



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR**  
**ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**  
**Département de Génie Civil**  
**Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures**

**Mémoire**  
présenté par

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**Ouassila KADA**

*Ingénieur d'état en Génie Civil, ENP*

*Pour obtenir le titre de*  
**MAGISTER EN GENIE CIVIL**

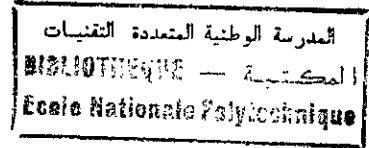
*Thème*

**ANALYSE DE LA REPONSE SISMIQUE  
NONLINEAIRE DES STRUCTURES SUR SOL  
ROCHEUX**

*Soutenue publiquement le 02 Octobre 2002 devant le jury composé de :*

Président :	M.K. BERRAH	Professeur, ENP
Directeur de thèse	M. HAMMOUTENE	Maître de Conférences, ENP
Co-Directeur de thèse	B. TILIOUINE	Professeur, ENP
Examineurs :	B. ZEGHLACHE	Chargé de Recherche, ENP
	M. N. FARSI	Maître de Recherche, CGS
	S. BELKACEMI	Maître de Conférences, ENP
Membre invité :	M. BELAZOUGUI	Directeur du CGS

## REMERCIEMENTS



C'est pour moi un grand honneur que d'avoir été acceptée dans le Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures au sein duquel il m'a été très agréable de réaliser ce travail. Je tiens tout d'abord, à remercier Monsieur B. TILIOUINE, Professeur à l'ENP, d'une part, en qualité de directeur du laboratoire pour m'avoir fourni un cadre de travail et d'une autre part, en qualité de Co-directeur de thèse, ses orientations et ses conseils ont été pour moi un guide tout au long de ce travail.

Je tiens tout aussi à exprimer toute ma gratitude envers Monsieur M. HAMMOUTENE, Maître de conférences à l'ENP, qui a assuré l'encadrement scientifique de ce travail en qualité de Directeur de thèse. Je le remercie sincèrement pour tout ce que j'ai appris avec lui. Je tiens aussi à lui exprimer toute ma reconnaissance pour ses précieux conseils.

Je remercie vivement Monsieur M.K. BERRAH, Professeur à l'ENP, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance.

Je remercie vivement Monsieur B. ZEGLACHE, Chargé de recherche à l'ENP, pour avoir accepté de siéger dans le jury comme examinateur. Je le remercie également pour l'intérêt qu'il a toujours montré pour ce travail. Ses qualités humaines en font une personne qui a toute mon estime et mon admiration.

J'exprime mes vifs remerciements à Monsieur M. FARSI, Maître de recherche au CGS, pour avoir accepté de siéger dans le jury comme examinateur. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie également Monsieur S. BELKACEMI, Maître de conférences à l'ENP, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

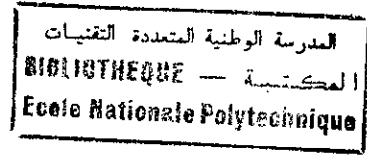
Qu'il me soit permis d'adresser mes sincères remerciements à Monsieur M. BELAZOUGUI, Directeur du CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique) pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de donner de son temps pour participer à la soutenance en qualité de membre invité.

Mes remerciements vont aussi à Madame D. CHERID ainsi qu'à Madame H. MOUHABEDDINE pour leurs encouragements amicaux.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui m'ont aidé dans l'accomplissement de ce travail. Je pense particulièrement à Monsieur H. AKNOUCHE, Attaché de recherche au CGS, que j'ai souvent sollicités. Sans oublier le personnel la bibliothèque de l'ENP ainsi que Madame MOUSSAOUI chargée de la documentation au CGS, et toutes mes amies qui se sont impatientées pour voir l'aboutissement de ce travail.

Je remercie du fond du cœur mes parents ainsi que mes sœurs pour leurs encouragements, affection et soutien permanents.

Je ne saurai terminer sans remercier mon mari, Abdelghani SEGHIR, Attaché de recherche au CGS pour ses encouragements et son soutien permanent tout au long de ce travail. Il m'a été d'une aide considérable sans laquelle ce travail n'aurait pu être accompli.



*A mes parents qui m'ont tout donner*

*A mes sœurs : Salima, Nawel, Hassiba, Loubna Nessrine*

*A mon beau frère Mohamed , ma nièce Marwa et mon neveu Achraf*

*A mon mari Abdelghani ainsi que ma belle famille*

*A toutes mes amies*

يهدف هذا العمل إلى دراسة تأثير الاهتزازات التربة الأرض على اجابة المنشآت التي تتصرف بطريقة غير خطية. لهذا الغرض استعمل نموذج لتفعيل الحركات الاهتزازية لدراسة مع إظهار عدم سكون هذه الهزات في السعة والواتر. تعرف الزلازل المحصل عليها عن طريق النموذج بـ العونج - قوة الحركة والمسافة بين الموقع ومصدر الحركة. تأخذ هذه الدراسة نصفا الاعتبار عدم خطية تصرف المنشآت التي تتعرض إلى هزات قوية. طوّرت لهذا الغرض عدة نماذج لتفعيل عدم الخطية في تصرف المنشآت، منها التي تتوافق مع البنائات الفولاذية وأخرى تتماشى والمنشآت المبنية بالحرسنة المسلحة طبقاً للنتائج المحصل عليها، والتي تأخذ بعين الاعتبار لدانة المنشآت، استخرجت عدة نماذج وأعطيت توجهات عند أجل اعتبار عدم سكون الهزات الأرضية عديدة، وعدم خطية تصرف المنشآت من جهة أخرى وذلك في قواعد الحساب الديناميكي للمنشآت.

**Mots clés :** modèle de simulation nonstationnaire, modèles de comportement nonlinéaire des structures, effet de site, analyse dynamique des structures, spectre de demande de ductilité, spectre de réponse

## Résumé

L'objet de ce travail est d'analyser les effets des mouvements forts du sol sur la réponse des structures présentant des déformations inélastiques. A cet effet, des mouvements sismiques simulés sont employés, ces derniers font apparaître la nonstationnarité du signal sismique tant en amplitude qu'en contenu fréquentiel. Aussi ils sont arrangés par classes de ( conditions locales de site, magnitude, distance épacentrale).

L'analyse effectuée prend aussi en compte la nonlinéarité du comportement des structures subissant des mouvements sévères du sol. Des modèles de comportement nonlinéaires ont été développés pour représenter aussi bien les structures métalliques que celles en béton armé, ces dernières présentent des dégradations de la rigidité en raison des fissurations. L'étude a portée sur les structures implantées dans un sol rocheux.

A travers les résultats obtenus, entre autres les spectres de réponse, faisant intervenir la ductilité des systèmes, de nombreuses conclusions sont déduites, aussi des recommandations sont faites pour la prise en compte de la nonstationnarité du signal sismique d'un coté, et la nonlinéarité du comportement des structures d'un autre coté, notamment dans les codes de calcul dynamique des structures et dans les règlements parasismiques.

## Abstract

The object of this work is to analyze effects of ground strong motions on the response of structures presenting inelastic deformations. To this effect, simulated seismic motions are used, these last make appear so much the nonstationnarity of the seismic signal in both amplitude and frequency content. they are arranged by classes of (local soil conditions, magnitude and epicentral distance)

This analysis also takes in account the non linearity of the structure behavior undergoing strong ground motions. Models of non linear behavior have been developed to represent the metallic structures as well that those made of reinforced concrete, these last present deterioration of the stiffness because of concrete crack. The study was about structures implanted in a rocky soil.

From the results obtained in this study, where ductility of the systems is considered, numerous conclusions are deduced, also recommendations are made for take into account the nonstationnarity of the seismic signal, on one hand, and of the non linearity of the behavior of structures on the other hand, notably in dynamic building codes.

## SOMMAIRE

<i>CHAPITRE 1</i> INTRODUCTION GENERALE .....	1
1.1 Introduction .....	1
1.2 Objectifs et organisation de l'étude.....	2
1.3 Etat des recherches dans le domaine de l'analyse de la réponse sismique nonlinéaire des structures .....	4
<i>CHAPITRE 2</i> CARACTERISATION ET SIMULATION DES MOUVEMENTS FORTS DU SOL.....	9
2.1 Introduction.....	9
2.2 Phénomène des tremblements de terre .....	9
2.3 Caractérisation des mouvements du sol .....	10
2.3.1 Intensité.....	11
2.3.2 Magnitude .....	11
2.3.3 Spectre de réponse .....	12
2.3.4 La durée .....	12
2.4 Facteurs affectant les mouvements du sol.....	13
2.4.1 Facteurs liés à la source .....	13
2.4.2 Facteurs liés au chemin traversé .....	14
2.4.3 Facteurs liés aux conditions locales de site.....	14
2.5 Mouvements forts du sol.....	16
2.6 Modélisation et simulation des accélérogrammes.....	16
2.6.1 Introduction.....	16
2.6.2 Description du modèle de simulation des accélérogrammes arrangés par classes de (site, magnitude, distance).....	17
2.7 Conclusions.....	25
<i>CHAPITRE 3</i> MODELES DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES.....	29
3.1 INTRODUCTION .....	29
3.2 Sources des non linéarités .....	30
3.3 Modèle mathématique de la structure à un degré de liberté.....	31
3.4 Présentation des modèles de comportement des structures .....	32
3.4.1 Modèle élastique linéaire .....	32
3.4.2 Modèles nonlinéaires .....	33
3.5 Energie .....	42
3.6 L'endommagement .....	45
3.7 Procédure d'analyse .....	46
3.7.1 L'équilibre dynamique .....	46
3.7.2 Calcul de la réponse dynamique .....	47
3.7.3 Points de changement de rigidité .....	48
3.8 Comparaison avec le code de calcul 'NONLIN' .....	49
3.9 Conclusions.....	49
<i>CHAPITRE 4</i> REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES A COMPORTEMENT NONLINEAIRE.....	51
4.1 Introduction.....	51
4.2 Spectre de réponse .....	51
4.2.1 Définition du spectre de réponse.....	51
4.2.2 Spectre de réponse élastique .....	52
4.2.3 Spectre de réponse inélastique .....	53
4.2.4 Construction d'un spectre de réponse .....	56

4.2.5	Procédé de calcul itératif.....	56
4.2.6	Utilisation du spectre de réponse .....	58
4.3	Calcul de la réponse dynamique sous l'effet de séismes réels .....	59
4.3.1	Histoire temporelle.....	59
4.3.2	Spectres inélastiques .....	61
4.4	Capacité énergétique des modèles de comportement non linéaire .....	61
4.5	Conclusions .....	62
<b>CHAPITRE 5 ANALYSE STOCHASTIQUE DES SPECTRES DE REPONSE POUR DIFFERENTES</b>		
<b>CLASSES D'ACCELEROGRAMMES .....</b>		
5.1	Introduction.....	68
5.2	Rappel du calcul statistique.....	68
5.3	Spectres de réponse stochastiques.....	70
5.4	Spectre d'accélération.....	72
5.4.1	Effet du modèle de comportement .....	72
5.4.2	Effet de la magnitude .....	73
5.4.3	Effet de la distance épacentrale .....	73
5.4.4	Spectres de ductilité .....	74
5.4.5	Aspect réglementaire.....	74
5.4.6	Spectres d'accélération normalisés .....	81
<b>CHAPITRE 6 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES FUTURES .....</b>		
		90

## Notation

- $a$  : paramètre de dégradation de la rigidité du déchargement  
 $a(f_k, t)$  : l'amplitude de la  $k^{\text{ème}}$  harmonique du processus nonstationnaire au temps  $t$ .  
 $c$  : amortissement  
 $E_i$  : énergie de l'input : énergie impartie à la structure  
 $E_k$  : énergie cinétique  
 $E_\xi$  : énergie d'amortissement  
 $E_s$  : énergie de déformation élastique  
 $E_h$  : énergie hystérétique  
 $f^0$  : la fréquence moyenne  
 $f^s$  : la dispersion de la fréquence  
 $K$  : rigidité initiale  
 $K_p$  : rigidité plastique  
 $m$  : masse  
 $p$  : le rapport de rigidité  
 $R$  : Force de rappel par unité de masse  
 $R_y$  : force élastique limite  
 $S(f, t)$  : Spectre physique  
 $T$  : Période propre  
 $T_d$  : durée du processus nonstationnaire  
 $u(t)$  : déplacement relatif de la masse  
 $u_a(t)$  déplacement absolu de la masse  
 $u_{max}$  : déplacement maximum  
 $u_s(t)$  : déplacement imposé à la base  
 $u_y$  : déplacement élastique limite  
 $Y_k(t)$  : processus élémentaires nonstationnaires  
 $X(t)$  : processus nonstationnaire  
 $\alpha(t)$  : paramètre énergétique du spectre physique  
 $\omega$  : pulsation naturelle (propre)  
 $\mu$  : Facteur de ductilité en terme de déplacement  
 $\theta_k$  : la phase aléatoire du signal sismique  
 $\xi$  : taux (coefficient) d'amortissement

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION GENERALE

### 1.1 Introduction

Les tremblements de terre sont des phénomènes auxquels on accorde une importance particulière. Ceci est bien justifié si l'on prend en compte l'ampleur des désastres provoqués par leur violence, soudaineté et imprévisibilité. En effet, ils sont à l'origine de pertes humaines considérables et provoquent un effet dévastateur sur les sols et les structures. Le but de ce travail est d'apporter une contribution à la compréhension du comportement des structures sous l'effet de sollicitations dynamiques engendrées par des excitations sismiques.

Les expériences de séismes sévères passés ont montré la vulnérabilité des constructions vis à vis des vibrations du sol. C'est la raison pour laquelle toutes les mesures nécessaires doivent être prises pour assurer la sécurité des ouvrages construits en zone sismique. Toutefois, pour des raisons économiques, un certain niveau d'endommagement peut être toléré dans la conception parasismique des structures [10]. Ainsi, dans le but de concevoir des structures à la fois sécuritaires et économiques, l'analyse dynamique doit approcher au mieux le comportement réel des structures.

En général, les structures ont un comportement linéaire si elles sont soumises à des séismes de faibles intensités, mais il est bien reconnu qu'une structure destinée à résister à de forts mouvements du sol doit être capable de supporter des déformations inélastiques, autrement dit, d'avoir un comportement nonlinéaire [27, 53]. Par conséquent, le spectre inélastique a pris de l'avantage par rapport au spectre élastique dans la conception et le calcul des structures. Cependant, cette extension vers des problèmes nonlinéaires nécessite la résolution de quelques difficultés supplémentaires, du fait que le nombre de paramètres définissant la réponse nonlinéaire des structures augmente par rapport aux cas simples de réponse linéaire. En outre, dans le cas de comportement hystérétique caractérisant les conditions de la réponse des systèmes nonlinéaires, la modélisation de l'amortissement visqueux pose un problème très important. En effet, dans les systèmes linéaires, il est utilisé comme source équivalente de la nonlinéarité pour prendre en compte de manière globale toute dissipation d'énergie du système structurel, par contre, si la réponse nonlinéaire est explicitement considérée, l'amortissement visqueux doit référer à d'autres sources de dissipation d'énergie, ce qui est sujet à de larges incertitudes.

La modélisation numérique est un moyen incontournable pour les analyses post-sismiques. Elle constitue, également, un outil intéressant pour la simulation en vue de la prédiction de la réponse des structures à des mouvements sismiques futurs. La méthode linéaire a été largement utilisée pour sa simplicité et la qualité des résultats qu'elle fournit. Cette méthode présente toutefois des limitations importantes lorsque les structures présentent de fortes



nonlinéarités ; le recours à des méthodes nonlinéaires devient alors nécessaire dans ces cas. Plusieurs modèles de comportement inélastiques très efficaces ont été développés ces dernières années. Ils permettent de simuler de manière satisfaisante la majorité des phénomènes caractérisant le comportement des structures. Par ailleurs, des avancées considérables, associées à des moyens informatiques de plus en plus puissants, ont été réalisées en matière de méthodes de résolutions numériques.

## 1.2 Objectifs et organisation de l'étude

Le but de cette étude est d'analyser la réponse nonlinéaire des structures soumises à des mouvements forts du sol. Pour mener à bien cette investigation, il est nécessaire de [59]:

- Bien définir l'action sismique à laquelle va être soumise la structure étudiée;
- Choisir le modèle le plus représentatif pour modéliser le comportement de la structure en prenant en compte les effets nonlinéaires ;
- Définir des indices permettant d'évaluer l'endommagement de la structure.

Le mouvement du sol est généralement enregistré, lors d'un séisme, sous forme d'un accélérogramme représentant la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps. L'accélération du sol donnée par un enregistrement accélérométrique définit un processus aléatoire de caractère nonstationnaire. L'utilisation d'un certain nombre de signaux différents est donc nécessaire pour atteindre une précision statistique suffisante pour la prédiction de la réponse des structures à des mouvements sismiques futurs. Une procédure de simulation peut être utilisée pour générer, de manière artificielle, des accélérogrammes correspondant à des caractéristiques bien définies, liées au mouvement simulé. Dans le cadre de ce travail, un modèle de simulation de signaux sismiques doublement nonstationnaire établi à partir d'une banque de données mondiale [25] a été utilisé pour générer des accélérogrammes arrangés par classes de *magnitude* et *distance épiscopentrale*; le sol étant considéré de type rocheux.

Afin d'analyser efficacement le comportement des structures à un degré de liberté, un programme de calcul numérique intégrant différents modèles de comportement nonlinéaire, fréquemment utilisés, a été développé, pour représenter aussi bien les structures métalliques que celles en Béton Armé. Deux raisons sont à l'origine de l'intérêt porté au modèle de systèmes à un degré de liberté, à savoir, : c'est le plus simple des systèmes structurels qu'on peut concevoir, aussi, il peut être utilisé pour prédire le comportement des structures à plusieurs degrés de liberté selon le concept du spectre de réponse [16, 23, 24, 31, 34, 38, 40, 43].

L'endommagement est généralement évalué à travers des indices caractérisant la réponse nonlinéaire des structures sollicitées. Le rapport entre le déplacement maximum atteint et le déplacement élastique limite, c'est à dire le facteur de ductilité est considéré comme

paramètre de réponse inélastique indicatif de l'endommagement induit par un séisme [6, 9, 34, 35, 38, 39, 40, 41, 43, 53, 54, 59]. Il est communément appliqué aux structures telles que les structures en Béton Armé dont la rigidité se dégrade en présence de déformations plastiques.

Par ailleurs, le progrès spectaculaire des outils informatiques et des techniques de convergence a permis le développement des méthodes de calcul pour la résolution des équations nonlinéaires du mouvement. Nous avons opté pour la méthode d'intégration pas à pas, appelée méthode de l'accélération linéaire qui semble fournir des résultats satisfaisants [2, 7, 16, 20, 38, 40, 44].

Une étude statistique a été menée pour mettre en évidence les effets des modèles de comportement et de la ductilité sur la réponse des systèmes à un degré de liberté. La force élastique limite nécessaire pour le calcul des spectres de ductilité est déterminée à partir de la force latérale (à la base de la structure) prescrite par les RPA 99 [61] moyennant un coefficient de sécurité pris égal à 2. En outre, des spectres de ductilité ont été obtenus en utilisant les forces prescrites par le règlement français PS 92 [60], et le règlement Américain UBC 97 [72], et ce, dans un but de comparaison.

L'analyse par spectre de réponse nous a permis de mettre en relief l'influence des caractéristiques des mouvements forts du sol (magnitude et distance épacentrale) sur la réponse des structures à comportement nonlinéaire implantées dans un sol rocheux. A la fin de cette étude, des spectres normalisés sont proposés pour le calcul des structures dans le domaine inélastique lorsque les excitations sont définies par leur magnitude et distance épacentrale dans un sol rocheux.

Le présent travail est organisé en six chapitres dont le premier est cette introduction. Dans le deuxième chapitre quelques définitions concernant la nature des mouvements du sol sont données, les paramètres caractéristiques les influant sont également présentés. Le modèle de simulation utilisé pour générer les accélérogrammes est présenté.

Dans le troisième chapitre, après un bref rappel du comportement linéaire ainsi que ses limitations en cas de séismes sévères, six modèles de comportement nonlinéaire, parmi les plus utilisés, sont décrits. La nonlinéarité due aux changements permanents de la rigidité est prise en compte et l'amortissement est considéré visqueux. Une classification de ces modèles selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation est également évoquée. Par la suite, la méthode de résolution des équations d'équilibre dynamique, est exposée. Une comparaison des résultats obtenus par un code de calcul linéaire et élasto-plastique est effectuée.

Vu l'intérêt pratique de l'analyse par spectre de réponse, dans le chapitre quatre, on a tout d'abord fait un rappel du spectre élastique. Les étapes du calcul numérique du spectre inélastique avec une ductilité constante sont décrites. L'histoire temporelle de les réponses

d'une structure à un séisme Algérien (Chenoua) et au séisme El Centro sont obtenues dans le but de comparer les différents modèles de comportement tant linéaires que non linéaires. On a aussi mis en évidence l'effet de la ductilité sur la réponse des structures soumises à une excitation sismique en considérant les modèles de comportement non linéaires. Le facteur de ductilité en terme de déplacement étant choisi comme paramètre de réponse représentatif de l'endommagement.

Le cinquième chapitre présente une étude statistique menée dans le but d'avoir un champ plus large dans l'analyse de la réponse dynamique des structures. Les spectres de réponse dynamique sont évalués pour chaque classe d'accélérogramme, nous nous sommes intéressés particulièrement au sol rocheux. Outre les effets de la magnitude et de la distance épacentrale, l'effet du modèle de comportement est mis en évidence à travers l'analyse des demandes de ductilité et des spectres de réponse en accélération. Ces résultats sont présentés pour seulement trois modèles de comportement choisis pour représenter chacun une catégorie selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation. Nous proposons, à la fin de cette étude, des spectres d'accélération normalisés (élastiques et inélastiques) par rapport au PGA pour une probabilité de confiance de 95 % de la moyenne, construits pour les trois modèles de comportement (EPB : Elasto-Plastique Bilinéaire, CLO : Clough et MPO : Bilinéaire orienté vers le déplacement maximum) relatifs à des structures en acier et en béton armé. Les valeurs de ductilité de 2 (généralement considérée pour les structures en béton armé), 4 (généralement considérée pour les structures en acier) et 6 (représentant un cas limite) sont considérées. Ces spectres peuvent être utilisés dans des calculs non linéaires lorsque les sollicitations sismiques sont définies par leur magnitude et distance épacentrale dans un sol rocheux.

Enfin, une conclusion générale et des recommandations pour des travaux futures dans le sixième et dernier chapitre.

### **1.3 Etat des recherches dans le domaine de l'analyse de la réponse sismique non linéaire des structures**

Modéliser le comportement réel des structures est une étape très importante dans l'analyse des structures destinées à résister à de forts mouvements du sol. Nombreux sont les chercheurs qui se sont intéressés à l'étude et l'analyse des structures à comportement non linéaire.

Une grande diversité apparaît dans l'élaboration des modèles prenant en compte les déformations inélastiques. D'un côté, il y a les modèles largement idéalisés, ayant recours à de considérables simplifications, mais qui ne sont que des approches du comportement réel des structures. D'un autre côté, il y a les modèles empiriques basés sur des études expérimentales. Ils décrivent précisément le comportement de systèmes particuliers soumis à des excitations toutes aussi particulières [26].

**Takeda et al (1970) [68]**: ont développé un modèle de comportement en se basant sur des études expérimentales réalisées sur des éléments en Béton Armé soumis à des mouvements dynamiques à la base. Le modèle est trilineaire ; en plus de la limite élastique, il fait apparaître les points de fissuration. Il est représenté par des règles décrivant les divers chemins possibles de l'histoire du chargement. Des résultats satisfaisants, en utilisant des données expérimentales ont été reportés.

Le modèle de Takeda est considéré comme le modèle qui se rapproche le plus du comportement réel des structures ou des éléments structuraux en Béton Armé, en raison du développement des fissurations, micro-fissurations et de la dégradation de l'adhérence acier-béton. Il est souvent utilisé pour l'analyse de la flexion dans le Béton Armé. Cependant, vu la complexité du modèle Takeda, plusieurs chercheurs ont fait des modifications simplificatrices pour mieux l'adapter à des cas plus généraux. Parmi ces chercheurs, **Letsuzzi (2000) [37]** qui a proposé le modèle Takeda modifié. Ce dernier a été testé expérimentalement dans le but d'analyser le comportement dynamique des murs porteurs en Béton Armé sous charge sismique. Le modèle Takeda modifié ne présente pas de point de fissuration ce qui signifie une grande simplification lors de l'interprétation des résultats sans toutefois trop s'éloigner du comportement réel des structures.

**Anagnostopoulos et Roesset (1973) [6]** : se sont intéressés à la demande de ductilité des systèmes nonlinéaires à un degré de liberté. Les résultats de l'analyse dynamique de systèmes nonlinéaires soumis à cinq enregistrements sismiques dans un sol ferme, ont fait apparaître la force élastique limite, nécessaire pour limiter la ductilité à un niveau spécifique, comme une fonction de la période naturelle du système et de l'intensité du mouvement du sol.

**Bertero et Popov (1975) [10]** : ont mené une investigation comprenant l'analyse du comportement hystérétique des parties critiques (classés selon l'état de contrainte qui contrôle leur comportement inélastique) et des jonctions poteau-poutre pour les structures ductiles en béton armé. En se basant sur les résultats expérimentaux, et à travers toutes les informations obtenues, à savoir, résistance, ductilité, capacité d'absorber et de dissiper l'énergie, mécanisme de dégradation de la rigidité et de l'énergie...etc, il en ressort les conclusions suivantes : le comportement hystérétique d'une structure est très sensible à l'histoire de l'excitation ; pour un élément en béton armé, si la déformation maximale se développe en augmentant dans une direction, la rigidité initiale et la dissipation d'énergie se dégrade durant le cycle de chargement suivant.

**Mahin et Lin (1983) [40]** : ont développé un programme de calcul pour l'analyse de la réponse inélastique des systèmes à un degré de liberté soumis à des excitations sismiques. Les modèles bilinéaires et les modèles avec dégradation de rigidité ont été considérés. La méthode d'intégration pas à pas a été employée pour la résolution de l'équation du mouvement. Les définitions et limitations de différents indices de réponse, incluant divers types de facteurs de ductilité, ont été examinées. Les résultats ont indiqués que tous ces facteurs sont

substantiellement dépendant de la période propre du système : ils diminuent lorsque la période augmente. Les spectres de réponse ont été calculés pour une ductilité de 4 et un taux d'amortissement de 5%. Le besoin d'étendre les méthodes utilisés pour des systèmes à plusieurs degrés de liberté a été évoqué.

**Otani (1985) [52]** : a étudié l'influence des paramètres de rigidité sur l'amplitude de la réponse nonlinéaire des systèmes à un degré de liberté à travers, entre autres, les spectres de ductilité. Pour ce faire, il a utilisé des modèles hystérétiques en se limitant à ceux caractérisant la flexion dans le béton armé (Bilinéaire dégradable, Clough, Ramberg-Osgood et Takeda).

**Wang et Shan (1987) [74]** : ont proposé un modèle hystérétique analytique basé sur le concept d'accumulation de l'endommagement. Les paramètres représentant l'endommagement ont été calibrés à partir de résultats expérimentaux sur des systèmes à échelle réduite. Ce concept a été employé pour prédire la réponse de prototypes de structures en béton armé soumis à des chargements cycliques.

**Miranda (1992) [44]** : a mené une étude statistique pour analyser les spectres de réponse nonlinéaires, 124 enregistrements sismiques ont été considérés. Une attention particulière a été accordée aux effets des conditions de site sur la résistance inélastique et les demandes sismiques des systèmes à un degré de liberté. L'aspect déterministe ainsi que l'aspect probabiliste ont été évoqués dans le calcul des spectres de réponse avec une ductilité fixée pour les modèles élastoplastiques. Il a été mis en évidence que la résistance élastique limite est affectée par la déformation inélastique, les conditions locales du site et la période de vibration.

**Peng et Conte (1997) [59]** : ont développé un modèle de simulation nonstationnaire du mouvement du sol. Ce modèle a été validé à travers la réponse inélastique de systèmes à un degré de liberté. Des spectres inélastiques correspondant à divers modèles de comportement nonlinéaire ont été analysés suite à une étude statistique. Des résultats intéressants découlent de cette étude, entre autre, la possibilité de classer les modèles nonlinéaires, selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation, en trois catégories.

A travers l'analyse de la réponse sismique en incluant plusieurs modèles de comportement, de nombreux chercheurs ont mené des investigations en considérant le facteur de ductilité et l'énergie absorbée comme deux paramètres indicatifs de l'endommagement. Ils sont parvenu, eux aussi, à classer les modèles nonlinéaires, selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation, en trois groupes, **Minami et Osawa (1988) [43]**, **Loh et Ho (1990) [39]**,

**Beolchini et al (1998) [8]** : ont mené une investigation pour analyser un grand nombre de résultats expérimentaux sur des poteaux en béton armé. Sur la base de ces résultats, un modèle analytique capable de reproduire le comportement hystérétique de poteaux en béton

armé de haute et moyenne résistance à été calibré. Le modèle a ensuite été utilisé dans un programme comprenant l'analyse nonlinéaire de structures à un degré de liberté soumises à différentes excitations sismiques en utilisant une gamme d'enregistrements accélérométriques. Les analyses dynamiques ont montré que les principaux facteurs influençant la réponse sont : les caractéristiques des accélérogrammes enregistrés, les relations constitutives du modèle de comportement analytique et la période naturelle du système.

Un autre point, pas moins important que la modélisation nonlinéaire des structures, a été considéré dans cette étude, ce sont les paramètres caractéristiques définissant les mouvements du sols considérés. Plusieurs travaux ont été réalisés pour prédire la réponse sismique des structures, tant dans le domaine élastique que dans le domaine inélastique, en considérant les caractéristiques des mouvements sismiques liés au mécanisme de rupture, propagation des ondes sismiques, géologie et topographie du site,...etc. Les plus récents de ces travaux ont entrepris des études du comportement nonlinéaire des structures en considérant des sollicitations définies par leurs magnitude, distance de la source et conditions locales de site.

**Seed et Idriss (1969) [65]** : ont travaillé sur l'influence des conditions locales de site sur les dommages des structures soumises aux mouvements du sol. Il a été mis en évidence qu'un changement de la magnitude et de la distance épacentrale, en maintenant les autres paramètres caractéristiques du séisme considéré, constants, peut avoir une influence significative sur le spectre d'endommagement à n'importe quel site donné.

**Seed, Ugas et Lysmer (1976) [66]** : ont réalisé une étude statistique des spectres de réponse élastiques en accélération d'enregistrements de séismes en surface pour différents types de sol, répartis en quatre catégories (rocher, sols raides, sols pulvérulents profonds, et sols mous). Ces spectres ont été normalisés par rapport au PGA. Cette analyse a montré la différence de formes des spectres correspondant aux différentes conditions géologiques, ce qui indique le besoin de considérer ces effets dans la conception parasismique. Ce travail a été basé sur des études statistiques ne faisant pas intervenir la magnitude et la distance à la source. Il semblerait qu'en réalité la forme du spectre de réponse dépend également de ces paramètres.

**Borzi et al (2001) [11]** avaient pour objectif l'introduction d'une nouvelle forme de spectre inélastique de déplacement. Les résultats des analyses nonlinéaires entreprises (modèle élasto-plastique parfait et un modèle trilineaire représentatif des structures en béton armé) ont été employés pour définir un système élastique équivalent. L'équivalence entre les systèmes élastiques et inélastiques est interprétée en terme de période de vibration et de capacité de dissiper de l'énergie. Pour obtenir les spectres inélastiques, des ductilités de 2, 4 et 6 ont été considérées.

Il a été mis en évidence, dans cette étude, l'influence des paramètres des mouvements du sol sur les spectres inélastique de déplacement. Ce ci a pu être réalisé en utilisant une banque de données traitée de sorte à avoir des accélérogrammes caractérisés par leur magnitude, distance épacentrale et conditions locales de site. Il en ressort, entre autres, les conclusions suivantes (pour une ductilité de 4): en passant des sols mous au sols rocheux, le déplacement spectral diminue. Aussi, dans un sol rocheux, en passant des faibles aux fortes magnitudes, en maintenant la distance constante, les déplacements sont augmentés. De même, pour une magnitude fixe, le déplacement croît en passant des grandes aux petites distances. Quant à l'effet du modèle, il a été constaté que le déplacement qu'exhibe le modèle trilineaire présentant des dégradations de la rigidité est supérieur à celui du modèle élasto-plastique parfait.

**Decanini et Mollaiolo (2001) [22]** ont entrepris une recherche basée sur l'étude du comportement inélastique des systèmes à un degré de liberté. Ce ci dans le but de développer une procédure qui permet d'incorporer l'effet de divers paramètres sur les demandes d'énergie imposées aux structures par les mouvements forts du sol. Les demandes d'énergie inélastiques ont été évaluées en fonction des caractéristiques des structures et celles du mouvement du sol. Pour ce faire, plusieurs types de modèles hystérétiques ont été employés, les ductilités 2, 4 et 6 ont été considérées. Les paramètres caractéristiques des mouvements du sol (magnitude, distance épacentrale et conditions locales de site) ont été pris en compte à travers l'énergie de l'input et l'énergie hystérétique.

## **CHAPITRE 2 CARACTERISATION ET SIMULATION DES MOUVEMENTS FORTS DU SOL**

### **2.1 Introduction**

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine des mouvements forts du sol. Le mouvement sismique a pour effet d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique. Les propriétés des séismes dépendent de nombreux facteurs : la magnitude, le mécanisme au foyer, distance source récepteur, des caractéristiques physiques, géologiques et topographiques.

Par ailleurs, la nécessité de mieux appréhender la caractérisation des mouvements forts du sol et de mieux apprécier l'influence des divers paramètres physiques sur de tels mouvements, a constitué une motivation essentielle pour le développement des procédures de simulation de plus en plus sophistiquées. L'élaboration de ces procédures, a trouvé toute son importance, notamment dans les régions de sismicité modérée où les enregistrements sismiques sont très rares, voire inexistant [14, 28].

Le présent chapitre portera sur la caractérisation des mouvements sismiques et les différents paramètres pouvant les affecter. Par la suite, un modèle de simulation doublement nonstationnaires d'accélérogrammes sera présenté. Ce modèle servira à générer des accélérogrammes artificiels correspondant aux caractéristiques du mouvement considéré.

### **2.2 Phénomène des tremblements de terre**

Les tremblements de terre sont précédés par une période d'accumulation de tension dans la croûte terrestre. A un certain moment, il suffit d'une énergie plus faible pour amener le déclenchement d'un séisme. Les séismes importants correspondent à l'apparition brutale d'une fracture en profondeur amenant le glissement soudain d'un compartiment par rapport à un autre. La vibration engendrée par le frottement entre ces deux compartiment donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans le sol jusqu'à la surface libre. Certains séismes peut importants peuvent avoir d'autres causes : effondrement ou écoulement d'une cavité souterraine de grande dimension ou encore éruption volcanique [21].

