires des isolateurs élastomères. Un autre type très utilisé est composé de disques en acier inoxydable recouverts de Téflon sur lequel des essais on été effectués pour déterminer les propriétés de frottement des interfaces Téflon-acier. La plus importante des caractéristiques de ces appuis (Téflon bearings) est le coefficient de frottement qui dépend de la vitesse de glissement et de la pression exercée sur l'appui.

4.4 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES ISOLATEURS SISMIQUES

4.4.1 Elastomère Fretté avec Noyau de Plomb

Pour la détermination des caractéristiques mécaniques de l'élastomère fretté avec noyau de plomb on a utilisé le chapitre 9 du FEM365. La relation entre la force et le déplacement est illustré dans la figure 4.3.

Selon le FEM365 la force caractéristique de l'élastomère fretté avec noyau de plomb est donnée par la formule suivante :

$$Q = A_P \sigma_{YL} \tag{4.1}$$

Avec A_p : Aire de noyau de plomb.

σ_{YL} : Contrainte de cisaillement élastique de plomb.

La rigidité post-élastique est donnée par l'équation 4.2 :

$$k_p = \frac{A_r G f_L}{\sum t} \tag{4.2}$$

Avec A_r : Aire d'une plaque de l'élastomère.

G : Module de cisaillement de l'élastomère.

$\sum t$: Épaisseur totale de l'élastomère.

f_L : facteur adimensionnel

La rigidité élastique est approximativement égale à 6.5 k_p [6]. Le déplacement élastique est estimé par l'équation suivante :

$$D_y = \frac{Q}{5.5 k_p} \tag{4.3}$$

Généralement le déplacement élastique d'un isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb est égal 1 cm [1].

La force F_y est donnée par l'équation 4.4 :

$$F_y = Q + k_p D_y \tag{4.4}$$

4.4.2 Elastomère Fretté à Amortissement Elevé

Le modèle analytique force déformation de l'élastomère fretté à amortissement élevé est illustré dans la figure 4.8.

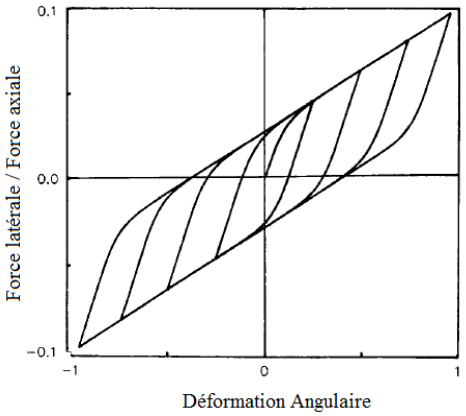


Figure 4.8: Modèle analytique force déformation « HDRB » (source [26])

Les propriétés mécaniques de ce modèle sont les suivantes :

- La rigidité post-élastique est donnée par la formule suivante [26] :

$$k_p = \frac{GA}{\sum t} \tag{4.5}$$

Avec A : Aire d'une plaque de l'élastomère.
G : Module de cisaillement de l'élastomère.
$\sum t$: Épaisseur totale de l'élastomère.

- Le déplacement élastique est approximativement estimé entre 0.05 et 0.1 de l'épaisseur totale de l'élastomère [26].
- La force caractéristique Q est donnée par l'équation suivante [26]:

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} k_p D^2}{(2 - \pi \beta_{eff})D - 2D_y} \tag{4.6}$$

Avec D : déplacement horizontale maximale de l'isolateur.

β_{eff} : pourcentage de l'amortissement effective qu'est estimé entre 10% et 20% [26].

4.4.3 Appui en Pendule Glissant

La relation entre le force et le déplacement de l'appui en pendule glissant est illustrée dans la figure 4.7.

Les propriétés mécanique de l'appui en pendule glissant sont les suivantes :

- La rigidité post-élastique qu'est presque nulle [1].
- Le coefficient de frottement est donné par la formule suivante [17]:

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min})^{-a|\dot{x}|} \qquad (4.7)$$

f_{max}: valeur maximale de coefficient de frottement.
f_{min}: valeur minimale de coefficient de frottement.
a : coefficient dépend de la vitesse.

La valeur de ces constantes dépend de la direction de glissement et le type de Téflon (voir Tableau 4.1).

Tableau 4.1 : constantes f_{max}, $\Delta f(\%)$ et a (source [17])

Type de Téflon	Pression (psi)	Direction de glissement	f_{max}	$\Delta f(\%)$	a (sec/in)
UF	1000	P	11.93	9.27	0.60
UF	2000	P	8.70	6.95	0.60
UF	3000	P	7.03	5.52	0.80
UF	6500	P	5.72	4.85	0.50
15GF	1000	P	14.61	10.60	0.60
156F	2000	P	10.08	5.80	0.55
15GF	3000	P	8.49	4.17	0.60
ISGF	6500	P	5.27	3.12	0.70
25GF	1000	P	13.20	7.66	0.65
25GF	2000	P	11.20	6.33	0.65
25GF	3000	P	9.60	5.20	0.32
25GF	6500	P	5.89	2.70	0.90
UF	1000	T	14.20	11.81	0.45
UF	2000	T	10.50	8.78	0.70
UF	3000	T	8.20	5.30	0.55
UF	6500	T	5.50	4.39	0.45

4.5 MODELE MATHEMATIQUE PROPOSE

Le modèle simplifie qu'on a proposé pour le calcul non linéaire des piles de ponts équipés par des isolations sismiques est illustré dans la figure 4.8.b.

