

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**KHABOU ANISSA
GHENNAM YASMINA**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil
Option : Structure

Thème :

**Calcul du spectre de réponse inélastique à ductilité constante pour le séisme
du 21 mai 2003 de Boumerdes**

Devant le jury composé de :

**DJOUABI HAMZA
AOUARI ISSAM
MOHAMMEDI SADIKA**

**UAMOB
UAMOB
UAMOB**

**Présidente
Promoteur
Examineur**

Année Universitaire 2020/2021

RESUME

Le spectre de réponse est largement utilisé dans la conception sismique des structures. Des codes récents recommandent des amplifications d'accélération en termes de coefficients sismiques, qui tiennent compte de la géologie du site, de l'intensité de tremblement et de la distance pour la construction de spectres de conception, et aussi pour le calcul des forces sismique latérales.

Dans ce contexte, et pour illustrer la manière dont les spectres de réponse sont conçus, et répondre aux questions concernant les facteurs contrôlant les variations dans les spectres, on propose de construire un spectre réel à partir des enregistrements captés lors de séisme de Boumerdès, à l'aide de logicielle (SismoSpect) pour l'utiliser dans l'analyse modale spectrale des structures, L'étude est menée suivant les étapes suivant : description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et puis la descente des charges et à la fin une étude dynamique est menée à l'aide du logiciel Etabs. Par la suite on va faire une étude de structure afin de quantifier la différence entre l'utilisation des spectres réglementaires et réels.

Mots clés : séisme, spectre réglementaire, spectre de conception, analyse spectrale modale.

ملخص

يستخدم طيف الاستجابة على نطاق واسع في التصميم الزلزالي للهياكل. توصي الكودات الحديثة بتضخيم التسارع من حيث المعاملات الزلزالية، والتي تأخذ في الاعتبار جيولوجيا الموقع، وكثافة الزلزال والمسافة لبناء أطيف التصميم، وكذلك لحساب القوى الزلزالية الجانبية.

في هذا السياق، ولتوضيح كيفية تصميم أطيف الاستجابة، وللإجابة على الأسئلة المتعلقة بالعوامل التي تتحكم في الاختلافات في الأطيف، نقترح بناء طيف حقيقي من التسجيلات التي تم التقاطها أثناء زلزال بومرداس. بمساعدة البرنامج (SismoSpect) المستخدم في التحليل الطيفي للهياكل. تتم الدراسة وفق المراحل التالية: وصف عام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر البناء، ثم الأبعاد المسبقة للهيكلة ثم نزول الأحمال، وفي النهاية دراسة ديناميكية تتم بمساعدة برنامج ETABS ومن خلال ما يلي سنقوم بإجراء دراسة هيكل لتحديد الفرق بين استخدام الأطيف التنظيمية والأطيف الحقيقية.

الكلمات المفتاحية: الزلزال، الطيف التنظيمي، طيف التصميم، التحليل الطيفي

ABSTRACT

The response spectrum is widely used in seismic design of structures. Recent codes recommend acceleration amplifications in terms of seismic coefficients, which account for site geology, shaking intensity, and distance for fault checking. It used in engineering design and to computing the earthquake design lateral forces.

In this context and to illustrate the technique in which response spectra are created, and to answer the questions concerning the factors controlling the variations of the spectral form, we will build a real spectrum from the recordings captured during the Boumerdès earthquake, using software (SismoSpect) to build a reel specter, and used it in spectral modal analysis of structures. After, The study is carried out according to the following stages: general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements, the pre-dimensioning of the structure, the descent of the loads and at a dynamic study carried out at the help with Etabs software, we will by study the structure analyzed by the analyzed by the uniform code spectrum of (RPA 99/2003).

Keys words : earthquake, spectrum analysis, design spectrum, modal analysis.

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à adresser notre grand remerciement à notre promoteur Mr AOUARI pour tous ses conseils, ses grands efforts et surtout sa patience.

Aussi nos remerciements les membres du jury qui ont consacré leurs temps à examiner notre travail avec patience.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil. Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui nous ont beaucoup facilité notre recherche. Et sans oublier toute la promotion de Master GC.

En fin, nous adressons nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Dédicaces

Je dédie ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité. À ma très chère mère.

A mon très cher père qui m'ont aidé durant toute ma vie.

A mes chers frères et sœurs et ses enfants.

A mes cousins et cousines.

*A toute ma famille et mes
amies.*

A mon binôme et sa famille.

A mes amies de GC promotion 2021

GHENAM YASMINA



Je dédie ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité. La lumière de mon chemin et les étoiles de ma vie, ma très chère mère.

A mon très cher père qui m'ont aidé durant toute ma vie.

A mes chers frères et sœurs.

*A mes cousins et
cousines A toute ma
famille.*

A mon binôme et sa famille.

A mes chers amis et mes copines.

A mes amis de GC promotion 2021.

KHABOU ANISSA

Table des matières

Table des matières	i
Liste des figures	iv
Liste des tableaux	vi
<i>Introduction générale</i>	01
Chapitre I : Spectre des reponse	
<i>I.1. Introduction</i>	03
<i>I.2. Réponse sismique</i>	03
<i>1.2.1. L'influence de période et l'amortissement de système sur la réponse sismique</i>	04
<i>I.3. Spectres de réponse</i>	06
<i>I.3.1. Spectre de réponse à la déformation ; pseudo-vitesse et pseudo-accélération</i>	06
<i>I.3.1.1. Spectre de réponse de déplacement</i>	07
<i>I.3.1.2. Spectre de réponse pseudo-vitesse</i>	08
<i>I.3.1.3. Spectre de réponse pseudo-accélération</i>	09
<i>I.3.1.4. La Représentation tri-logarithmique A-V-D</i>	10
<i>I.3.2. Factures influencées sur le spectre de réponse</i>	13
<i>I.3.2.1. La géologie de site</i>	13
<i>I.3.2.2. La durée du mouvement fort</i>	15
<i>I.3.2.3. Le trajet</i>	15
<i>I.3.2.4. La magnitude</i>	16
<i>I.4. Spectre de conception (de calcul)</i>	17
<i>I.5. Spectre inélastique</i>	19
<i>I.6. Conclusion</i>	20
Chapitre II : Presentation de logiciel et base de donnees	
<i>II.1 Introduction</i>	21
<i>II.2 Présentation de logiciel SeismoSpect</i>	21
<i>II.3 Les étapes d'utilisation de SeismoSpect</i>	22
<i>B -Affichage des accélérogrammes</i>	22
<i>C. Construction d'un spectre</i>	23
<i>II.3 Calcul de spectre réponse élastique avec logiciel Seismo-Spect</i>	25
<i>II-3-1-la construction d'un spectre</i>	25
<i>II-3-2-Les Accélérogrammes étudiés</i>	25