A l'instant où se produit la rupture, d'importantes quantités d'énergie élastique lentement accumulée se libèrent instantanément. L'énergie emmagasinée se dissipe sous forme de radiation d'ondes sismiques et d'énergie transformée en chaleur ou énergie potentielle. On



passé d'abord par un état correspondant à des contraintes très importantes, à un second état où ces contraintes diminuent progressivement.

Ainsi, l'énergie sismique en un point donné dépend, d'une part, de la quantité d'énergie émise à la source et, d'autre part, des conditions de propagation entre la source et le point d'observation. Il est à noter qu'après un séisme, l'énergie recommence à s'accumuler jusqu'à une nouvelle libération brutale. L'énergie propagée sous forme d'ondes sismiques peut causer des dégâts importants aux constructions.

On appelle foyer ou hypocentre d'un séisme le lieu précis où se produit le mouvement initial dû à la libération d'énergie. Il est souvent placé sur le plan d'une faille profonde. Le foyer est localisé par sa longitude, sa latitude et sa profondeur. L'épicentre est le point situé en surface immédiatement au-dessus du foyer (voir figure 2.1).

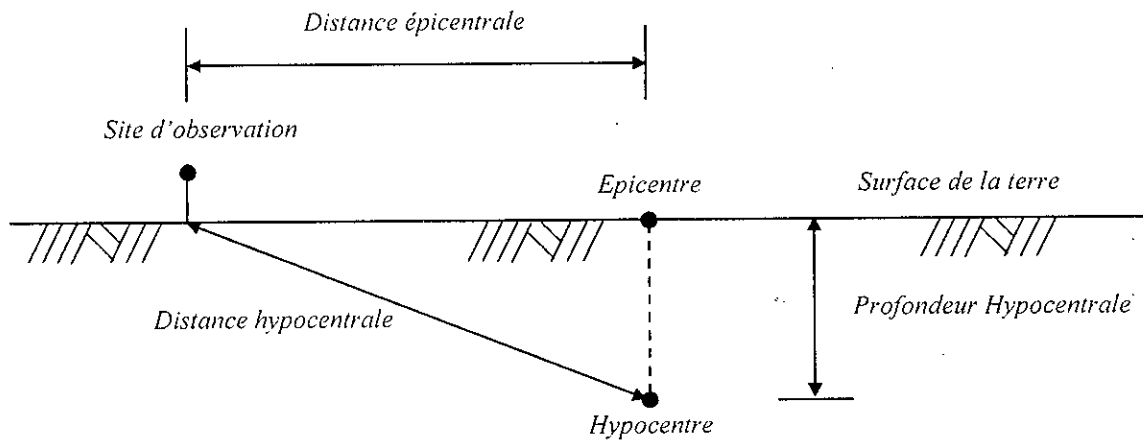


Figure (2.1) Schéma de l'hypocentre

### 2.3 Caractérisation des mouvements du sol

L'action sismique consiste en un mouvement vibratoire du sol de forte amplitude et de caractère aléatoire correspondant à la propagation d'une perturbation ayant pris naissance à l'intérieur de l'écorce terrestre. Sa durée est très variable mais toujours brève (quelques secondes à quelques dizaines de secondes). Au voisinage de la source de rupture les ondes créées correspondent à des ondes de volume : ondes de compression (ondes P) ou ondes de cisaillement (ondes S). Lorsque celles-ci commencent leur ascension vers la surface de la terre, elles rencontrent des hétérogénéités et des discontinuités, elles sont alors réfléchies et réfractées et donnent naissance à d'autres types d'ondes : les ondes de surface (ondes de Rayleigh et de Love). L'analyse des sismographes placés dans les stations d'enregistrement, permet d'identifier une série de caractéristiques différentes arrivant successivement à l'observatoire.

- Les premières sont les ondes P. Ce sont les plus rapides. leur amplitude est faible et leur fréquence élevée. Elles vibrent longitudinalement.
- Ensuite, arrivent les ondes S d'amplitude supérieure à celle des ondes P, de fréquence et de vitesse plus faible. Elles vibrent dans un plan perpendiculaire à la direction de propagation. On distingue, selon leur mouvement, les ondes (SV) verticales, et les ondes (SH) horizontales.
- Enfin les ondes L ou ondes de surface, arrivent en dernier. Elles résultent du fait que la surface de la terre est composée de couches de différentes propriétés, les frontières séparant chaque couche constituent une interface qui piège les ondes de volume pour donner naissance aux ondes de surface. Elles sont de plus grandes amplitude et sont les plus lentes. Elles vibrent transversalement mais leur plan de vibration est différent de celui des ondes S. On distingue les ondes de Rayleigh et les ondes de Love.

Dans l'étude sismique des structures et des sols, les mouvements du sol en un site donné sont caractérisés en terme de leur intensité, contenu fréquentiel et de leur durée.

### **2.3.1 Intensité**

L'importance des vibrations sismiques du sol a été historiquement caractérisée sur la base d'estimation qualitative de l'intensité, mais avec l'apparition d'instruments d'enregistrement du mouvement du sol, le pic d'accélération et autres mesures quantitatives de la force de vibration sont obtenues pour caractériser la force du mouvement du sol. L'intensité n'est qu'une mesure de l'importance du séisme en un lieu donné établie d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a provoqués [12]. Quoiqu'elle soit précise, cette estimation subjective peut être utile pour évaluer l'importance d'un séisme lorsque les enregistrements ne sont pas disponibles. Par ailleurs, la connaissance de l'accélération maximale du sol ne peut suffire pour évaluer la réponse d'une structure à un séisme, ceci est dû à la non prise en compte des autres aspects importants du mouvement (le contenu fréquentiel et la durée). Il est plus rigoureux de mesurer l'énergie totale libérée au cours d'un séisme par l'évaluation des déplacements du sol enregistrés par les sismographes pour caractériser la force du mouvement sismique. C'est une mesure de ce qu'on appelle la magnitude. L'échelle en terme de magnitude peut être considérée comme une estimation de la taille du séisme (phénomène physique si complexe) d'une manière simple et numérique [31].

### **2.3.2 Magnitude**

La magnitude, définie en 1935 par Richter pour les séismes de Californie, est une fonction de l'amplitude maximum enregistrée par un sismographe particulier à 100 km de l'épicentre. Par la suite, l'évaluation de la magnitude a été étendue à d'autres distances, d'autres régions, à

des profondeurs de foyer plus élevées, et en utilisant divers instruments de mesure [12, 21, 31]. La forme générale servant de base à toutes les échelles de magnitude est la suivante :

$$m = \log A + f(d,h) + C_S + C_R \quad (2.1)$$

où  $A$  est l'amplitude de l'onde sismique mesurée après les corrections liées aux effets des instruments de mesure,  $f(d,h)$  est une correction liée à la distance épacentrale ( $d$ ) et à la profondeur hypocentrale ( $h$ ),  $C_S$  est une correction due aux effets de la station (variation de l'amplitude issue du type de rocher) et  $C_R$  est une correction liée aux effets régionaux.

Certains auteurs considèrent un autre paramètre pour caractériser la grandeur d'un tremblement de terre, il s'agit du moment sismique. C'est un paramètre intrinsèque à la source [28], il décrit l'étendue de la déformation au niveau de la source sismique.

### 2.3.3 Spectre de réponse

Pour définir le contenu fréquentiel d'une vibration du sol, il est nécessaire d'avoir le spectre de réponse ou le spectre d'amplitude de Fourier. Le spectre de réponse est largement utilisé dans la pratique de l'engineering, car il décrit les caractéristiques fréquentielles du mouvement du sol de sorte qu'il soit directement appliqué dans l'analyse et le dimensionnement des structures. Le spectre de réponse du sol est obtenu en appliquant les mouvements du sol à la base d'oscillateurs à un degré de liberté, pour un taux d'amortissement donné, et de représenter sur un graphe la réponse maximale de l'oscillateur en fonction de sa fréquence naturelle ou de sa période naturelle. Cette réponse peut être représentée sous forme linéaire en utilisant l'accélération absolue et le déplacement et la vitesse relatifs, ou bien sous la forme tripartite en utilisant les 'pseudo' accélérations, 'pseudo' vitesses et déplacements. C'est une représentation utile pour démontrer la période prédominante des mouvements sismiques.

Plusieurs relations empiriques pour estimer le spectre de réponse de mouvements du sol ont été développés à partir d'analyses statistiques récentes grâce aux bases de données des mouvements forts disponibles. Les résultats de ces études ont été présentés sous la forme de simples équations permettant aux ingénieurs de calculer les paramètres spectraux à une période donnée comme une fonction de paramètres tels que la magnitude du séisme, distance épacentrale, type de rupture, site géologique, etc.

### 2.3.4 La durée

En plus de l'amplitude et du contenu fréquentiel, la durée de vibration du sol influe aussi sur la performance sismique des structures. Ceci est particulièrement vrai dans le cas des structures ductiles conçues pour supporter des déformations inélastique lorsqu'elles sont soumises à de forts mouvements du sol. La réponse inélastique de telles structures est sensible

au nombre de cycles du mouvement fort qu'elles subissent. La durée de vibration est également essentielle dans la stabilité des sols cohérents et la performance des pentes et des remblais. La durée des mouvements forts apparaît comme principalement conditionnée par la magnitude du séisme et, dans une moindre mesure, par la distance du site à la source [21]. elle augmente lorsque la magnitude du séisme augmente. C'est un facteur de destruction important en zone épiscoptrale. De nombreuses analyses statistiques ont été effectuées en se basant sur des enregistrements sismiques dans le but d'estimer la durée des séismes [31].

## 2.4 Facteurs affectant les mouvements du sol

Les caractéristiques du mouvement du sol dans un site particulier peuvent être affectés par plusieurs facteurs liés au processus de rupture, la propagation des ondes sismiques de la faille jusqu'au site, et les conditions locales du site [31, 58, 65].

### 2.4.1 Facteurs liés à la source

L'identification de sources sismiques dans la région d'intérêt et l'évaluation de la sismicité attribuée à ces sources constitue la base pour l'analyse de l'aléa sismique. L'effet de la source est fonction des dimensions de la zone de rupture, des valeurs des contraintes le long de la surface de rupture, du mécanisme de la rupture et de sa propagation le long de la faille. Un séisme est, dans la plus part des cas, engendré par un mécanisme de cisaillement pur duquel les déformations par dilatation ou compression sont absente. Le mécanisme à la source peut être alors représenté par un ensemble de forces constituant un double couple dont le paramètre caractéristique est  $M_0$ , le moment sismique.

$$M_0 = \mu \bar{u} S \quad (2.2)$$

$\mu$  : module de cisaillement du milieu ;

$\bar{u}$  : déplacement relatif moyen des deux bords de la faille ;

$S$  : l'aire de la surface de rupture.

Le processus de rupture fait apparaître plusieurs types de failles, classées selon l'orientation du mouvement relatif sur le plan de rupture pendant un tremblement de terre[21, 28].

Par ailleurs, l'orientation du plan de faille et la direction de la dislocation ont un effet de *directivité* sur la radiation des ondes. En effet, la directivité due au faite que la source des ondes sismiques est une source en mouvement qui parcourt toute la longueur de la faille à une vitesse de rupture finie, a un effet directe sur le mouvement engendré en un site donné. Le mouvement dans un site situé dans la direction du front de rupture sur le plan de faille sera plus amplifié mais de plus courte durée que celui situé à égale distance dans le sens opposé à

la rupture. En plus, selon que la rupture soit dans une seule direction ou bilatérale, la durée du mouvement du sol est fortement affectée.

Parmi tous les paramètres existants, les ingénieurs préfèrent caractériser un séisme par sa magnitude. Elle est caractérisée pour un séisme donné, par le mode de rupture, les valeurs respectives des dimensions de faille, des vitesses de rupture et des dislocations (valeur des glissements finaux et des temps de montée). La variabilité, pour une même catégorie de magnitude, provient des différents schémas de rupture sur les différentes failles, des radiations des ondes et des caractéristiques singulières des failles (surface, azimuth, pendage, direction du glissement)[24]. En général, la magnitude d'un séisme est d'autant plus importante que la surface de rupture est grande.

### **2.4.2 Facteurs liés au chemin traversé**

Durant un tremblement de terre, les ondes sismiques se propagent dans un large rayon loin de la zone de rupture ce qui entraîne la modification de leurs caractéristiques en raison des réflexions et réfractions lorsqu'elles rencontrent des hétérogénéités, des surfaces de discontinuité et des barrières naturelles. Aussi, une partie de l'énergie transportée par ses ondes est absorbée dans les milieux traversés du fait de l'amortissement matériel lié à l'hystérésis des matériaux[58]. Tous ces phénomènes affectent la nature du mouvement sismique.

En s'éloignant de la source de rupture, l'amplitude du mouvement diminue (diminution des accélérations, vitesses et déplacements) et le contenu spectral est modifié (les hautes fréquences sont filtrées et la fréquence fondamentale est abaissée). La prise en compte de ces phénomènes est extrêmement complexe et impose en particulier de connaître la structure interne de la terre entre la foyer et le site. Il est même possible d'avoir, à grande distance, une intensité supérieure à celle obtenue à faible distance si le sol est favorable pour cela. Généralement, on rend compte de l'influence du chemin parcouru à l'aide d'un seul paramètre : la distance épacentrale. Cette distance a un effet direct sur le processus d'atténuation des ondes sismiques durant leur trajet de la source au récepteur.

Il a été mis en évidence qu'un changement de la magnitude et de la distance épacentrale, en maintenant les autres paramètres constants, peut avoir une influence significative sur le spectre d'endommagement à n'importe quel site donné [65].

### **2.4.3 Facteurs liés aux conditions locales de site**

Les conditions de site (géologiques, topographiques) ont, depuis longtemps, été reconnues comme des facteurs contribuant à la distribution géographique des ruptures du sol et des endommagements structuraux durant les tremblements de terre. En effet, les enregistrements des mouvements du sol, durant des séismes récents, ont montré que les variations des

conditions du sol peuvent avoir une influence majeure sur le mode d'endommagement ainsi que sur l'amplitude et les caractéristiques fréquentielles des mouvements du sol à la surface [29, 64, 65]. Les ingénieurs portent un intérêt particulier à l'amplification du mouvement du sol pour des périodes particulières. L'influence des conditions de site peut se manifester sous les formes suivantes [21]:

- déformation du signal vibratoire par effet géométrique (topographie, structure géologique) ou mécaniques (variation des propriétés des matériaux) : allongement de la vibration, amplification et modification du spectre, etc. ;
- propriétés dynamiques des sols : montée de la pression interstitielle, diminution de résistance, liquéfaction, tassement, etc. ;
- susceptibilité aux mouvements de terrains induits par la vibration : éboulement rocheux, glissement en terrain meuble, etc.

Les enregistrements des mouvements des sols recueillis à partir de séismes passés ont contribué à la compréhension des effets de site pour une large variété de conditions géologiques. Ces enregistrements ont été utilisés comme une base d'études quantitatives de l'influence de la réponse du sol sur les caractéristiques des mouvements forts du sol.

L'influence de la géologie locale est généralement mise en évidence à l'aide d'une classification sommaire de la nature du site. Seed et al[66] ont réalisé une étude statistique des spectres de réponse en accélération d'enregistrements de séismes en surface pour différents types de sol, répartis en quatre catégories (rocher, sols raides, sols pulvérulents profonds, et sols mous). Ces spectres ont été normalisés par rapport au PGA. Il en ressort de cette étude que la fréquence prédominante du mouvement, correspondant au pic du spectre de réponse, diminue lorsque la rigidité du sol diminue. Autrement dit, plus le sol est mou plus il filtre les hautes fréquences contenues dans le mouvement incident. Une structure rigide sera donc plus vulnérable sur rocher que sur sol mou et vice versa. Aussi, la plage de fréquence où l'accélération spectrale reste élevée est plus étendue pour les sols à faible rigidité.

Par ailleurs, des observations faites lors de séismes passés et confirmées par les modèles mathématiques ont mis en évidence l'influence de la topographie. Des amplifications importantes des ondes se sont produites au voisinage de reliefs tels que falaises, collines isolées, rebord de vallées encaissées. En plus, les mouvements enregistrés au sommet des reliefs sont systématiquement plus importantes que ceux enregistrés au pied des mêmes reliefs [21].

Il est à noter qu'en champ proche, il peut arriver qu'il soit difficile de bien séparer les effets liés à la source, ceux liés à la propagation source – site, et les effets de site[21].

## 2.5 Mouvements forts du sol

Selon où l'on se situe par rapport à la source, on peut distinguer les séismes sévères ayant une grande influence sur les constructions et les séismes de faible intensité n'affectant pas les constructions mais qui sont tout de même ressentis et observés par l'homme. Ainsi on peut distinguer deux catégories d'études sismiques :

- étude des mouvements faibles à toutes les distances de l'épicentre ; elle peut servir la sismologie, notamment pour étudier la construction physique de la terre ;
- étude des mouvements forts à proximité de l'épicentre ; ce sont ceux qui intéressent le génie parasismique.

Les enregistrements des mouvements forts du sol ont été obtenus pour la première fois durant le séisme de Californie du 10 Mars 1933, et depuis lors, la base de données des enregistrements sismiques s'est considérablement étendue [67]. Les premières interprétations des accélérogrammes des mouvements forts du sol ont été faites par Housner, ce dernier a expliqué leur apparence erratique par le fait que les ondes sismiques de hautes fréquences sont générées par un glissement irrégulier le long des failles, elles sont en suite sujettes à des réflexions, réfractions et atténuations aléatoires lorsqu'elles se propagent à travers le sol hétérogène. Plus tard, plusieurs chercheurs ont suivi le paradigme de Housner dans l'interprétation et la modélisation des accélérogrammes des mouvements forts en les considérant comme des processus aléatoires.

Il est bien reconnu par les ingénieurs comme par les sismologues que les mouvements du sol sont d'une nature stochastique. Cependant, leurs approches pour modéliser ces mouvements diffèrent fondamentalement. Simuler un mouvement sismique chez les ingénieurs, c'est chercher à approcher les données existantes (amplitude, contenu fréquentiel, durée). Le but de cette approche est de "capturer" les caractéristiques essentielles d'un mouvement généré par un séisme d'une taille spécifique dans un site donné. Autrement dit, générer les accélérogrammes artificiellement n'a pas pour but de dupliquer un séisme spécifique mais d'exprimer certaines propriétés moyennes de séismes passés. Par contre, l'approche adoptée par les sismologues comprend la prédiction des mouvements à partir d'une faille identifiée par les géologues et qui a des dimensions spécifiques et une orientation dans un cadre géologique bien spécifique.

## 2.6 Modélisation et simulation des accélérogrammes

### 2.6.1 Introduction

La définition des mouvements sismiques qui constituent les données d'entrée des calculs dynamiques des structures est souvent, notamment pour les analyses non linéaires, un des

points les plus délicats de l'étude parasismique. La conception parasismique pour une région de séismicité active est gouvernée par plusieurs 'caractéristiques sismiques' ; paramètres (magnitude, distance épacentrale, conditions locales de site, etc.) pouvant être établis pour une source de rupture particulière, si cette dernière est très active et génère des séismes fréquemment.

L'étude des mouvements forts en un site donné est généralement menée à travers l'analyse d'un enregistrement accélérométrique. La forme temporelle (amplitude et phase) et le contenu fréquentiel d'un accélérogramme obtenu en un site donné, sont les principales caractéristiques qui traduisent l'influence des paramètres énumérés ci-dessus [4]. Cependant, ce sont ces mêmes caractéristiques qui présentent des incertitudes dues aux variations temporelles et fréquentielles caractérisant les accélérations sismiques. Par conséquent, il est plus judicieux d'avoir recours à des approches stochastiques pour modéliser les mouvements sismiques.

En outre, l'accélération du sol donnée par un enregistrement accélérométrique apparaît comme une fonction aléatoire du temps, elle définit un processus nonstationnaire. En effet, la nonstationnarité du mouvement du sol peut se manifester dans l'amplitude comme dans le contenu fréquentiel. La nonstationnarité en amplitude est contrôlée par l'ordre d'arrivée des ondes sismiques au site d'enregistrement qui confère aux signaux obtenus un caractère transitoire.

La nonstationnarité en fréquence étant elle caractérisée par une évolution du contenu spectrale en fonction du temps. Les bandes fréquentielles occupées par les spectres des ondes arrivant au site d'enregistrement à différents instants, répartie le long de la durée de l'accélérogramme, deviennent de plus en plus étroites au fur et à mesure que le temps croît, ce qui se traduit par des mouvements en basses fréquences de durée plus grande que celle des mouvements en hautes fréquences.

Plusieurs modèles stochastiques, stationnaires et non stationnaires en amplitude et/ou en contenu fréquentiel, ont été proposés et utilisés pour la simulation des mouvement sismique du sol[16, 32, 59, 62, 67].

## **2.6.2 Description du modèle de simulation des accélérogrammes arrangés par classes de (site, magnitude, distance)**

### *2.6.2.1 Introduction*

Les ondes qui se propagent dans la croûte terrestre (un espace non homogène) subissent de multiples distorsions (dispersions, réflexion et réfraction ) sur les multiples interfaces, de même que des atténuations (géométriques et inélastiques). Ces effets, ajoutés à ceux de la dynamique de la source, engendrent des groupes d'ondes de caractéristiques différentes qui



atteignent le site d'enregistrement à des instants différents. Ce phénomène s'illustre dans un enregistrement sismique, par un contenu spectral qui varie au cours du temps : ces variations sont les effets simultanés du processus de rupture, ainsi que celles des caractéristiques mécaniques et géométriques du site. Les variations temporelles du contenu spectral sont décrite par une représentation tridimensionnelle du spectre physique[25,40].

### 2.6.2.2 Notion de base pour le calcul probabiliste

- *Processus stochastique :*

Si un phénomène physique est aléatoire, alors chaque échantillon  $X(t)$  de ce phénomène est le résultat de circonstances uniques qui ne se répéteront pas à l'occasion d'autres mesures indépendantes de ce même phénomène. Un processus aléatoire est une famille paramétrée de variables aléatoire. Selon que ces variables sont continues ou discrètes on parle de processus aléatoire continu ou discret. Une caractéristique d'un processus aléatoire est que sa valeur instantanée ne peut être donnée de façon déterministe.

Pour caractériser le processus stochastique de façon complète dans le sens probabiliste, il est nécessaire d'établir la fonction de densité de probabilité.

- *fonction de densité de probabilité*

la première densité fournit la structure de probabilité de la variable aléatoire  $X(t)$  pour chaque valeur fixée de  $t$ , elle est définie par

$$P_X(x, t) = \frac{P(x \leq X \leq x + dt, t)}{dx} = \frac{F(x + dx, t) - F(x, t)}{dx} \quad (2.3)$$

Où,  $P(x \leq X \leq x + dx, t)$  représente la probabilité pour que les valeurs du processus soient comprises dans l'intervalle  $[x, x+dx]$  en  $t$ ,  $F(x, t)$  est la fonction de répartition de la variable aléatoire  $X(t)$ , c'est à dire qu'elle représente la probabilité que les valeurs du processus soient comprises dans l'intervalle  $]-\infty, x]$  en  $t$ .

Les densités d'ordre supérieurs décrivent la dépendance mutuelle des ordonnées de la fonction aléatoire.

$$P_X(x_1, t_1; x_2, t_2, \dots; x_n, t_n) \quad (2.4)$$

- *Fonctions moments*

Les moments des variables aléatoires sont définis comme les espérances mathématiques des différentes puissances de ces variables aléatoires. Pour une seule variable,  $E[X^n]$  est le moment d'ordre  $n$ .

## Moyenne

$$\begin{aligned} m_X &= E[X(t)] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} x P_X(x, t) dx \end{aligned} \quad (2.5)$$

## Fonction d'autocorrélation

$$\begin{aligned} R_{XX}(t_1, t_2) &= E[X(t_1)X(t_2)] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} x_1 x_2 P_{XX}(x_1, t_1; x_2, t_2) dx_1 dx_2 \end{aligned} \quad (2.6)$$

La fonction d'autocorrélation peut être interprétée comme une mesure de la capacité de prédiction de valeurs futurs sur la base d'observation passées.

- *Décomposition spectrale d'un processus aléatoire*

Rappelons d'abord que, si  $X(t)$  est une fonction réelle, sa transformée de Fourier  $X(f)$  définie par :

$$x(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} X(t) e^{-2i\pi ft} dt \quad (2.7)$$

n'existe que si  $X(t)$  est absolument intégrable, et que l'intégrale  $\int_{-\infty}^{+\infty} |X(t)| dt$  a une valeur finie

## Processus aléatoire stationnaire

Un processus aléatoire est dit stationnaire, si les distributions de probabilités obtenues pour l'ensemble ne dépendent que du temps relatifs ou encore, si sa structure de probabilité soit invariante vis-à-vis d'un changement de l'origine des temps. Il en résulte que la densité de probabilité du premier ordre est donc indépendante du temps ; les densités d'ordres supérieurs ne sont fonction que de la différence entre les instants considérés, sans égard pour l'origine des temps. Ceci signifie que

$$P_X[X(t_1)X(t_2)\dots X(t_n)] = P_X[X(t_1 + \tau)X(t_2 + \tau)\dots X(t_n + \tau)] \quad (2.8)$$

La fonction d'autocorrélation et sa transformée de Fourier constituent une alternative très appropriée pour la description des signaux non transformables (processus aléatoire stationnaire) dans le domaine de Fourier. Pour ce faire, définissons la fonction de densité spectrale de puissance (DSP) d'un processus stationnaire  $X(t)$ , notée  $S_{XX}(f)$ , comme la transformée de Fourier de sa fonction d'autocorrélation :

$$S_{XX}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{XX}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (2.9)$$

On retrouve la fonction d'autocorrélation par la transformée de Fourier inverse de la fonction DSP :

$$R_{XX}(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} S_{XX}(f) e^{i2\pi f\tau} df \quad (2.10)$$

Les relations (2.9) et (2.10) sont connues sous le nom de théorème de Wiener-Kintchine. Notons que pour  $\tau = 0$ , l'équation (2.10) fournit la relation suivante :

$$R_{XX}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{XX}(f) df = E[X^2] \quad (2.11)$$

Cette relation montre, montre que  $S_{XX}(f)$  peut être considérée comme une mesure de la distribution dans le domaine des fréquences, de la moyenne de la valeur au carrée, ou encore, elle décrit la décomposition fréquentielle de la puissance temporelle.

### Processus nonstationnaires

La structure statistique dépend dans ce cas de la position de  $t$  le long de l'axe des temps et non du retard  $\tau = t_1 - t_2$  comme dans le cas des processus stationnaires. Les relations Wiener-Kintchine sont remplacées, dans ce cas, par les relations suivantes :

$$S_{XX}(f_1, f_2) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} R_{XX}(t_1, t_2) e^{-i2\pi(f_1 t_1 - f_2 t_2)} dt_1 dt_2 \quad (2.12)$$

$$R_{XX}(t_1, t_2) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} S_{XX}(f_1, f_2) e^{i2\pi(f_1 t_1 - f_2 t_2)} df_1 df_2$$

Il est à noter que les enregistrements sismiques sont des processus nonstationnaires à moyenne nulle. Aussi, ils peuvent être définis par seulement les propriétés du premier et second ordre.

### 2.6.2.3 Spectre physique

Le spectre physique est une représentation de l'évolution du contenu spectral dans le temps. L'estimation du spectre physique pour une classe "magnitude - distance-site" nécessite une étude statistique des enregistrements accélérométriques contenus dans cette classe.

Une étude [25] a été appliquée sur un grand nombre d'accélérogrammes (411) enregistrés en Italie, Californie, Chili, Japon, Taiwan et Algérie, correspondant à diverses magnitudes, distances épacentrales et conditions locales de site. Les données sont divisées en 45 différentes classes correspondant à cinq intervalles de magnitudes  $m_1$  à  $m_5$ , trois intervalles de distances  $d_1$  à  $d_3$  et trois catégories de sites  $s_0$  à  $s_3$ . Ces données sont réparties comme suit:

Classes de magnitudes :

$$m_1 < 4.5$$

$$4.5 \leq m_2 < 5.5$$

$$5.5 \leq m_3 < 6.5$$

$$6.5 \leq m_4 < 7.5$$

$$m_5 > 7.5$$

Classes de distances (Km):

	d1	d2	d3
m1	$\leq 10$	10-20	$\geq 20$
m2	$\leq 15$	15-30	$\geq 30$
m3	$\leq 20$	20-40	$\geq 40$
m4	$\leq 25$	25-50	$\geq 50$
m5	$\leq 30$	30-60	$\geq 60$

Classes de sites :

$s_0$  = Rocher

$s_1$  = sol dur

$s_2$  = sol mou et vase

Tableau 1 : Répartition des données.

	S0			S1			S2		
	d1	d2	d3	D1	d2	d3	d1	d2	d3
m1	08	07	02	05	05	09	05	07	01
m2	15	05	02	08	07	08	13	02	11
m3	32	06	17	08	11	08	23	19	17
m4	14	05	15	07	29	23	04	18	18
m5	---	---	03	---	02	09	---	---	03
Total1	69	23	39	28	54	57	45	46	50
Total2	131			139			141		

Le spectre physique est défini comme la moyenne sur échantillon du spectre de Fourier de processus  $W(t-u)X(u)$  :

$$S_{XX}(f, t) = \frac{1}{2\pi} E \left[ \left| \int_{-\infty}^{+\infty} W(t-u)X(u) e^{-i2\pi fu} \right|^2 \right] \quad (2.13)$$

c'est une approche qui consiste à isoler une portion du processus aléatoire  $X(u)$  autour de  $u=t$ , en le multipliant par une fenêtre temporelle  $W(t-u)$  adéquatement normalisée. Ainsi, pour chaque choix de la fenêtre temporelle  $W(t)$ ,  $S_{XX}(f, t)$  est une décomposition fréquentielle réelle et non négative de l'énergie du processus  $X(u)$  autour de  $u=t$ .

A fin de traduire de manière simple les variations du contenu spectral à chaque instant  $t$ , le modèle de spectre physique est représenté par une forme Gaussienne dont l'expression est la suivante :

$$S(f, t) = \frac{\alpha(t)}{\sqrt{2\pi} f^s(t)} \exp \left[ -0.5 \left( \frac{f - f^0(t)}{f^s(t)} \right)^2 \right] \quad (2.14)$$

avec :

$f^0(t)$  : la fréquence moyenne, indique l'endroit où est concentrée la masse spectrale le long de l'axe des fréquences.

$f^s(t)$  : la dispersion, c'est une mesure de la variabilité du contenu fréquentiel, c'est à dire la largeur de la bande de la fonction de densité spectrale autour de sa fréquence moyenne.

$\alpha(t)$  : le ratio qui permet de retrouver l'énergie originale sous la Gaussienne à chaque instant  $t$ , il traduit la variation en fonction du temps des enveloppes des ondes constitutives.

Ces paramètres sont évalués statistiquement ; pour chaque classe et à chaque instant  $t$ . Les valeurs moyennes et à 90% de confiance de ( $f^0, f^s$  et  $\alpha$ ) sont calculées.

Dans le cadre de ce travail, Nous nous limitons pour le type de sol rocheux S0, à trois valeurs de la magnitude (m2, m3, m4) et trois valeurs de la distance épacentrale (d1, d2, d3). Les valeurs moyennes des paramètres ( $f^0, f^s$  et  $\alpha$ ) correspondant sont représentés sur la figure

(2.2).

#### 2.6.2.4 Formulation mathématique du modèle de simulation

Les principales caractéristiques des enregistrements sismiques sont représentées par une nonstationnarité de leurs contenus fréquentiels et de leurs amplitudes temporelles, de même que par des phases distribuées de manière spécifique. Le développement d'un modèle stochastique pour la simulation de processus nonstationnaires, doit être capable de reproduire le plus fidèlement possible ces caractéristiques.

Lors de l'élaboration de ce modèle, une attention particulière a été accordée à la variation temporelle du contenu spectral tant en amplitude qu'en bande fréquentielle. En effet, la prise en compte explicite et précise de cette variation se fait à travers la relation analytique qui existe entre le spectre physique et les amplitudes nonstationnaires des harmoniques constitutives du modèle de simulation.

En plus, le mouvement en un site donné n'étant autre que le résultat d'une combinaison aléatoire des divers groupes d'ondes qui l'atteignent à des instants prescrits, la distribution des phases choisie doit traduire au sens stochastique du terme l'effet de la dynamique de la source, les propriétés des milieux traversés et les propriétés géologiques locales du site d'enregistrement.

Le modèle de simulation que nous utilisons inclut dans sa formulation deux paramètres fréquentiels et un paramètre énergétique. Les deux paramètres fréquentiels ont une importance primordiale dans la caractérisation du contenu spectral nonstationnaire, car en fait, ils contrôlent les caractéristiques du signal dans le domaine temporel, alors que le paramètre énergétique quand à lui contrôle la durée des mouvements forts.

Notons que du point de vue stochastique, les accélérations sismiques peuvent être interprétés comme des réalisations particulières de processus aléatoires à moyenne nulle.

L'approche suivie pour la simulation consiste à modéliser l'accélérogramme en une série de fonctions dont les amplitudes tiennent compte de l'évolution temporelle du contenu spectral. Le modèle de simulation est défini alors par la somme de processus élémentaires nonstationnaires  $Y_k(t)$ , appartenant au processus nonstationnaire  $X(t)$  de durée  $T_d$ .

$$X(t) = \sum_{K=1}^N Y_K(t) = \sum_{K=1}^N a(f_K, t) \sin(2\pi f_K t + \theta_K) \quad (2.15)$$

telle que :

$f_K = K \cdot \Delta f$  où  $\Delta f = \frac{1}{T_d}$  est la bande fréquentielle autour de la fréquence  $f_k$ , et  $N$  est le nombre de fréquences discrètes retenu conformément au théorème d'échantillonnage[73].

$a(f_k, t)$  : l'amplitude de la  $k^{\text{ème}}$  harmonique au temps  $t$ .

$\theta_k$  : la phase aléatoire compatible avec la fonction de distribution dont les paramètres sont reliés à l'enveloppe temporelle du signal sismique original.

Les amplitudes nonstationnaires sont liés au spectre physique. A partir de la relation (2.13), en définissant le spectre physique pour  $f_1=f_2=f$ , et après quelque développement en prenant en compte le fait que le processus est à moyenne nulle, on obtient :

$$S_{XX}(f, t) = \sum_{k=1}^N \frac{a^2(f_k, t)}{4} [W^2(f + f_k) + W^2(f - f_k)] \quad (2.16)$$

Lorsque  $N$  tend vers l'infini, il en ressort la relation suivante :

$$4\Delta f S_{XX}(f_k, t) = a^2(f_k, t) \quad (2.17)$$

En faisant appel à la fonction de puissance unilatérale du processus, on a :

$$G_{XX}(f_k, t) = 2S_{XX}(f_k, t) \quad (2.18)$$

Où  $G_{XX}$  est le spectre physique dans l'intervalle  $[0, +\infty[$ .

Les amplitudes temporelles des divers harmoniques constituant le modèle stochastique de simulation sont donc définies par la relations suivante :

$$a(f_k, t) = \sqrt{2\Delta f G_{XX}(f_k, t)} \quad (2.19)$$

Le modèle consiste donc en la somme de processus élémentaires nonstationnaires  $Y_k(t)$  dont la caractérisation est complètement définie par la spécification de l'enveloppe temporelle  $a(f_k, t)$ , et du contenuphasique  $\theta_k$ . La prise en compte de la variation temporelle du contenu spectral se fait à travers la relation analytique qui existe entre les amplitudes des harmoniques et celles du spectre physique. Par contre, le contenuphasique est géré par des distributions de probabilités aléatoires bien définies et dont les paramètres sont reliés à l'enveloppe temporelle du signal sismique original.