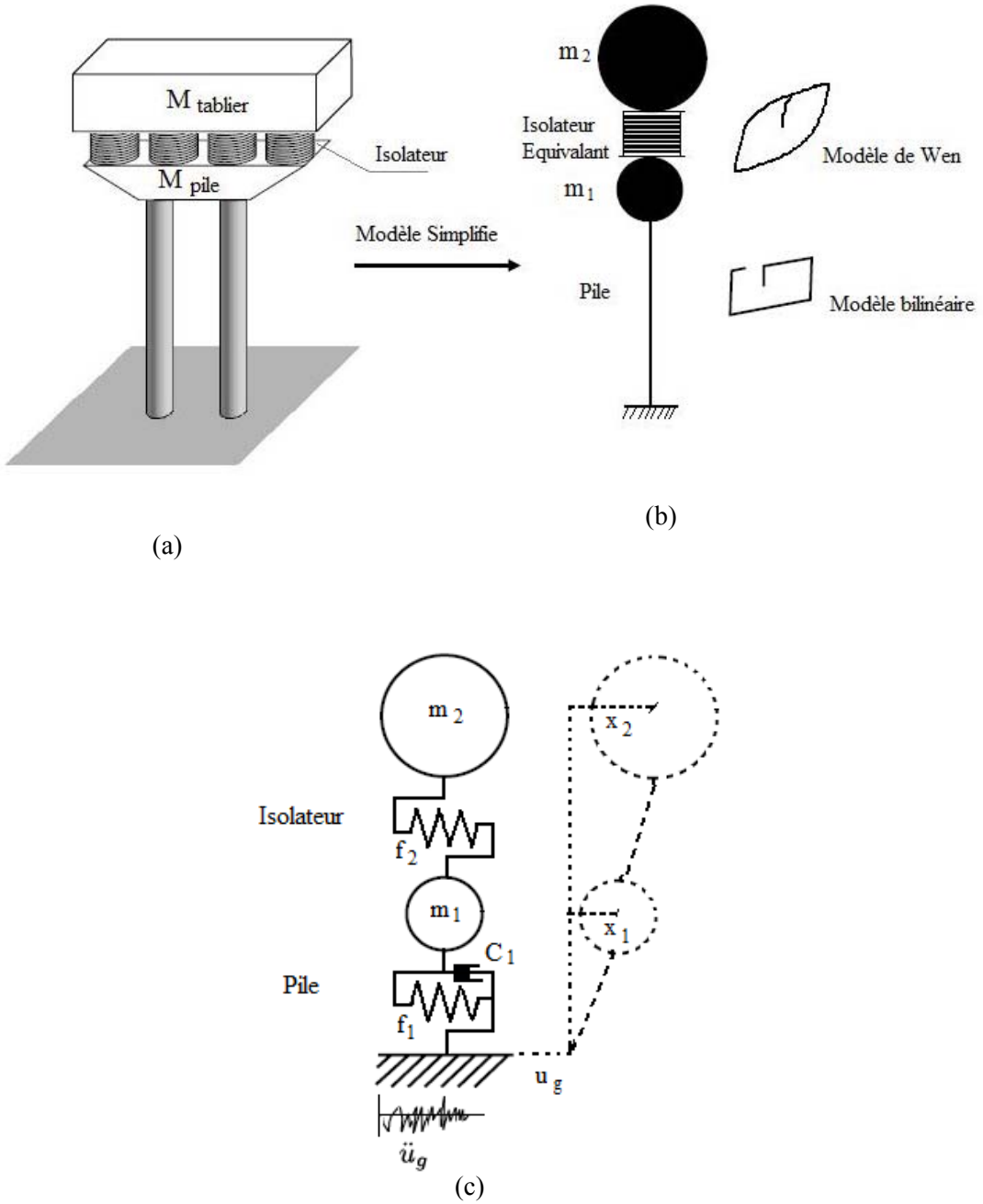


Figure 4.8: Modèle propose : (a) coupe transversale, (b) modèle simplifié (c) modèle mathématique

Ce modèle est constitué par une masse m_1 ; représente la masse de la pile qui a un comportement non linéaire ; surmontée d'un isolateur qui représente la somme de tous les

isolateurs situe sur le chevêtre de la pile et une deuxième masse m_2 qui représente la masse du tablier. Le modèle mathématique utiliser pour déterminer le comportement sismique des piles de ponts est illustré dans la figure 4.8.c, ce système est soumis à l'accélération du sol, les équations du mouvement sont comme suit :

$$m_1\ddot{x}_1 + c_1\dot{x}_1 + f_1(x_1, \dot{x}_1) - f_2(x_1, \dot{x}_1; x_2, \dot{x}_2) = -m_1\ddot{u}_g(t) \tag{4.8}$$

$$m_2\ddot{x}_2 + f_2(x_1, \dot{x}_1; x_2, \dot{x}_2) = -m_2\ddot{u}_g(t) \tag{4.9}$$

D'après le modèle de Bouc-Wen f_1 est donné par la formule suivante :

$$f_1 = k_{p1}x + (k_{e1} - k_{p1})x_{y1}z_1 \tag{4.10}$$

Avec k_{e1} et k_{p1} la rigidité élastique et post-plastique respectivement de la pile (figure 4.9)

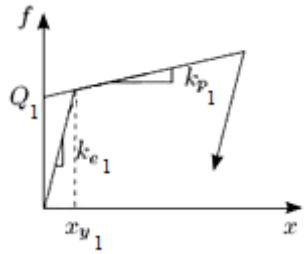


Figure 4.9: Modèle bilinéaire de pile de pont

z_1 : facteur adimensionnel est donné par la formule suivante :

$$\dot{z}_1 = \frac{\dot{x}_1}{x_{y1}}[A_1 - |z_1|^{\eta 1}(\gamma_1\, sign(\dot{x}_1 z_1) + \beta_1] \tag{4.11}$$

A, η, γ et β sont des paramètres adimensionnels. Pour le béton A = 1, $\eta = 8$ (modèle bilinéaire), $\gamma = 0.7$ et $\beta = 0.3$.

f_2 représente le comportement non linéaire de l'isolateur sismique.

- Pour LRB et HDRB f_2 est donné par la formule suivante :

$$f_2 = k_{p2}x + (k_{e2} - k_{p2})x_{y2}z_2 \tag{4.12}$$

$$\dot{z}_2 = \frac{\dot{x}_2}{x_{y2}}[A_2 - |z_2|^{\eta 2}(\gamma_2\, sign(\dot{x}_2 z_2) + \beta_2] \tag{4.13}$$

Pour un isolateur (LRB et HDRB) A = 1, $\eta = 2$, $\gamma = 0.9$ et $\beta = 0.1$.

$$k_{p2} = \sum_{i=1}^{n} k_{pi} \tag{4.14}$$

$$k_{e2} = \sum_{i=1}^{n} k_{ei} \tag{4.15}$$

Avec : k_{pi} et k_{ei} la rigidité élastique et post-plastique respectivement d'un isolateur.

$$x_{y2} = \frac{F_y}{k_{e2}} \tag{4.16}$$

$$F_y = \sum_{i=1}^{n} f_{yi} \tag{4.17}$$

Avec f_{yi} représente la limite d'élasticité d'un isolateur.

- Pour FPS f_2 est donné par la formule suivante :

$$f_2 = k_{p2}x + \mu N z_2 \tag{4.18}$$

Avec μ : le coefficient de frottement (voir l'équation 4.7).

z_2 est donné par l'équation 4.13. k_{p2} est donné par la formule suivante :

$$k_{p2} = \frac{N}{R} \tag{4.19}$$

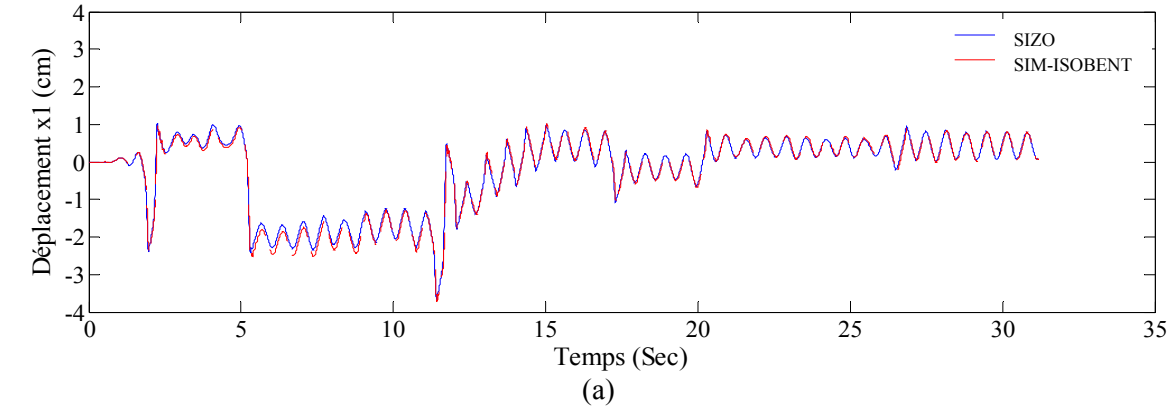
$N = W$: poids de la structure.