II.4 Présentation de choix des données accélérométriques.....	26
II.5 Facteurs à considérer pour le choix d'un accélérogramme	27
II.6 Paramètres caractéristiques du mouvement sismique Forts	28
II.6.1 Comparaison entre spectre moyen et le spectre référence Règlementaire du RPA 99	29
II. 7. Conclusion.....	32

Chapitre III : Recherche bibliographique sur spectre inélastique

III.1. INTRODUCTION	33
III.2. Méthodes de calcul non-linéaire des structures en cas de réponse inélastique	34
III.2.1. Relations force-déformation.....	35
III.2.1.1 Tests de laboratoire	35
III.2.2 Idéalisations élastoplastique.....	39
III.2.3 Système linéaire correspondant	40
III.3. Rendement normalisé, facteur de réduction de la résistance au rendement et facteur de ductilité.....	40
III.3.1. Equation du mouvement et les paramètres de calcul	41
III.4. Construction du spectre de réponse à ductilité constante.....	43
III.5 Effets relatifs du rendement R_y et de ζ l'amortissement.....	46
III.5.1. Spectre inélastique de conception.....	47
III.5.1.1. Équations de $R_y - \mu - T_n$	48
III.5.1.2. Construction du spectre de conception à ductilité constante.....	49
III.6. Construction d'un spectre de réponse inélastique	54
III.7. Comparaison entre le spectre élastique et inélastique pour le séisme de Boumerdes 2003.....	54
III.8. Conclusion.....	55

Chapitre IV : Etude comparative d'un bâtiment en R+8 avec la méthode dynamique modale spectrale en utilisant les trois spectres proposés

IV.1. Introduction.....	56
IV.2 Présentation d'ouvrage	56
IV.2.1 Caractéristique géométrique de la structure	56
IV.2.2 Données techniques	56
IV.3 Pré dimensionnement et estimation des charges	56
IV.3.1 Pré dimensionnement de plancher.....	56
IV.3.2 Pré dimensionnement des poutres.....	57
IV.3.3 Pré dimensionnement des voiles.....	57

IV.3.4 Pré dimensionnement des escaliers	57
IV.3.5 Evaluation des charges et des surcharges : DTR B.C. 2.2	58
IV.3.6 Pré dimensionnement des Poteaux.....	59
IV.4 Etude dynamique et sismique.....	59
IV.4.1 Méthode d'analyse modale spectrale	59
IV.4.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	59
IV.4.3 Modélisation et étude dynamique de la structure	60
IV.4.4. Caractéristiques de la structure	60
IV.4.5 Vérification des conditions de RPA99 2003.....	62
IV.4.6 Déterminations des spectres utilisés dans l'étude	63
IV.4.6.1 La forme de spectre réglementaire RPA99 2003.....	63
4.6.2. Formulation d'un spectre de réponse réelle du séisme Boumerdès	64
IV.4.7 Présentation des résultats.....	64
IV.4.7.1 Déplacement latéral.....	64
IV.4.7.2 Efforts tranchants.....	67
Conclusion.....	70
Conclusion générale	71
Références bibliographiques	

LISTE DES FIGURES

- Figure I.1** : Force élastique, moment fléchissant et effort tranchant à la base générée par un séisme (a) valeur de temps a instant (t) et (b) valeur maximale
- Figure I.2** : Réponse de structures du 1 DDL soumis aux 30 premières secondes du composant NS de l'enregistrement El Centro
- Figure I.3** : Spectre de réponse de déplacement, b) comparaisons entre spectre pseudo et relative de vitesse et accélération de séisme El Centro 1940
- Figure I.4** : (a) Accélération de sol ; (b) le déplacement de trois systèmes de 1DDL avec $\xi=2\%$ et $T_n=0.5, 1, \text{ et } 2 \text{ sec}$ (c) spectre de réponse de déformation for $\xi=2$
- Figure I.5** : comparaisons entre spectre de pseudo vitesse et spectre de vitesse relative pour séisme El Centro 1940 enregistré par SOOE
- Figure I.7** : réponse spectrale ($\xi = 0, 2, 5, \text{ et } 10\%$) et la valeur maximale de l'accélération, vitesse, déplacement de sol, et le spectre idéalisé de $\xi = 5 \%$ de séisme d'El Centro
- Figure I.8** : (a) système rigide, (b) système flexible
- Figure I.9** : Influence de profiler de sol sur le mouvement sismique
- Figure I.10** : spectres accélération moyen pour différent condition de sol (Seed et al 1976)
- Figure I.11** : Amplification d'accélération moyenne de $\xi= 5\%$ pour différent distance à la site de séisme Loma prieta 1989, (a) site rocheux et (b) alluviaux. (Mohraz 1992)
- Figure I.12** : spectres de pseudo vitesse de $\xi= 5\%$ pour un séisme de magnitude de 7,5 à différent distance (Boore et al.1997)
- Figure I.13** : Effet de la magnitude sur la forme de spectre (Mohraz 1978)
- Figure I.14** : Spectre de conception ; a) spectre de déplacement S_d , b) spectre de vitesse S_v , c) spectre d'accélération S_a , (copra 1982)
- Figure I.15** : Spectre de calcul normalisée à 1.0g.par Newmark et Hall (1973)
- Figure I.16** : Spectre de conception dépend au site de Seed et al (1976) modifié par ATC (R.Dobry et al 2000)
- Figure I.17** : la forme de spectre pour 5% d'amortissement proposée par Mohraz (1976)
- Figure I.18** : spectre de réponse élastique et inélastique
- Figure II.1** : Interface pour introduire les données
- Figure II.2** : Visualisation des enregistrements
- Figure II.3** : Mode de construction d'un spectre sur SismoSpect
- Figure II.4** : Spectre de réponse élastique de séisme de Boumerdes pour : (a) champ proche, (b) champ moyen, (c) champ lointain
- Figure II.6** : Schéma représente les trois principaux mécanismes de rupture au foyer
- Figure II.7** : Schéma représente les Paramètres de source sismique
- Figure II.8** : Spectre de réponse selon élastique en accélération RPA 99/version 2003
- Figure II.9** : Comparaison entre le spectre élastique du séisme de Boumerdes 2003 et le spectre règlementaire du RPA99 version 2003.
- Figure III.1** : Représentation du spectre élastique et spectre inélastique
- Figure III.2** : Comparaison de coefficients de cisaillement de base du spectre de calcul élastique et le spectre règlementaire du Code international du bâtiment.
- Figure III.3** : Imperial County Services Building de six étages était surchargé par le tremblement de terre du 15 octobre 1979.
- Figure III.4** : Tour O'Higgin, construite en 2009, composée d'un plan de cisaillement asymétrique.
- Figure III.5** : Centre de soins psychiatriques : (a) avant et (b) après le séisme de San Fernando, California, de magnitude 6,4 le 9 février 1971.