## **2.7 Conclusions**

Dans le présent chapitre, après quelques définitions du phénomène de tremblement de terre, on a discuté les caractéristiques qui peuvent influencer le mouvement du sol. Il est important de considérer la magnitude, la distance épacentrale et les conditions locales de site simultanément pour comprendre l'endommagement causé par le mouvement du sol [3].

Par ailleurs, la réponse structurelle nonlinéaire est beaucoup plus sensible aux caractéristiques des mouvements du sol comparant à la réponse linéaire, en plus de sa sensibilité aux caractéristiques du contenu spectrale. Donc un plus grand nombre d'accélérogrammes est requis pour les analyses nonlinéaires. A cet égard, On a présenté un modèle de simulation nonstationnaire d'accélérogrammes classés selon leur magnitude, distance épacentrale et conditions locales de site. Ce modèle permet de générer un nombre suffisant d'accélérogrammes pour mener une étude statistique.



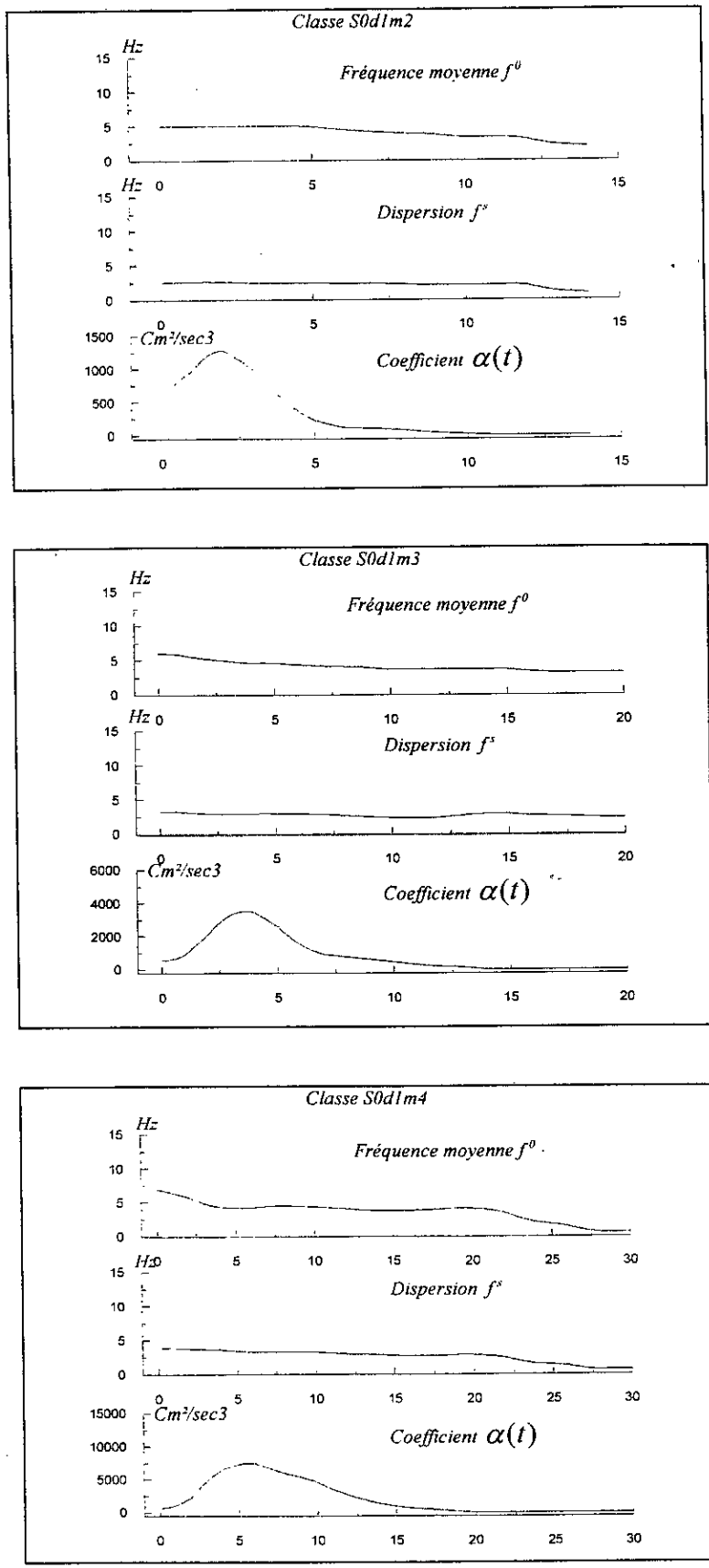


Figure (2.2)a Variation temporelle des paramètres du spectre physique

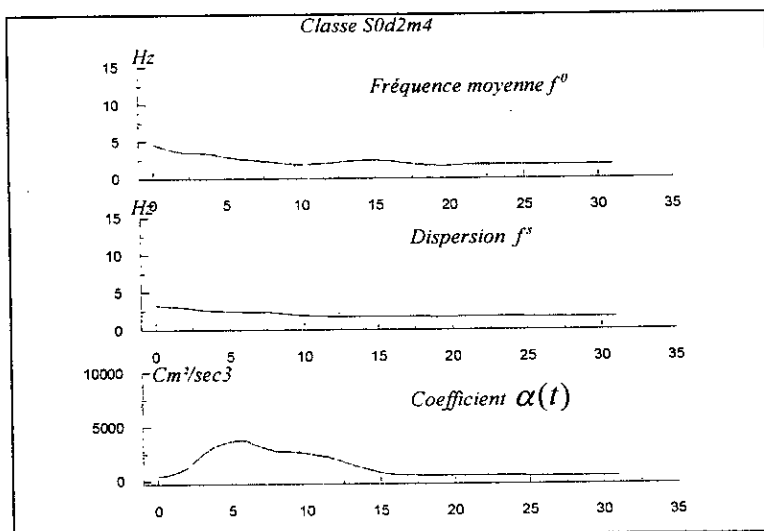
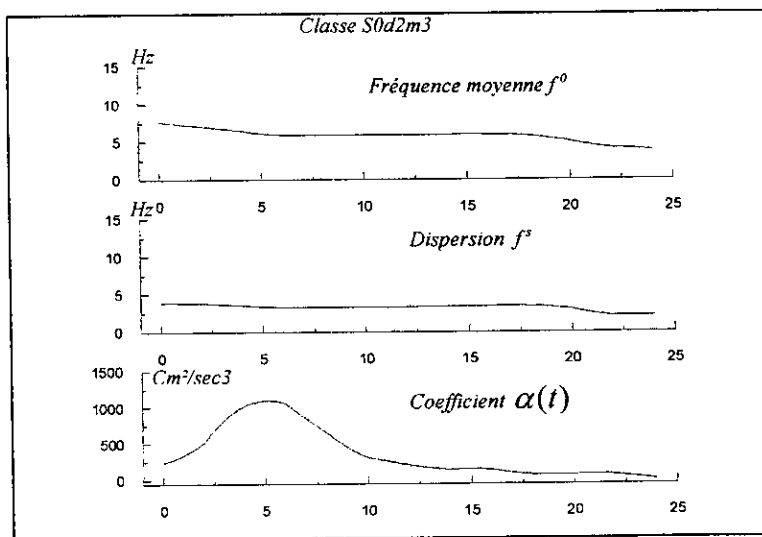
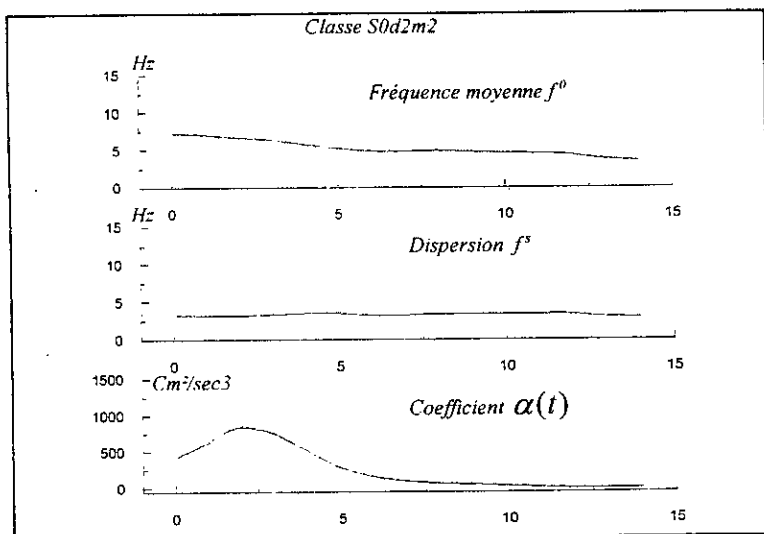


Figure (2.2)b Variation temporelle des paramètres du spectre physique

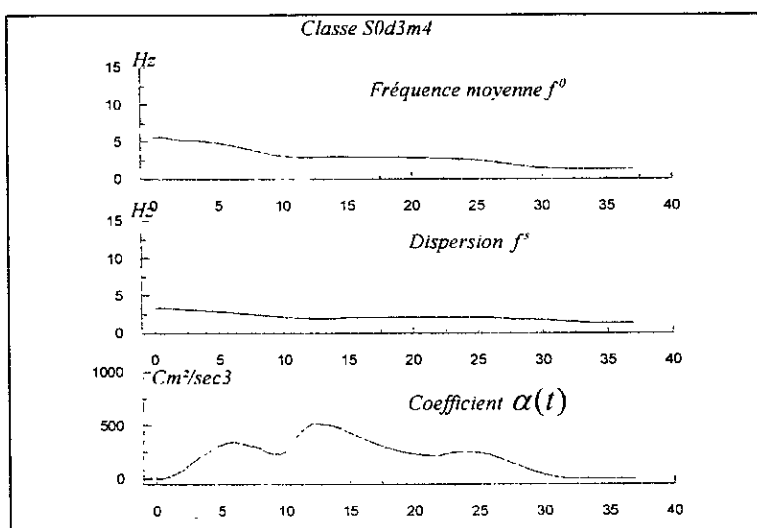
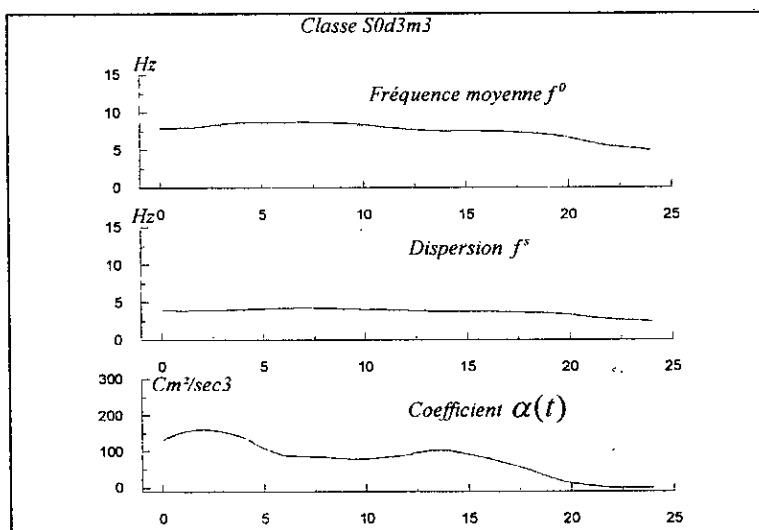
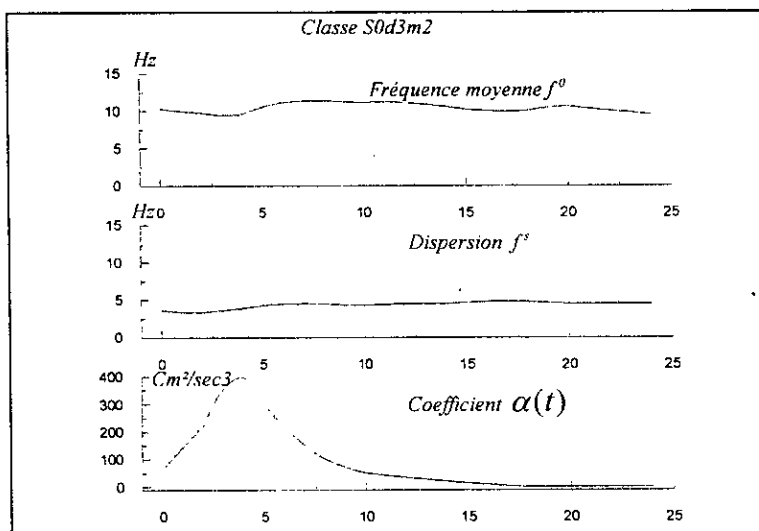


Figure (2.2)c Variation temporelle des paramètres du spectre physique

## **CHAPITRE 3 MODELES DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES**

### **3.1 INTRODUCTION**

Le comportement dynamique d'une structure soumise à un mouvement du sol dépend aussi bien de l'amplitude du mouvement d'excitation que des caractéristiques physiques de la structure. Il est donc nécessaire d'en tenir compte lors de la modélisation du comportement qui constitue une étape importante dans l'analyse de la réponse dynamique des structures.

En général, les structures ont un comportement élastique lorsqu'elles sont soumises à des mouvements de faibles intensités, mais il est bien reconnu que les structures destinées à résister à de forts mouvements du sol doivent être capables de supporter des déformations inélastiques induisant un comportement nonlinéaire (ductile). Plusieurs modèles hystérétiques de comportement dynamique nonlinéaire, variant de modèles relativement simples à des modèles plus compliqués ont été proposés pour prédire la réponse des structures ou d'éléments structuraux soumis à un chargement cyclique.

Des études expérimentales, simulant les conditions de chargement cyclique que peut engendrer une excitation sismique, ont été réalisées sur des éléments structuraux, des assemblages d'éléments, des modèles réduits de structures et sur des prototypes de structures relativement simples à échelle réelle [6, 10, 24, 36, 37, 46, 57, 63, 68, 74, 75]. Les résultats ont indiqué que les courbes Force – Déplacement présentent des boucles d'hystérésis en raison du comportement inélastique. L'allure de ces boucles dépend du système structurel et du matériau .

Pour avoir la réponse à une excitation sismique de systèmes à un degré de liberté, on considère une relation Force – Déplacement définie par une idéalisation des courbes expérimentales. L'approche utilisée pour la modélisation du comportement post-élastique consiste à localiser la déformation nonlinéaire en certains points et idéaliser la courbe Force – Déplacement du matériau par des segments de droites. L'aire délimitée par les boucles d'hystérésis est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité.

Dans ce chapitre nous allons présenter et décrire les modèles de comportement nonlinéaires les plus utilisés dans l'analyse dynamique des structures. Nous présenterons par la suite la procédure adoptée pour le calcul nonlinéaire.

### 3.2 Sources des non linéarités

Diverses causes de non linéarités peuvent intervenir lorsqu'une structure est soumise à des séismes destructifs. La plus importante est la possibilité laissée aux structures de sortir du domaine élastique. On peut rencontrer deux types de non linéarités :

- des non linéarités matérielles liées au caractère dissipatif des phénomènes sismiques. Les frottements de diverses natures autres que les frottement visqueux vont dans le même sens. La non linéarité matérielle la plus communément rencontrée est due à des relations contrainte-déformation non linéaires dans le matériau ;
- des non linéarités géométriques : cette forme de non linéarité est rencontrée lorsque la géométrie subie des modifications durant le chargement, elle peut aussi provenir d'une dissymétrie de comportement en compression et traction. Dans ce genre de problème, l'équation d'équilibre doit être écrite en référence de la configuration déformée.

En effet, dans le cas de l'analyse statique qui ne fait intervenir ni inertie ni amortissement, la source de la non linéarité est liée seulement aux changements des propriétés géométriques ou mécaniques de la structure, tandis que dans le cas de l'analyse dynamique, la non linéarité peut apparaître dans la masse, l'amortissement et la rigidité du système. Ce sont les caractéristiques gouvernant l'équation d'équilibre dynamique de la structure[4].

- En général, la masse de la structure ne varie pas de manière considérable au cours des cycles de chargement, la non linéarité due à la variation de la masse peut donc être négligée sans perte de rigueur dans la procédure d'analyse dynamique.
- Dans les systèmes linéaires, l'amortissement visqueux est, en général, utilisé comme une source équivalente de non linéarité pour prendre en compte de manière globale toutes les sources de dissipation du système structurel (amortissement matériel, amortissement de frottement...etc.). Par contre, si la réponse non linéaire est explicitement considérée, l'amortissement visqueux doit référer à d'autres sources de dissipation d'énergie, ce qui est sujet à de larges incertitudes[23, 24]. L'amortissement est donc un paramètre de dissipation très complexe, mais pour simplifier la résolution des équations d'équilibre dynamique, il est pris visqueux ; proportionnel à la vitesse.
- Les grandes déformations que peut subir une structure soumise à un fort mouvement du sol conduisent à un changement globale de la rigidité du système. La non linéarité due à la variation de la rigidité provient principalement des changements des propriétés géométriques ou mécaniques des éléments de la structure. La rigidité change continuellement au cours d'une excitation dynamique assez sévère, une décroissance irréversible peut entraîner une perte considérable de la rigidité globale par rapport à la rigidité initiale[2, 19, 70].

En pratique, si l'on considère, par exemple, un élément en Béton Armé soumis à une excitation sismique, après un certain nombre de cycles de chargement apparaît une dégradation considérable de l'élément, elle peut être attribuée à[47 ]:

- Une réduction de la résistance à la compression du Béton causée par de fortes contraintes de cisaillement ;
- Des fissurations dues aux charges répétées et pouvant se développer dans l'éléments ;
- La possibilité de flambement locale des armatures ou de perte d'adhérence avec le béton.

Dans les réponses sismiques des bâtiments, les nonlinéarités de rigidité et d'amortissement sont les plus significatives et plus importantes[2]. L'amortissement étant visqueux, nous allons nous intéresser aux nonlinéarités dues à la variation de la rigidité au cours des cycles de chargement.

### **3.3 Modèle mathématique de la structure à un degré de liberté**

Le modèle mathématique de la structure à un degré de liberté sur laquelle portera toute l'étude est représentée sur la figure (3.1) par deux colonnes verticales sans masse de rigidité  $K/2$  chacune, supposées inextensibles dans la direction verticale, et par une poutre transversale supposée rigide contenant toute la masse  $m$  mobile de la structure. L'amortissement  $c$  de l'ensemble est supposé visqueux exerçant une force opposée au mouvement, proportionnelle à la vitesse du déplacement de la masse. Ce déplacement constitue le seul degré de liberté de la masse qui peut provenir de la possibilité de flexion des colonnes. L'action sismique est représentée par un déplacement  $u_s(t)$  par rapport à un repère de référence imposé à la base, de ce fait, il en résulte un déplacement relatif  $u(t)$  et un déplacement absolu  $u_a(t)$  de la masse[20].

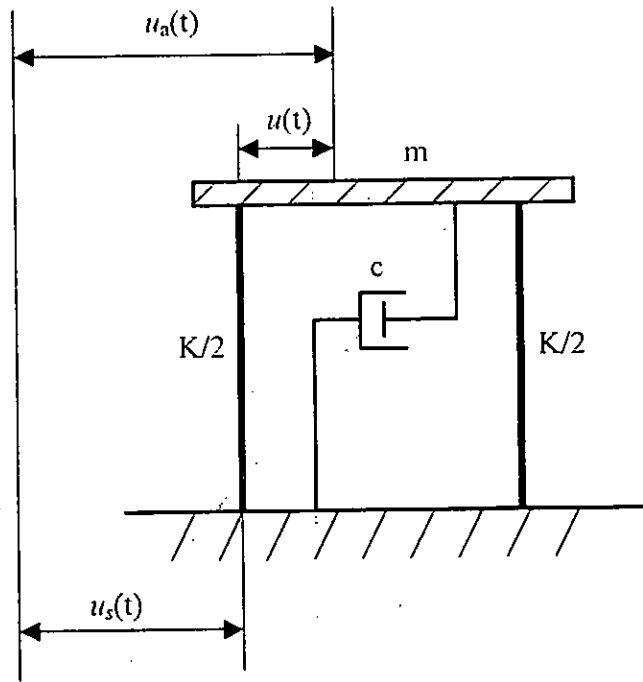


Figure (3.1) Modèle mathématique

### 3.4 Présentation des modèles de comportement des structures

Du fait que la détérioration que peut subir une structure soumise à de forts mouvements du sol engendre des déformations inélastique, il serait plus correct de considérer un comportement nonlinéaire pour la modéliser. Néanmoins, on a souvent recours au modèle linéaire, ce dernier est à la base de l'élaboration des spectres réglementaires. Donc, avant d'entamer la description des modèles de comportement nonlinéaires, rappelons tout d'abord qu'est ce qu'un comportement linéaire, en présentant le modèle élastique.

#### 3.4.1 Modèle élastique linéaire

La relation Force – Déplacement du comportement linéaire tel que représenté sur la figure (3.2), est exprimée par :

$$R(t) = K u(t) \tag{3.1}$$

Cette relation est représentée dans le repère  $(R, u)$  par une droite de pente  $K$ , égale à la rigidité de la structure.

Le déplacement relatif atteint sa valeur maximale dans une direction, lorsque la vitesse relative de la masse s'annule. La rigidité, étant constante sur l'ensemble de la réponse, tous les points représentatifs du diagramme Force – Déplacement appartiennent à la même droite.

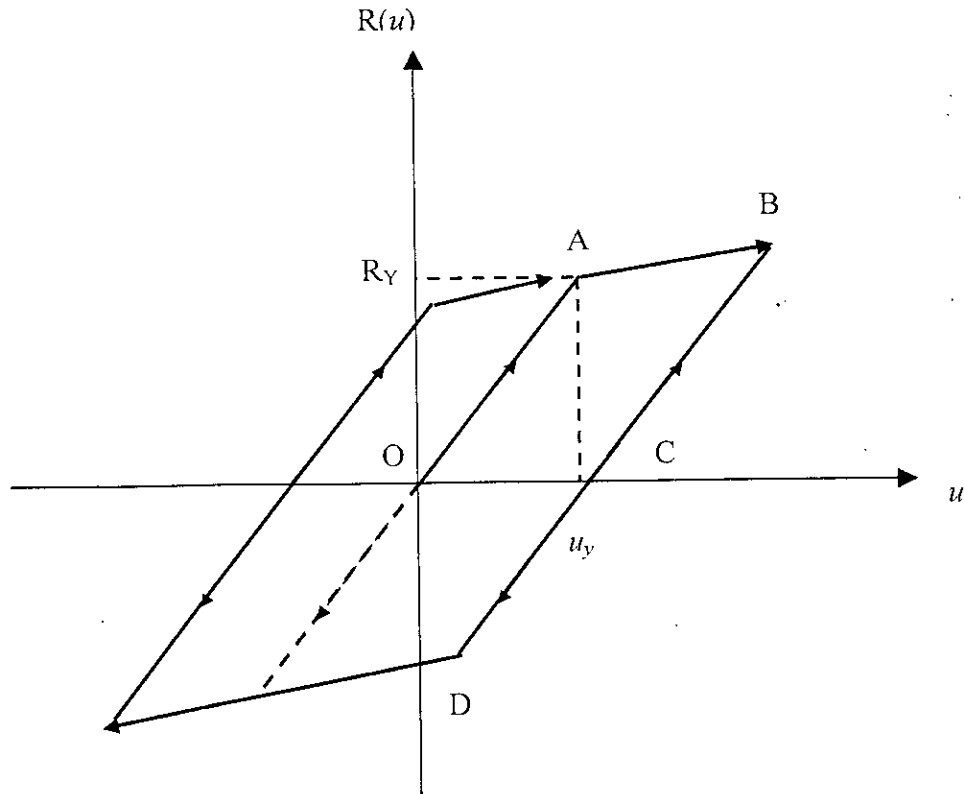


Figure (3.3) Modèle élasto – plastique bilinéaire

L'expression de la force de rappel en fonction du déplacement est donnée par :

$$R(u) = \begin{cases} Ku & -u \leq u \leq u_y \\ K[pu + (1-p)u_y] & u \geq u_y \\ K[pu - (1-p)u_y] & u \leq -u_y \end{cases} \quad (3.2)$$

Où  $R$  est la force de rappel ;  $K$  la rigidité initiale de la structure ;  $p$  le rapport de rigidité, tel que  $p = K_p/K$

Vu la simplicité de ce modèle, nous pouvons décrire le comportement en tout point de l'histoire du chargement. Le chemin parcouru par un point sur le diagramme Force-Déplacement représenté sur la figure (3.3) durant un cycle de chargement est constitué de :

Point O : la structure est considérée au repos, le déplacement et la vitesse initiales sont nulles.

Segment OA : décrit un comportement élastique en compression avec une rigidité initiale  $K$ , la force de rappel s'exprime par  $R = K \cdot u$



Point A : est le point où le déplacement atteint sa valeur élastique limite  $u_y$ , au delà de laquelle le comportement entre en phase plastique. La force de rappel en ce point est appelée force élastique limite  $R_y$ .

Segment AB : dans ce segment, le comportement est plastique avec une rigidité  $K_p$  où  $K_p = p.K$  ;  $p$  variant de 0 à 10 %. Dans le cas où  $p = 0$  le comportement est dit Elasto-plastique parfait. Lorsque la vitesse s'annule le déplacement aura atteint sa valeur plastique ultime  $u_{max}$  au point B.

Segment BD: le déplacement redevient élastique avec la même rigidité  $K$ , mais avec un déplacement plastique résiduel irréversible  $u_{max}$ .

Le modèle élasto-plastique bilinéaire est un modèle non dégradable ; la rigidité ne change pas durant les cycles de chargement, il présente des boucles d'hystérésis stables. Ce modèle est souvent utilisé pour représenter le comportement des éléments métalliques ayant une grande capacité de déformation [38, 39, 43, 59] et celui des poutres en béton armé simplement fléchies [31].

On utilisera la notation suivante pour désigner le comportement élasto-plastique bilinéaire :

EPP : comportement élasto-plastique parfait

EPB : comportement élasto-plastique écrouissable

### 3.4.2.2 Le 'Q model'

Le "Q model" représenté sur la figure (3.4), peut être vu comme un modèle bilinéaire modifié, il fait apparaître une dégradation de la rigidité. Le comportement étant décrit comme suit : Après une première phase élastique avec une rigidité initial  $K$  (segment 0), la structure entre en phase inélastique (segment 1) avec une rigidité  $K_p$ , telle que :  $K_p = pK$ . Une fois le déplacement maximal atteint, le déchargement (segment 2) se fait avec une rigidité  $K_r$ , différente de la rigidité initiale, avec

$$K_r = K \left( \frac{u_y}{u_{max}} \right)^a \quad (3.3)$$

où,  $a$  est le paramètre de dégradation de la rigidité du déchargement. On prend  $a = 0.4$  pour notre étude.

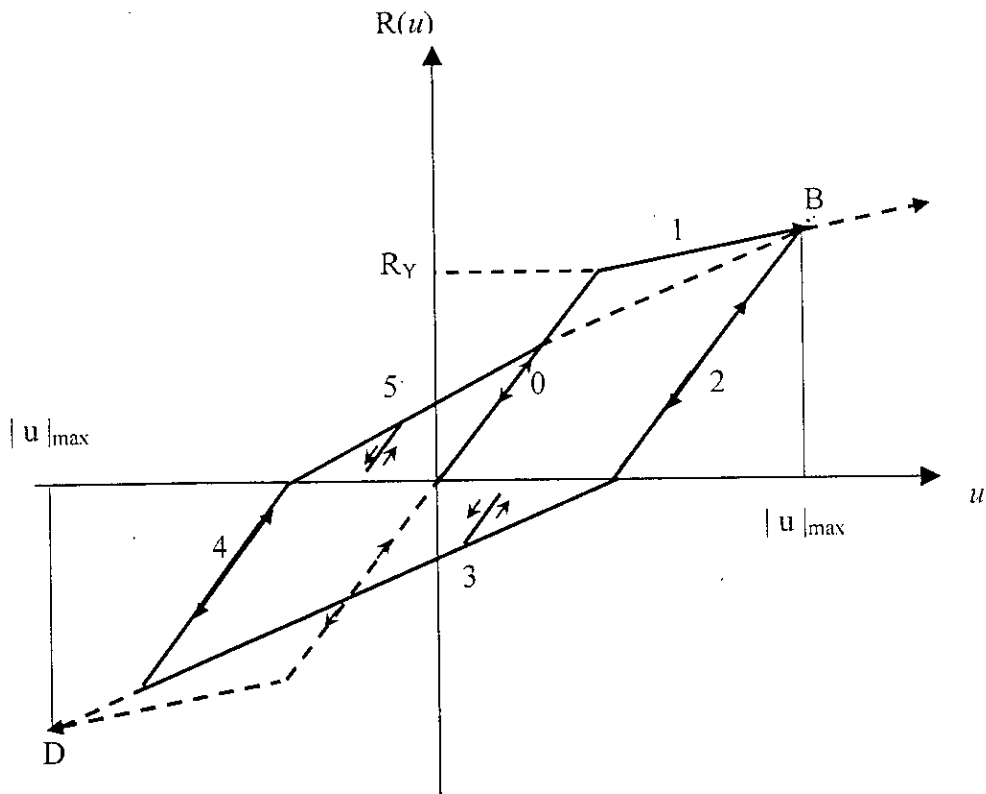


Figure (3.4) Modèle Q

Il est à noter que si le point B est atteint en premier, le segment 3 sera orienté vers le point D correspondant à la valeur absolue du déplacement au point B. Par contre, si le point D est atteint en premier, le segment 5 sera orienté vers le point B, qui à ce moment là, représentera la valeur absolue du déplacement au point D.

Ce modèle présente des dégradations de la rigidité et de la limite élastique de cycle en cycle. C'est un comportement considéré assez fiable pour caractériser la flexion dans les éléments en béton armé[24, 39].

### 3.4.2.3 Modèle de Clough

Le modèle de Clough (CLO) prend en compte la dégradation de la rigidité au cours des cycles de chargement.

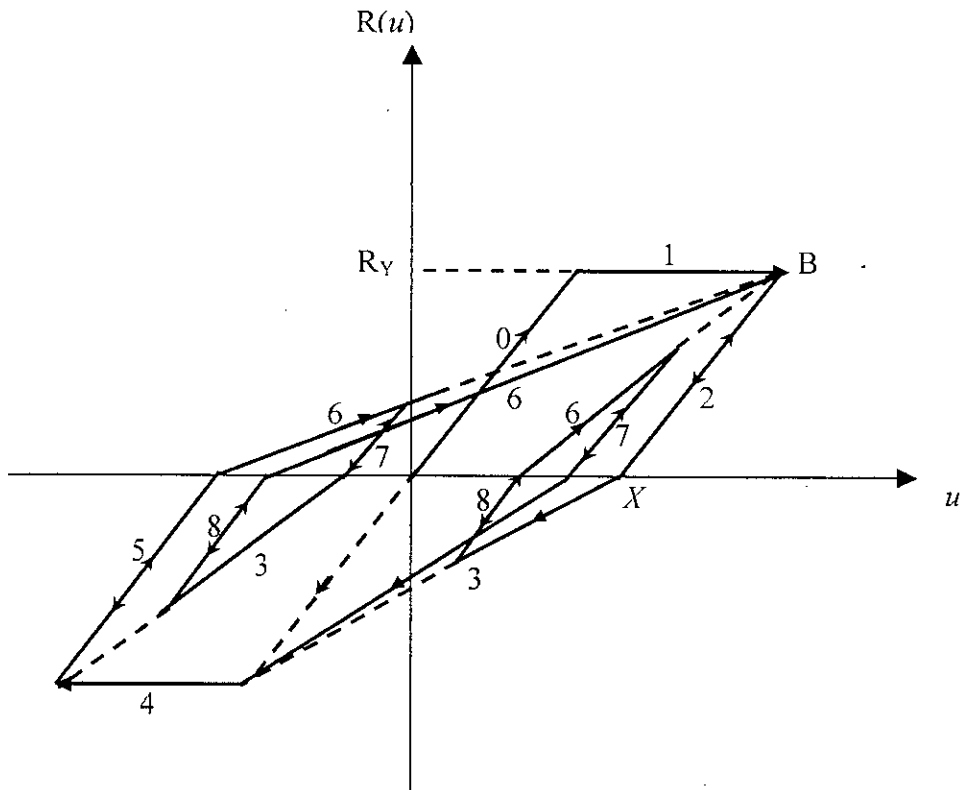


Figure (3.5) Modèle de Clough

Le comportement représenté sur la figure(3.5), est élastique au début du chargement avec une rigidité initiale  $K$  (segment 0). Au delà du déplacement élastique limite, il devient inélastique avec une force de rappel constante donc une rigidité nulle (segment 1) jusqu'à ce qu'à ce que la vitesse s'annule(point B), le déplacement atteint alors sa limite inélastique. A partir de ce point le comportement entre de nouveau en phase élastique avec la même rigidité initiale  $K$  (segment 2). Lorsque le déplacement atteint le point  $X$  où la structure possède les mêmes caractéristiques qu'au point de repos mais avec un déplacement inélastique permanent, la rigidité subit une autre altération et le comportement est alors représenté par une droite se dirigeant vers le déplacement maximum dans la direction opposée. La pente de cette droite peut être calculée connaissant les caractéristiques de ses deux extrémités (segment 3). Si la vitesse change de signe, la structure entre à nouveau en phase élastique avec la même rigidité initiale (segment 8). Jusqu'à la fin de la réponse, la rigidité continue à changer d'un segment à un autre, selon que le comportement soit élastique ou inélastique. Il faut juste noter que le passage d'une direction à une autre est toujours orienté vers la déplacement maximal déjà atteint dans la direction opposée.

A part les deux passages de changement de rigidité (segments : 2-3 et 5-6) qui sont conditionnés par la valeur du déplacement, tous les autres passages se font lorsque la vitesse change de signe. Les pentes des segments (0-2-5-7-8) sont égales à la rigidité initiale, les

penne (1-4) sont nulles, par contre, les penne (3-6) sont calculées connaissant le déplacement actuel et les déplacements maximaux dans les deux directions.

Le modèle (CLO), représente une bonne approche pour caractériser les comportements des éléments en Béton Armé. Il est utilisé comme une simple représentation de la dégradation de rigidité [7, 31].

#### 3.4.2.4 Modèle de Takeda

L'analyse de la réponse des structures en Béton Armé soumises à de forts mouvements du sol requiert un modèle conceptuel réaliste qui reconnaît la variation continue de la rigidité et des caractéristiques d'absorption d'énergie de la structure. Takeda *et al*[68], ont proposé un modèle dont l'applicabilité au Béton Armé a été testée expérimentalement en utilisant des spécimens soumis à un mouvement dynamique à la base.

Dans ce modèle, il y a deux points de changement de rigidité : Un point de fissuration caractérisé par une force de rappel élastique  $R_{cr}$  et un point de limite élastique qui correspond à la force de rappel  $R_y$ . La réponse obtenue à partir des testes statiques, a permis d'avoir la courbe primaire représentée sur la figure (3.6). Cette courbe fait apparaître les deux points de changement de rigidité. Les divers chemins possibles de l'histoire du chargement sont représentés et décrits dans la référence [68].