R : rayon de courbure de la surface sphérique.

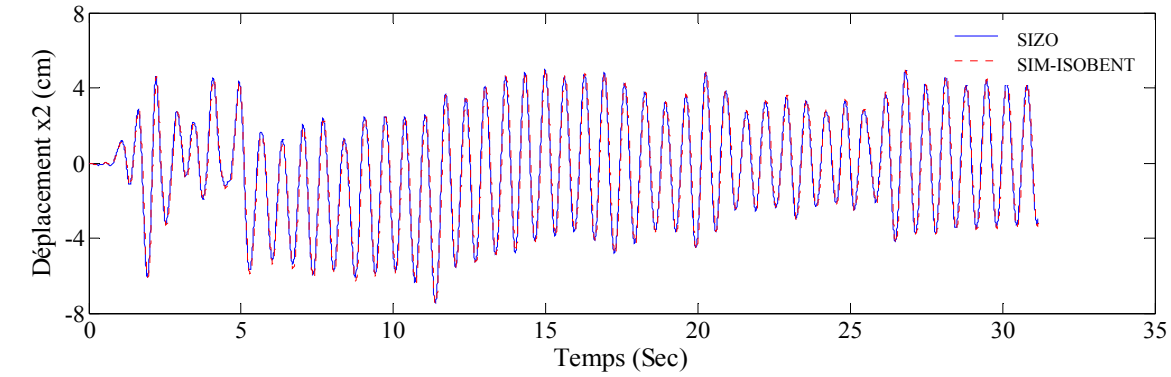
4.6 PRESENTATION ET VALIDATION DU PROGRAMME SIM-ISOBENT

A l'aide du modèle mathématique proposé (figure 4.8) on a développé le programme SIM-ISOBENT par Matlab R2007b pour résoudre les équations non linéaires (4.8) et (4.9). Ce programme nous a permis de prédire le comportement hystérétique dans le sens transversal des piles (les types des piles présenté dans le chapitre 1) des ponts équipes par l'un des isolateurs LRB, HDRB et FPS, ainsi que le déplacement dans le sens transversal du tablier par rapport aux sommets des piles et le comportement hystérétique des isolateurs LRB, HDRB, FPS.

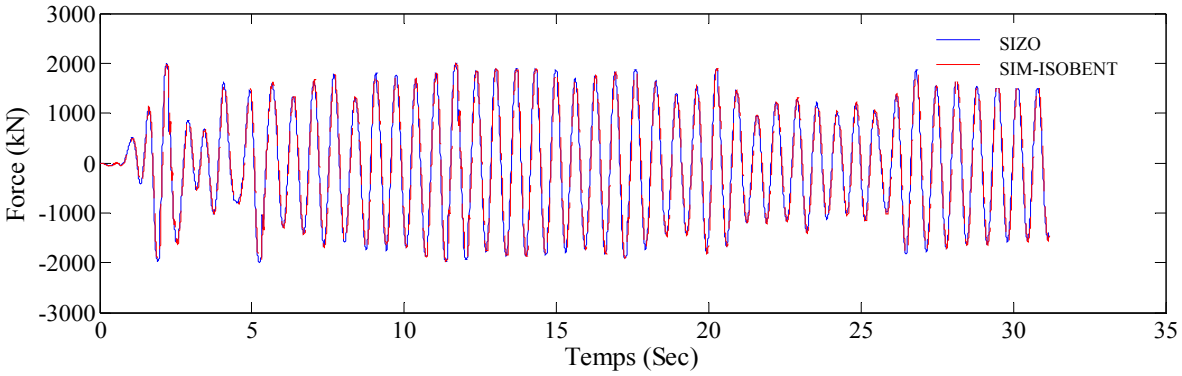
La validation de ce programme est se fait par le programme SIZO (LEBLOUBA, 2009). La figure 4.10 représente les résultats de l'analyse dynamique non linéaire par les deux programmes du système (soumis au séisme de El-Centro1940) ayant les caractéristiques suivantes : m_1= 52 kN*s2/m, m_2= 452 kN*s2/m, k_{e1}= 440891 kN/m, α_1=0.00379, x_{y1}= 0.40 cm, A_1=1, η_1= 6, β_1 = 0.3, γ_1= 0.7, k_{e2}= 45094 kN/m, α_2=1, x_{y2}= 1 cm, A_2=1, η_2= 2, β_2 = 0.1, γ_2= 0.9.



(a)



(b)



(c)

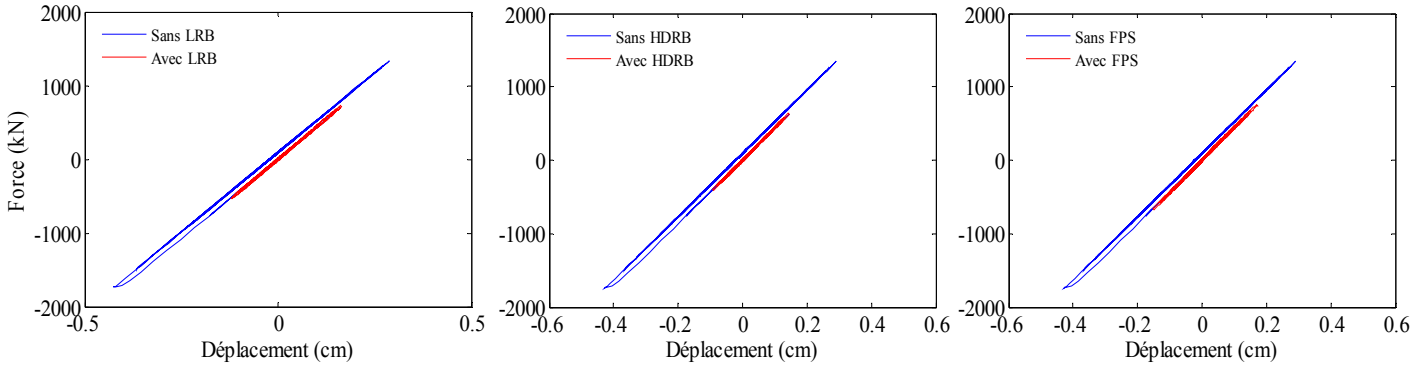
Figure 4.10 : Validation du modèle, a : déplacement du tablier, b : déplacement du tablier du sommet de la pile, c : effort tranchant à la base

D'après ces résultats on constate qui il y a une concordance entre les résultats de ce modèle et du programme SIZO.