- Figure III.6 :** Relations force-déformation pour les composants structurels dans différents matériaux
- Figure III.7 :** Courbe de force-déformation lors du chargement élastoplastique. (Idéalisation réelle)
- Figure III.8:** Relation élastoplastique force-déformation.
- Figure III.9:** Système élastoplastique et ses systèmes linéaires correspondant
- Figure III .10 :** Réponse à la déformation et à la plastification de quatre systèmes dus au mouvement du sol El Centro ; $T_n = 0.5$ sec, $\zeta = 5\%$; et $f_y = 1, 0.5, 0.25,$ et 0.125 .
- Figure III.11 :** Relation entre la résistance normalisée (ou facteur de réduction) et le facteur de ductilité dû au mouvement du sol El Centro ; $\zeta = 5\%$
- Figure III.12 :** Spectre de réponse à ductilité constante pour les systèmes élastoplastiques et El Centro mouvement du sol ; $u = 1, 1.5, 2, 4$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.
- Figure III.13 :** Spectre de réponse à ductilité constante pour les systèmes élastoplastiques et El Centro mouvement du sol ; $u = 1, 1.5, 2, 4$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.
- Figure III.14 :** Spectres de réponse pour systèmes élastoplastiques et mouvement du sol El Centro ; $\zeta = 2, 5$ et 10% et $u = 1, 4$ et 8 .
- Figure III.15 :** Facteur de réduction de la limite d'élasticité R_y pour les systèmes élastoplastiques en fonction de T_n pour $u = 1, 1.5, 2, 4$ et 8 ; $\zeta = 5\%$: (a) mouvement du sol El Centro ; (b) Ensemble de mouvements du sol (les valeurs médianes sont présentées).
- Figure III .16 :** Valeurs de conception du facteur de réduction de la limite d'élasticité. Avec n , augmente généralement de façon significative.
- Figure III.17 :** Construction du spectre de conception inélastique.
- Figure III.18 :** Spectre de conception inélastique (84,1e centile) pour les mouvements du sol avec $\ddot{u}_{g0} = 1g$, $\ddot{u}_{g0} = 121.92$ cm/sec, et $u_{g0} = 91.44$ cm ; $u = 1.5, 2, 4, 6$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.
- Figure III .19 :** Spectre de calcul inélastique (pseudo-accélération)
- Figure III.20 :** Spectre de calcul inélastique (pseudo-accélération) (84,1e centile) pour mouvements du sol avec $\ddot{u}_{g0} = 1g$, $\ddot{u}_{g0} = 121.92$ cm /sec, et $u_{g0} = 91.44$ cm; $u = 1.5, 2, 4, 6$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.
- Figure III.21 :** Spectre de calcul inélastique (déformation) (84,1e centile) pour les mouvements du sol avec $\ddot{u}_{g0} = 1g$, $\ddot{u}_{g0} = 121.92$ cm /sec, et $u_{g0} = 91.44$ cm ; $u = 1.5, 2, 4, 6$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.
- Figure III.22 :** comparaison entre le spectre élastique et inélastique pour le séisme de Boumerdes 2003 pour : (a) champ proche, (b) champ moyen, (c) champ lointain.
- Figure IV.1:** Vue en 3D
- Figure IV.2:** Vue en plan
- Figure IV.3:** Modes de vibration
- Figure IV.4:** Spectre réglementaire RPA 2003
- Figure IV.5:** Graphe comparative des déplacements d'étages selon (x-x) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages.
- Figure IV.6:** Graphe comparative des déplacements d'étages selon (y-y) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages
- Figure IV.7:** Graphe comparative des efforts tranchants au niveau des étages selon (x-x) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages
- Figure IV.8 :** Graphe comparative des efforts tranchants au niveau des étages selon (y-y) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau II.1** : Liste des accélérogrammes choisis pour le calcul du spectre de réponse à Boumerdes
- Tableau IV.1** : Données techniques des matériaux de construction
- Tableau IV.2** : Pré-dimensionnement et vérification des poutres
- Tableau IV.3** : Pré-dimensionnement et vérification des voiles
- Tableau IV.4** : Les différentes conditions à vérifier
- Tableau IV.5** : Pré-dimensionnement des éléments d'escalier
- Tableau IV.6** : Evaluation des charges d'exploitations
- Tableau IV.7**: Charges permanentes
- Tableau IV.8** : Calculs des sections des poteaux
- Tableau IV.9** : Périodes et participation massique
- Tableau IV.10** : Centre de masse et de rigidité
- Tableau IV.11**: Excentricité accidentelle et théorique
- Tableau IV.12** : Paramètres de la structure
- Tableau IV.13** : Déplacements latéraux à chaque étage selon spectre du RPA
- Tableau IV.14**: Déplacements latéraux à chaque étage avec un spectre inélastique cas de $D=1$
- Tableau IV.15** : Les déplacements latéraux à chaque étage avec un spectre inélastique cas de $D=3$
- Tableau IV.16**: Efforts tranchants à chaque étage selon spectre du RPA
- Tableau IV.17**: Efforts tranchants à chaque étage avec un spectre inélastique cas de $D=1$
- Tableau IV.18**: Efforts tranchants à chaque étage avec un spectre inélastique cas de $D=3$

Introduction générale

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction des villes entières, la cause de la mort de millier d'hommes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre.