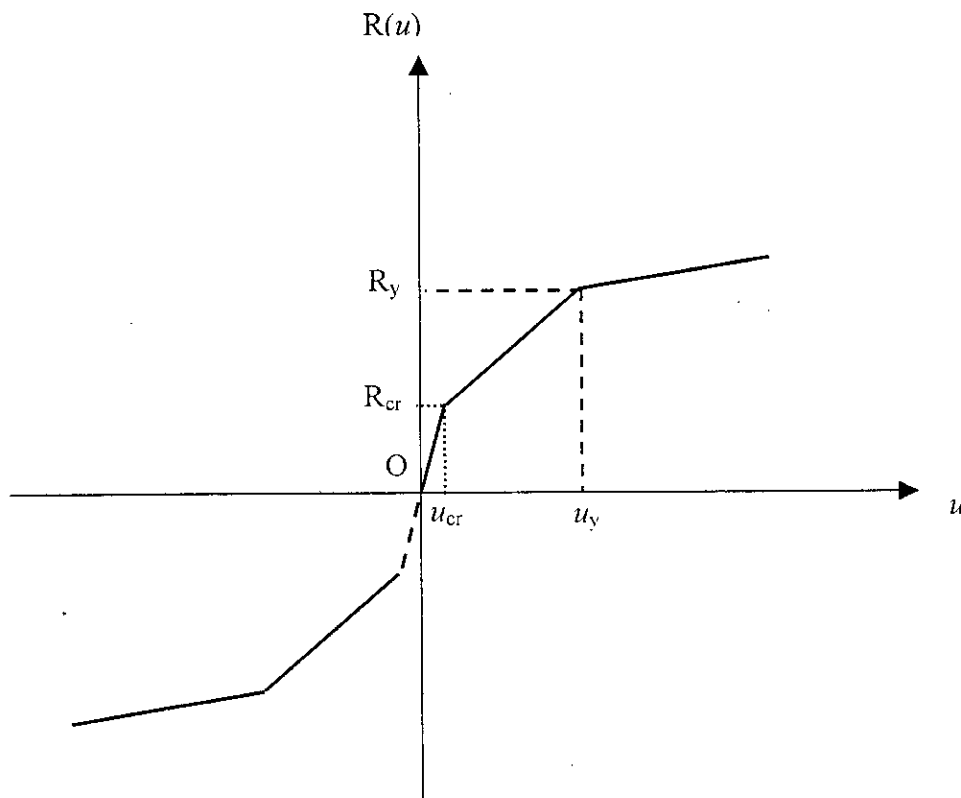
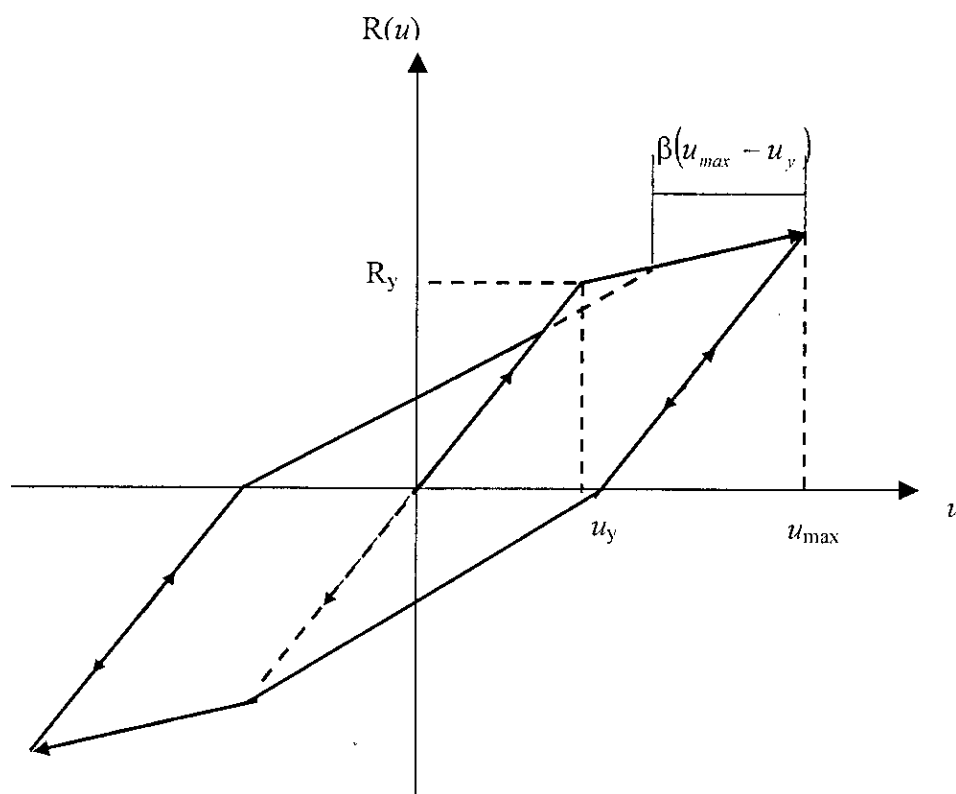


Figure (3.6) Courbe primaire

Le modèle de Takeda est le modèle qui se rapproche le plus du comportement réel des structures ou des éléments structuraux en Béton Armé, en raison du développement des fissurations, micro-fissurations et de la dégradation de l'adhérence acier-béton. Il est souvent utilisé pour l'analyse de la flexion dans le Béton Armé. Cependant, vu la complexité du modèle Takeda, plusieurs chercheurs ont fait des modifications simplificatrices pour mieux l'adapter à des cas plus généraux. Parmi ces chercheurs, Letsuzzi [37] qui a proposé le modèle Takeda modifié.

### 3.4.2.5 Modèle de takeda modifié

Le modèle takeda modifié a été testé expérimentalement dans le but d'analyser le comportement dynamique des murs porteurs en Béton Armé sous charge sismique. Sur la figure (3.7) on a représenté le diagramme Force – Déplacement. Il est à remarquer qu'il ne présente pas de point de fissuration ce qui signifie une grande simplification lors de l'interprétation des résultats sans toutefois trop s'éloigner du comportement réel des structures. Par ailleurs, un autre paramètre de dégradation de rigidité  $\beta$  est considéré, ce paramètre est compris entre 0 et 1. Pour notre étude nous allons considérer une valeur nulle du paramètre  $\beta$ .



Figure(3.7) modèle de Takeda modifié

Le diagramme Force - Déplacement correspondant est représenté sur la figure (3.8), le comportement est décrit comme suit :

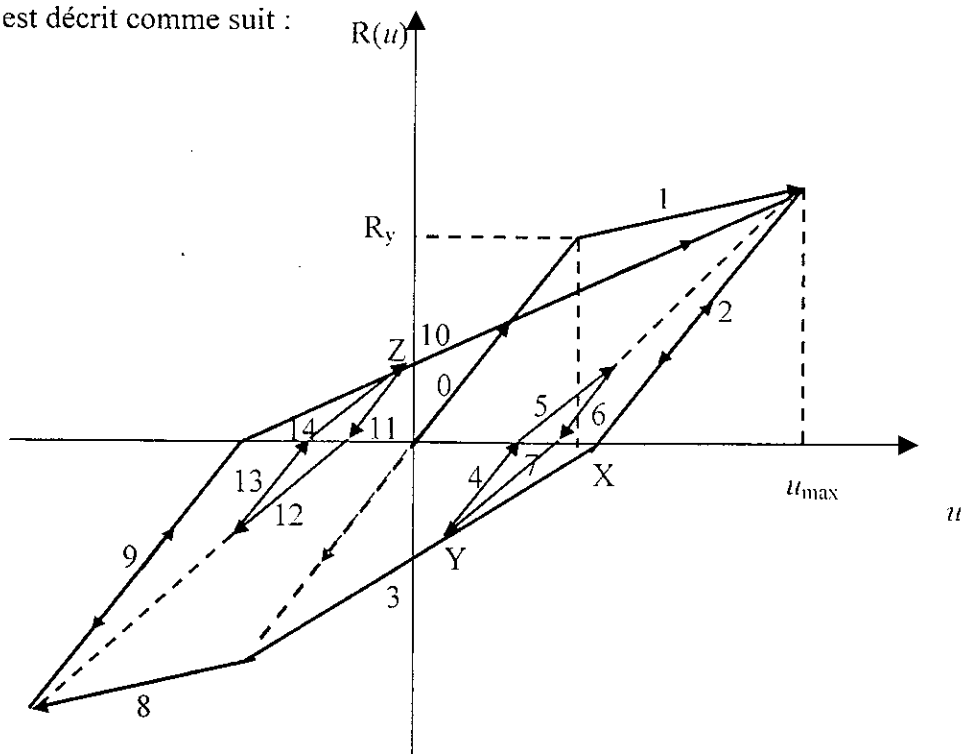


Figure (3.8) modèle de Takeda modifié avec  $\beta = 0$ .

A partir du point de repos, le comportement est élastique avec une rigidité initiale  $K$  (segment 0). Après avoir atteint le déplacement élastique limite, le comportement devient plastique avec une rigidité  $K_p$ , tel que  $K_p = p.K$  (segment 1). Une fois le déplacement maximal atteint, le comportement entre de nouveau en phase élastique, la dégradation de la rigidité est prise en compte lors du déchargement  $K_r$  (segment 2) selon l'expression suivante :

$$K_r = K_y \left( \frac{u_y}{u_{\max}} \right)^a \quad (3.4)$$

avec :

$a$  est le paramètre de dégradation de la rigidité du déchargement. Dans cette étude on prend  $a=0.4$ . Lorsque le point X est atteint, le comportement est orienté vers le déplacement maximal déjà atteint dans la direction opposée (segment 3). La pente de ce segment est calculée connaissant le déplacement actuel et le déplacement maximal. La rigidité change continuellement, elle est conditionnée par le déplacement et la direction de la vitesse.

Les segments (2-4-6-9-11-13) ont la même pente calculée à partir de l'équation (3.4). Les pentes des segments (3-5-10-12) sont calculées connaissant la valeur du déplacement actuel et les valeurs du déplacement maximal dans les deux directions. Les pentes des segments (7-14)

sont calculées connaissant la valeur du déplacement actuel et les valeurs des déplacements aux points Y et Z respectivement. Les segments (1-8) ont une pente égale à la rigidité plastique  $K_p$ .

### 3.4.2.6 Modèle bilinéaire orienté vers le déplacement maximum

Dans le modèle bilinéaire orienté vers le déplacement maximal (MPO) représenté sur la figure (3.9), le déplacement dans une direction présente la particularité de toujours s'orienter vers le déplacement maximal déjà atteint dans la direction opposée.

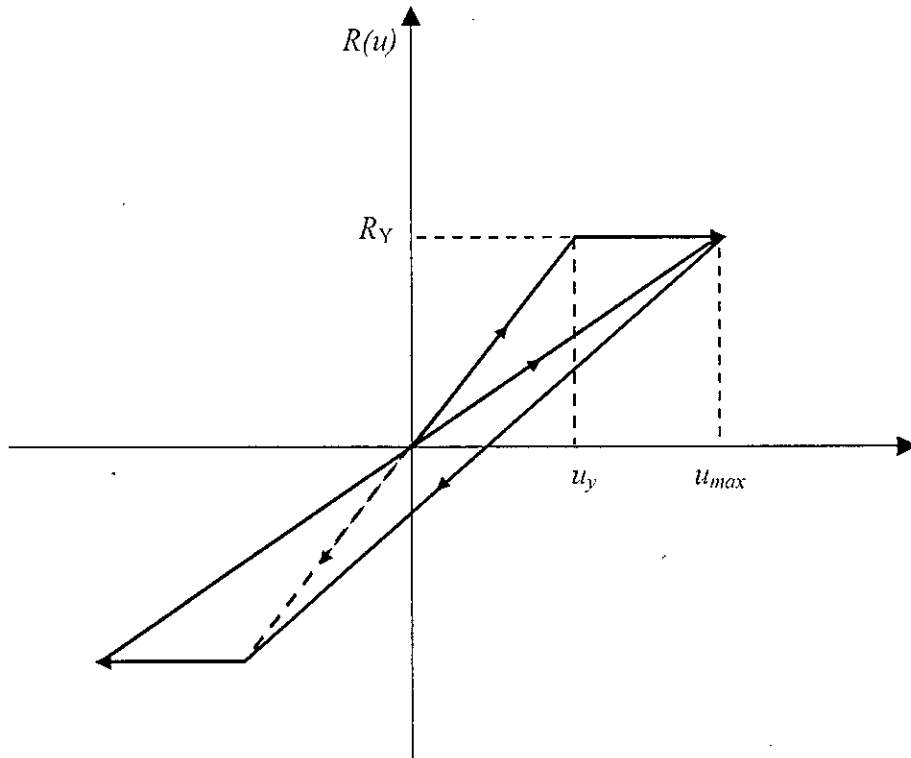


Figure (3.9) Modèle bilinéaire orienté vers le déplacement maximum

Le chemin dans le diagramme Force – Déplacement est décrit comme suit :

A partir du point O représentant le point de repos, le chargement se fait selon une droite décrivant un comportement élastique avec une pente égale à la rigidité initiale  $K$ . Au delà du déplacement élastique limite  $u_y$ , le comportement devient inélastique avec une rigidité nulle.

Ensuite, lorsque le déplacement plastique maximum  $u_{max}$  est atteint, le comportement redevient élastique mais avec une rigidité  $K_n$  différente de la rigidité initiale, car à chaque fois que le déplacement plastique maximum est atteint dans une direction, le segment qui suit se dirige vers le déplacement maximum déjà atteint dans la direction opposée. L'expression de  $K_n$  est la suivante :

$$K_n = \frac{2R_y}{u_{max}} \quad (3.5)$$

Le modèle (MPO) présente un comportement où apparaît une dégradation de la rigidité de l'élément après plusieurs cycles de chargement. Ce type de comportement peut être rencontré dans les poteaux courts en béton armé et en maçonnerie, sous l'effet des efforts de cisaillement [43].

### 3.5 Energie

Au cours du mouvement, le séisme injecte dans la structure à l'occasion de chaque cycle une certaine quantité d'énergie. Une partie de cette dernière est renvoyée dans le sol, où elle se dissipe dans le phénomène *d'interaction sol-structure*. Une autre partie est dissipée en chaleur dans le phénomène d'amortissement. Le surplus (énergie potentielle) se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et d'énergie de déformation élastique (correspondant à la partie réversible des déformations) avec transformations réciproques de l'une dans l'autre au cours des oscillations [21].

Si l'on considère la structure représentée sur la figure (3.1), l'action sismique étant représentée par un déplacement à la base, l'équation d'équilibre dynamique s'écrit sous la forme suivante :

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + F(t) = -m\ddot{u}_s(t) \quad (3.6)$$

avec,  $F$  : la force de rappel et  $u_s$  : le déplacement à la base

En intégrant l'équation (3.6) par rapport au déplacement  $u$  on obtient [71] :

$$\frac{m(\dot{u})^2}{2} + \int c\dot{u}(t) du + \int F(t) du = - \int m\ddot{u}_s(t) du \quad (3.7)$$

Le premier terme de cette équation est l'énergie cinétique  $E_k$ ,

$$E_k = \frac{m(\dot{u})^2}{2} \quad (3.8)$$

Le second terme est l'énergie d'amortissement  $E_\xi$ ,

$$E_\xi = \int c\dot{u}(t) du = \int c(\dot{u}(t))^2 dt \quad (3.9)$$



Le troisième terme est l'énergie absorbée  $\dot{E}_a$ , qui est composée de l'énergie de déformation élastique  $E_s$  et l'énergie hystérétique  $E_h$  :

$$E_a = \int F(u, \dot{u}) du = E_s + E_h \quad (3.10)$$

où

$$E_s = (F(t))^2 / 2K \quad (3.11)$$

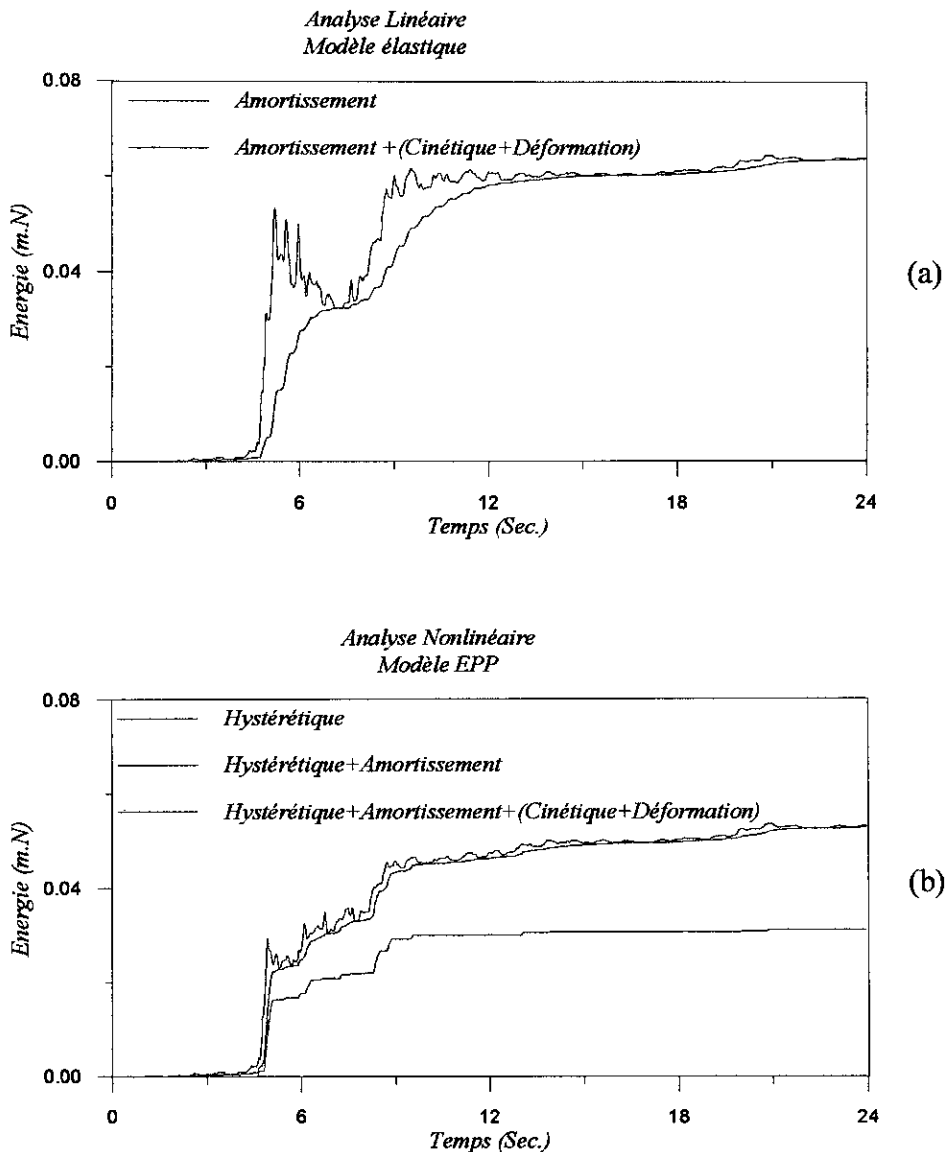
Par contre, le terme à droite de l'égalité dans l'équation (3.7) est, par définition, l'énergie de l'input c'est à dire l'énergie impartie à la structure  $E_i$  :

$$E_i = - \int m \ddot{u}_s(t) du \quad (3.12)$$

Ces définitions des quantités d'énergie sont relatives à une structure dont la masse est excitée par une force  $-m\ddot{u}_s(t)$ . L'équation de l'énergie 'relative' s'écrit comme suit [9, 69]:

$$E_i = E_k + E_{\xi} + E_a = E_k + E_{\xi} + E_s + E_h \quad (3.13)$$

Nous allons maintenant utiliser le code de calcul dynamique des structures 'NONLIN' pour avoir l'histoire temporelle en énergie d'une structure à un degré de liberté soumise au séisme de 'Chenoua' (voir figure (4.3)). Les résultats sont présentés sur la figure (3.10) pour un système élastique linéaire avec une période naturelle ( $T = 0.8$  s) et un taux d'amortissement ( $\xi = 5\%$ ), et pour un système élasto-plastique parfait avec les mêmes propriétés dans la partie élastique et un déplacement élastique limite ( $u_y = 0.7$ cm) correspondant au quart du déplacement dans le système élastique équivalent.



Figure(3.10) Dissipation d'énergie dans les modèles :  
 (a) élastique (b) Elasto-plastique parfait (EPP)

Les résultats montrent qu'éventuellement, durant l'excitation dynamique, la structure inélastique dissipe pratiquement toute l'énergie qui lui est fournie par amortissement et par déformation hystérétique, tandis que la structure élastique dissipe pratiquement toute l'énergie par amortissement. L'énergie cinétique et l'énergie de déformation sont emmagasinées temporairement durant l'excitation sismique pour totalement se dissiper vers la fin du mouvement [76].

L'amortissement visqueux dissipe moins d'énergie dans le système inélastique, ce qui implique des vitesses inférieures comparant au système élastique. La figure (3.10) indique aussi que l'énergie de l'input (l'énergie absorbée) pour le système élastique et le système

inélastique possédant les mêmes période ( $T$ ) et amortissement ( $\xi$ ) n'est pas la même. Par ailleurs, l'énergie absorbée varie avec la période pour les deux systèmes.

L'énergie hystérétique représentée dans la figure (3.10)b indique la demande imposée à la structure. Si cette énergie peut être dissipée par la plasticité de la structure, cette dernière peut être dimensionnée pour seulement un quart de la force développée dans le système linéaire équivalent. La plastification répétée engendre cependant des dommages, il en résulte des déformations permanents de la structure à la fin de l'excitation sismique.

### 3.6 L'endommagement

Sous l'effet de chargement cyclique, les structures en béton armé sont exposés à diverses phases d'endommagement, de la micro-fissuration à la rupture ultime. La simulation mathématique de ce processus permet de prédire la force résiduelle et l'état de service des structures en Béton Armé endommagées.

Une fois la réponse sismique calculée - à partir des modèles mathématiques - il est nécessaire de faire appel à un paramètre permettant d'évaluer les dommages de la structure étudiée suite à l'excitation sismique. Il est à noter que pour des raisons d'économie, on peut tolérer un certain niveau d'endommagement tout en maintenant la structure en sécurité [56], à la fin de la réponse la structure aura des déformations permanente sans pour autant s'effondrer.

En effet, la mesure de l'endommagement est une fonction complexe des paramètres locaux et globaux de la réponse inélastique de la structure. Divers indices ont été proposés suite aux efforts fournis par les chercheurs pour caractériser le niveau d'endommagement sismique des structures à partir de l'histoire temporelle de sa réponse inélastique prédite [18, 59]. MaCabe et Hall [41] ont proposé deux indices basés sur le concept de cycles hystérétiques équivalents de déformation. Park et al [56] ont défini un indice d'endommagement des structures en Béton Armé comme une combinaison linéaire de la déformation structurelle maximum et l'énergie hystérétique absorbée. Fajfar et al [24] ont considéré le déplacement maximum et l'énergie de l'input comme deux paramètres représentatifs de l'endommagement. Basé sur le fait que le dommage total est causé par la déformation structurelle maximale et l'énergie hystérétique absorbée, park et Ang [55] ont proposé un modèle d'endommagement des éléments en Béton Armé.

Par ailleurs, dans le cas de séismes sévères, la sécurité sismique dépend de l'interaction entre la capacité des systèmes à dissiper de l'énergie et la sévérité des vibrations du sol, cette interaction est autant complexe que difficile à prédire [24, 38]. On peut alors dire que la résistance sismique d'une structure est considérée adéquate si sa capacité limite dépasse la demande sismique, ainsi pour éviter des endommagements excessifs, il est nécessaire de maintenir les déformations structurelles dans une certaine limite.

Il est vrai, l'évaluation de l'endommagement requiert quelques mesures, reliant la réponse calculée des constructions, au niveau des dommages attendus [18, 50]. Ces mesures doivent être faites empiriquement par des investigations réalisées soit à partir d'analyse suite à des séismes destructifs passés [51, 56], soit à partir de tests au laboratoire sur des constructions et/ou sur des éléments de constructions. Cependant, il existe une manière pour contrôler l'endommagement qui consiste à contrôler la réponse maximale. Le rapport entre le déplacement maximum et le déplacement élastique limite, c'est à dire le facteur de ductilité est considéré comme paramètre de réponse inélastique indicatif de l'endommagement induit par un séisme [6, 9, 34, 35, 38, 39, 40, 41, 43, 53, 54, 59]. Il est communément appliqué aux structures telles que les structures en Béton Armé dont la rigidité se dégrade lorsqu'il y a présence de déformations plastiques. Il est à noter que la plupart des mesures d'endommagement existants sont basées, explicitement ou implicitement, sur des mesures de la ductilité maximale [41].

### 3.7 Procédure d'analyse

Lorsque l'on veut étudier la réponse d'un système considéré linéaire, la résolution basée sur le principe de superposition que ce soit par l'intégrale de Duhamel ou par l'étude dans le domaine fréquentiel, donne généralement des résultats satisfaisants [17, 20]. Il est à souligner que cette résolution n'est valable que pour les systèmes linéaires où les caractéristiques physiques du système restent constantes durant toute la réponse. Par contre, une structure soumise à un mouvement fort du sol ne peut avoir ce type de comportement car elle subit des détériorations considérables entraînant la dégradation de ses caractéristiques durant l'ensemble de la réponse. L'étude des effets nonlinéaires que présentent les structures soumises à des excitation sismiques de forts niveaux a été abordé par le calcul selon diverses méthodes (méthode basée sur l'interpolation de l'excitation, méthode de la différence centrale, méthode de Newmark)[17, 45].

#### 3.7.1 L'équilibre dynamique

L'équation gouvernant l'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique, à l'instant  $t$ , est exprimée par :

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + F[u(t)] = -m \ddot{u}_s(t) \quad (3.14)$$

où  $F[u(t)]$  représente la force de rappel, cette équation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega \dot{u}(t) + R[u(t)] = -\ddot{u}_s(t) \quad (3.15)$$

où  $R[u(t)]$  désigne la force de rappel par unité de masse.  $\xi$  et  $\omega$  sont le taux d'amortissement critique appelé coefficient d'amortissement et la pulsation propre élastique du système non amorti, respectivement.

L'équation d'équilibre indique que pour une excitation  $\ddot{u}_s$  donnée, la déformation  $u(t)$  dépend de  $\omega$ ,  $\xi$  et  $u_s$ , le déplacement élastique limite, en plus de la forme de la relation Force – déplacement.

### 3.7.2 Calcul de la réponse dynamique

Le développement des études liées à la construction parasismique et l'apparition d'ordinateurs de plus en plus puissants ont donné une impulsion remarquable au calcul dynamique. Un ensemble de méthodes de calcul sont maintenant disponibles pour effectuer l'analyse sismique des structures présentant des non linéarités.

La méthode que nous allons utiliser pour résoudre l'équation d'équilibre dynamique est la méthode d'intégration pas à pas, appelée méthode d'accélération linéaire. La technique employée consiste à calculer la réponse par incrément de temps  $\Delta t$ , sous l'hypothèse d'accélération linéaire et de caractéristiques mécaniques constantes durant chaque intervalle de temps. La réponse non linéaire est calculée pour chaque intervalle où le déplacement et la vitesse relatifs obtenus à la fin de chaque intervalle seront considérés comme conditions initiales pour l'intervalle suivant. La non linéarité est prise en compte en calculant de nouvelles caractéristiques au début de chaque intervalle de temps. Pour la commodité des calculs,  $\Delta t$  est pris constant sur toute la durée d'excitation. Le choix de l'intervalle est très important pour l'efficacité de la méthode, en général, un rapport incrément – période  $\Delta t/T$  inférieur ou égal à 1/10 permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

La forme incrémentale de l'équation d'équilibre est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta \ddot{u}(t) + 2\xi\omega \Delta \dot{u}(t) + \omega^2 R(t)\Delta u = - \Delta \ddot{u}_s(t) \quad (3.16)$$

où  $\Delta u$ ,  $\Delta \dot{u}$ ,  $\Delta \ddot{u}$  représentent, respectivement, l'incrément de déplacement, de vitesse et d'accélération,  $\Delta \ddot{u}_s$  est l'accélération incrémentale du sol.  $R(t)$  représente la force de rappel dont l'expression est la suivante :

$$R(t) = \frac{\bar{K}(t)}{K} \quad (3.17)$$

où  $\bar{K}$  est la rigidité du système à l'instant  $t$  et  $K$  la rigidité élastique du système.

A partir de l'hypothèse de la méthode d'intégration pas à pas : dans un intervalle de temps  $\Delta t$ , l'accélération varie linéairement et les caractéristiques du système d'où la rigidité restent constantes, l'expression de la variation du déplacement relatif découle comme suit :

$$\Delta u(t) = \frac{\Delta P(t)}{\tilde{K}(t)} \quad (3.18)$$

$$\text{où } \Delta P(t) = -\Delta \ddot{u}_s + \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{u}(t) + 3\ddot{u}(t) \right] + 2\xi\omega \left[ 3\dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}(t) \right] \quad (3.19)$$

$$\text{et } \tilde{K}(t) = \omega^2 R(t) + \frac{6}{\Delta t^2} + 2\xi\omega \frac{3}{\Delta t} \quad (3.20)$$

La variation de la vitesse s'exprime alors par :

$$\Delta \dot{u}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta u(t) - 3\dot{u}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}(t) \quad (3.21)$$

Ce qui donne à la fin de chaque intervalle  $i$  :

$$\begin{aligned} u(t)_i &= u(t)_{i-1} + \Delta u(t) \\ \dot{u}(t)_i &= \dot{u}(t)_{i-1} + \Delta \dot{u}(t) \end{aligned} \quad (3.22)$$

' $i$ ' correspond à l'étape de calcul à l'instant ' $t$ ', ' $i-1$ ' correspond à ' $t-\Delta t$ '

Pour satisfaire l'équilibre dynamique, l'accélération à l'instant  $t$ , après chaque intervalle, est calculée à partir de l'équation d'équilibre :

$$\ddot{u}(t) = -\ddot{u}_s + 2\xi\omega \dot{u}(t) + \omega^2 R(t)u(t) \quad (3.23)$$

### 3.7.3 Points de changement de rigidité

Le procédé de la méthode d'intégration pas à pas est basé sur le fait que la rigidité demeure constante durant tout l'incrément de temps  $\Delta t$ . Cette hypothèse n'est pas exacte dans le cas de comportement présentant des points de bifurcation qui peuvent se produire à l'intérieur de l'intervalle de temps. En fait, à chaque fois qu'une plastification se produit, un changement brutal de la rigidité est constaté. Afin d'avoir une précision suffisante dans le calcul de la réponse, les points de changement de la rigidité sont déterminés par un procédé itératif basé sur l'algorithme de dichotomie. Ceci fait que l'intervalle  $\Delta t$  où se produit le changement de rigidité est divisé en deux incréments égaux  $\Delta t/2$ , en repérant entre les deux incréments, celui

contenant le point de changement de rigidité, ce dernier est divisé, à son tour, en deux incréments égaux  $\Delta l/4$ , le procédé itératif étant poursuivi jusqu'à ce que le point de changement de rigidité soit cerné avec la précision requise.

### 3.8 Comparaison avec le code de calcul 'NONLIN'

Dans le cadre de ce travail un programme de calcul a été développé dans le but d'analyser l'histoire temporelle de la réponse des structures à un degré de liberté lorsque ses dernières sont soumises à des excitations sismiques. Ce programme inclut les différents modèles de comportement présentés auparavant. Nous allons comparer nos résultats avec ceux obtenus par un code de calcul dynamique.

Le "NONLIN" est un code de calcul pour l'analyse dynamique des systèmes structurels à un degré de liberté [15]. Le comportement de la structure peut être considéré élastique, élasto-plastique parfait, ou élasto-plastique bilinéaire. La rigidité plastique est considérée soit positive soit négative. Ce programme utilise la méthode pas à pas pour résoudre les équations nonlinéaires incrémentales du mouvement. L'excitation peut être introduite sous forme d'accélérogramme.

Nous allons présenter un exemple de résultats obtenus par notre programme et comparés avec ceux obtenus par le NONLIN. Pour ce faire, considérons une structure de paramètres ( $T = 0.8$  sec,  $\xi = 0.05$  et  $u_y = 0.7$  cm) soumise au séisme de chenoua (voir figure(4.3)). L'histoire temporelle est représentée par les diagrammes du déplacement et de la force de rappel en considérant les modèles élastique, élasto-plastique parfait et bilinéaire ( $p=0.05$ ).

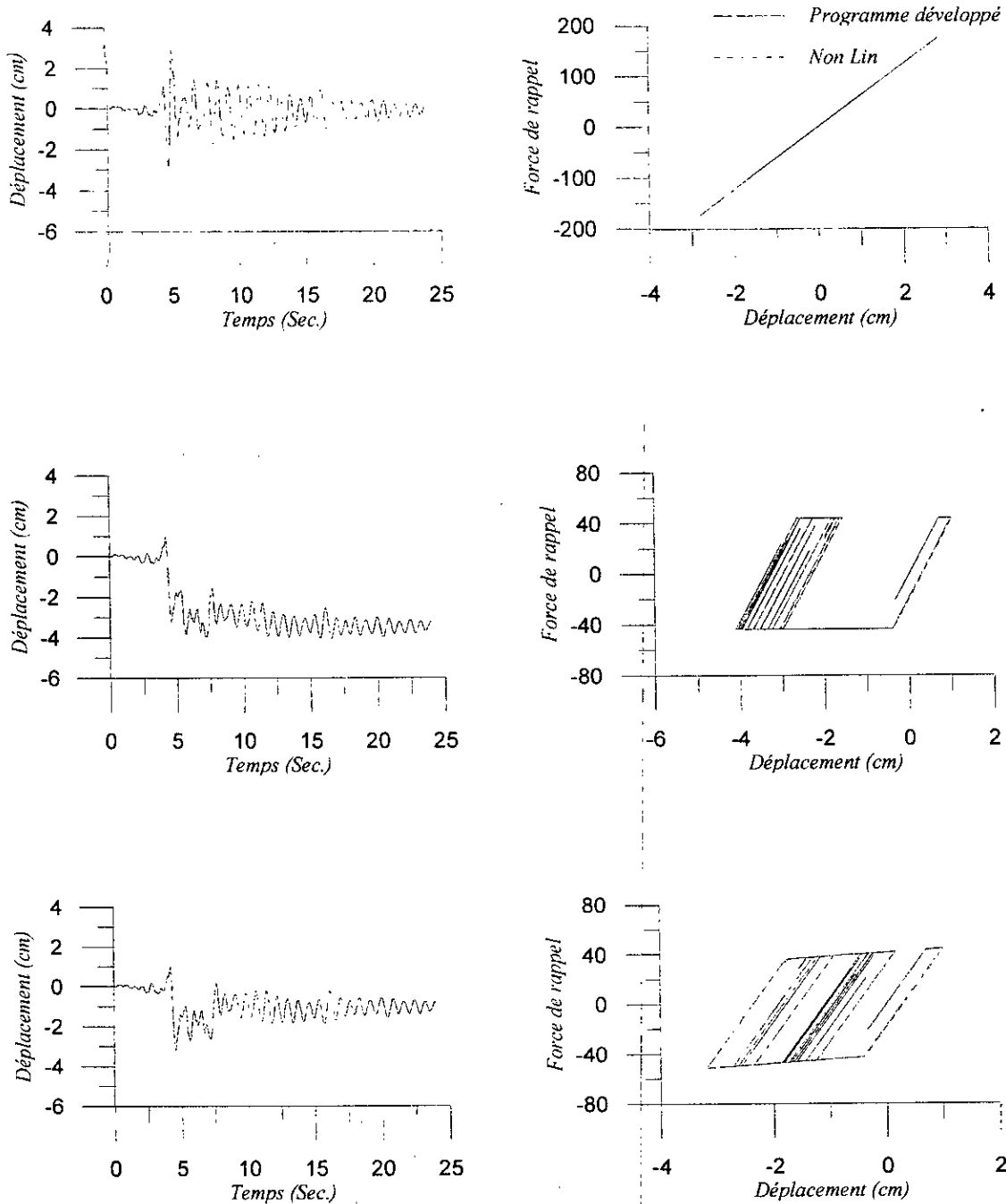
D'après la figure (3.11) il est clair que les deux résultats coïncident et sont pratiquement identiques. Notons aussi que, concernant les modèles (EPP, EPB, CLO, MPO) les résultats du programme développé sont identiques à ceux obtenus par Aknouche [4].