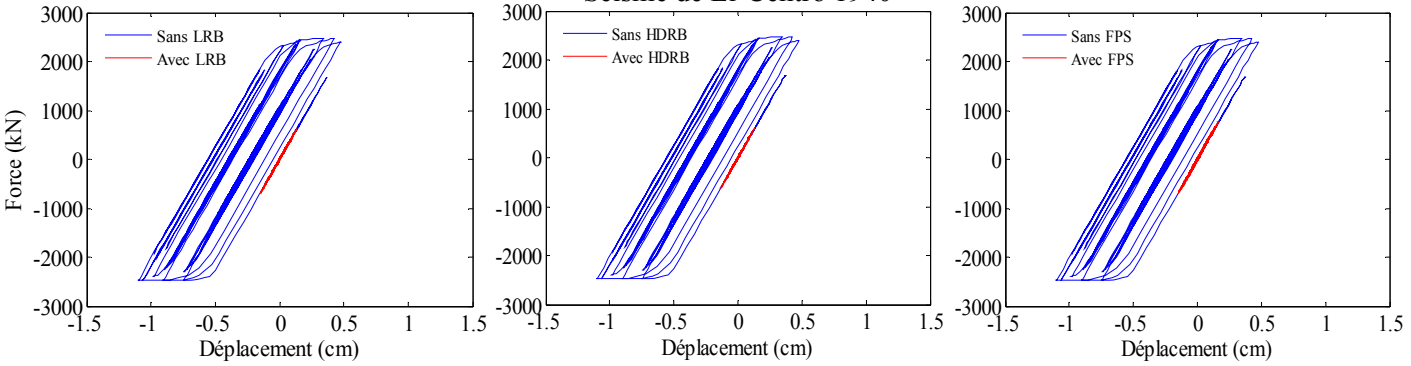
4.7 **ETUDE PARAMETRIQUE**

Dans ce qui suit, on va utiliser le modèle précédent pour déterminer le comportement non linéaire de la pile à trois fûts du pont défini précédemment équipe par les trois isolateurs LRB, HDRB, FPS. Les résultats de cette analyse sont illustrés dans la figure 4.11.