L'étude de la réponse des structures aux tremblements de terre, et le dimensionnement des structures en zone sismique, dans le territoire algérien, souvent, compte sur la méthode Modale spectrale. Ainsi que cette dernière repose essentiellement sur le spectre de réponse de calcul ou spectre réglementaire. Il est ainsi pertinent de s'intéresser aux la méthode de construction de ces spectres, et quels facteurs influençant qui doivent être pris en compte lors la création et l'actualisation de ces spectres.

En Algérie, la conception parasismique des structures courantes est régie par un document technique réglementaire (D.T.R.-B.C.2.48) nommé « règles parasismiques algériennes RPA99/2003. Ce dernier, propose trois méthodes possibles de calcul de la réponse sismique, dont les conditions d'application différent d'une méthode à l'autre. Ces méthodes sont les suivantes : la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale, la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La limitation et le manque d'accélérogrammes enregistrés pour une zone sismique donnée, est à l'origine de la première motivation à l'utilisation d'accélérogrammes générés à partir de spectres de réponse (souvent réglementaires).

Dans cette étude, nous allons calculer trois types de spectre de calcul (élastique et inélastique et spectre règlementaire du RPA) afin de faire une comparaison d'étude dynamique modale spectral sur un bâtiment proposé.es les résultats sont donnés par les spectres suivants :

- Le spectre de calcul associé à la méthode modale des RPA99 version 2003, Spectre générer à partir des enregistrements sismiques réels d'un site bien défini.

Nous avons procédé ensuite à une étude paramétrique qui compare les résultats obtenus en utilisant la méthode modale spectrale avec un spectre règlementaire, et avec des spectres inélastiques réel sur une structure étudiée et enfin nous allons établir une comparaison des résultats obtenus.



Chapitre I

SPECTRE DES REPONSE

I.1. Introduction

La connaissance détaillée de la réponse sismique d'une structure n'est souvent pas nécessaire, voire même généralement pas souhaitable en raison de l'effort important de calcul qu'elle nécessite. Pour le dimensionnement par exemple, seule les réponses maximales (accélération ; Vitesse ; Déplacement) sont intéressantes. La réponse maximale peut être estimée nettement plus rapidement à l'aide du spectre de réponse.

L'objet de ce chapitre est de faire ressortir les notions de base de calcul dynamique, qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour prévoir correctement les conséquences d'une conception donnée, sur le comportement sismique des structures. Dans ce sens on va montrer la méthode de conception d'un spectre de réponse et les facteurs qui affectent ses variations, et on va illustrer la différence entre le spectre de réponse et les spectres de conceptions

I.2. Réponse sismique

La réponse à un tremblement de terre d'un bâtiment d'un étage, assimilable à un système élémentaire, peut être obtenue à partir de l'intégrale de Duhamel ou de toute autre méthode d'intégration numérique. Notant que la force effective due à un tremblement de terre est donnée par le produit de masse m , par l'accélération du sol, $\ddot{u}_g(t)$ C'est-à-dire $p(t) = -m\ddot{u}_g(t)$, d'après l'intégrale de Duhamel, on obtient (Paultre, 2005) :

$$u(t) = -\frac{1}{w_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin(w_D(t-\tau)) d\tau \quad (I.1)$$

L'historique de la vitesse relative est obtenu par dérivation de l'équation (I.1)

$$\dot{u}(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \cos w_D(t-\tau) d\tau + \frac{\xi \omega}{w_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin w_D(t-\tau) d\tau \quad (I.2)$$

Pour trouver l'expression de l'accélération totale, écrivons l'équation de mouvement d'un système élémentaire à un mouvement de base

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = 0 \quad (I.3)$$

Où $\ddot{u}(t)$ est l'accélération totale de la masse m , cette équation peut se mettre sous la forme suivante :

$$\ddot{u}(t) = -2\xi \omega \dot{u}(t) - \omega^2 u(t) \quad (I.4)$$

L'historique de l'accélération totale s'obtient en substituant les équations (I.1) et (I.2) dans l'équation (I.4).

Nous avons :

$$\ddot{u}(t) = \frac{w(1-2\xi^2\omega)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau + 2\xi\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (I.5)$$

Connaissant l'historique du temps de déplacement, le cisaillement et le moment de la base peuvent être évalués en fonction de la force élastique F_s , c'est-à-dire la force qui, si elle était appliquée de manière statique, générerait un déplacement $u(t)$ (Figure I.1). La force élastique, F_s , est donnée par :

$$F_s(t) = K u(t) \quad (I.6)$$

L'équation [I.6] peut également être écrite en fonction de la masse m :

$$F_s(t) = m \omega^2 u(t) \quad (I.7)$$

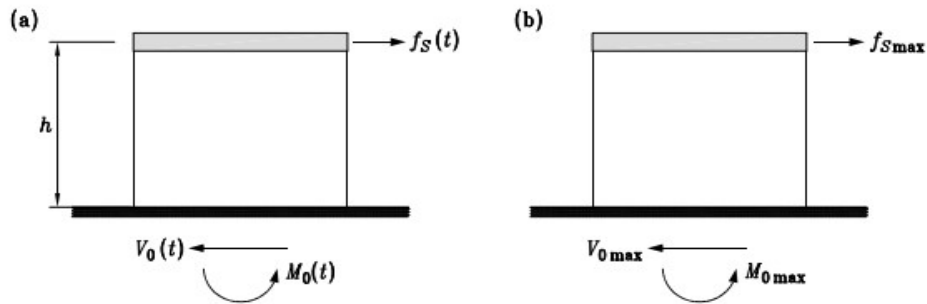


Figure I.1. Force élastique, moment fléchissant et effort tranchant à la base générée par un séisme (a) valeur de temps a instant (t) et (b) valeur maximale.