### 3.9 Conclusions

Dans ce chapitre on a présenté les modèles de comportement nonlinéaires les plus utilisés dans l'analyse dynamique des structures à comportement nonlinéaire. Certains s'appliquent aux structures en acier (modèle élasto plastique bilinéaire), et d'autres conviennent aux structures en Béton Armé (Clough, Takeda, 'Q model'). Ces derniers mettent en évidence la dégradation de rigidité qui caractérise ce type de structures.

On a également vu dans ce chapitre, que le facteur de ductilité peut être considéré comme un paramètre indicatif de l'endommagement d'une structure à comportement nonlinéaire soumise à un fort mouvement du sol.

Ensuite, on a présenté la procédure de l'analyse incrémentale pour résoudre l'équation d'équilibre dans le cas où les structures subissent des déformations inélastiques. Les résultats d'un exemple d'application pour comparer nos résultats avec ceux du code de calcul NONLIN a été présentés.



Figure(3.11) Histoire temporelle de la structure de paramètres  $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y = 0.7$  cm, Accélérogramme : Chenoua



## **CHAPITRE 4 REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES A COMPORTEMENT NONLINEAIRE**

### **4.1 Introduction**

L'analyse dynamique est généralement menée à travers l'analyse par spectre de réponse et l'analyse de l'histoire temporelle [31]. La réponse dynamique des structures soumises à des excitations sismiques doit être déterminée et représentée de sorte que l'ingénieur concepteur puisse l'exploiter de façon pratique. Le concept de spectre de réponse semble donner satisfaction à cette exigence. La réponse d'un système présentant des nonlinéarités peut être caractérisée par un spectre de déplacements, vitesses ou d'accélération inélastiques. Par ailleurs, La ductilité est un paramètre imposé à la structure par l'action sismique. Pour en tenir compte, le calcul de la réponse doit se faire en considérant une valeur constante de la ductilité.

Dans le présent chapitre, nous allons tout d'abord définir le spectre de réponse, faire un rappel du spectre linéaire pour ensuite passer au spectre inélastique. Ce dernier fait appel à la notion de ductilité, donc quelques définitions concernant cette notion s'avèrent nécessaires. En fin, nous allons présenter la réponse de structures à comportement nonlinéaire, et ce pour les différents modèles de comportement exposés au chapitre précédent.

### **4.2 Spectre de réponse**

#### **4.2.1 Définition du spectre de réponse**

Le spectre de réponse est un diagramme donnant la réponse maximale d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique en terme de déplacement, de vitesse ou d'accélération, exprimée en fonction de sa période propre, de sa pulsation propre ou bien de sa fréquence propre. C'est une mesure du contenu fréquentiel de l'excitation.

En dynamique des structures, la réponse représentée en spectre est d'un intérêt très pratique pour l'ingénieur. La réponse maximale, donc l'effort sismique maximal auquel est soumis l'oscillateur peut être évalué à partir d'une simple lecture sur le diagramme du spectre de réponse. En général, le spectre de réponse dépend de l'excitation sismique, du taux d'amortissement critique, et de la loi de comportement et de la ductilité des structures étudiées [1].

### 4.2.2 Spectre de réponse élastique

Considérons la structure, représentée sur la figure (3.1), de masse  $m$ , de rigidité  $K$ , et d'amortissement  $c$ , se comportant élastiquement lorsqu'elle est soumise à une excitation sismique  $\ddot{u}_s(t)$  à sa base.

Le déplacement relatif  $u(t)$  de la masse, atteint sa valeur maximale  $u_m$ , à l'instant  $t_m$ , où la vitesse relative s'annule. L'équation d'équilibre à l'instant  $t_m$  s'exprime par :

$$\ddot{u}_{am} + \omega^2 u_m = 0 \quad (4.1)$$

où  $\ddot{u}_{am}$  est l'accélération absolue de la masse à l'instant  $t_m$

$$\ddot{u}_a(t) = \ddot{u}_s(t) + \ddot{u}(t) \quad (4.2)$$

les valeurs spectrales du déplacement, de la vitesse et de l'accélération sont définies respectivement, comme suit :

$$\begin{aligned} S_u &= |u_m| ; \\ S_{\dot{u}} &= \omega S_u ; \\ S_{\ddot{u}} &= \omega^2 S_u \end{aligned} \quad (4.3)$$

Il est à remarquer que ces termes spectraux sont liés, par la relation

$$\omega \cdot S_{\ddot{u}} = S_{\dot{u}} = \frac{1}{\omega} S_u \quad (4.4)$$

Le spectre des déplacements fournit directement la déformation maximum et par la suite la force élastique maximale développée dans le système. Le spectre d'accélération est cependant le plus utilisé, car il fournit immédiatement la force d'inertie maximale agissant sur la masse mobile. La *pseudo* accélération spectrale représente alors l'accélération absolue de l'oscillateur lorsque celui-ci est déformé au maximum. Si les ordonnées du spectre sont exprimées en prenant comme unité l'accélération  $g$  due à la pesanteur, elles fournissent le *coefficient sismique* propre à l'oscillateur, c'est le coefficient qui appliqué au poids  $mg$  de la masse fournit la valeur de la force élastique produisant les mêmes sollicitations que la réponse dynamique. L'ordonnée à l'origine est égale au maximum de l'accélération du sol.

La vitesse spectrale représente la vitesse fictive maximale intervenant dans l'énergie cinétique équivalente à l'énergie maximale élastique emmagasinée dans l'oscillateur.

### 4.2.3 Spectre de réponse inélastique

une extension vers le concept d'analyse inélastique s'est imposé pour représenter la réponse des structures soumises à des mouvements sévères du sol [38, 49, 53, 59]. Ce concept fait intervenir le facteur de ductilité comme paramètre de réponse inélastique.

Le comportement sismique des structures dépend essentiellement de leur ductilité [37]. En effet, La résistance sismique est basée sur l'échange entre la résistance élastique limite de la structure et sa ductilité. La résistance élastique limite est déterminée sur la base de la limitation de la demande de ductilité imposée par le mouvement du sol [59].

#### 4.2.3.1 Notion de ductilité

La ductilité d'une structure est définie comme étant la capacité de cette structure à absorber de l'énergie de déformation dans la phase inélastique précédant la rupture. La ductilité est représentée dans les calcul par le facteur de ductilité, ce dernier représente le rapport de la déformation maximale à la déformation élastique limite. Pour illustrer cette définition, considérons le schéma d'un comportement élasto-plastique parfait représenté sur la figure(1.4).

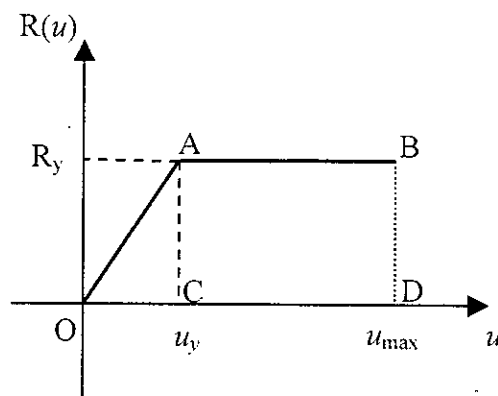


Figure (4.1) comportement élast-plastique parfait

Les point A et B représentent, respectivement, la limite élastique et la limite ultime du déplacement. L'énergie nécessaire à la ruine est représentée par l'aire du trapèze OABD, et l'énergie nécessaire pour atteindre la limite élastique est représentée par l'aire du triangle OAC. Ces deux valeurs peuvent être utilisées pour caractériser la ductilité, néanmoins, la prise en compte des déformations est plus facile d'emploi. Ainsi, on définit la ductilité comme le rapport entre la déformation de ruine et la déformation de fin de phase élastique.

Le facteur de ductilité peut être exprimé en terme de divers paramètres liés à la déformation, à savoir, déplacement, rotation et courbure [54]. Dans l'analyse dynamique, on peut avoir recours au facteur de ductilité de rotation  $\mu_\theta$ , d'un élément de la structure considérée (une

poutre, un poteau, un assemblage...). Il est définie par le rapport entre la rotation ultime  $\theta_{max}$  et la rotation élastique limite  $\theta_y$  :

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (4.5)$$

Une autre information dont peut avoir besoin le concepteur ; la courbure d'une section critique d'éléments structuraux dans les zones plastiques. Le facteur de ductilité de courbure est définie par :

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \quad (4.6)$$

$\phi_{max}$  et  $\phi_y$  sont, respectivement, la courbure maximale dans la section et la courbure à la limite élastique.

Pour représenter la ductilité d'une structure, nous allons considérer, tout au long de notre étude, le facteur de ductilité  $\mu$  en terme de déplacement horizontal et définie comme étant la capacité de la structure à se déformer sans se rompre dans la phase inélastique précédant la rupture. Son expression est donnée par :

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (4.7)$$

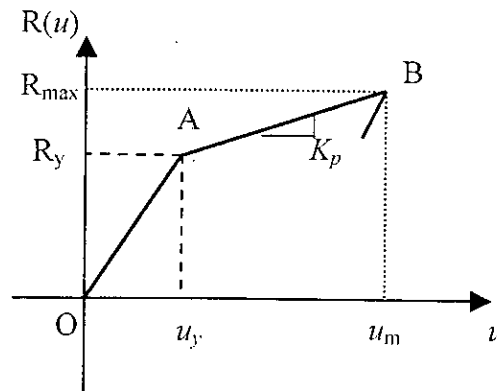
Compte tenu de cette définition, la ductilité maximale d'un système a comportement tel que représenté sur la figure(4.1), est donnée par :

$$\mu_{max} = \frac{\overline{OD}}{\overline{OC}} \quad (4.8)$$

Il est très important de faire la différence entre la ductilité disponible (capacité) dans le système et la demande de ductilité qui elle est imposée au système par l'action sismique. La conception parasismique consiste à estimer la capacité de ductilité pour ensuite déduire la résistance requise pour laquelle, en présence de mouvements sévères, les demandes de ductilité n'excéderont pas les capacités de ductilités disponibles dans le système [33].

La demande de ductilité, varie en générale entre 1 pour les structures répondant élastiquement, à 6 pour les structures ductiles [11, 22]. Il est à considérer qu'une structure ductile permet de dissiper plus d'énergie hystérétique, durant sa déformation cyclique, qu'une structure moins ductile [41].

Nous allons, maintenant, écrire les expressions du spectre inélastique pour les systèmes bilinéaires et ceux avec dégradation de rigidité. Considérons pour cela, la structure représentée sur la figure(3.1).



Figure(4.2) comportement bilinéaire ou avec dégradation de rigidité

Sur la figure (4.2), on a représenté la première phase de chargement des systèmes bilinéaires et ceux avec une dégradation de rigidité.

A l'instant  $t_m$ , où la vitesse s'annule c'est à dire, au point B, le déplacement atteint sa valeur maximale  $u_m$ . L'équation d'équilibre dynamique s'exprime par :

$$\ddot{u}_{am} + R(u_m) = 0 \quad (4.9)$$

avec :

$u_{am}$  : l'accélération absolue à l'instant  $t_m$  et  $R(u_m)$  : la force de rappel maximale par unité de masse. Cette force est exprimée, pour les systèmes bilinéaires et ceux avec dégradation de rigidité par [53]:

$$R_{max} = R(u_m) = Ku_y[1 + p(\mu - 1)] \quad (4.10)$$

Avec :  $\mu$  : le facteur de ductilité ;  $p = K_p/K$  est le rapport de rigidité

En substituant l'expression de  $R(u_m)$  dans l'équation (4.8), et en divisant par la masse, l'équation d'équilibre devient :

$$\ddot{u}_{am} + \omega^2 u_y [1 + p(\mu - 1)] = 0 \quad (4.11)$$

Les spectres sont représentés en fonction du déplacement élastique limite au lieu du déplacement maximal. Nous avons alors les relations des spectres de réponse inélastiques, en terme de déplacement, vitesse et accélération :

$$\begin{aligned}
S_u &= |u_y|; \\
S_{\dot{u}} &= \omega S_u \\
S_{\ddot{u}} &= \omega^2 S_u
\end{aligned}
\tag{4.12}$$

Notons que les valeurs spectrales possèdent la même signification physique qu'en élasticité. On exprime par la relation (4.12), le déplacement relatif, la *pseudo* vitesse et la *pseudo* accélération.

#### 4.2.4 Construction d'un spectre de réponse

Construire un spectre de réponse à une excitation sismique, nécessite, outre l'amortissement, le choix d'un facteur permettant de classer les oscillateurs simples selon leur ductilité. Ceci peut être réalisé par l'introduction du facteur de demande de ductilité [1]. Pour raison de conformité, ceci ne peut être fait de manière direct, car le déplacement élastique limite doit être conforme à la ductilité imposée (fixée a travers le facteur de ductilité) d'où la nécessité d'un calcul itératif sur la valeur du déplacement élastique limite donc sur la valeur de la résistance élastique limite [41, 44, 59].

#### 4.2.5 Procédé de calcul itératif

La réponse d'une structure soumise à un séisme donné est calculée par le procédé d'intégration pas à pas. Toutefois, il est à rappeler, qu'une analyse itérative doit être faite pour ajuster la valeur du déplacement élastique limite jusqu'à obtention de la ductilité imposée par le séisme et qui, *à priori*, est fixée. A cet égard, la procédure permettant d'avoir le spectre de réponse de ductilité constante, pour les différents modèles nonlinéaires, comprend les étapes suivantes :

- La réponse du système élastique associé c'est à dire ayant les mêmes caractéristiques que le système inélastique et soumise au même séisme, est calculée. Outre un calcul élastique direct, le même procédé d'intégration pas à pas peut être utilisé, avec une ductilité égale à l'unité. La force de rappel, dans ce cas, est exprimée par :

$$R(u) = K.u \tag{4.13}$$

Le but de cette étape, est de calculer la valeur du déplacement relatif maximal  $u_{me}$ .

- La première valeur du déplacement élastique limite  $u_{y,1}$  est prise égale à :

$$u_{y,1} = \frac{u_{me}}{\mu} \tag{4.14}$$

Un premier calcul de la réponse du système non linéaire est effectué par le procédé d'intégration pas à pas, pour la valeur calculé du déplacement élastique limite. Ce calcul conduit à une valeur  $u_{m1}$  du déplacement relatif maximal, à partir de laquelle est calculée la ductilité (pour la suite le terme ductilité sera employé pour représenter le facteur de ductilité) suivante :

$$\mu_1 = \frac{u_{m1}}{u_{y1}} \quad (4.15)$$

- Si  $\mu_1$  est différente de  $\mu$ , une nouvelle valeur  $u_{y2}$  du déplacement élastique limite est calculée à partir de :

$$u_{y2} = \frac{u_{m1}}{\mu} \quad (4.16)$$

- Pour la valeur de  $u_{y2}$ , une nouvelle valeur  $u_{m2}$  du déplacement maximal est calculée, donc une nouvelle valeur de la ductilité :

$$\mu_2 = \frac{u_{m2}}{u_{y2}} \quad (4.17)$$

- Pour améliorer la convergence des calculs, on procède par dichotomie, comme suit :

- A l'étape  $i$  du calcul, le déplacement élastique limite est pris égal à :

$$u_{y,i} = \frac{u_{m,i-1}}{\mu} \quad (4.18)$$

- A la fin de chaque étape  $i$ , si  $\mu_i$  diffère de  $\mu$ , on calcule le produit :

$$P_i = (\mu_i - \mu)(\mu_{i-1} - \mu) \quad (4.19)$$

Une valeur négative de ce produit signifie que la ductilité  $\mu$ , est comprise entre les ductilités  $\mu_{i-1}$  et  $\mu_i$ , correspondant aux déplacements  $u_{y,i-1}$  et  $u_{y,i}$ .

- A l'étape  $i+1$ , on considère un déplacement élastique limite donné par la moyenne arithmétique des déplacements  $u_{y,i-1}$  et  $u_{y,i}$ :

$$u_{y,i+1} = \frac{u_{y,i-1} + u_{y,i}}{2} \quad (4.20)$$

- On calcule la ductilité  $\mu_{i+1}$ , si elle est égale à  $\mu$  pour un seuil de précision fixé, la valeur du déplacement spectrale est prise égale à  $u_{y, i+1}$ . Sinon, on calcule le produit  $p_{i+1}$  défini par la relation (4.19); une valeur négative de ce produit permettra de repérer le nouvel intervalle contenant la valeur de  $\mu$ . Cet intervalle est alors divisé en deux parties égales et la processus itératif est poursuivie jusqu'à l'étape  $n$  pour laquelle la valeur de la ductilité  $\mu_n$  correspondant au déplacement  $u_{y, n}$  est pratiquement égale à la ductilité telle que :

$$\left| \frac{\mu - \mu_n}{\mu} \right| \leq 10^{-r} \quad (4.21)$$

où  $r$  est le nombre de chiffres significatifs après la virgule. La valeur du déplacement spectral est donc prise égale à  $u_{y, n}$ .

Il est à noter que la demande de ductilité est liée à la force élastique limite, ce qui signifie que la force élastique limite est également imposée par le mouvement du sol.

La détermination du spectre de réponse inélastique pour les différents types de comportement non linéaire a fait l'objet d'un calcul numérique. Le programme développé permet de calculer les spectres de réponse avec une précision donnée, pour les différents comportements décrits aux chapitres précédent.

#### 4.2.6 Utilisation du spectre de réponse

Considérons un système à un degré de liberté défini par sa période propre  $T$  et son taux d'amortissement  $\xi$ . La conception parasismique consiste à déterminer la force élastique limite ( ou la déformation élastique limite) nécessaire pour limiter la ductilité imposée par l'action sismique à un niveau spécifique [33].

Correspondant à la ductilité autorisée et les valeurs de  $T$  et  $\xi$ , la valeur de l'accélération  $A_y$  est lue à partir du spectre de réponse. La valeur de la force élastique limite  $R_y$  nécessaire pour limiter la demande de ductilité à la valeur autorisée est obtenue par :

$$R_y = K \cdot u_y \quad (4.22)$$

d'où

$$R_y = \frac{A_y}{g} W \quad (4.23)$$



La déformation maximale pourra alors être obtenue par la relation :

$$u_m = \mu u_y \quad (4.24)$$

avec

$$u_y = \frac{A_y}{\omega^2} \quad (4.25)$$

Ainsi, on doit construire la structure de sorte à ce qu'elle possède la capacité ductilité et la capacité de déformation requises.

## 4.3 Calcul de la réponse dynamique sous l'effet de séismes réels

### 4.3.1 Histoire temporelle

La réponse des structures à comportement nonlinéaire a fait l'objet d'un calcul numérique. La méthode d'intégration pas à pas a été employée dans les deux cas linéaire et nonlinéaire.

Considérons une structure dont les caractéristiques sont les suivantes : période propre de vibration  $T$  égale à 0.8 ; masse  $m$  égale à l'unité ; taux d'amortissement  $\xi$  égal à 5 % , soumise à deux séismes enregistrés représentés par l'accélérogramme Chenoua et l'accélérogramme El Centro (voir la figure 4.3).

Nous allons analyser l'effet du modèle de comportement sur la réponse de la structure en utilisant, outre le modèle linéaire, les modèles non linéaires décrits dans le chapitre précédent, à savoir, Elastoplastique parfait (EPP); bilinéaire (EPB) avec  $p = 0.05$  ; bilinéaire orienté vers le déplacement maximal (MPO) ; Clough (CLO); le 'Q model' avec  $a = 0.4$  et  $p = 0.5$  ; Takeda modifié, avec  $\beta = 0$  Tak1 et Tak2 pour ( $a = 0.$  et  $a = 0.4$ ), respectivement. La résistance élastique limite est prise égale au quart de la résistance élastique du système linéaire équivalent. Sur les figures (4.3) et (4.4) on a représenté la réponse de chaque modèle en considérant l'histoire temporelle du déplacement relatif et le diagramme Force – Déplacement correspondant.

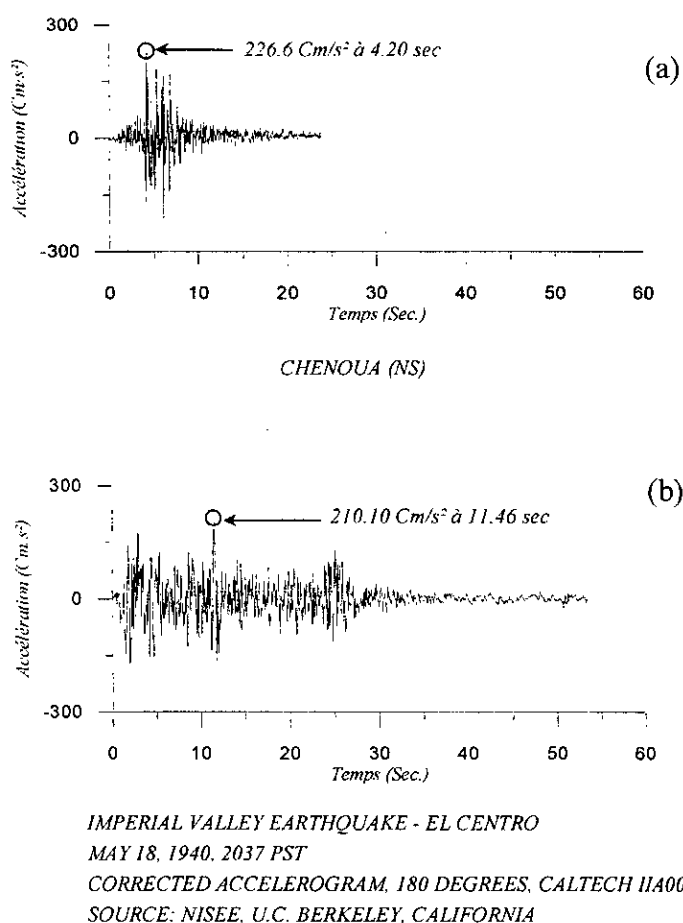


Figure (4.3) Accélérogrammes des séisme de  
(a) Chenoua (b) El Centro

D'après les figures (4.4) et (4.5), il est clair que les comportements tant élastique que inélastique sont très sensibles à l'histoire du chargement. Ces figures montrent, également, une nette différence entre le comportement élastique et les comportements inélastiques, et ce, quelque soit l'excitation. On constate que dans le modèle élastique la position d'équilibre demeure fixe, le système vibre autour du zéro pendant toute la durée de l'excitation. Par contre, les systèmes inélastiques vibrent autour d'une nouvelle position d'équilibre après avoir subi des déformations permanentes, autrement dit, des déformations inélastiques. Cette nouvelle position d'équilibre est très apparente sur les digrammes 'Force - Déplacement' décrivant une concentration des boucles d'hystérésis.

A la fin de la réponse, la structure ne possède plus les mêmes caractéristiques qu'elle avait initialement. Cette remarque peut être utiliser comme un point d'identification des nonlinéarités géométriques, car, la dégradation de la rigidité entraîne une modification de la période propre du système [30].

De plus, Les déplacements présentent des amplitudes différentes pour chaque modèle, atteintes à des temps différents. La différence entre les modèles nonlinéaires, justifie le fait

qu'il faut sélectionner avec soin le modèle le plus représentatif selon le type, la taille et la matériau du système étudié [59].

### 4.3.2 Spectres inélastiques

Sur les figures (4.6) nous avons représenté les spectres de réponse pour une ductilité constante en fonction de la période propre de vibration, couvrant la plage de période :  $0.01 \text{ sec.} \leq T \leq 4 \text{ sec.}$ , englobant aussi bien les structures rigides que flexibles. Quatre valeurs du facteur de ductilité  $\mu$  sont considérées : 1, 2, 4, 6. Rappelons que la valeur de  $\mu = 1$  correspond à un comportement élastique. Le coefficient d'amortissement est pris égal à 5%. L'excitation est représentée par le séisme algérien de Chenoua auquel sont soumises les structures dont le comportement est caractérisé par les modèles non linéaires présentés dans le chapitre précédent, à savoir, EPP, EPB ( $p=0.05$ ), CLO, 'O model', Takeda ( $a=0.$  et  $a=0.4$ ), MPO. Le procédé de calcul est celui présenté au paragraphe (4.2.5).

La figure (4.5) montrent que la ductilité a une influence significative sur la réponse des structures [76]. Nous remarquons une nette diminution de l'accélération spectrale pour des niveaux de ductilité croissants, et par la suite du coefficient sismique à prendre en compte dans le calcul de la force latérale développée par le séisme. Ceci est dû au fait qu'une structure peut aisément entrer dans le domaine inélastique si son déplacement élastique limite est réduit et dans ce cas la réponse en accélération est réduite [31].

Nous constatons également que pour de faibles quantités de déformations inélastique, en passant de  $\mu = 1$  à  $\mu = 2$ , on observe une réduction significative de la force latérale maximale pour laquelle le système va être dimensionné, cette réduction continue en augmentant la valeur du facteur de ductilité mais avec un taux moindre.

En effet, la force élastique limite pour un système à un degré de liberté permettant de surmonter les déformations inélastiques est inférieure à la force exigée pour que le système reste élastique. L'équation (4.23) montre que la valeur de la force élastique limite est réduite avec l'augmentation des valeurs du facteur de ductilité. Il est donc très clair que les déformations inélastiques ont un effet important sur le comportement dynamique des structures situées en zone de forte sismicité, ces mêmes résultats ont été constatés par d'autres chercheurs[1, 29].

## 4.4 Capacité énergétique des modèles de comportement nonlinéaire

Divers auteurs ont tenté de modéliser, plus ou moins fidèlement, la capacité des matériaux (Acier, Béton Armé) à absorber de l'énergie sismique à travers un état de contrainte et de déformation interne. Il est clair que, si l'énergie impartie à la structure par la sollicitation

externe est supérieure à cette capacité, il y aura rupture. Notons que la rupture est définie par le concepteur en fonction de la catégorie à laquelle appartient l'ouvrage concerné.

A travers les résultats obtenus pour diverses études d'analyse de la réponse des structures à comportement nonlinéaire, on a pu classer les modèles de comportement nonlinéaire selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation [39, 43, 59] en trois catégories :

1- Modèles présentant des boucles d'hystérésis stables, ayant une grande capacité d'absorption d'énergie de déformation : modèle élasto-plastique parfait et élasto-plastique bilinéaire (EPP, EPB) ;

2- Modèles présentant une dégradation de rigidité lorsque le déplacement plastique augmente, tout en maintenant une capacité raisonnable d'absorption d'énergie : modèle Takeda, modèle Clough (CLO), 'Q model' ;

3- Modèles ayant une capacité d'absorption d'énergie extrêmement petite : modèle Bilineaire orienté vers le déplacement maximum(MPO).

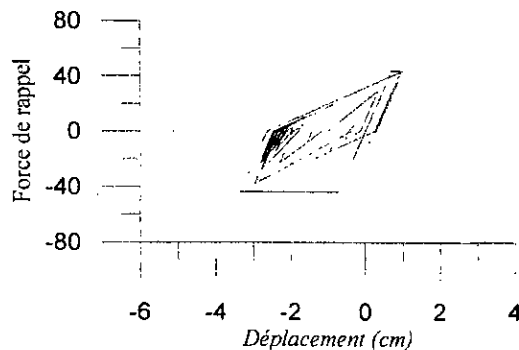
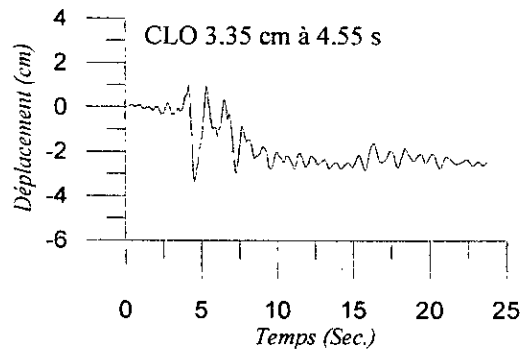
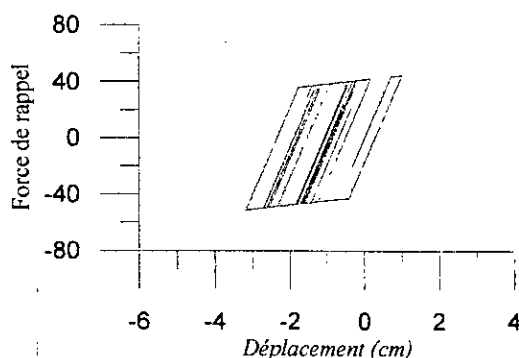
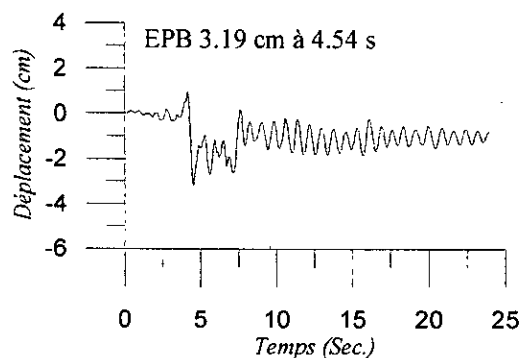
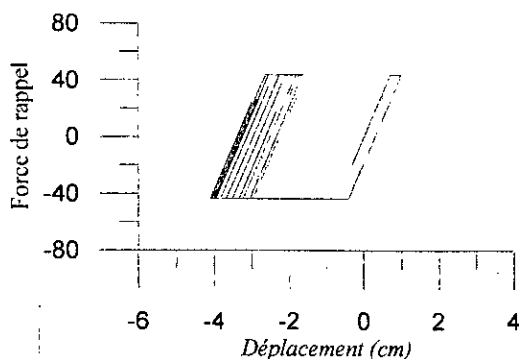
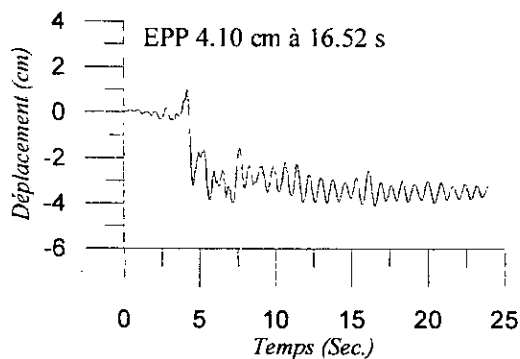
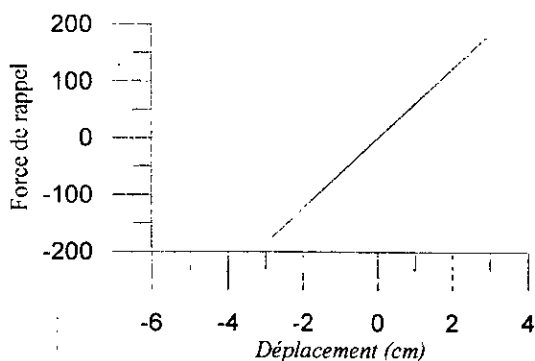
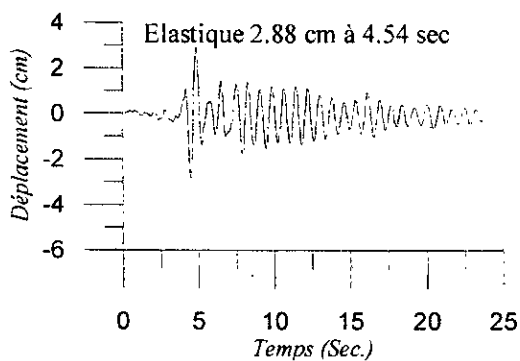
Ce classement nous permet de réduire le nombre de modèles nonlinéaires dans l'étude statistique qui fera l'objet du prochain chapitre. Nous allons donc choisir un modèle dans chaque catégorie ; le modèle EPB pour la catégorie 1, le modèle CLO pour la catégorie 2 et le modèle MPO pour la catégorie 3.