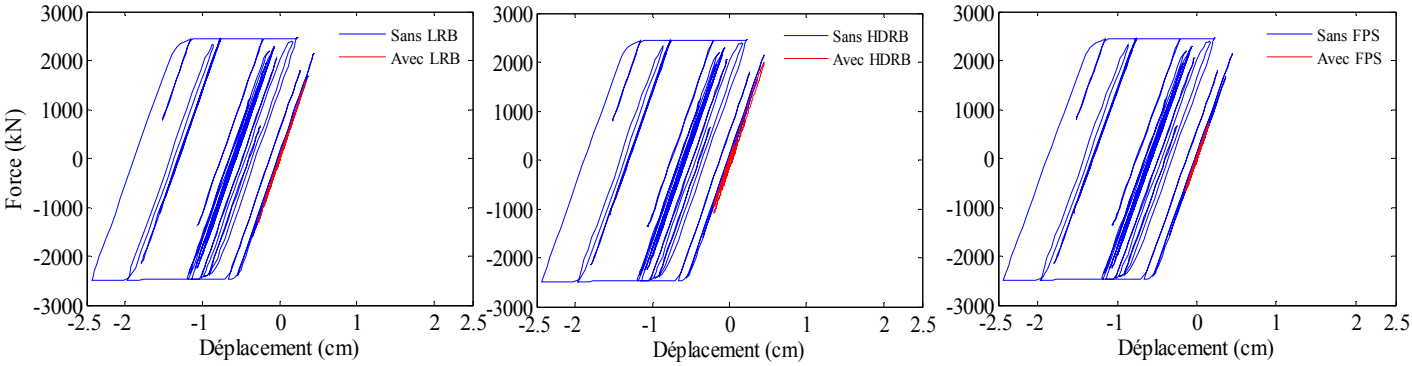
Séisme de Boumerdes 2003



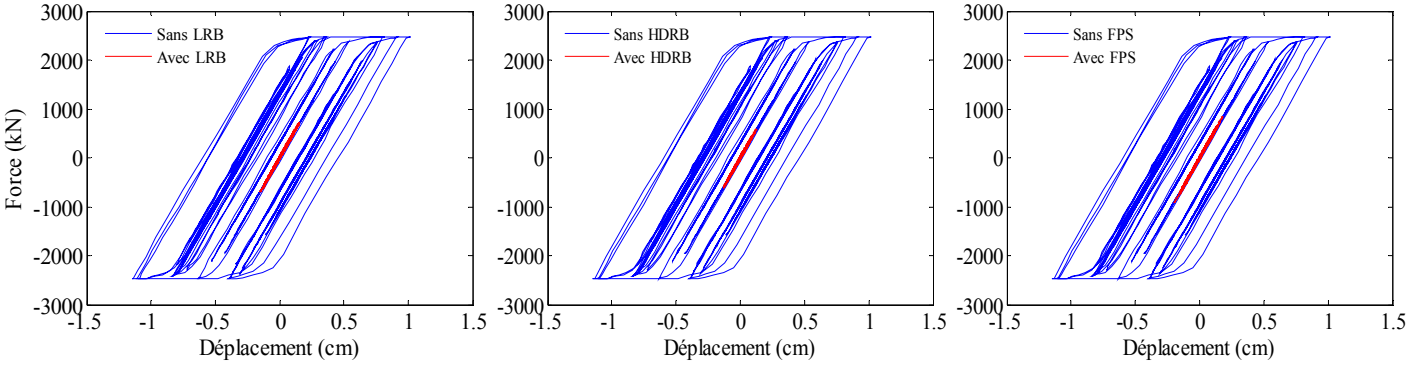
Séisme de El-Centro 1940



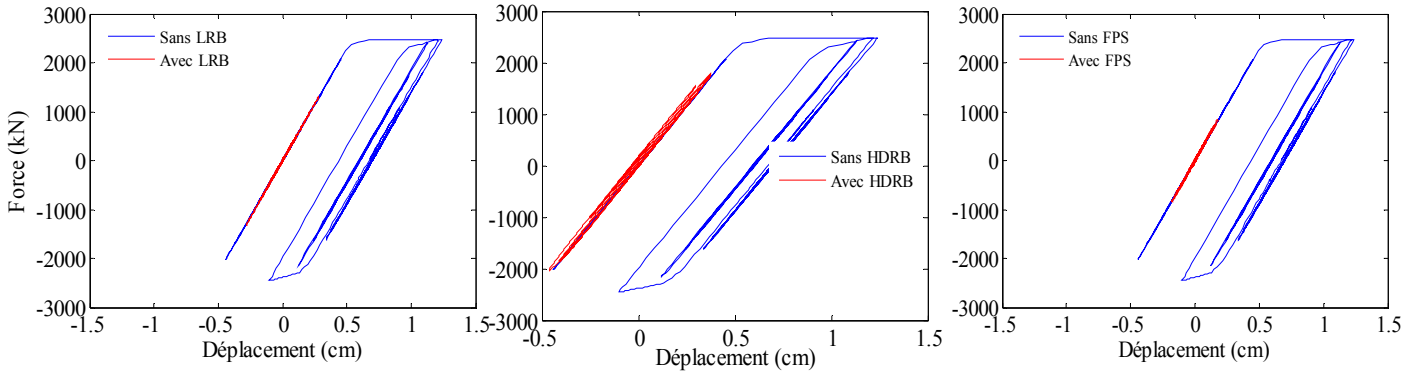
Séisme de El-Centro 1979



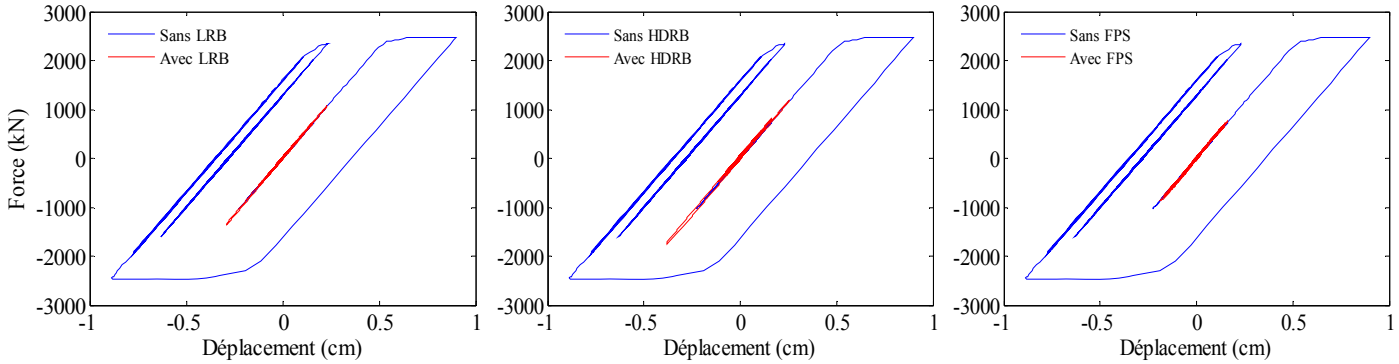
Séisme de Landers 1992



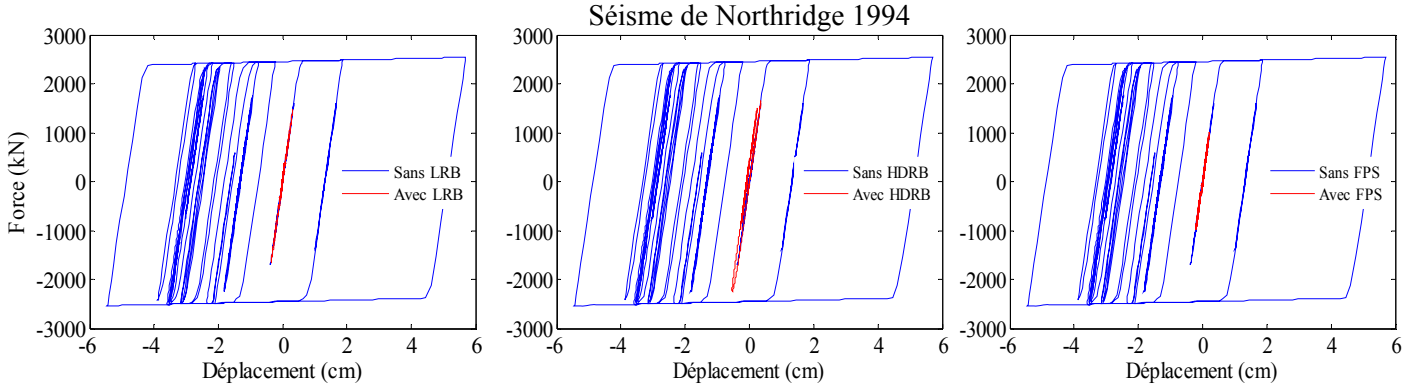
Séisme de Loma Prieta1989



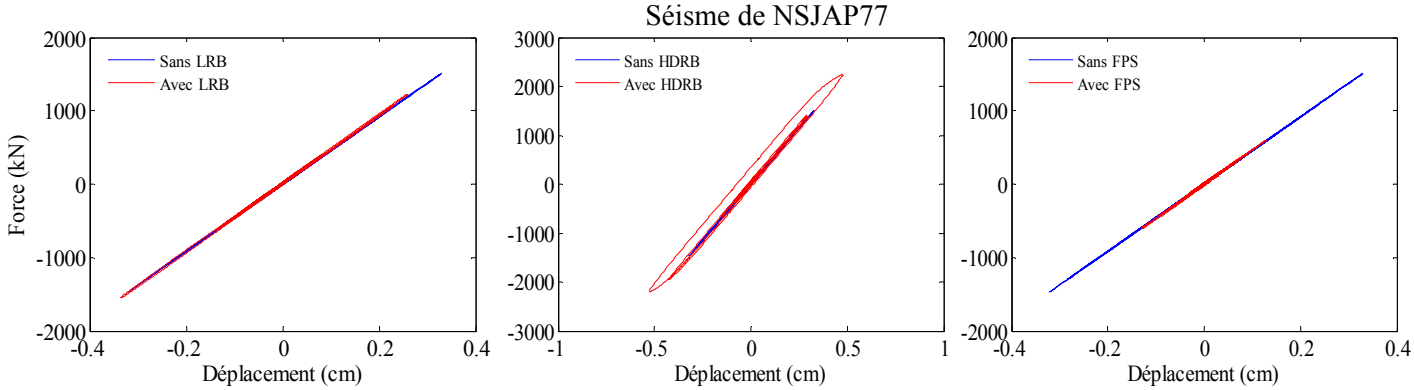
Séisme de Loma Prieta1989 (Lexing)