Le cisaillement V_0 et le moment M_0 à la base (figure I.1) peuvent être obtenus avec une analyse statique de la structure soumise à une force latérale équivalente $f_s(t)$. On obtient

$$V_0(t) = F_s(t) \quad (I.8)$$

$$M_0(t) = h F_s(t) \quad (I.9)$$

Où h est la hauteur de la masse par rapport au sol.

En tenant compte de l'équation [I.7], les expressions de cisaillement et de moment de base [I.8] et [I.9] peuvent également être exprimées sous la forme suivante :

$$V_0(t) = m \omega^2 u(t) \quad (I.10)$$

$$M_0(t) = h V_0(t) \quad (I.11)$$

I.2.1. L'influence de période et l'amortissement de système sur la réponse sismique :

Pour un mouvement du sol donné, la réponse à la déformation $u(t)$ d'un système 1DDL ne dépend que de la période de vibration naturelle du système et de son taux d'amortissement.

La Figure (I.2.a) montrée la réponse au déplacement $u(t)$ de quatre systèmes 1DDL différents par rapport au séisme El Centro de 1940. La masse et la rigidité des systèmes sont choisies pour obtenir des périodes de vibration T de 0,5 s, 1,0 s, 2,0 s. Chaque système à le même rapport d'amortissement $\xi = 0.02$. La figure montrée que le déplacement maximal ne se produit pas nécessairement en même temps que l'accélération maximale et que sa valeur est différente pour chaque système SDOF. Il semble également que le déplacement maximum augmente avec la période naturelle.

La Figure I.2.b montre la réponse à la déformation de trois systèmes pour le même mouvement du sol. La période de vibration T est la même pour les trois systèmes, de sorte que les différences dans leurs réponses à la déformation sont associées à leur amortissement ($\xi = 0 ; 0.02$ et 0.05). Nous observons la tendance attendue selon laquelle les systèmes avec plus d'amortissement répondent moins que les systèmes légèrement amortis. Étant donné que la période naturelle des trois systèmes est identique, leurs réponses affichent une similarité dans le temps requis pour terminer un cycle de vibration et dans les délais maximaux.

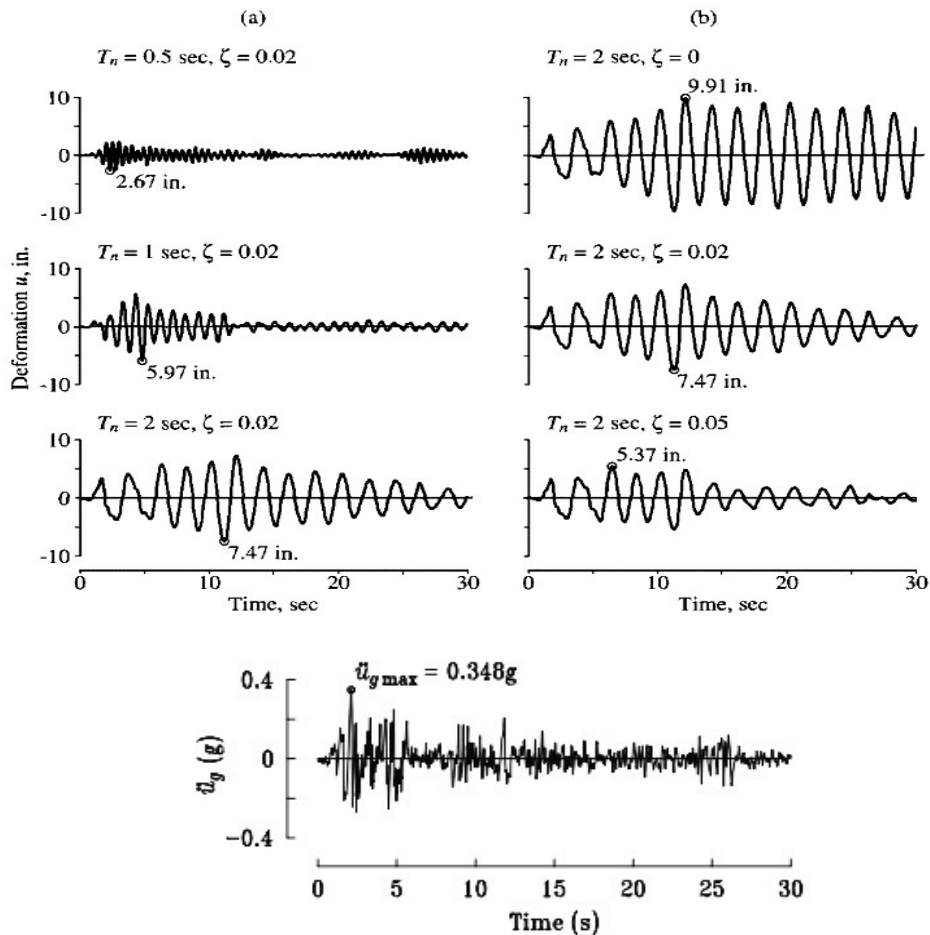


Figure I.2 : La réponse de structures du 1 DDL soumis aux 30 premières secondes du composant NS de l'enregistrement El Centro, (a) avec des périodes naturelles de $T = 0,5$ s, 1 s, et 2 s, avec un rapport d'amortissement $\xi = 0,02$ (b) avec des avec un rapport d'amortissement $\xi = 0$ s, 0.02 s, et 0.05 s périodes naturelles de $T = 2$ sec.