## 4.5 Conclusions

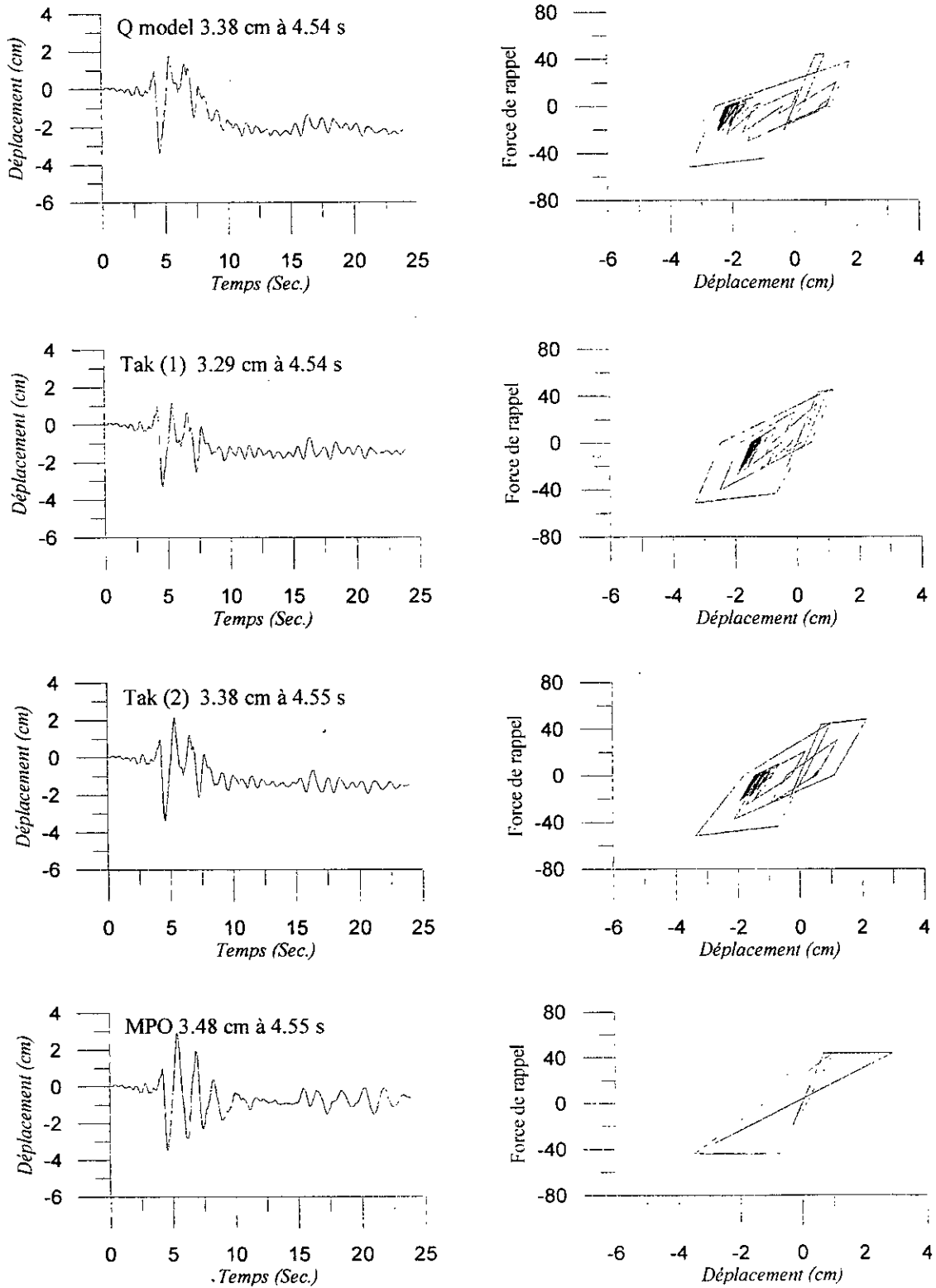
Il a été mis en évidence, dans ce chapitre, l'effet du modèle de comportement adopté pour une structure sur sa réponse à travers l'histoire temporelle. Bien que l'histoire temporelle ait un grand intérêt dans l'analyse du comportement sismique des structures, néanmoins, l'aspect pratique que peut fournir le spectre de réponse favorise son utilisation dans la conception parasismique.

On a également constaté l'importance du niveau de ductilité sur la réponse des systèmes à un degré de liberté. Le comportement inélastique a pour effet de diminuer les forces et accélérations s'exerçant sur la structure, en contrepartie, les déformations sont augmentées. En effet, Le coefficient de demande de ductilité rend compte de la manière dont le niveau d'excitation se situe par rapport à l'élasticité du système.

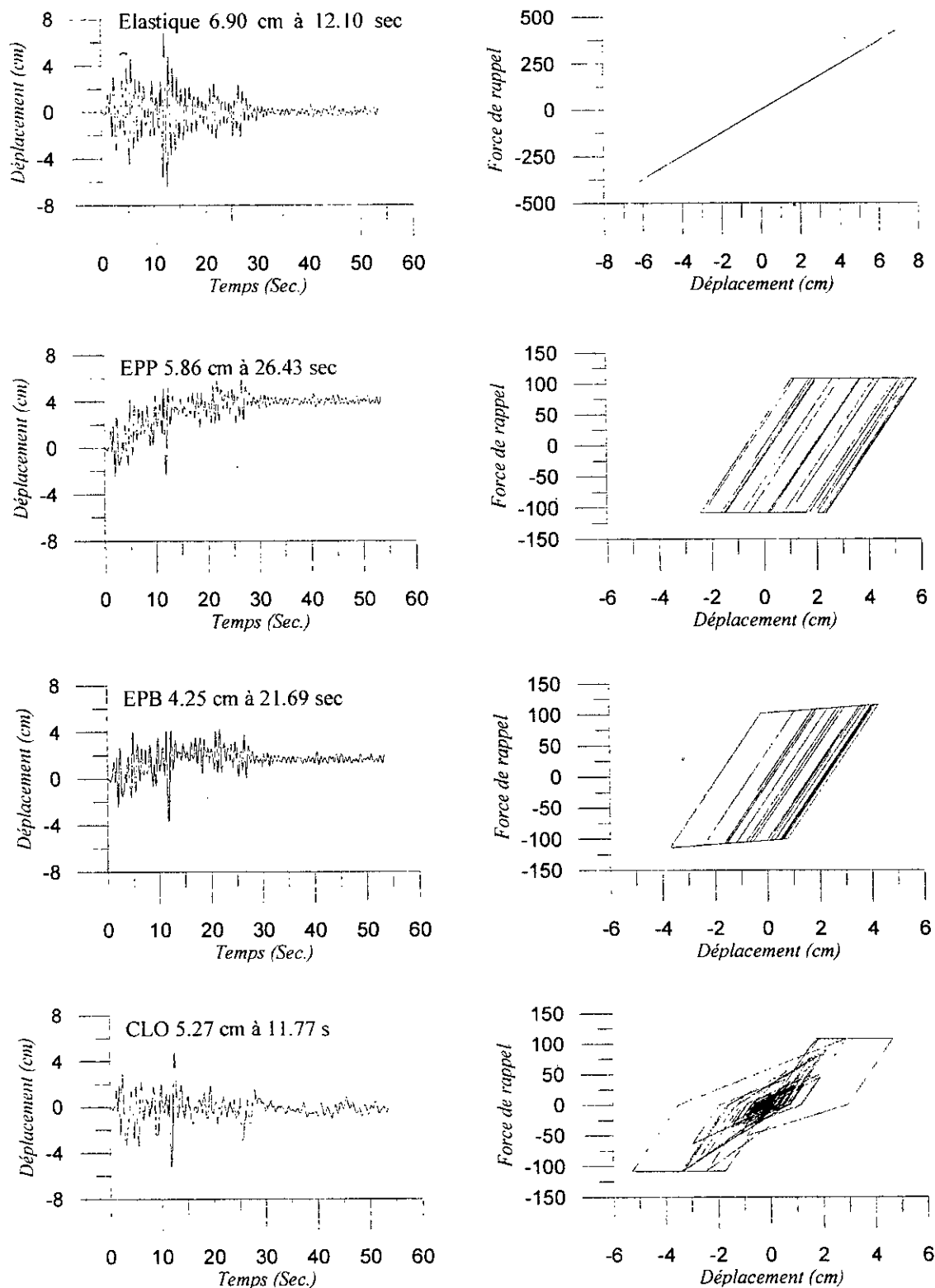
Aussi, on a vu qu'on pouvait classer les modèles de comportement nonlinéaire selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation.



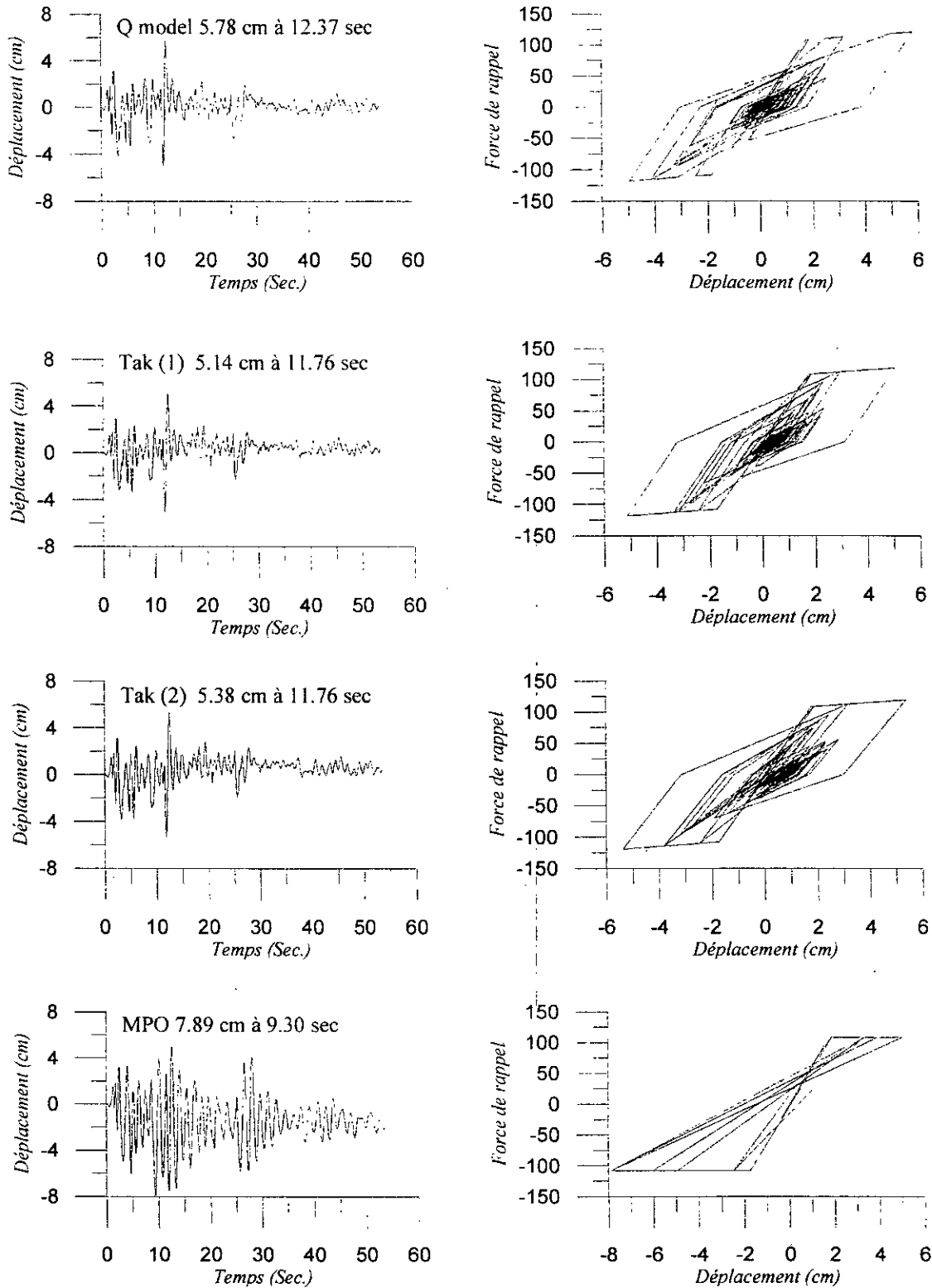
Figure(4.4)a Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres  $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y = 0.7$  cm  
Accélérogramme : Chenoua



Figure(4.4)b Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres  $T=0.8$  s.  $\xi = 0.05$  et  $u_y=0.7$  cm  
Accélérogramme : Chenoua



Figure(4.5)a Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres  $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y=1.75$  cm  
Accélérogramme : El Centro



Figure(4.5)b Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres  $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y = 1.75$  cm  
Accélérogramme : El Centro



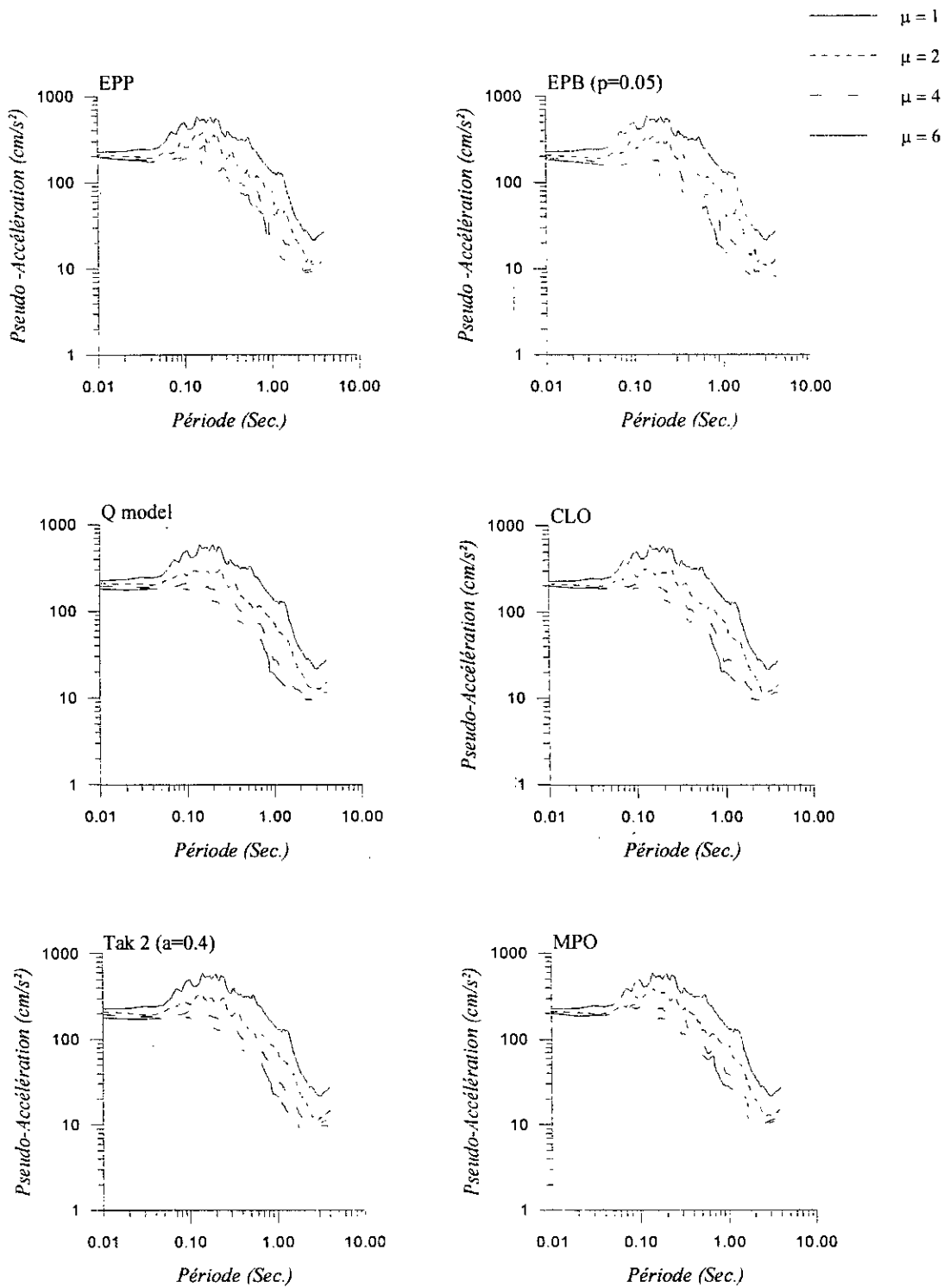


Figure (4.6) Spectre de réponse en Accélération pour différentes valeurs de la ductilité  $\mu$

## CHAPITRE 5 ANALYSE STOCHASTIQUE DES SPECTRES DE REPONSE POUR DIFFERENTES CLASSES D'ACCELEROGRAMMES

### 5.1 Introduction

Les enregistrements de mouvements forts du sol recueillis lors de tremblements de terre passés constituent une base de donnée assez importante pour mettre en évidence et quantifier les effets du comportement nonlinéaire des structures et des sols sur la réponse sismique.

Pour un profil de sol donné, la réponse sismique est affectée par plusieurs facteurs : des facteurs sismologiques tels que l'intensité et la nature du mouvement sismique (contenu fréquentiel, durée...); des facteurs géologiques tels que les caractéristiques du rocher, le type et l'épaisseur du sol; et des facteurs géomécaniques tels que la vitesse des ondes de cisaillement, la période du site et le contraste d'impédance entre le rocher et la couche de sol le surmontant [42]. La conception parasismique pour une région de sismicité active est gouvernée par une ou plusieurs '*caractéristiques sismiques*', paramètres (magnitude, distance épacentrale, mécanisme, glissement dans la faille, etc.) pouvant être établis pour une source de rupture particulière, si cette dernière est très active et génère des séismes fréquemment.

Dans le présent chapitre nous allons à travers les paramètres (magnitude, distance épacentrale), et pour un sol rocheux, analyser la réponse des structures à comportement nonlinéaire. Seulement trois modèles de comportement seront utilisés, chacun représentant une catégorie lorsque nous les classons selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation, à savoir, les modèles EPB, CLO et MPO.

### 5.2 Rappel du calcul statistique

La valeur d'un paramètre inconnu, calculée à partir d'un nombre restreint de données, aura toujours un caractère aléatoire. Nous appelons *estimation* d'un paramètre cette valeur aléatoire approchée [73].

L'espérance mathématique et la variance sont les caractéristiques le plus souvent utilisées d'une répartition. La variance (l'écart type) d'une variable aléatoire caractérise la *dispersion* de ces valeurs au voisinage de son espérance mathématique (moyenne).

Pour une variable aléatoire  $X$  d'espérance mathématique  $m$  et de variance  $D$  inconnues. Les  $n$  expériences indépendantes ont fourni les valeurs  $X_1, X_2, \dots, X_n$ . L'estimation de la moyenne est donnée par :

$$\tilde{m} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (5.1)$$

et l'espérance de l'écart type :

$$\tilde{D} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \tilde{m})^2}{n-1} \quad (5.2)$$

Pour la précision et la fiabilité d'une estimation, en mathématique statistique, on utilise la notion d'*intervalle de confiance et de probabilité de confiance*. Supposons que pour le paramètre  $a$  on ait l'estimation  $\tilde{a}$ . Estimons maintenant l'erreur possible. A ce effet choisissons une probabilité  $P$  assez grande  $\beta$  (par exemple 0.9, 0.95 ou 0.99) telle qu'un événement, avec la probabilité  $\beta$ , puisse être considéré comme certain et déterminons la valeur  $\varepsilon$  pour laquelle on a :

$$P(|\tilde{a} - a| < \varepsilon) = \beta \quad (5.3)$$

$$P(\tilde{a} - \varepsilon < \tilde{a} + \varepsilon) = \beta \quad (5.4)$$

L'égalité (5.4) signifie qu'avec une probabilité égale à  $\beta$  la valeur inconnue du paramètre  $a$  se trouvera dans l'intervalle  $I_\beta$  :

$$I_\beta = (\tilde{a} - \varepsilon ; \tilde{a} + \varepsilon) \quad (5.5)$$

L'intervalle de confiance pour la moyenne est donné par [73]:

$$I_\beta = \left( \tilde{m} - t_\beta \sqrt{\frac{\tilde{D}}{n}} ; \tilde{m} + t_\beta \sqrt{\frac{\tilde{D}}{n}} \right) \quad (5.6)$$

Et pour l'écart type :

$$I_\beta = \left( \frac{\tilde{D}(n-1)}{\chi_1^2} ; \frac{\tilde{D}(n-1)}{\chi_2^2} \right) \quad (5.7)$$

$t_\beta$  : la valeur de la variable de Student pour un probabilité  $\beta$  et  $(n-1)$  degrés de liberté.

$\chi_1^2$  et  $\chi_2^2$  : les valeurs données par la loi  $\chi^2$  à  $(n-1)$ , l'une correspondant à la probabilité  $\beta_1 = \frac{1-\beta}{2}$  et l'autre à la probabilité  $\beta_2 = \frac{1+\beta}{2}$

### 5.3 Spectres de réponse stochastiques

Dans le but de voir à quel point les déformations inélastiques peuvent influencer la réponse dynamique des structures, nous allons analyser les spectres de réponse inélastique des structures et étudier l'influence des paramètres caractéristiques des mouvements du sol auxquels sont soumises ces structures.

Le comportement des structures étant modéliser, il est nécessaire de choisir des mouvement sismiques dans une bibliothèque d'enregistrements ou générés artificiellement. Compte tenu du caractère aléatoire des signaux sismiques, l'utilisation d'un certain nombre de signaux différents est nécessaire pour atteindre une précision statistique suffisante. En outre, l'accélération du sol donnée par un enregistrement accélérométrique définit un processus nonstationnaire. A cet égard, nous allons utiliser le modèle de simulation de signaux sismiques présenté dans le deuxième chapitre pour générer des accélérogrammes arrangés par classes (conditions locales de site – magnitude – distance épacentrale). Ce modèle tient compte de la nonstationnarité du signal sismique tant en amplitude qu'en contenu fréquentiel. Nous nous limitons pour le type de sol rocheux S0, à trois valeurs de la magnitude ( $m_2, m_3, m_4$ ) et trois valeurs de la distance épacentrale ( $d_1, d_2, d_3$ ). sur la figure (5.1) nous avons représenté, à titre d'illustration, le spectre physique et un accélérogramme simulé, pour les classes de la magnitude  $m_4$ . Rappelons, aussi, les valeurs des magnitudes et la répartition des classes sélectionnées (voir chapitre deux) :

$$4.5 \leq m_2 < 5.5$$

$$5.5 \leq m_3 < 6.5$$

$$6.5 \leq m_4 < 7.5$$

Tableau 5.1 : Répartition des classes d'accélérogrammes simulés

	d1(km)	d2(km)	d3(km)
m2	< 15	15 – 30	≥ 30
m3	< 20	20 – 40	≥ 40
m4	< 25	25 – 50	≥ 50

Pour les neuf classes de séismes artificiels ( $S_{0d_1m_2}, S_{0d_1m_3}, S_{0d_1m_4}, \dots, S_{0d_3m_4}$ ), en générant 10 accélérogrammes par classe, nous avons obtenu 90 accélérogrammes simulés. Une étude statistique a donc permis d'avoir des résultats représentés par leurs valeurs moyennes.

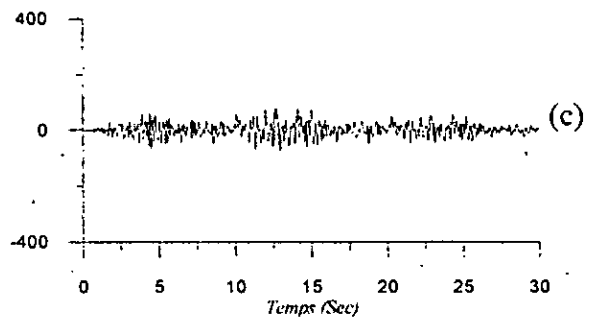
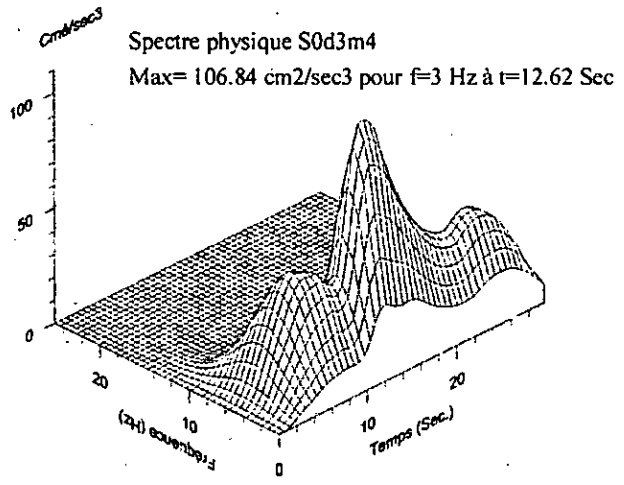
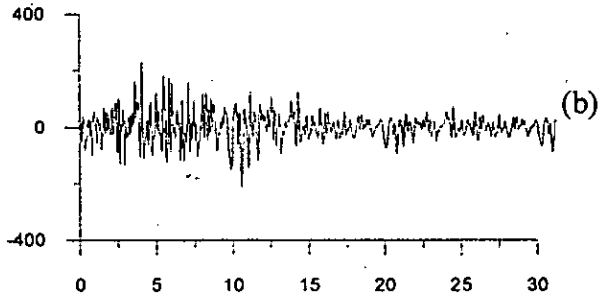
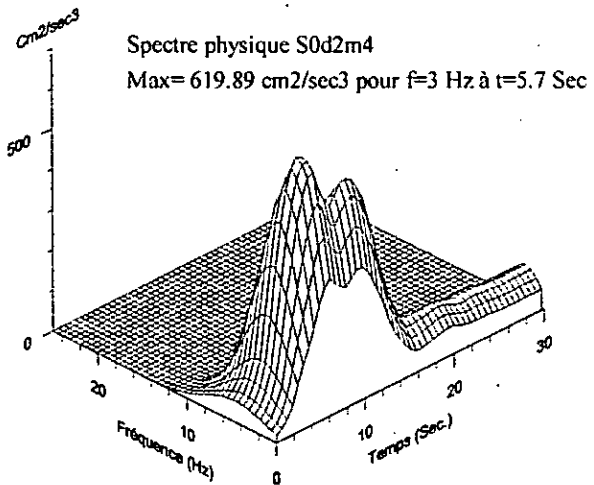
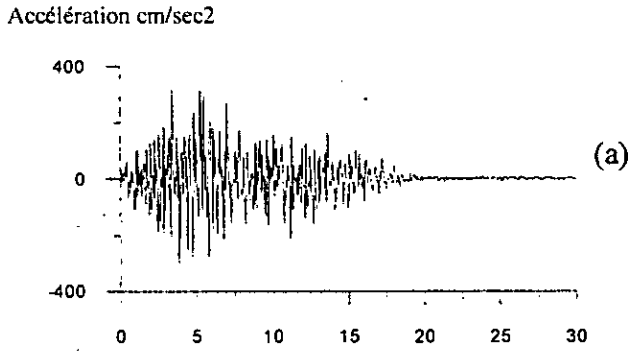
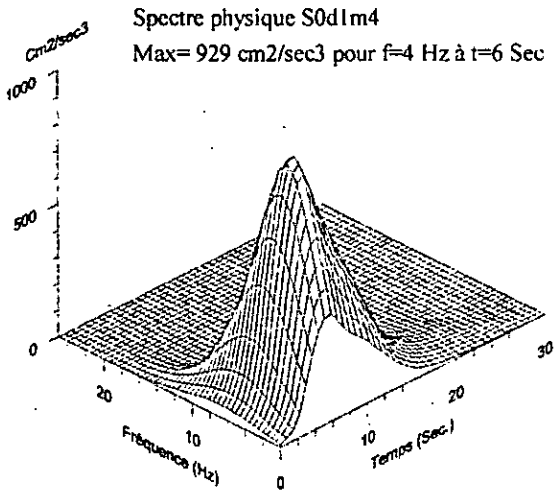


Figure (5.1) Evolution temporelle du contenu fréquentiel et l'accélérogrammes simulé correspondant pour les classes (a) S0d1m4 (b) S0d2m4 (c) S0d3m4

## 5.4 Spectre d'accélération

Nous avons pu voir, dans le chapitre quatre, l'influence de la ductilité sur les spectres de réponse en analysant les spectres d'accélération, pour des niveaux de ductilité croissants, et ce, pour tous les modèles nonlinéaires présentés. La présente étude nécessite donc le choix de la ductilité pour pouvoir construire des spectres d'accélération.

Les codes de calcul préconisent, dans le cas de constructions conventionnelles, une ductilité de 4 [5, 33, 38], qu'on retrouve d'ailleurs très souvent dans les analyses nonlinéaires.

Nous allons donc faire l'analyse avec une ductilité de 4. Par la suite, des spectres normalisés seront proposés pour différentes valeurs de la ductilité (1, 2, 4, 6) [11, 38, 41]. Ces spectres serviront, éventuellement dans des analyses plus générales. Notons que des valeurs de ductilité supérieures à 6 représentent des cas pas très réalistes, à moins que des dispositions très particulières soient prises [11].

### 5.4.1 Effet du modèle de comportement

Pour chacune des neuf classes d'accélérogrammes simulés, nous avons représenté, sur le même graphe, les spectres de réponses en terme d'accélération correspondant aux trois modèles de comportement nonlinéaires considérés dans ce chapitre (EPB, CLO et MPO). Nous avons considéré une plage de période : de 0.01 à 4.0s avec un pas de temps de 0.01, un taux d'amortissement de 5% et une ductilité de 4.

La figure (5.2) illustre donc l'influence du modèle de comportement nonlinéaire sur la réponse des structures aux mouvements du sol. Quelque soit la distance épacentrale et la magnitude de l'excitation, l'accélération spectrale est plus importante pour le modèle MPO que pour les modèles CLO et EPB. La distinction entre les trois modèles est plus nette dans le cas de fortes magnitudes ( $m_4$ ), et elle se manifeste plus particulièrement entre les périodes 0.04 et 0.4 sec, c'est à dire, autour de la valeur maximale du spectre.

Pour illustrer cette différence, notons que lorsque les structures sont soumises à la classe d'accélérogrammes  $S0d1m_4$ , un pic d'accélération de  $516,86 \text{ Cm/s}^2$  (à  $T=0.1 \text{ sec}$ ) est atteint pour le modèle MPO, dans le modèle CLO, le pic d'accélération est de  $378,37 \text{ Cm/s}^2$  (à  $t=0.09 \text{ sec}$ ) et il est de  $320. \text{ Cm/s}^2$  (à  $t=0.14 \text{ sec}$ ) pour le modèle EPB. En effet, l'amplitude de la réponse des structures présentant un comportement MPO, caractérisant de fortes dégradations de rigidité et une très faible capacité d'absorption d'énergie de déformation, est plus importante par rapport aux structures dont le comportement est EPB et CLO ayant une grande et moyenne capacité d'absorber de l'énergie de déformation, respectivement. Il est à remarquer que, la réponse dans le cas du modèle CLO se situe entre celles de EPB et MPO avec un léger rapprochement du modèle EPB. Ce ci est dû au fait que le modèle CLO a un squelette bilinéaire auquel on a introduit une dégradation de rigidité.

### 5.4.2 Effet de la magnitude

Nous estimons l'effet de la magnitude à travers les spectres de réponse en accélération. Pour ce faire, des spectres de réponse d'accélération sont construits pour une plage de période : de 0.01 à 4.0s avec un pas de temps de 0.01, un taux d'amortissement de 5% et une ductilité de 4. Les spectres de réponse en accélération sont relatifs à des structures soumises à des accélérogrammes dans un sol rocheux.

Pour les trois valeurs de la magnitude ( $m_2$ ,  $m_3$ ,  $m_4$ ) nous avons considéré trois distances épacentrale pour englober les champs proche ( $d_1$ ), intermédiaire ( $d_2$ ), et lointain ( $d_3$ ) ,et ce, pour les trois modèles de comportement nonlinéaire. Chaque spectre est représenté par les valeurs moyennes des spectres obtenus pour les 10 accélérogrammes simulés caractérisant une classe donnée. Sur la figure (5.3), nous avons représenté la pseudo – accélération spectrale en fonction de la période propre des structures.

Il est clair que, indépendamment du comportement, la magnitude du séisme est un paramètre d'une influence considérable sur la réponse des structures. Nous constatons qu'en passant des faibles magnitudes aux plus fortes, les valeurs de l'accélération spectrale augmentent, quelque soit la valeur de la période naturelle de la structure et ce pour les trois valeurs de la distance épacentrale. En effet, il est évident que l'on s'atteint à ce que la réponse d'une structure à un séisme de forte magnitude soit supérieure à celle d'un séisme de plus ou moins faible magnitude. Il y a en fait une sorte de proportionnalité entre l'amplitude d'un séisme et la réponse de la structure sollicitée.

La distinction des trois spectres correspondant aux magnitudes ( $m_2$ ,  $m_3$ ,  $m_4$ ) est plus nette lorsqu'on est en champs proche. En champ intermédiaire, un rapprochement du spectre de magnitude  $m_2$  et celui de magnitude  $m_3$  est constaté. C'est en champ lointain que nous remarquons que pour des périodes inférieures à 0.2s ( les hautes fréquences) les pseudo – accélérations pour une magnitude  $m_2$  peuvent être supérieures à celle correspondant à une magnitude  $m_4$ , et pour des périodes entre 0.2 et 1.0s elles sont pratiquement identiques, et ce n'est qu'à de périodes supérieures à 1.s que les accélérations pour une magnitude  $m_2$  deviennent inférieures à celles correspondant à la magnitude  $m_3$ . Ceci va à l'encontre de la proportionnalité, à laquelle on s'attendait, entre la magnitude du séisme et la réponse de la structure. En fait, l'effet de la magnitude diminue, plus particulièrement en hautes fréquences, lorsque la distance épacentrale augmente jusqu'à n'avoir aucun effet quant on dépasse une certaine distance.

### 5.4.3 Effet de la distance épacentrale

Pour les trois valeurs de la distance épacentrale nous avons analysé la variation des spectres d'accélération en variant la magnitudes pour chaque modèle de comportement. Les figures (5.4) illustrent l'influence considérable de la position de la structure par rapport à la source de

rupture. Nous pouvons voir que, quelque soit la magnitude, l'accélération spectrale croit lorsque la distance épacentrale diminue. En considérant les trois modèles de comportement, pour une magnitude  $m_4$ , l'accélération maximale est comprise entre 200 et 600  $\text{cm/s}^2$  en champ proche, entre 100 et 400  $\text{cm/s}^2$  en champ intermédiaire, et entre 80 et 200  $\text{cm/s}^2$  en champ lointain. Il est à remarquer également que pour une magnitude  $m_3$ , un rapprochement des spectres correspondant aux distances  $d_1$  et  $d_2$  est constaté et que lorsque la magnitude atteint le niveau  $m_4$ , et pour des valeurs de la période naturelle supérieures à 0.2 sec, l'effet des distances  $d_1$  et  $d_2$  est pratiquement identique. Ce-ci signifie que pour de fortes magnitudes, il n'est pas évident de délimiter le champ proche et le champ intermédiaire.

En conclusion, nous pouvons dire que la réponse est d'autant plus importante que l'on se situe le plus près de la source de rupture. On a également constaté que, quelque soit le comportement de la structure, l'amplitude de sa réponse est d'autant plus importante que la magnitude du séisme auquel elle est soumise est forte. Néanmoins, l'effet de la magnitude diminue, plus particulièrement en hautes fréquences, lorsque la distance épacentrale augmente jusqu'à n'avoir aucun effet lorsqu'on dépasse une certaine distance.

Il a donc été mis en évidence qu'un changement de la magnitude et de la distance épacentrale, en maintenant les autres paramètres constants, peut avoir une influence significative sur le spectre de réponse des structures. L'effet est d'autant plus accentué lorsque le séisme est de forte magnitude en champ proche, et moins significatif lorsque le séisme est de faible magnitude en champ lointain.

#### **5.4.4 Spectres de ductilité**

Le déplacement maximal atteint par une structure soumise à une sollicitation sismique constitue la caractéristique la plus significative de l'histoire temporelle de sa réponse. Son rapport au déplacement élastique n'est autre que le facteur de ductilité mesurant la ductilité imposée par l'action sismique à la structure. Elle peut être estimée par une analyse dynamique non linéaire de l'histoire temporelle.

#### **5.4.5 Aspect réglementaire**

Pour étudier la demande de ductilité qu'impose un séisme à une structure à comportement non linéaire, nous allons procéder comme suit. Les structures sont étudiées pour différentes valeurs de la période propre, en prenant les valeurs 0.1, 0.3 jusqu'à 4 secondes avec un pas de 0.3, ainsi nous englobons aussi bien les structures rigides que flexibles.

La force élastique limite de la structure par unité de masse est prise égale au double de la force sismique de calcul prescrite par le règlement considéré, autrement dit, avec un coefficient de sécurité égal à 2.