Séisme de Northridge 1994



Séisme de NSJAP77



Séisme de Petrolia 1992

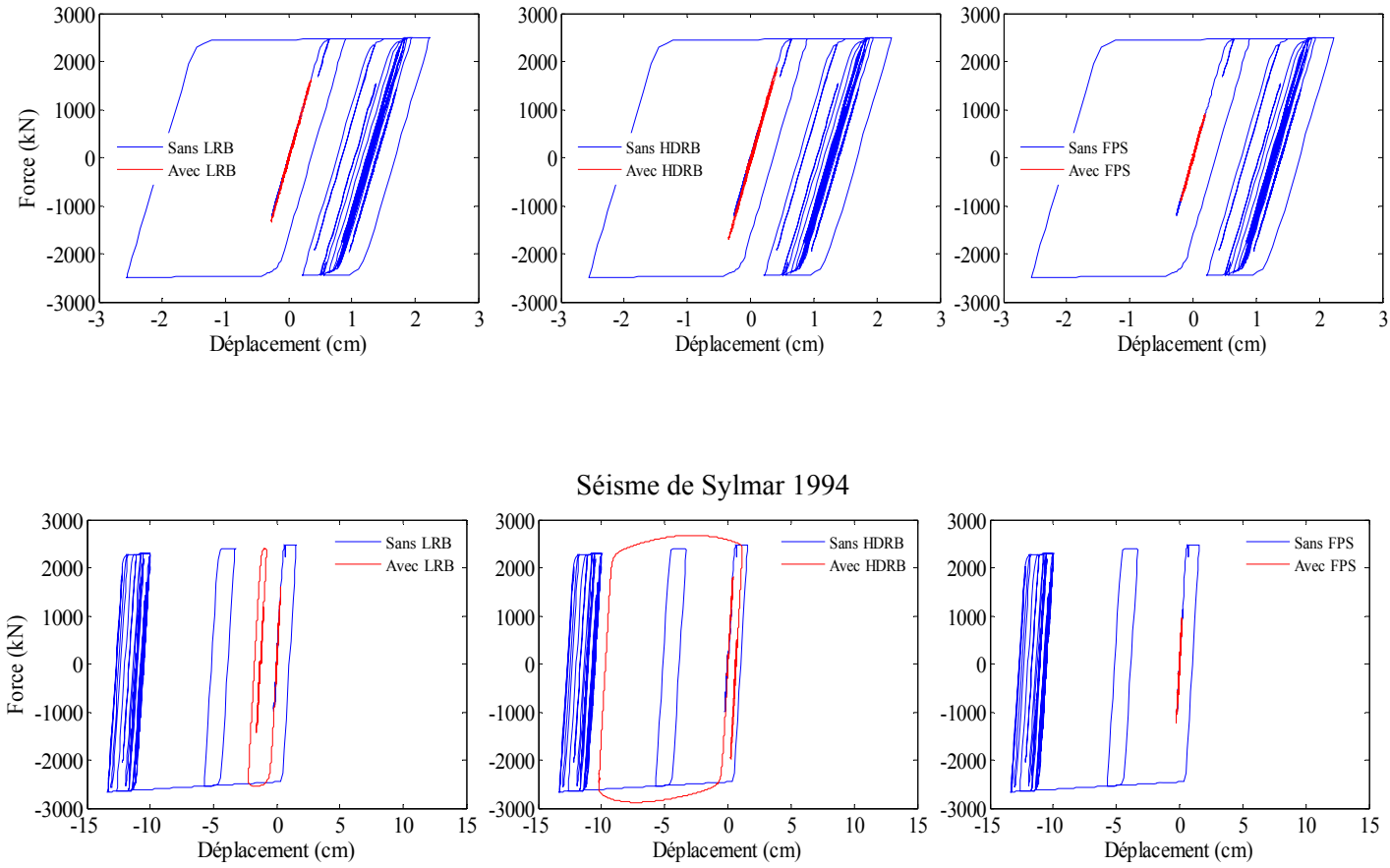


Figure 4.11 : comportement non linéaire de pile à
trois fûts avec LRB, HDRB, FPS.

- **commentaires et observations**

Les trois types des isolateurs sismiques (LRB, HDRB, FPS) ont été étudiés dans le cadre de ce mémoire ont des lois de comportements et des modes de fonctionnement distincts donc il est impossible d'affirmer qu'un isolateur est préférable aux autres dans toutes les situations.

D'après les résultats obtenus, les trois systèmes d'isolation réduisent les efforts tranchants à la base et de même les déplacements aux sommets des piles. On constate aussi que le comportement des piles des ponts équipés par des isolateurs en pendules glissants dans le sens transversal est élastique.

4.8 EFFET DE BLOCAGE LATERAL DES TABLIERS SUR LA REPONSE SISMIQUE DES PILES

4.8.1 Butées de sécurité

Les butées de sécurité n'entrent en jeu qu'en cas de rupture de l'appareil d'appui. Cela permet d'éviter la chute de tablier dans le sens transversal (figure 4.12).



Figure 4.12 : Butées latérales de sécurité [Source 11]

4.8.2 Butées de blocage

Les butées de blocage (figure 4.13) a pour but de bloquer le déplacement latéral ou bien longitudinal pendant le tremblement de la terre ce qui bloque le fonctionnement des appareils d'appuis en caoutchouc fretté dans une des deux directions horizontales.



Figure 4.13 : Butées blocage

Pour le calcul dynamique non linéaire des piles des ponts équipés par des butée de blocage dans le sens transversale on a proposé le modèle mathématique suivant (figure 4.14).

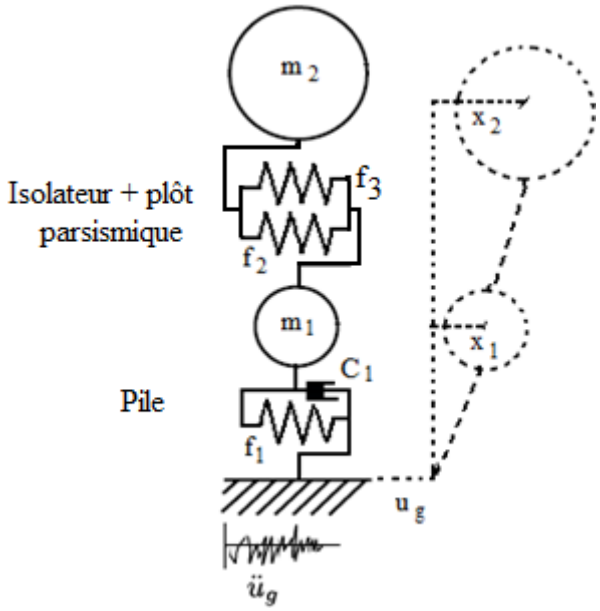


Figure4.14 : Modèle mathématique pour le calcul non linéaire de piles des ponts avec des butées de blocage transversale

Ce modèle est constitué par une masse m_1 qui représente la masse de la pile de pont qui est modélisée par un ressort a un comportement non linéaire. Cette masse est surmontée d'un isolateur et un plot parasismique qui sont modélisés par deux ressorts parallèles qui ont un comportement non linéaire. La masse m_2 représente la masse du tablier.

Les résultats du programme SIM-BBENT qu'on a développé par Matlab R2007b pour résoudre les équations (4.20) et (4.21) de mouvement de ce modèle sont présentés dans les figures 4.15 et 4.16.

$$m_1\ddot{x}_1 + c_1\dot{x}_1 + f_1(x_1,\dot{x}_1) - (f_2(x_1,\dot{x}_1;x_2,\dot{x}_2) + f_3(x_1,\dot{x}_1;x_2,\dot{x}_2)) = -m_1\ddot{u}_g(t) \qquad (4.20)$$

$$m_2\ddot{x}_2 + f_2(x_1,\dot{x}_1;x_2,\dot{x}_2) + f_3(x_1,\dot{x}_1;x_2,\dot{x}_2) = -m_2\ddot{u}_g(t) \qquad (4.21)$$

Avec :

$$f_3 = k_{p3}x + (k_{e3} - k_{p3})x_{y3}z_3 \qquad (4.22)$$

$$\dot{z}_3 = \frac{\dot{x}_3}{x_{y3}}[A_3 - |z_3|^{\eta 3}(\gamma_3\, sign(\dot{x}_3 z_3) + \beta_3] \qquad (4.23)$$