I.3.Spectres de réponse

Lors d'un dimensionnement sismique d'une structure, les ingénieurs ne s'intéressent qu'à la valeur maximum de la réponse de cette structure.

Le spectre de réponse est un outil important dans l'analyse sismique et la conception de structures et d'équipements, contrairement à la densité spectrale de puissance qui présente des informations sur l'énergie d'entrée et le contenu fréquentiel du mouvement du sol, le spectre de réponse présente la réponse maximale d'une structure à un mouvement du sol donné par un séisme. Le spectre de réponse introduit par *Biot (1941 et 1942)* et *Housner (1942)* décrit la réponse maximale d'un oscillateur amorti à simple degré de liberté (SDOF) à différentes fréquences ou périodes. (*Naeim, 2001*)

Le spectre de réponse, n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système. Il permet par une simple lecture d'évaluer le déplacement maximum, donc l'effort maximal. Pour cet raison le spectre de réponse est utilisé pour caractériser l'effet des tremblements de terre sur les structures. Par contre, le spectre ne fournit pas la valeur du temps à laquelle se produit le déplacement maximum,

Pour un système élémentaire, la courbe de la valeur maximum d'un paramètre de réponse quelconque (déplacement, vitesse ou accélération) indiqué aux équations III (1 ;2 ;5) en fonction de la période naturelle où fréquence est appelée un spectre de réponse. Les spectres de réponse sont définis par les expressions suivantes :

Spectre de déplacement relatif :

$$SD(\omega_n, \xi) = \max_t |u(t, \omega_n, \xi)| \quad (III.12)$$

Spectre de vitesse relative :

$$SV(\omega_n, \xi) = \max_t |\dot{u}(t, \omega_n, \xi)| \quad (III.13)$$

Spectre d'accélération absolue :

$$SA(\omega_n, \xi) = \max_t |\ddot{u}(t, \omega_n, \xi)| \quad (III.14)$$

Où l'indice max désigne la valeur maximum de la réponse dans le temps

I.3.1. Spectre de réponse à la déformation ; pseudo-vitesse et pseudo-accélération

Le spectre de réponse à la déformation et les deux spectres associés ; les spectres de réponse à la pseudo-vitesse et à la pseudo-accélération indiqués dans la *figure (III.3)*, sont présentés. Seule la déformation $u(t)$ est nécessaire pour calculer les efforts internes. Il est évident que le spectre de déformation fournit toutes les informations nécessaires au calcul des valeurs maximales de déformation D et des efforts internes. Les spectres de réponse en pseudo-vitesse et en pseudo-accélération sont inclus, car ils sont utiles pour étudier les caractéristiques des spectres de réponse, construire des spectres de conception et relier les résultats de la dynamique structurelle aux codes du bâtiment.

Chacun des spectres donne une signification physique :

- SD : la déformation maximale.
- SPV : il a une relation directe avec l'énergie cinétique.
- SPA : il a une relation directe avec la force statique équivalente et l'effort tranchant à la base.

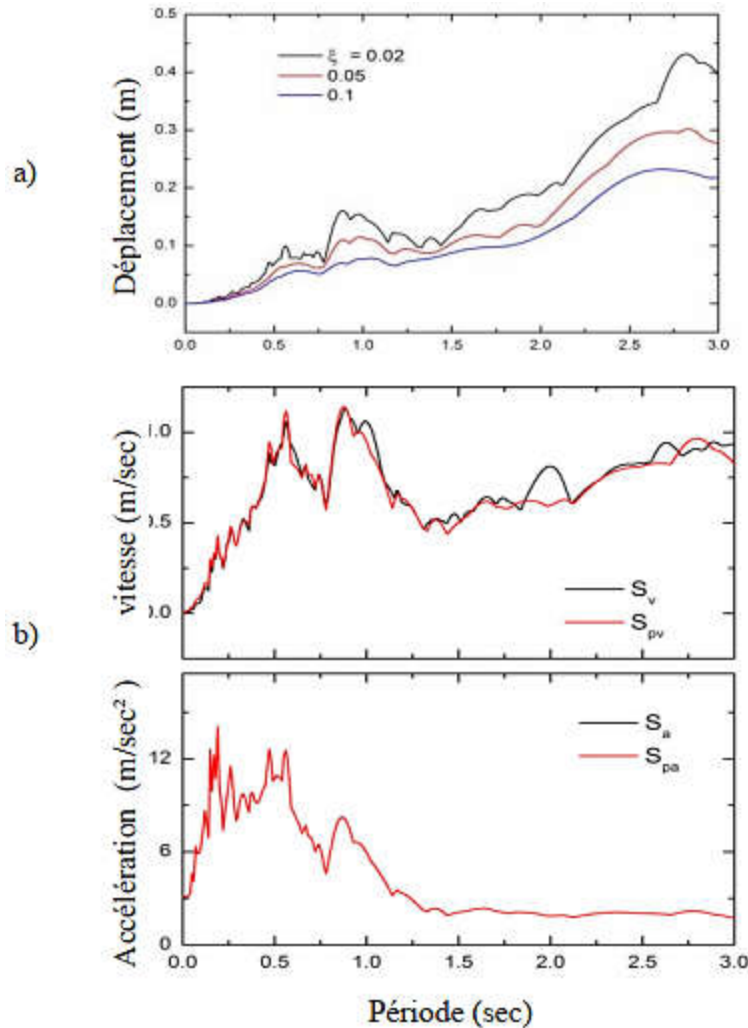


Figure I.3 : spectre de réponse de déplacement, b) comparaisons entre spectre pseudo et relative de vitesse et accélération de séisme El Centro 1940.

I.3.1.1. Spectre de réponse de déplacement

La réponse maximale de déplacement u_0 est satisfais pour calculer les efforts internes ; les efforts tranchant « V » et le moment « M », comme il est indiqué dans les équations de (III.67), aussi pour faire le dimensionnement des éléments de la structure. D'après ce spectre on peut déterminer la valeur de déplacement maximal de $u_0 = D$ pour n'apporte fréquence f_n (périodes T_n) naturelles.