### 5.4.5.1 Règles parasismique Algérienne RPA 99

La force élastique limite s'exprime par :

$$R_y = 2 \frac{ADQ}{R} W \quad (5.1)$$

Avec :

$W$  est le poids de la structure ; pour une masse unitaire  $W$  est égal à  $g$  l'accélération de la pesanteur ;

$A = 0.25$  : le coefficient d'accélération de zone, donné en fonction de l'importance vitale de la structure ;

$R = 5$  : facteur de comportement de la structure ;

$Q = 1.2$  : facteur de qualité de la structure ;

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la nature du sol. Il est donné en fonction de la période propre.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (5.2)$$

avec  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement, égal à 1 pour un amortissement de 5%

et  $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site. Le classement des sites est le suivant :

- S1 : Sols rocheux (le type considéré dans l'étude)
- S2 : Sols fermes
- S3 : Sols meubles
- S4 : Sols très meubles ou présence de 3 m au moins d'argile molle

Une fois la force élastique limite déterminée, on peut alors déduire le déplacement élastique limite par :

$$u_y = \frac{R_y}{4\pi^2} T^2 \quad (5.3)$$

le déplacement élastique limite étant défini, on peut avoir la ductilité imposée par l'excitation sismique à partir de la réponse dynamique de la structure pour différentes valeurs du taux d'amortissement. En raison des larges variations de la ductilité les résultats sont représentés en échelle semi-logarithmique.

Trois modèles de comportement non linéaire sont employés, à savoir, EPB ( $p = 0.05$ ), CLO, et MPO. Ces modèles représentent chacun une catégorie lorsqu'on les classe selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation (voir chapitre 3).

Deux classes de séismes artificiels, relatifs à un sol rocheux, sont utilisés, l'un correspond à un séisme de forte amplitude en champ proche S0d1m4 et l'autre correspond à un séisme d'amplitude moyenne en champ intermédiaire S0d2m2. Pour chaque valeur de la période naturelle, la demande de ductilité représente la moyenne des valeurs correspondantes associées à chacun des accélérogrammes simulés. La figure (5.5) illustre la variation de la demande de ductilité en fonction de la période propre de vibration.

Nous pouvons voir facilement, d'après la figure (5.4), que pour les trois modèles de comportement, indépendamment de l'excitation sismique, la demande de ductilité dépend nettement de la période propre de vibration, les structures rigides nécessitent des ductilités beaucoup plus importantes que celles des structures flexibles. Les structures flexibles présentent des demandes de ductilité au plus égales à un, ce qui signifie que leur comportement est élastique, tandis que, les valeurs de la demandes de ductilité des structures rigides sont supérieures à un et pouvant atteindre environ 100 dans le cas du séisme S0d1m4 (pour le modèle MPO à  $\xi = 0$ ), traduisant ainsi des excursions de déformation hors du domaine élastique. Cette remarque met en évidence le comportement non linéaire des structures rigides. En outre, l'effet de l'amortissement sur la demande de ductilité est important et se traduit par une réduction notable de celle-ci. Toutefois, l'allure des courbes n'est pas pour autant affecté par la valeur de l'amortissement considérée. Les mêmes résultats ont été constatés par Abed[1] et Aknouche [4] en utilisant les RPA 81 pour définir la résistance des structures, et Nassar [48] en utilisant le règlement Américain UBC 91.

En plus, la demande de ductilité est affectée par l'excitation sismique. Contrairement au cas de l'accélérogramme S0d1m4 qui met en évidence les déformations inélastiques qu'exhibent la structure et qui se manifestent par les niveaux très élevés de la ductilité, l'accélérogramme S0d2m2 impose des demandes de ductilité beaucoup plus faibles (au plus égales à deux lorsque l'amortissement est nul et inférieures à un pour des amortissements supérieurs à zéro). Ce qui signifie que la structure se comporte de manière élastique lorsque le séisme est de faible intensité.

Par ailleurs, la figure (5.5) montre également que la demande de ductilité est très sensible au modèle de comportement. En effet, les modèles hystérétiques MPO et CLO caractérisant la dégradation de la rigidité exhibent des demandes de ductilité plus importantes par rapport au modèle EPB. Elles atteignent, pour l'accélérogramme S0d1m4, des valeurs maximales comprises entre 7 et 100 dans le cas du modèle MPO, entre 5 et 11 environ pour le modèle de CLO, et entre 2 et 5 dans le cas du modèle EPB et ce pour des valeurs de la période naturelle inférieures à 0.2 secondes. Les mêmes constatations ont été faites par Aknouche [4]

A travers l'analyse de la demande de ductilité, il a été mis en relief que les demandes de ductilité relatives aux structures de résistance définie conformément aux RPA 99, dépendent substantiellement de la période propre de vibration de ces structures, les demandes sont beaucoup plus importantes pour les faibles périodes (structures rigides). Cette constatation a été faite par un grand nombre de chercheurs dans des études de réponse dynamique des structures à un degré de liberté [6, 8, 23, 34, 35, 39, 40, 43, 48, 51, 53, 59]. Elle est également très sensible au modèle de comportement ainsi qu'à l'excitation sismique. Nous avons constaté que plus le modèle de comportement présente de forte dégradation de rigidité plus le niveau de ductilité qu'il exhibe est élevé. Ce qui nous amène à dire que les demandes de ductilité relatives aux trois catégories de modèles de comportement non linéaire sont classées dans l'ordre croissant suivant [catégorie1 (EPB) < catégorie2 (CLO) < et catégorie3 (MPO)]. Ces mêmes constatations ont été faites par plusieurs chercheurs [39, 43, 59].

Rappelons enfin que la demande de ductilité est imposée au système par l'action sismique. Elle représente l'exigence ou la demande, dans la conception et le dimensionnement du système dans le sens où sa capacité à se déformer au delà de sa limite élastique doit dépasser la demande de ductilité.

Nous avons fait une tentative pour situer le règlement Algérien par rapport à d'autres règlements étrangers. Pour cela nous avons calculé les spectres de ductilité, à travers la force élastique limite, à partir des règles de construction parasismique françaises [60] et du règlement Américain (Uniform Building Code UBC 97) [72], en prenant un coefficient de sécurité égal à deux également.

#### 5.4.5.2 Règles parasismique françaises

Dans les règles parasismiques PS 92 [60] actuellement en vigueur en France, l'action sismique à prendre en compte dans les projets est spécifiée au moyen d'un mouvement sismique de référence dont l'intensité et le contenu fréquentiel sont définis respectivement par une accélération *nominale*  $a_N$  et un spectre de réponse élastique normalisé (S0). Ce mouvement de référence s'entend comme le mouvement de champ libre à la surface d'un site rocheux à stratification horizontale. Pour un site donné, le mouvement de calcul à considérer est obtenu en adaptant le mouvement de référence aux conditions particulières du site. Pour

cela, trois sites sont définis en fonction des sols constitutifs à chacun desquels est rattaché un spectre de réponse élastique normalisé à la valeur unité de l'accélération nominale :

- Site S0 : - Sites rocheux (site de référence)  
- Sols du groupe *a* en épaisseur inférieure à 15 m (le type considéré dans l'étude)
- Site S1 : - Sols du groupe *a* en épaisseur supérieure à 15 m  
- Sols du groupe *b* en épaisseur inférieure à 15 m
- Site S2 : - Sols du groupe *b* en épaisseur comprise entre 15 et 50 m  
- Sols du groupe *c* en épaisseur inférieure à 10 m
- Site S3 : - Sols du groupe *b* en épaisseur supérieure à 50 m  
- Sols du groupe *c* en épaisseur comprise entre 10 et 100 m

Les quatre groupes de sols sont définis comme suit :

- Rocher : rocher sains et craies dures ;
- Groupe *a* : sols de résistance bonne à très bonne ;
- Groupe *b* : sols de résistance moyenne ;
- Groupe *c* : sols de faible résistance.

Le mouvement sismique de calcul est défini par les paramètres suivants :

- L'accélération nominale  $a_N$ , fonction des zones de sismicité et des classes de risque;
- L'ordonnée du spectre de dimensionnement normalisé dépendant des formations géologiques -du site et de la période  $T$ , appelée  $R_D(T)$  ;
- Un coefficient lié à la topographie  $\tau$  ;
- Un coefficient corrélatif de l'amortissement  $\rho$

D'où l'action sismique  $R(T)$  :

$$R(T) = a_N \cdot R_D(T) \cdot \rho \cdot \tau \quad (5.4)$$

Les spectres de dimensionnement normalisés sont donnés, pour la valeurs de 5% de l'amortissement relatif, par :

$$R_D(T) = \begin{cases} R_M & T \leq T_C \\ R_M \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{2.3} & T_C \leq T \leq T_D \\ R_M \left[ \frac{T_C}{T_D} \right]^{2.3} \left[ \frac{T_D}{T} \right]^{5.3} & T \geq T_D \end{cases} \quad (5.5)$$

Les valeurs  $T_C$ ,  $T_D$  et  $R_M$  sont données pour chaque type de site.

### 5.4.5.3 Uniform Building Code UBC 97

Le spectre de réponse de calcul est un spectre élastique construit pour un coefficient d'amortissement visqueux de 5 %. Il est établi pour des catégories de site spécifiques (le site est associé aux caractéristiques géologiques, tectoniques, sismologiques et celles du sol). L'analyse de l'histoire temporelle doit, selon le UBC 97, être menée en sélectionnant des mouvements du sol appropriés à partir de pas moins de trois événements enregistrés. Les histoires temporelles des mouvements représentant l'excitation doivent avoir des magnitudes, des distances de la faille et des mécanismes à la source conformes à ceux qui contrôlent les séismes relatifs à un site donné. Si les trois enregistrements ne peuvent être disponibles, il y a lieu de procéder par simulation des mouvements du sol.

La force latérale à la base est déterminée par la formule suivante :

$$V = \frac{C_v I}{R T} W \quad (5.6)$$

Cette force ne doit pas dépasser :

$$V = \frac{2.5 C_a I}{R} W \quad (5.7)$$

La force à la base ne doit pas être inférieure à :

$$V = 0.11 C_a I W \quad (5.8)$$

En plus, une condition supplémentaire pour le calcul dans la zone de sismicité 4 : la force ne doit pas être inférieure à :

$$V = \frac{0.8 Z N_v I}{R} W \quad (5.9)$$

avec

$W$  : le poids de la structure ;

$I$  : facteur d'importance

$R$  : coefficient

$N_v$  : facteur de champ proche utilisé dans la détermination de  $C_v$  en zone sismique 4 ;

$Z$  : facteur de zone sismique.

$C_v, C_a$ : coefficients sismiques, dépendent de la zone sismique et du type de sol.

Les profils de sol sont classés comme suit :

- $S_A$  : Rocher dur
- $S_B$  : Rocher ( le type considéré dans l'étude)
- $S_C$  : Sol très dense et rocher meuble
- $S_D$  : Sol ferme
- $S_E$  : Sol meuble

#### 5.4.5.4 Comparaison des trois règlements

Il est clair, en observant les formulations de la force latérale de calcul, qu'il est impossible de trouver une analogie entre les paramètres utilisés pour chacun des règlements (RPA99, PS92, UBC97). Donc, nous allons seulement situer les RPA 99 par rapport aux autres règlements en employant une force latérale maximale (choisir les paramètres de sorte qu'il en résulte une force maximale), une force minimal (choisir les paramètres qui engendrent une force minimale) et une force intermédiaire représentant le cas le plus réel.

Les spectres de ductilité sont obtenus pour une structure définie par ( $T = 0.8s$  ,  $\xi = 5\%$ ) soumise à un séisme artificiel de la classe S0d1m4. Les résultats (les valeurs moyennes de la ductilité) sont présentés sur la figure (5.6) pour les trois modèles de comportement considérés.

En considérant chaque règlement séparément, les mêmes constatations sont observées pour ce qui est des tendances des spectres de ductilité.

Il est à constater, pour les trois règlements, que lorsque nous imposons une force latérale minimale, la structure exhibe des niveaux de ductilité extrêmement élevés. Ceci est dû au fait qu'une structure peut aisément entrer dans le domaine inélastique et sa réponse devient fortement nonlinéaire si sa force élastique limite est réduite.

Tandis que, dans le cas où la force latérale est maximale, la structure a un comportement élastique, ce qui signifie que l'on ne tolère pas le moindre endommagement. Autrement dit, la sécurité empêche de faire des économies.

En plus, la forme des spectres de ductilité présente un plateau à partir d'une certaine période (environ 0.2s), cette allure reflète celle des spectres de réponse réglementaire à partir desquels la force élastique limite a été calculée.

Par ailleurs, en considérant les forces minimale et ordinaire, nous remarquons un grand rapprochement entre les RPA 99 et le UBC 97. Par contre, lorsque la force atteint une valeur très élevée, le règlement américain exige des limitations beaucoup plus strictes que les RPA 99 qui permettent aux ductilités d'atteindre des niveaux excessivement élevés. Quant au règlement français, comparant aux RPA 99 et le UBC 97, les ductilités sont beaucoup plus

faibles, et ce, quelque soit l'amplitude de la force latérale utilisée. C'est probablement dû à la faiblesse de la sismicité en France.

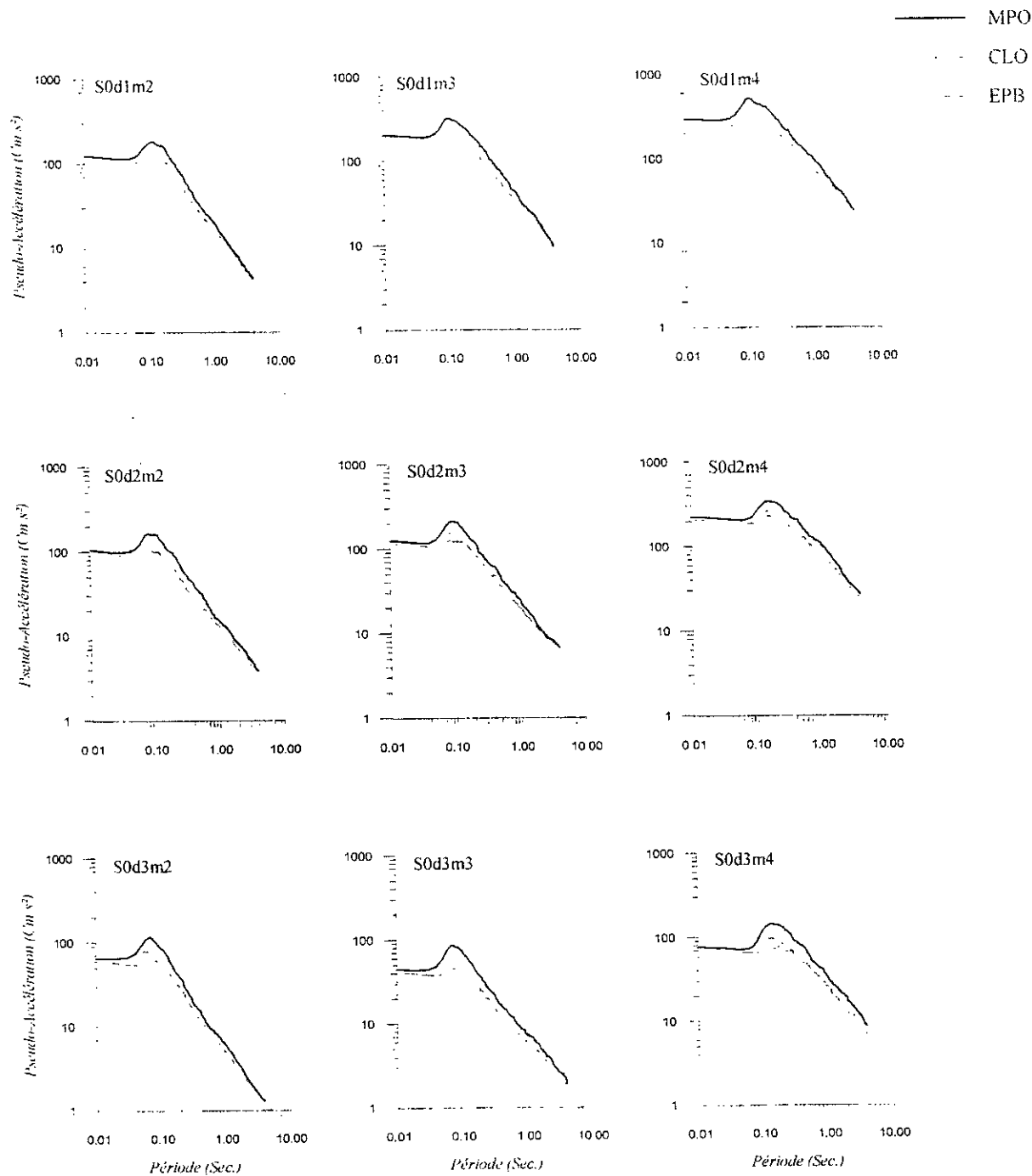
#### **5.4.6 Spectres d'accélération normalisés**

Nous proposons, à la fin de cette étude, des spectres d'accélération normalisés (élastique et inélastiques) par rapport au PGA pour une probabilité de confiance de 95 % (de la moyenne), construits pour les trois modèles de comportement (EPB, CLO et MPO) relatifs à des structures en acier et en béton armé. Les valeurs de ductilité de 2 (généralement considérée pour les structures en béton armé), 4 (généralement considérée pour les structures en acier) et 6 (représentant un cas limite) sont considérées. Ces spectres, représentés sur les figures (5.7) pourront être utilisés dans des calculs linéaires et nonlinéaires lorsque les sollicitations sismiques sont définies par leur magnitude et distance épacentrale dans un sol rocheux, car nous avons considéré 9 classes d'accélérogrammes comprenant trois magnitudes et trois distances épacentrales. Nous représentons à chaque fois le spectre élastique dans le but de situer les spectres inélastiques par rapport au spectre élastique.

Nous constatons que, pour la valeur de ductilité égale à 2, les spectres correspondant aux modèles EPB et CLO sont confondues quelque soit la classe d'accélérogrammes considérée. On peut, dans ce cas, distinguer le comportement MPO et les comportements (EPB et CLO). Nous en concluons que, si nous sommes confronté à un cas de structure en béton armé soumise à une excitation sismique dans un sol rocheux lui conférant des contraintes de flexion, il sera possible de faire un calcul nonlinéaire en employant le plus simple des modèles c'est à dire l'élasto-plastique bilinéaire EPB. Lorsque la ductilité prend des valeurs supérieures à 2, la distinction entre les modèles EPB et CLO se fait sentir.

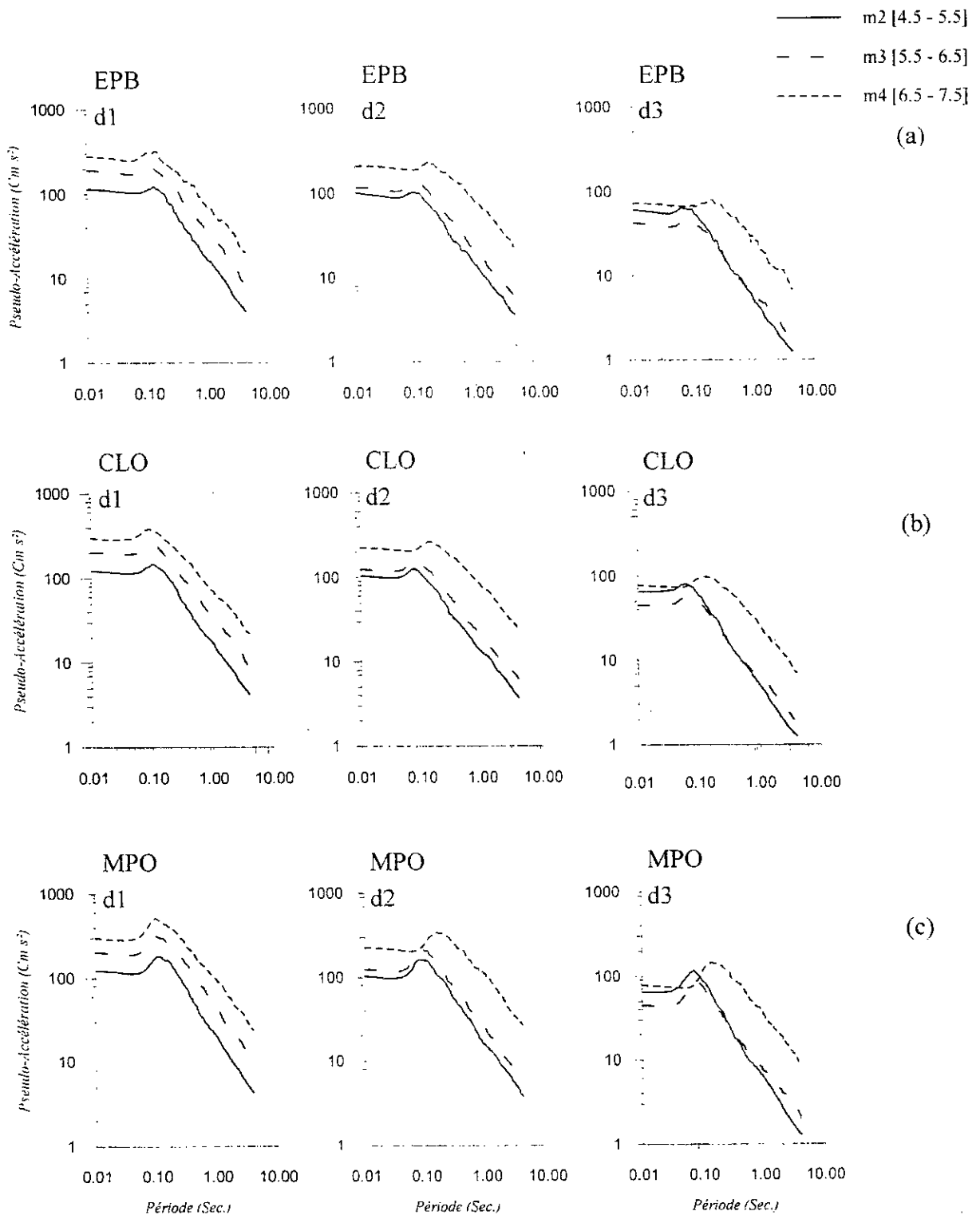
Pour avoir une idée de la différence entre le spectre élastique et les spectres inélastiques avec une ductilité fixe, considérons, par exemple, les spectres (avec une probabilité de confiance de 95% de la moyenne) correspondant à la classe S0d1m4. Le rapport des valeurs maximales du spectre élastique par rapport au spectre inélastique est, pour une ductilité de 2, de l'ordre de 1.87 dans le cas du modèle EPB, 1.95 pour le modèle CLO et 1.58 pour le modèle MPO. Pour une ductilité de 4, le rapport est de 3.37 dans le cas du modèle EPB, 2.84 pour le CLO et 2.10 pour le MPO. Quant au cas de la ductilité de 6, le rapport est de 4.09 pour le EPB, 3.25 pour le CLO et 2.39 pour le MPO. Ces rapports indiquent que plus le modèle est stable (ne présentant pas de dégradation de rigidité) plus il s'éloigne du modèle élastique.

En conclusion, nous pouvons dire que, plus le modèle de comportement est stable (ayant une grande capacité d'absorption d'énergie de déformation), moins est l'amplitude de la réponse de la structure qu'il caractérise et moins est la demande de ductilité qu'il exhibe [26, 43, 52]. En effet, les modèles caractérisant la dégradation de rigidité (CLO, MPO) nécessitent une force latérale pour le dimensionnement, plus importante par rapport à celle d'un modèle stable sans dégradation de rigidité (EPB).



Figure(5.2) Variation des spectres d'Accélération en fonction du modèle de comportement non linéaire pour les différentes classes d'accélérogrammes : m2 [4.5 – 5.5] ; m3 [5.5 – 6.5] ; m4 [6.5 – 7.5]  
 m2 : d1 < 15 ; d2 [15 - 30] ; d3  $\geq$  30 (km)  
 m3 : d1 < 20 ; d2 [20 - 40] ; d3  $\geq$  40 (km)  
 m4 : d1 < 25 ; d2 [25 - 50] ; d3  $\geq$  50 (km)





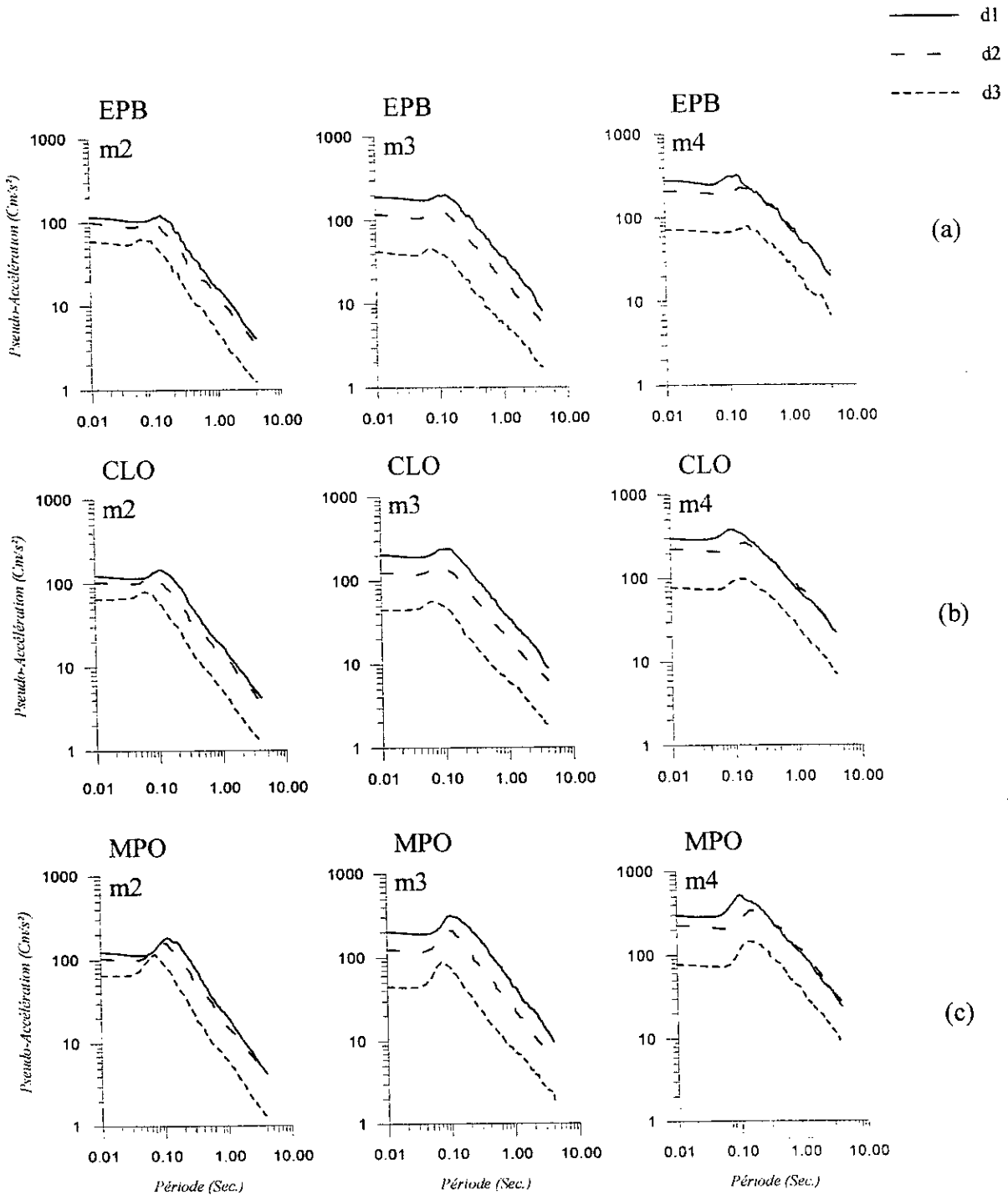
Figure(5.3) Variation des spectres d'Accélération en fonction de la magnitude pour les modèles non linéaires :

(a) EPB ; (b) CLO ; (c) MPO

m2 : d1 < 15 ; d2 [15 - 30] ; d3 ≥ 30 (km)

m3 : d1 < 20 ; d2 [20 - 40] ; d3 ≥ 40 (km)

m4 : d1 < 25 ; d2 [25 - 50] ; d3 ≥ 50 (km)



Figure(5.4) Variation des spectres d'Accélération en fonction de la distance épiscoptrale pour les modèles non linéaires :

- (a) EPB ; (b) CLO ; (c) MPO
- m2 : d1 < 15 ; d2 [15 - 30] ; d3 ≥ 30 (km)
- m3 : d1 < 20 ; d2 [20 - 40] ; d3 ≥ 40 (km)
- m4 : d1 < 25 ; d2 [25 - 50] ; d3 ≥ 50 (km)

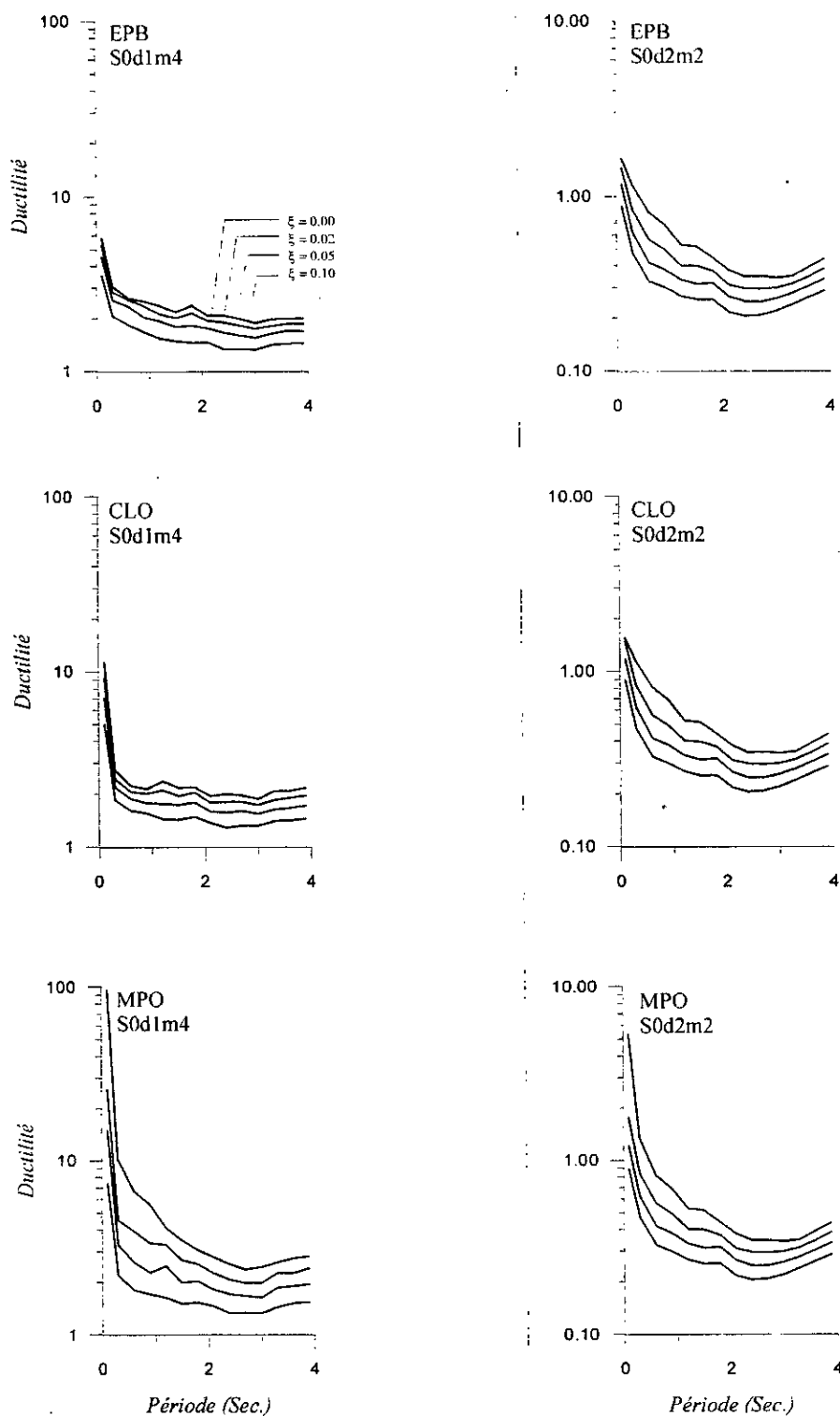


Figure (5.5) Spectres de ductilité des modèles de comportement nonlinéaires  
 (a) EPB; (b) CLO; (c) MPO  
 Pour les classes d'accélérogrammes  
 S0d1m4 (m4 [6.5 – 7.5] ; d1 [ < 25 ] km )  
 S0d2m2 (m2 [4.5 – 5.5] ; d1 [15 - 30] km)

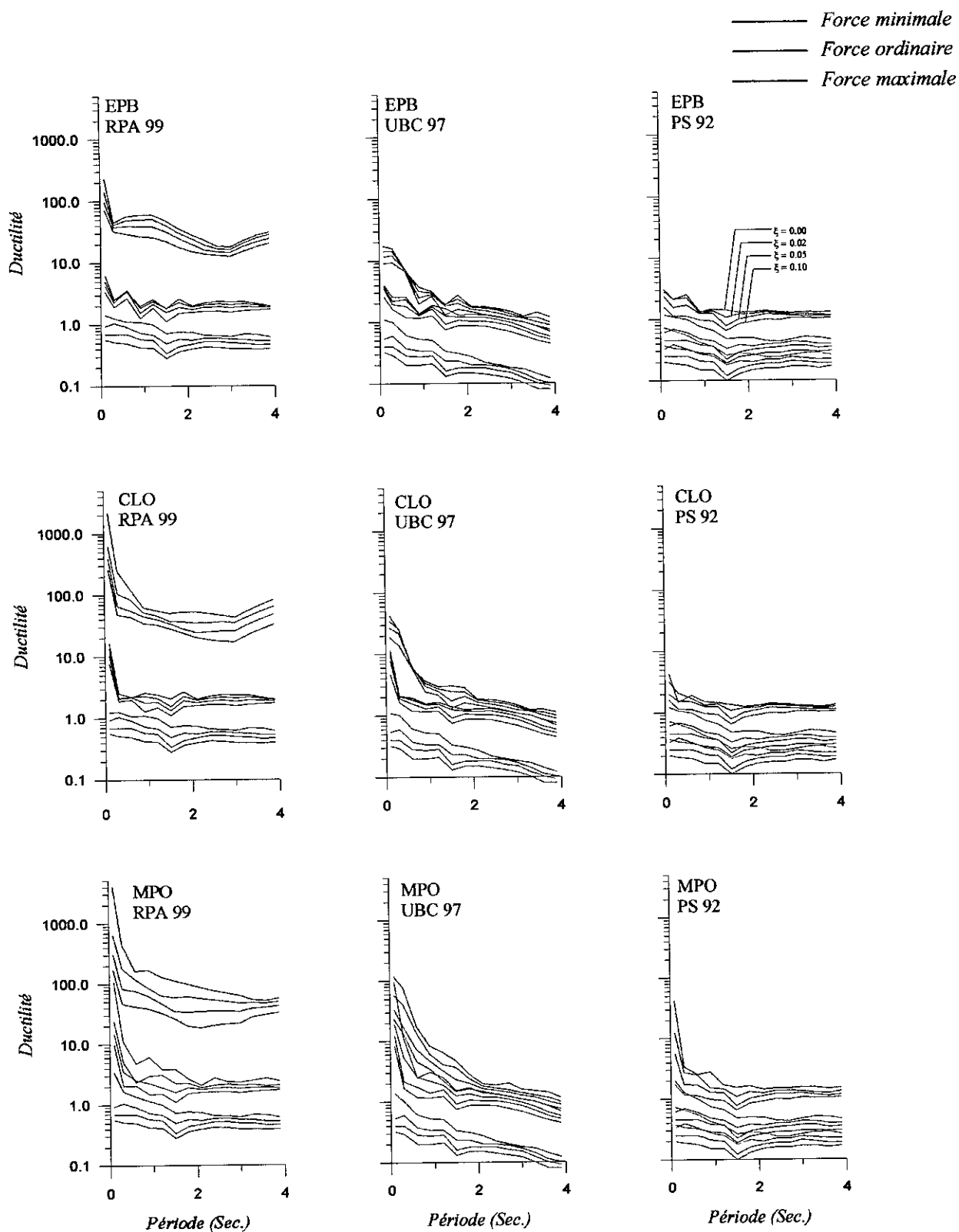


Figure (5.6) Spectres de ductilité pour les règlements : RPA 99, UBC 97 et PS 92  
 Pour la classe d'accélérogrammes S0d1m4 (m4 [6.5 – 7.5]; d1 [ < 25 km])