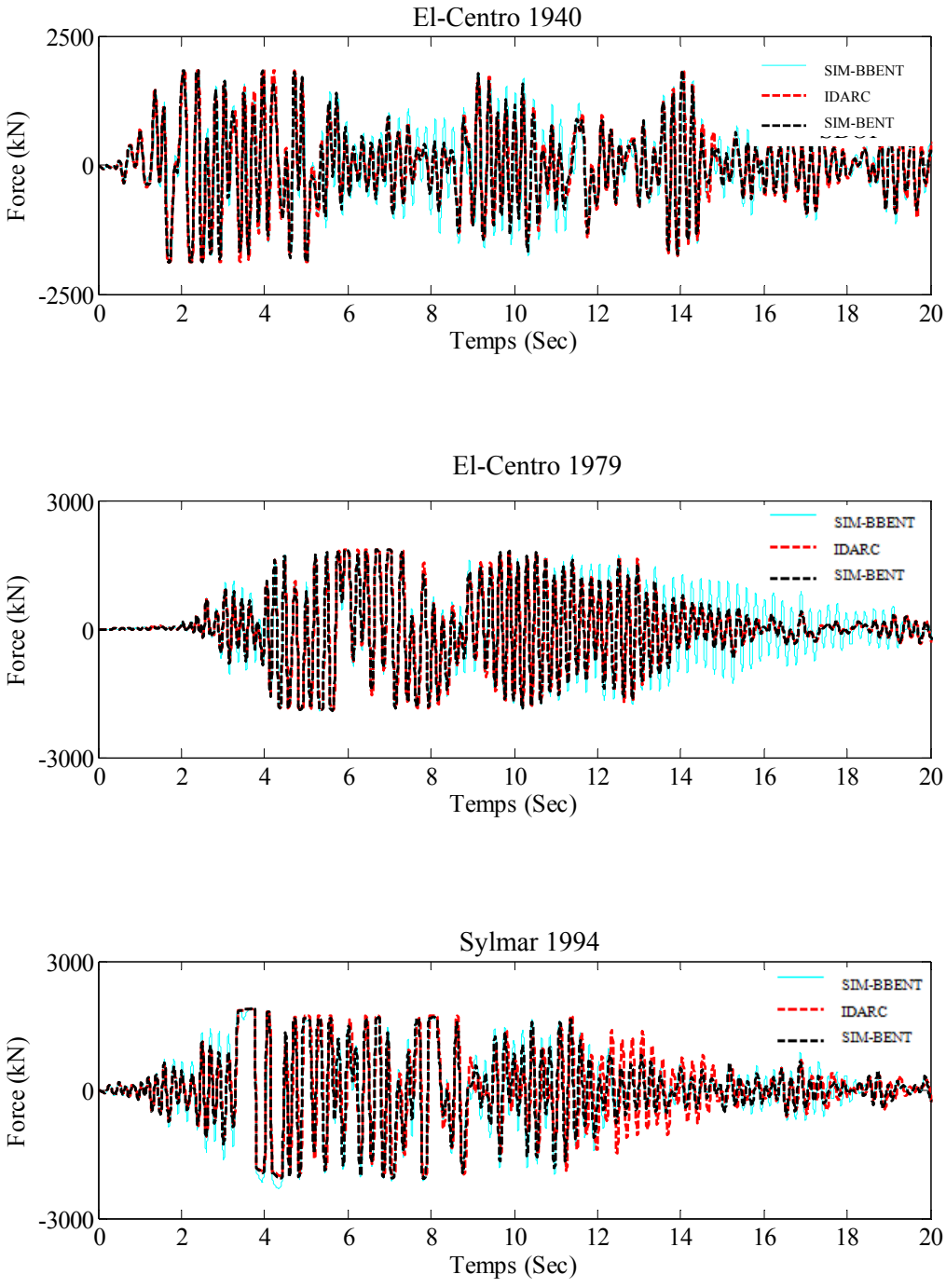
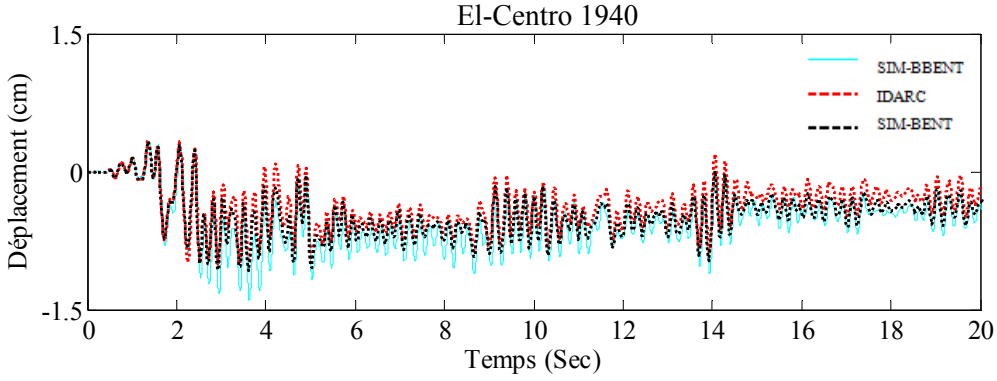


Figure 4.15 : Relation Force-Temps pour la pile de pont à deux fûts



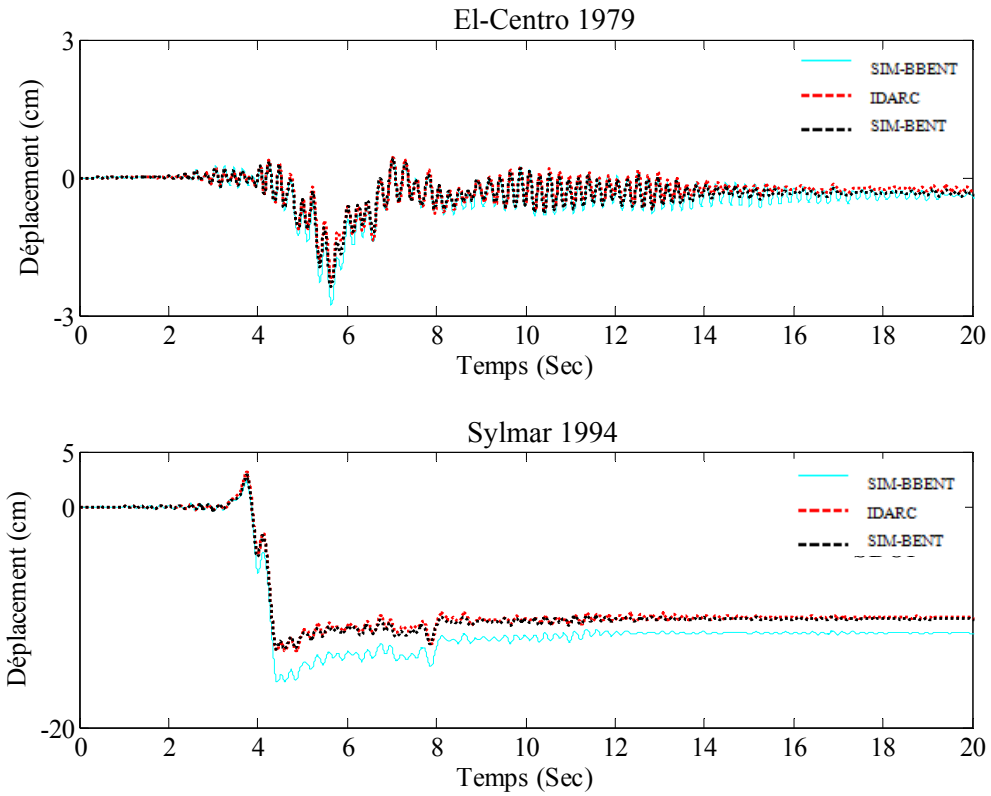


Figure 4.16 : Relation Déplacement-Temps pour la pile de pont à deux fûts

A partir de ces résultats on peut conclure que le comportement des ponts (les types des ponts étudié) équipés par des butées de blocage est le même que celui d'un oscillateur à un seul degré de liberté.