Pour construire un spectre de déplacement on suivre les étapes indiquées (figure III.4) :

1. Une définition numérique de l'accélération de sol $\ddot{u}_g(t)$ (accélérogrammes).
2. Définir la période naturelle et le taux d'amortissement ξ ; pour un système de 1DDL.

3. Compte la réponse de déplacement $u(t)$ due à $\ddot{u}_g(t)$ par l'utilisation de l'intégrale de Duhamel.
4. La détermination du déplacement maximale u_0
5. Déterminer la coordonnée de spectre pour T_n et ξ définies précédemment $SD = u_0$
6. Répétez les étapes de 2 à 5 pour un intervalle de T_n et ξ qui couvre tous les systèmes possibles.

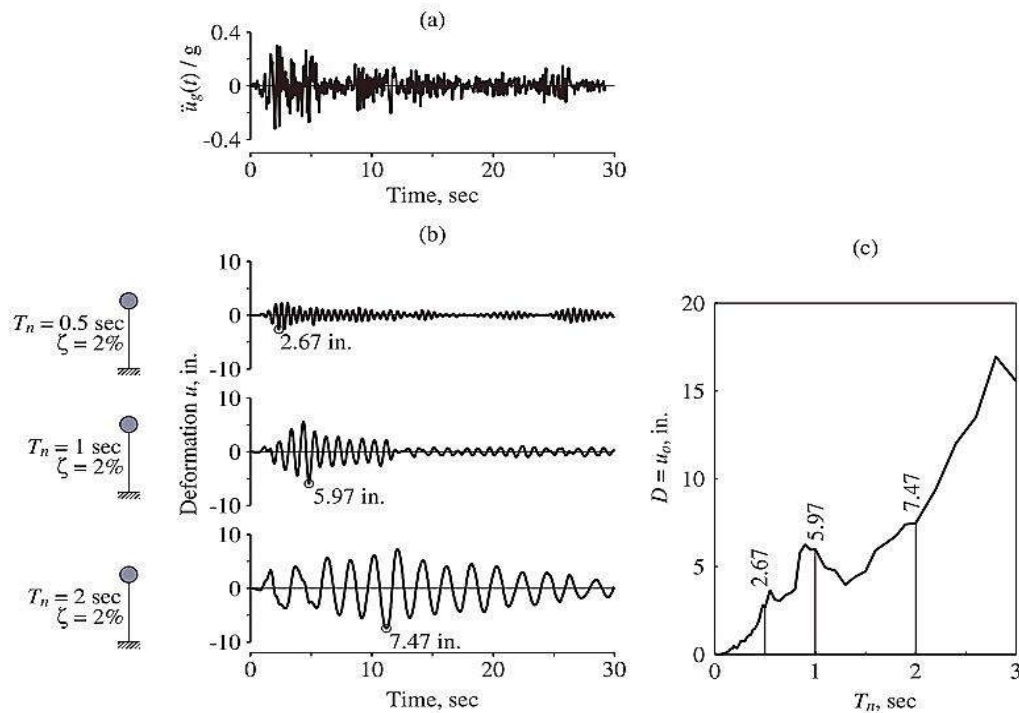


Figure I.4 : (a) accélération de sol ; (b) le déplacement de trois systèmes de 1DDL avec $\xi=2\%$ et $T_n=0.5, 1, \text{ et } 2$ sec (c) spectre de réponse de déformation for $\xi=2\%$.

Aujourd'hui, on peut avoir les spectres de réponse à partir des logiciels comme Séismo-Spectre, que nous utiliserons dans nos calculs.

I.3.1.2. Spectre de réponse pseudo-vitesse

On peut tracer le spectre pseudo-vitesse $S_pV(\omega_D, \xi)$ en fonction de la période (T), par l'utilisation de la relation suivante :

$$S_pV(\omega_n, \xi) = \omega_n, SD(\omega_n, \xi) \quad (I.15)$$

Si $\xi=0$ on trouve que :

$$SV(\omega_D, \xi) = \omega_n, SD(\omega_n, \xi) \quad (I.16)$$

Le spectre de réponse à la pseudo-vitesse est une représentation graphique de la réponse de vitesse en fonction de la période de vibration naturelle T_n , ou fréquence de vibration naturelle f_n , du système. Pour un mouvement du sol la pseudo-vitesse de pointe V pour un système

avec une période naturelle T peut être déterminé à partir de l'équation. (I.15) et la déformation maximale D du même système disponible dans le spectre de réponse de (la figure I.4).

Dans une étude récente de *Sadek et al. (2000)* illustré dans la figure (I.5), basée sur une analyse statistique de 40 structures (SDOF) amorties avec une plage de période comprise entre 0,1 et 4,0 secondes soumise à 72 accélérogrammes, il a été constaté que la vitesse relative maximale SV est égale à la pseudo-vitesse PSV pour les périodes proches de 0,5 seconde (fréquence de 2 Hz). Pour les périodes inférieures à 0,5 seconde, SV est inférieure à PSV , tandis que pour les périodes supérieures à 0,5 seconde, SV est plus grande et augmente à mesure que la période et le rapport d'amortissement augmentent. Une analyse de régression a été utilisée pour établir la relation suivante (*Naeim, 2001*) :

$$\frac{SV}{PSV} = a_v T^{b_v} \tag{III.17}$$

Avec : $a_v = 1.095 + 0.647\xi - 0.382 \xi^2$ et $b_v = 0.193 + 0.838\xi - 0.621\xi^2$

T : est la période naturelle et, ξ : est le taux d'amortissement

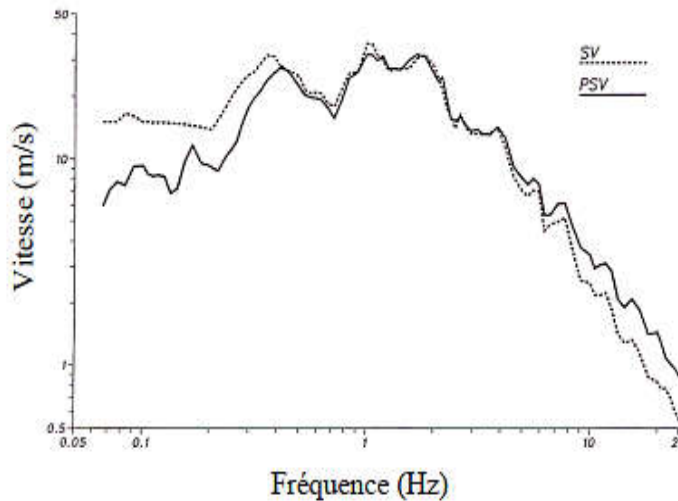


Figure I.5 : comparaisent entre spectre de pseudo vitesse et spectre de vitesse relative pour séisme El Centro 1940 recordé par SOOE.