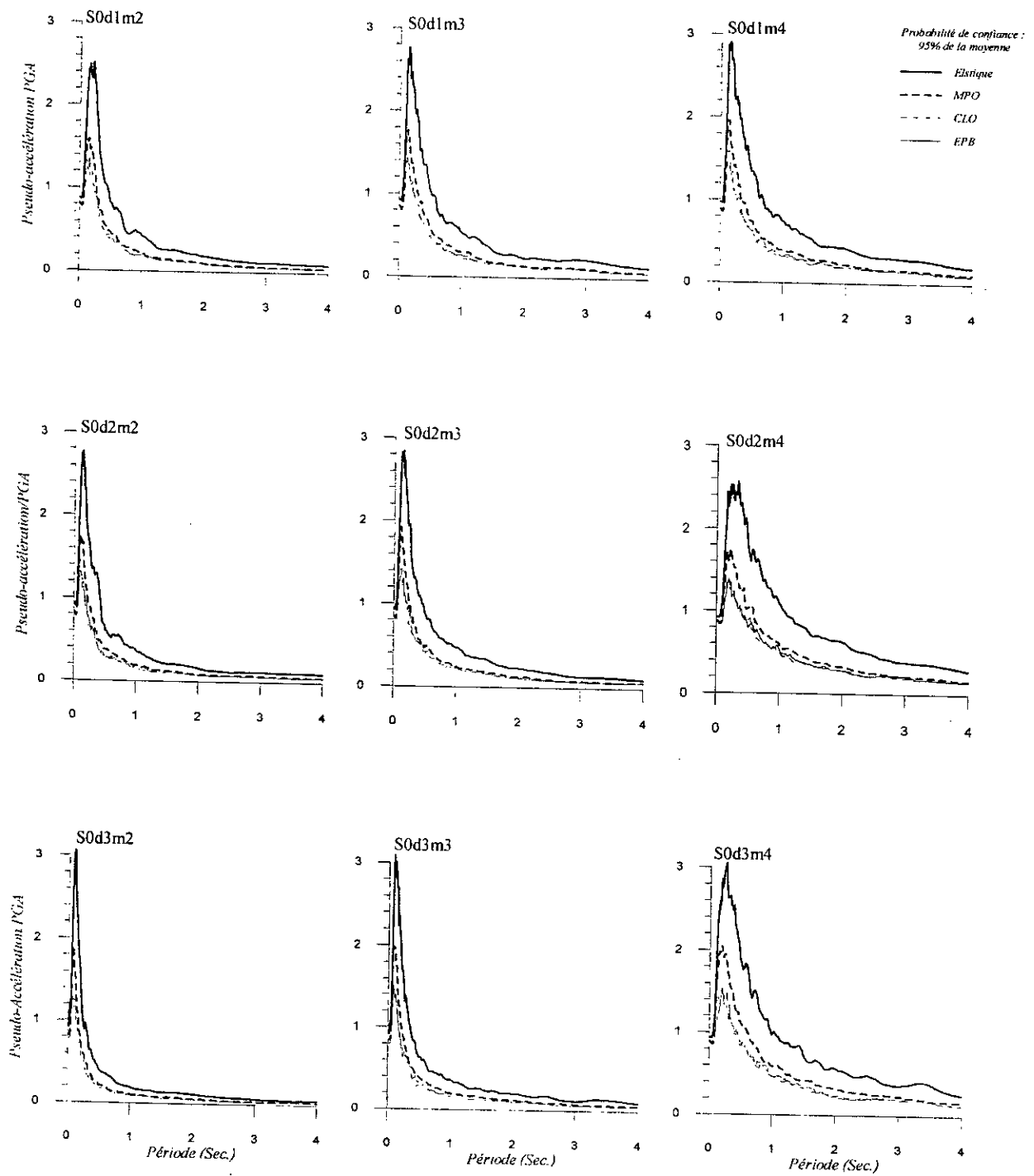


Figure (5.7)a : Spectres d'accélération normalisés des différentes classes d'accélérogrammes pour une ductilité de 2 ;  $m_2$  [4.5 - 5.5] ;  $m_3$  [5.5 - 6.5] ;  $m_4$  [6.5 - 7.5]  
 $m_2$  :  $d_1 < 15$  ;  $d_2$  [15 - 30] ;  $d_3 \geq 30$  (km)  
 $m_3$  :  $d_1 < 20$  ;  $d_2$  [20 - 40] ;  $d_3 \geq 40$  (km)  
 $m_4$  :  $d_1 < 25$  ;  $d_2$  [25 - 50] ;  $d_3 \geq 50$  (km)

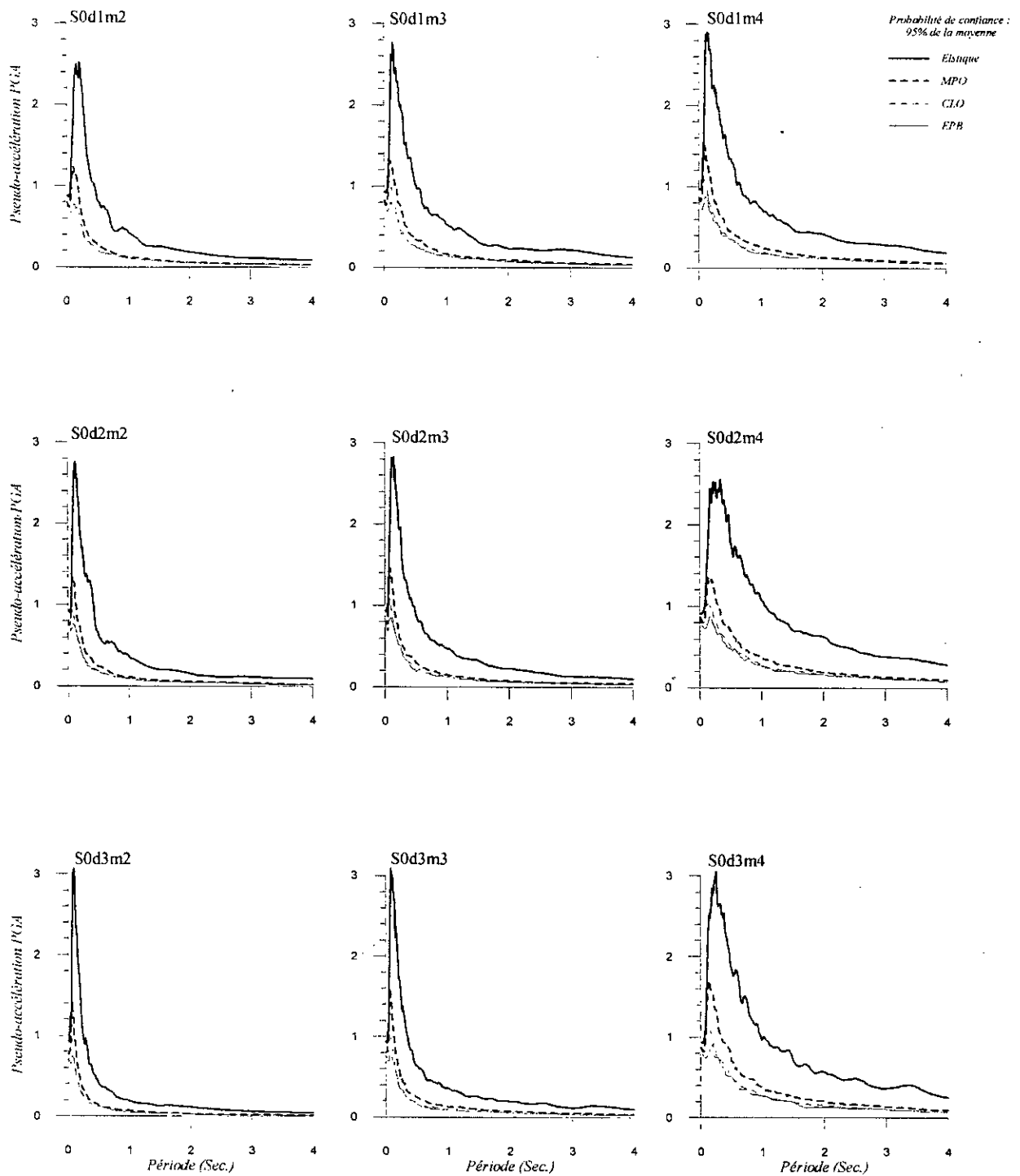


Figure (5.7)b : Spectres d'accélération normalisés des différentes classes d'accélérogrammes pour une ductilité de 4 ;  $m_2$  [4.5 – 5.5] ;  $m_3$  [5.5 – 6.5] ;  $m_4$  [6.5 – 7.5]

$m_2$  :  $d_1 < 15$  ;  $d_2$  [15 - 30] ;  $d_3 \geq 30$  (km)

$m_3$  :  $d_1 < 20$  ;  $d_2$  [20 - 40] ;  $d_3 \geq 40$  (km)

$m_4$  :  $d_1 < 25$  ;  $d_2$  [25 - 50] ;  $d_3 \geq 50$  (km)

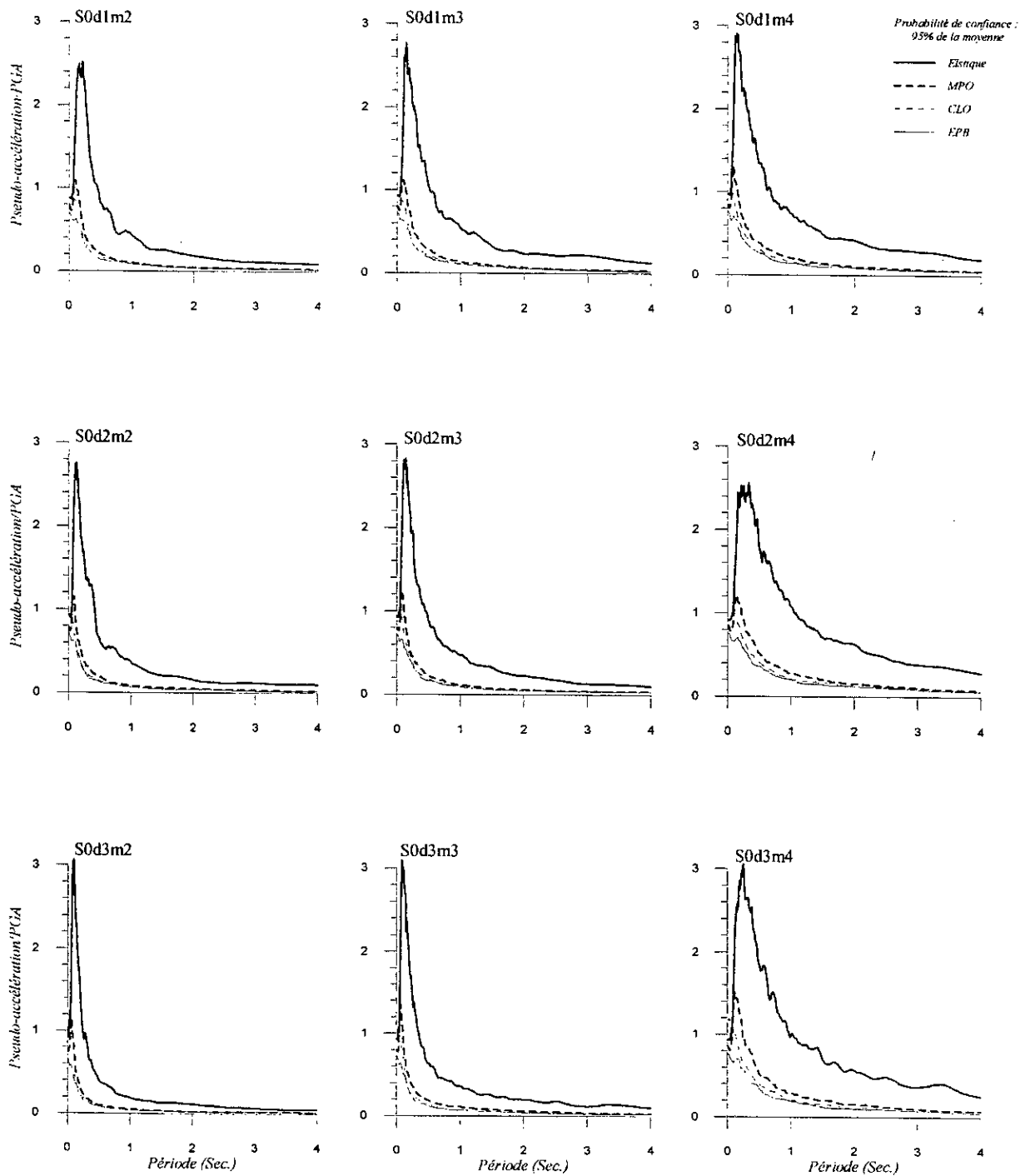


Figure (5.7)c : Spectres d'accélération normalisés des différentes classes d'accélérogrammes pour une ductilité de 6; m2 [4.5 – 5.5] ; m3 [5.5 – 6.5] ; m4 [6.5 – 7.5]  
 m2 : d1 < 15 ; d2 [15 - 30] ; d3 ≥ 30 (km)  
 m3 : d1 < 20 ; d2 [20 - 40] ; d3 ≥ 40 (km)  
 m4 : d1 < 25 ; d2 [25 - 50] ; d3 ≥ 50 (km)

## **CHAPITRE 6 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES FUTURES**

Les effets des excitations sismiques sur le comportement des structures présentant des nonlinéarités ont été analysés. Le comportement dynamique nonlinéaire a été idéalisé par différents modèles afin d'englober aussi bien les structures en acier que celles en béton armé. Le facteur de ductilité a été considéré comme paramètre représentatif de l'endommagement. Pour évaluer la réponse à une excitation sismique de systèmes à un degré de liberté une relation Force – Déplacement définie par une idéalisation des courbes expérimentales a été considérée. L'approche utilisée pour la modélisation du comportement post-élastique consiste à localiser la déformation nonlinéaire en certains points et idéaliser la courbe Force – Déplacement du matériau par des segments de droites.

La définition des mouvements sismiques qui constituent les données d'entrée des calculs dynamiques des structures est souvent notamment pour les analyses nonlinéaires un des points les plus délicats de l'étude parasismique. L'étude des mouvements forts en un site donné est généralement menée à travers l'analyse d'enregistrements accélérométriques, l'accélération du sol donnée par un enregistrement accélérométrique apparaît comme une fonction aléatoire du temps, elle définit un processus de caractère nonstationnaire. A cet égard, pour mener notre étude, un programme de simulation doublement nonstationnaire établi à partir d'une banque mondiale d'enregistrements réels a été utilisé pour générer un nombre suffisant d'accélérogrammes arrangés par classe de 'magnitude - distance épacentrale', le sol étant considéré de type rocheux dans toute l'étude.

Des spectres de réponse pour le calcul élastique et inélastique, à différents niveaux de ductilité, ont été proposés sur la base d'une étude statistique réalisée à l'aide d'un programme de calcul développé à cette fin. Ce programme permet de calculer la réponse inélastique des systèmes à un degré de liberté par intégration pas à pas des équations du mouvement. Les spectres sont calculés pour différents types de comportements nonlinéaires lorsque l'excitation est définie par la magnitude et la distance épacentrale dans un sol rocheux.

A travers ce travail, il a été possible de conclure, d'une manière générale, que la réponse sismique des structures dépend essentiellement des caractéristiques des accélérogrammes enregistrés, des relations constitutives du modèle de comportement analytique et de la période naturelle du système étudié.

En outre, suite à l'analyse de l'histoire temporelle et des spectres de réponse, il en ressort les conclusions suivantes :



- La force élastique limite pour un système à un degré de liberté permettant d'exhiber des déformations inélastiques est inférieure à la force requise pour que la structure reste élastique. Le comportement inélastique a pour effet de diminuer les forces et les accélérations s'exerçant sur la structure, en contrepartie, les déformations sont augmentées ;
- Lorsque une structure présente des déformations inélastiques, à la fin de la réponse, elle perd ses caractéristiques considérées constantes dans le domaine élastique. La dégradation de la rigidité entraîne une modification de la période propre du système, cette dernière est augmentée ;
- Il a été constaté que pour des niveaux de ductilité croissants l'accélération spectrale diminue, et par la suite la force latérale maximale de dimensionnement à considérer dans le calcul parasismique diminue aussi.
- Les modèles de comportement nonlinéaires stables (EPB : Elasto-plastique bilinéaire) présentent, en général, des demandes de ductilité inférieures à celles correspondant aux modèles à dégradation de rigidité (CLO : Clough et MPO : Bilineaire orienté vers le déplacement maximum), ceci est dû au fait que les modèles EPB dissipent plus d'énergie de déformation. On peut dire qu'en général, il y a une différence des demandes de ductilité entre les petites et grandes périodes (structures rigides et structures flexibles, respectivement) et aussi entre les structures en acier et celles en béton armé en plus de l'ordre d'importance de la structure considérée. En fait, La demande de ductilité rend compte de la manière dont le niveau d'excitation se situe par rapport à l'élasticité du système. Une structure ductile dissipe plus d'énergie hystérétique qu'une structure moins ductile.
- Aussi on pu constaté que plus le modèle de comportement est stable ( ayant une grande capacité d'absorption d'énergie de déformation), moins est l'amplitude de la réponse de la structure qu'il caractérise. En effet, les modèles caractérisant la dégradation de rigidité (CLO, MPO) nécessitent une force latérale pour le dimensionnement, plus importante que celle d'un modèle stable sans dégradation de rigidité (EPB). Néanmoins, il demeure que, quelque soit le modèle de comportement nonlinéaire considéré, il offrira certainement un gain économique considérable sans pour autant prendre de grands risques au niveau de la

sécurité. En effet, lorsque le comportement d'une structure est fortement nonlinéaire il est plus judicieux d'utiliser un spectre de calcul nonlinéaire pour prendre en compte les déformations inélastiques. Dans l'analyse dynamique des structures l'utilisation des modèles de comportement nonlinéaires dépend du type, de la taille et du matériau de la structure étudiée.

- ▶ En comparant le règlement Algérien RPA 99 aux règlements Français et Américain, à travers les spectres de ductilité, il a été constaté que les RPA 99 se rapprochent de l'UBC 97, mais lorsque la force atteint une valeur très élevée, le règlement américain exige des limitations beaucoup plus strictes que les RPA 99 qui permettent aux ductilités d'atteindre des niveaux excessivement élevés. Tandis que le PS 92 fourni des ductilités très faibles, ceci est dû au fait que la sismicité en Algérie et en Amérique est beaucoup plus forte que celle rencontrée en France.
- ▶ Il a été mis en évidence qu'un changement de la magnitude et de la distance épacentrale, en maintenant les autres paramètres constants, peut avoir une influence significative sur le spectre de réponse des structures à n'importe quel site donné. La réponse dynamique est d'autant plus importante que l'on se situe le plus près de la source de rupture. On a également constaté que, quelque soit le comportement de la structure, l'amplitude de sa réponse est d'autant plus importante que la magnitude du séisme auquel elle est soumise est forte. Néanmoins, l'effet de la magnitude diminue, plus particulièrement en hautes fréquences, lorsque la distance épacentrale augmente jusqu'à n'avoir aucun effet lorsqu'on dépasse une certaine distance.
- ▶ Sur les sols rocheux les spectres font apparaître une relative richesse en hautes fréquences, avec un maximum se situant aux alentours de 0.2 à 0.4 seconde.
- ▶ Nous avons enfin présenté des spectres normalisés pour le calcul nonlinéaire des structures implantées dans un sol rocheux, en plus des spectres élastiques, en considérant une probabilité de confiance de 95% de la moyenne. Les spectres nonlinéaires sont représentés, en considérant trois niveaux de ductilité (2 pour les structures en béton armé, 4 pour les structures en acier et 6 représentant un cas limite), et ce, pour trois modèles de comportement nonlinéaire : EPB (relatif à des constructions en acier), CLO (pour les structures en béton armé subissant des flexions), et MPO (pour les éléments en béton armé

soumis à des efforts de cisaillement). Les excitations sont caractérisés par leur magnitude et distance épacentrale. Neuf classes d'accélérogrammes ont été considérées, englobant un intervalle de magnitude de [4.5 à 7.5] à différentes distances de la source ; champ proche, intermédiaire et lointain.

## **Perspectives futures**

Les résultats des études faites sur la relation existant entre les caractéristiques des mouvements du sol et les réponses des structures n'ont pas seulement pour intérêt, l'évaluation du potentiel de dommage sous de tels mouvements, mais aussi établir des critères plus raisonnables pour le calcul parasismique. Il serait très intéressant que les codes de calcul parasismiques prennent en compte, d'un coté, la nonlinéarité du comportement des structures et, d'un autre coté, les paramètres caractéristiques (magnitude, distance épacentrale, et conditions locales de site) des mouvements du sol à travers l'utilisation de signaux sismiques qui font apparaître la nonstationnarité des mouvements sismiques tant en amplitude qu'en contenu fréquentiel. Le dimensionnement doit être basé, dans ces cas, sur des considérations explicites des capacités et demandes de ductilité.

En outre, le processus de réponse sismique est d'une nature très complexe, il ne peut être caractérisé de manière satisfaisante pour évaluer l'endommagement par un seul paramètre. Il est clair que le facteur de ductilité n'est qu'une indication de la relation complexe du comportement des structures. Ainsi, afin de mieux représenter l'endommagement, il serait préférable de considérer un plus grand nombre de paramètres de réponse inélastique, on pourrait introduire des paramètres énergétiques en plus du facteur de ductilité.

En fin, il serait intéressant d'approfondir ce travail en considérant une grande variété de types de sol ainsi que des accélérogrammes naturels de plus en plus représentatifs et en nombre suffisant.

---

## Bibliographie

- [1] Abed, A., " Analyse Non-linéaire Des Structures Soumises à la réplique du 08/11/80 du Séisme de Chlef ". Thèse de Magister, Ecole Nationale Polytechnique. Alger. 1990.
- [2] Afra, H., " Identification du Comportement Sismique des Bâtiments à Partir de Leurs Réponses Accélérométriques ", Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. 1990.
- [3] Aki, K., " Seismological Synthesis of Strong Ground Motion ". Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII), August 2 – 9. 1988.
- [4] Aknouche, H., " Identification et Analyse des Effets des Nonstationnarité Des Mouvements Sismiques sur la Réponse des Structures ", Thèse de Magister, Ecole Nationale Polytechnique, Alger. 1999.
- [5] Al-Sulaimani, G.,J., Roessett, J.,M., " Design Spectra for Degrading Systems ", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, N°. 12, December. 1985.
- [6] Anagnostopoulos, S.,A., Roesset, J.,M., " Ductility Requirements for Some Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes ", Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome 1973.
- [7] Azeveto, J.,J., " Towards an Improvement on Loading Criteria ", Proceedings of Eighth World Conference on Earthquake Engineering, 1985.
- [8] Beolchini, G.,C., Galeota, D., Giammatteo, M.,M., " Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of High Strength RC Columns ", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [9] Bertero, V.,V., " State-of-the Art Report – Ductility Based Structural Design ", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII), August 2 – 9, 1988.
- [10] Bertero, V.,V., Popov, E.,P., " Hysteretic Behavior Ductile Moment –Resisting Reinforced Concrete Frame Components ", Earthquake Engineering Research Center, Report N°. EERC-75/16, University of California, Berkeley, California, 1975.
- [11] Borzi, B., Calvi, G.,M., Elnashai, A.,S., Faccioli, E., Bommer, J.,J., " Inelastic spectra for displacement-based seismic design ", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21, 47 – 61, 2001.
- [12] Capra, A., Davidovici, V., "calcul dynamique des structures en zone sismique" collection U.T.I, Edition Eyrolles.
- [13] Carballo, J.,E., Cornell, C.,A., " Probabilistic Seismic Demand Analysis: Spectrum Matching and Design", Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Report No. RMS-41 July 2000.
- [14] Chandler, A.,M., Lam, N.,T.,K., Wilson, J.,L., et Hutchinson, G.,L., " Response Spectrum Modelling for Regions Lacking Earthquake Records ", Electronic Journal of Structural Engineering, 1, 2001.
- [15] Charney, F.,A., " Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems ", Advanced Structural Concepts, Inc, 1999.
- [16] Chen, Y., " Selection of Accelerograms and Evaluation of Reliability by Step – by – Step Integration ", Proceedings of Eighth Word Conference on Earthquake Engineering, 1985.
- [17] Chopra, A.,K., " Dynamics of structures : Theory and Application to Earthquake Engineering", University of California at Berkeley, 1995.
- [18] Chung, Y.,S., Meyer, C., and Shinozuka, M., " Modeling of Concrete Damage ", ACI Structural Journal, Vol. 86, N°. 3, May – June, 1989.
- [19] Cifuentes, O., Iwan, W.,D., " Nonlinear System Identification Based on Modeling of Restoring Force Behaviour ", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 8, N° 1, 1989.

- 
- [20] Clough, R., W., Penzien, J., " Dynamics of Structures ", McGraw Hill, 1975.
- [21] Davidovici, V., " Génie Parasismique ", 1985.
- [22] Decanini, L., D., Mollaioli, F., " An energy-based methodology for the assessment of seismic demand ". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21, 113 – 137, 2001.
- [23] Della Corte, G., De Motters, G., and Landolfo, R., " Influence of Different Hysteretic Behaviours on Seismic Response of SDOF Systems ", Proceedings of Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [24] Fajfar, P., Vidic, T., Fischinger, M., " Seismic Demand in Medium-and Long-Period Structures ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, 1133 – 1144, 1989.
- [25] Hammoutène, M., " Simulation Nonstationnaire et Bidimensionnelle des Enregistrements des Tremblements de Terre ", Thèse d'état, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, 1995.
- [26] Iwan, W., D., " A Model for The Dynamic Analysis of Deteriorating Structures ", Fifth Conference on Earthquake Engineering, Rome 1973.
- [27] Iwan, W., D., Cifuentes, A., O., " A Model for System Identification of Degrading Structures ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, 877 – 890, 1986.
- [28] Kadi, K., " Synthèse des mouvements forts du sol par la méthode des fonctions de Green ", Thèse de Magister, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, 1999.
- [29] Kappos, A., J., and Kyriakakis, P., Athanassiadou, C., J., " Site-dependent inelastic spectra and ductility-based behaviour factors for Greece ", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [30] Karabinis, A., I., Kioussis, P., D., " Plasticity Model for Reinforced Concrete Elements Subjected to Overloads ", Democritus University of Thrace, Xanthi, Greece.
- [31] Katayama, T., et al " Dynamic Analysis and Earthquake Resistant Design, Vol I: Strong Motion and Dynamic Properties", Japanese Society of Civil Engineers, A.A. BALKEMA / ROTTERDAM / BROOKFIELD / 1997.
- [32] Kawano, M., Kobori, T., " Theoretical Modeling of Earthquake Ground Motion and Seismic Response Sensitivity Analysis of Structural Systems ", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII), August 2 – 9, 1988.
- [33] Krawinkler, H., Rahnama, M., " Effect of soft soils on design spectra ", Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam, 1992.
- [34] Lam, N., Wilson, J., Hutchinson, G., " Building Ductility Demand: Interplate Versus Intraplate Earthquakes ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 965 – 985, 1996.
- [35] Lam, N., Wilson, J., Hutchinson, G., " The Ductility Reduction Factor in The Seismic Design of Buildings ". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, 749 – 769, 1998.
- [36] Légeron, F., Mazars, J., Paultre, P., " Cyclic and Seismic Nonlinear Modelling of Concrete Structures Using Damage Model and Multilayered Beam Elements ", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [37] Lestuzzi, P., " Dynamisches Plastisches Verhalten Von Stahlbetontragwänden Unter Erdbebeneinwirkung ", Doktor Der Technischen Wissenschaften, Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2000.
- [38] Lin, J., Mahin, S., A., " Effect of Inelastic Behavior of the Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures ", Earthquake Engineering Research Center, Report N°. UCB/EERC-85/08, University of California, Berkeley, California, June, 1985.

- [39] Loh, C.H., Ho, R.C., " Seismic Damage Assessment Based on Different Hysteretic Rules ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 753 – 771, 1990.
- [40] Mahin, S.A., Lin, J., " Construction of Inelastic Response Spectra for Single-Degree-of-Freedom Systems – Computer Program and Applications " , Earthquake Engineering Research Center, Report N°. UCB/EERC-83/17, University of California, Berkeley, California, June, 1983.
- [41] McCabe, S.,L., Hall, W.,J., " Assessment of Seismic Structural Damage ", Journal of structural Engineering. ASCE, Vol. 115, N° 9. September, 1989.
- [42] Mellal, A., " Analyse des Effets du Comprtement Non Linéaire des Sols sur le Mouvement Sismique ", Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1997.
- [43] Minami, T., Osawa, Y., " Elastic – Plastic Response Spectra for Different Hysteretic Rules ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, 555 – 568, 1988.
- [44] Miranda, E., " Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design ", Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam, 1992.
- [45] Mostaghel, N., HERNRIED, A.,G., " Seismic Inelastic Design Spectra ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, 379 – 389, 1986.
- [46] Nakata, S., Sproul, T., Penzien, J., " Mathematical Modeling of Hysteresis Loops for Reinforced Concrete Columns ", Earthquake Engineering Research Center, Report N°. UCB/EERC-78/11, University of California, Berkeley, California, December, 1978.
- [47] Narayanan, R., Roberts, T.,M., " Structures Subjected to Dynamic Loading – Stability and Strength ", Elsevier Applied Science, London and N.Y, 1991.
- [48] Nassar, A.,A., et OSTERAAS, J.,D., Krawinkler, H., " Seismic design based on strength and ductility demands ", Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam; 1992.
- [49] Nau, J.,M., " Computation of Inelastic Response Spectra ", Journal of Engineering Mechanics, Vol 109, N° 1, 1983.
- [50] Okada, T., Bresler, B., " Strength and Ductility Evaluation of Existing Low – Rise RC Buildings: Screening Methode ", Earthquake Engineering Research Center, Report N°. EERC-76/1, University of California, Berkeley, California, February, 1976.
- [51] Otani, S., " RC Building Damage Statistics and SDF Response With Design Seismic Forces ", University of Tokyo, 7-3-1 hongo, Bunkyo-Ku, Tokyo 113-8656, Japan, 1996.
- [52] Otani, S., " Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis ", Eighth World Conference on Earthquake Engineering, 1985.
- [53] Pal, S., Dasaka, S.,S., and Jain, A.,K., " Inelastic Response Spectra ", Computers & Structures Vol. 25, N°. 3, pp. 335 – 344, 1987.
- [54] Park, R., " Ductility Evaluation From Laboratory and Analytical Testing ", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII), August 2 – 9, 1988.
- [55] Park, Y.,J., Ang, A.,H.,S., " Mechanistic Seismic damage Model for Reinforced Concrete ", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, N°. 4, April, 1985.
- [56] Park, Y.,J., Ang, A.,H.,S., and Wen, Y.,K., " Seismic damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings ", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, N°. 4, April, 1985.
- [57] Paulay, T., " State -of-the-Art Report – Seismic Behaviour of Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Space Frames ", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII), August 2 – 9, 1988.

- [58] Pecker, A., " Dynamique des sols ", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1984.
- [59] Peng, B.,F., Conte, J.,P., " Statistical Insight Into Constant – Ductility Design Using a Non-Stationary Earthquake Ground Motion Model ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26. 895 – 916. 1997.
- [60] Règles de construction parasismique, Règles PS applicables aux bâtiments – PS92. Normes NF P 06-13. 1992.
- [61] Règles Parasismiques Algériennes (RPA)1999.
- [62] Rinaldis, D., Berardi, R., Theodulidis N.,& Margaris. B., " Empirical predictive models based on a joint Italian & Greek strong-motion database: I, peak ground acceleration and velocity ", 11th European Conference on Earthquake Engineering, 1998.
- [63] Ristic, D., Yamada, Y., Iemura, H., " Inelastic Stress – Strain Based Seismic Response Prediction of RC Structures Considering Dynamically Varying Axial Forces ", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, August 2 – 9, 1988, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII).
- [64] Saragoni, G., R., Lobos, C., Gomez-Bernard, A., " Site and Earthquake Mechanism Effect on Design Response Spectra ", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [65] Seed, H.,B., Idriss, I.,M., " Influence of Local Soil Conditions on Building Damage Potential During Earthquakes ", Earthquake Engineering Research Center, Report N°. EERC-69/15, University of California, Berkeley, California, December, 1969.
- [66] Seed, H.,B., Ugas, C., and Lysmer, J., " Site-Dependent Spectra Earthquake-Resistant Design ", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 66, N°. 1, pp. 221 – 243, 1976
- [67] Shinozuka, M., " State-of-the-Art Report : Engineering Modeling of Ground Motion ", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII) , August 2 – 9, 1988.
- [68] Takeda, T., Sozen, M.,A., Nielsen, N.,N., " Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes ", Journal of the Structural Division, ASCE, December, 1970.
- [69] Teran-Gilmore, A. " Energy Concepts and Damage Indices ", Universidad Autonoma Metropolitana, Mexico City, 1997.
- [70] Trifunac, M.,D., Todorovska, M.,I., " Recording and Interpreting earthquake Response of Full-Scale Structures ", Proc. Nato Advanced Research Workshop on Strong-Motion Instrumentation for Civil-Engineering Structures. Istanbul, Turkey, June 2-5, 1999.
- [71] Uang, C.,M., and Bertero, V.,V., " Evaluation of Seismic Energy in Structures ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 77 – 90, 1990.
- [72] Uniform Building Code, Vol 2, Structural Engineering Design Provisions, 1997.
- [73] Ventsel, H., théorie des probabilités, Edition MIR, Moscou. 1973.
- [74] Wang, M.,L., Shah, S.,P., " Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, 993 – 1003, 1987.
- [75] Watanabe, F., " Shear Design of Concrete Members to Meet Ductility Requirement ", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, JAPAN (Vol.VIII) , August 2 – 9, 1988.
- [76] Zahrah, T., F., ASCE, A.,M., and Hall, W., J., ASCE, F., " Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures ", Journal of structural engineering, Vol. 110, N°. 8. August, 1984.