4.9 CONCLUSION

A partir des résultats de ce chapitre, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les trois types d'isolateurs qui ont été étudiés dans le cadre de ce mémoire ont des lois de comportement distinctes et il est impossible d'affirmer qu'un isolateur est préférable aux autres dans toutes les situations.
- Le modèle qu'on a proposé pour la détermination du comportement dynamique non linéaire des ponts équipe par ces isolateurs est efficace et ceci à travers la concordance entre les résultats de nos programme et du programme SIZO.
- Le comportement des piles des ponts équipés par des butées de blocage peut être simulé par un oscillateur simple à 1 seul degré de liberté.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme d'initiation à la recherche ayant deux objectifs principaux : d'une part, l'amélioration de nos connaissances sur le comportement non linéaire des piles des ponts en béton armé sous action sismique et d'autre part, le développement de modèles simplifiés d'analyse dynamique non linéaire.

A partir de cette étude, il nous semble utile de présenter quelques conclusions importantes obtenues au cours de ce travail :

- L'analyse statique non linéaire « Pushover » permet de ramener l'étude du comportement dynamique d'ensemble d'un ouvrage souvent complexe (les piles des ponts en béton armé) à l'étude d'un simple oscillateur élasto-plastique à un degré de liberté.
- Dans le cadre de cette étude, on a vu qui une structure a un comportement non linéaire (comportement au-delà du demain élastique) dissipe beaucoup d'énergie par hystérèse et absorbe un peu d'énergie de manier comparable à une structure qui se comporte dans le domaine élastique.
- L'application de la méthode PBSD permet d'évaluer le niveau de la performance des piles des ponts en béton armé et l'endommagement apporté à l'ouvrage.
- A l'aide d'analyses numériques effectuées sur un simple modèle à un seul degré de liberté on peut déterminer le comportement dynamique non linéaire dans la direction transversale des piles des ponts sans isolateurs sismiques (le tablier est encastré dans les piles). Les déplacements permanents obtenus avec ce modèle sont différents du programme IDARC.
- L'un des inconvénients de l'utilisation du modèle élasto-plastique dans la simulation hystérétique du comportement d'un élément en béton armé, c'est la trop grande rigidité de la courbe le recharge après plastification et de la courbe de décharge. En effet, pour poteau en béton armé, lorsque la phase de recharge commence, il y a tout d'abord une phase de fermeture des fissures qui diminue fortement la rigidité est par conséquent les déplacements permanents sont loin de la réalité.
- Les trois types d'isolateurs qui ont été étudiés dans le cadre de ce mémoire ont des lois de comportement distinct et il est impossible d'affirmer qu'un isolateur est préférable aux autres dans toutes les situations.
- Le modèle qu'on a proposé pour la détermination du comportement dynamique non linéaire des ponts équipés par ces isolateurs est efficace et ceci à travers la concordance entre les résultats de nos programmes et le programme SIZO2D.

- Les trois types d’isolateurs « élastomère fretté avec un noyan de plomb, élastomère fretté à amortissement élevé et l’appui en pendules glissants » contribuent à diminuer les déplacements et les efforts engendrés dans les piles. On peut tirer comme conclusion que les trois types des piles des ponts restent dans le domaine élastique et la non-linéarité est concentrée dans les isolateurs.
- Le comportement des piles (palées) des ponts équipe par des butées de blocage peut être simuler par un oscillateur simple à 1 seul degré de liberté.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Fazad N, Bhatia H et ROY Lobo. M, 200 ***Performance-based Seismic Engineering*** Seismic Design Handbook, 2000.

[2] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 1999 ***Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems***, PEER, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 1999/02, April 1999.

[3] Luis A.Montejo, Dr Mervyn J.Kowalsky, 2007 ***CUMBIA, Set of codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members***, Technical Report No. IS-07-01, Department on civil, construction and environmental engineering North Carolina State University Raleigh, NC, 2007

[4] Priestley, Seible, Calvi ***Seismic Design and Retrofit of Bridges*** New York: Wiley 1996.

[5] Priestley and Paulay ***Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings***, 1992.

[6] Krawinkler Helmut, 2005 ***Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it***, structural engineers association of California, Stanford University, Stanford California.

[7] RPOA 2008 ***Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art,*** 2008.

[8] R. E Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li, and A. Madn ***IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*** Technical Report NCEER-96-0010, January 8, 1996.

[9] Leblouba Moussa, ELSCP, ***Earthquake Lab suite of Computer Programs,*** Technical University of Civil Engineering of Bucharest, Romania 2008.

[10] Leblouba Moussa, ***Base Isolated Buildings Parametric Analysis and Design Guidelines***, Thesis in Civil Engineering, Technical University of Civil Engineering of Bucharest, Romania 2009.

[11] Document SETRA ***Ponts Courants en Zone Sismique Guide de Conception,*** Janvier 2000.

[12] A. Lazarovski, P. Lestuzzi ***Déplacements Permanents en cas de Comportement Sismique non Linéaire,*** Projet de Construction, Janvier 2009.

[13] D. Combescure, 2001 ***Modélisation des Structures de Génie Civil sous Chargement Sismique à l'aide de CASTEM 2000,*** 2001.

[14] wai-Fah Chen, Lian Duan ***Bridge Engineering Seismic Design***, 2003

[15] Fabio F. Taucer, Encrico Spacone, Filip C. Filippou ***A Fiber Beam-Column Element For Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures***, Report No. UCB/EERC-91/17 Earthquake Engineering Research Centre College of Engineering University of California, Berkeley, December 1991.

[16] Sherif M. El-Tawil, Gregory G. Deierlein ***Fiber Element Analysis of Composite Beam-Column Cross-Section,*** Report No. 96-6, Structural Engineering, School of Civil and Environemental Engineering Cornell University, ITHACA, NEW YORK, May 1996

[17] A. Mokha, M.C. Constantinou and A.M. Reinhorn ***Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation:Experimental Studies and Mathematical Modeling,*** Technical Report NCEER-88-0038, December 5, 1988.

[18] Nahit Kumbasar, Alper ilki ***Analytical and Experimental Moment-Curvature Relationships for Reinforced Concrete Sections Subjected to Cyclic Flexure,*** Digest 2001, December 2001 683-705.

[19] Applied Technology Council, 1996 ***Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,*** ATC40, volume 1, report No SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.

[20] Hamburger Ronald. O, 2004 ***Development of Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines,*** Performance-based seismic design concepts and implementation proceedings of an intrenational workshop, bel, Solvenia, June 28, July 1, 2004 Edited by Peter Fajfar and Helmut Krawinkler.

[21] Mervyn J. Kowalsky and M.J.Nigel Priestley ***Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions,*** ACI STRUCTURAL JOURNAL, Technical Paper, Title no .97-S42.

[22] Rapport préliminaire de la mission AFPS ***Le Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie***

[23] Serhan Güner ***Performance Assement of Shear-Critical Reinforced Concrete Plane Frames,*** these de doctorat, Unversité de Toronto 2008.

[24] Guide manuel ***IDARC 2D Version 6.1 ,*** Feb 2006.

[25] Murat Eröz ***Advanced Models for Sliding Seismic Isolation and Applications for Typical Multi-Span Highway Bridges,*** Georgia Institule of Technology December 2007 .

[26] Chapitre 9 ***Seismic Isolation and Energy Dissipation,*** FEMA 356