I.3.1.3. Spectre de réponse pseudo-accélération

On peut tracer le spectre pseudo-accélération $S_p A(\omega_D, \xi)$ en fonction de la période (T), par l'utilisation de les relations suivante :

$$S_p A(\omega_n, \xi) = \omega_n^2 SD(\omega_n, \xi) \tag{III.18}$$

Si $\xi=0$ on trouve que :

$$SA(\omega_n, \xi) = \omega_n^2 SD(\omega_n, \xi) \tag{III.19}$$

La quantité $A(t)$ est liée à la valeur maximale du cisaillement de base V_0 [ou à la valeur maximale de la force statique équivalente f_{s_0} , équation (I.8)

$$V_{b_0} = f_{s_0} = m A \tag{III.20}$$

Cette relation est simplement spécialisée pour la réponse de crête dans le temps avec la valeur de maximal de $A(t)$ indiquée par A . Le cisaillement de base de crête peut être écrit sous la forme

$$V_{b_0} = \frac{A}{g} w \quad (III.21)$$

Où w est le poids de la structure et g l'accélération gravitationnelle. Sous cette forme, A/g peut être interprété comme le coefficient de cisaillement à la base ou le coefficient de force latérale. Il est utilisé dans les codes du bâtiment pour représenter le coefficient par lequel le poids structurel est multiplié pour obtenir le cisaillement à la base.

I.3.1.4. La Représentation tri-logarithmique A-V-D

Un graphique combiné montrant les trois quantités spectrales est particulièrement utile. Ce type de tracé a été développé pour les spectres de réponse aux tremblements de terre, apparemment pour la première fois, par A. S. Veletsos et N. M. Newmark en 1960.

Les trios spectres SD ; SPA et SPV sont liés entre eux avec la relation suivante, donc en connaissant l'un des spectres, nous pouvons identifier les deux autres

$$\frac{A}{\omega_n} = V = \omega_n D \quad (I.22)$$

A ; V et D : sont l'accélération ; la vitesse et le déplacement maximal.

En mettant l'expression (I.22) logarithmique, on obtient :

$$\log \omega_n + \log D = \log V = \log A - \log \omega_n \quad (I.23)$$

Et avec ($T_n = 2\pi/\omega_n$) on obtient :

$$\begin{aligned} \log D - \log \frac{T_n}{2\pi} &= \log V = \log A + \log \frac{T_n}{2\pi} \\ \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \log A = \log V - \log \frac{T_n}{2\pi} \\ \log D = \log V + \log \frac{T_n}{2\pi} \end{array} \right. & \quad (I.24) \end{aligned}$$

Dans ces conditions, on peut représenter les spectres de réponse d'accélération, de pseudo vitesse et pseudo déplacement à un tracé unique dans la représentation dite tri-logarithmique dont la lecture devra être effectuée conformément aux indications de (la figure I.6).

Les échelles verticale et horizontale pour V et T sont des échelles logarithmiques standard. Les deux échelles pour D et A inclinées à $+45^\circ$ et -45° , respectivement, par rapport à l'axe T sont également des échelles logarithmiques mais non identiques à l'échelle verticale.

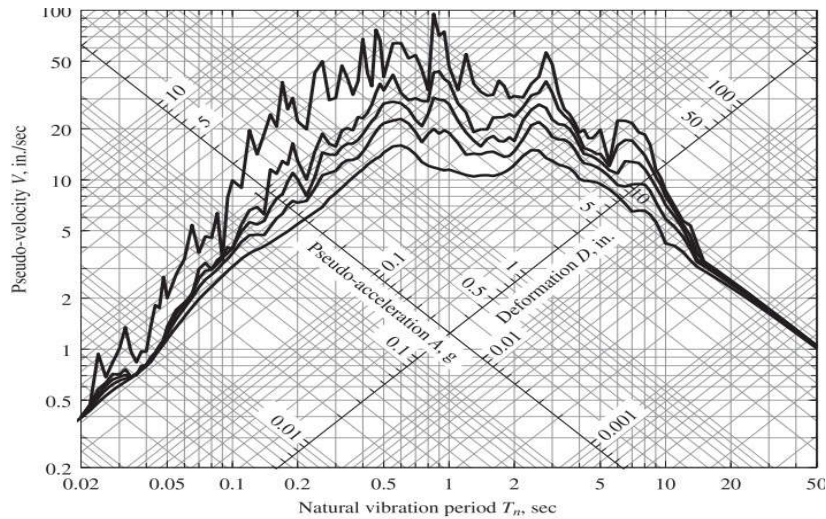


Figure I .6 Combinaison DV-A réponse spectral de séisme de El Centro $\xi=0, 2, 5, 10$ et 20%

La relation entre les spectres de réponses A-V-D et $u_g(t)$, $\dot{u}_g(t)$, et $\ddot{u}_g(t)$:

Basé sur la figure I.7 Chopra (1995), a étudié les propriétés du spectre de réponse sur différentes plages de la période de vibration naturelle du ch1 système, séparées par les valeurs de

Période en a, b, c, d, e et f : $T_a= 0.035$, $T_b= 0.125$, $T_c= 0.5$, $T_d= 3.0$, $T_e= 10$ et $T_f=15$ sec. Sachant

Que : A est pseudo accélération, V est le pseudo vitesse, D est le déplacement $u_g(t)$, $\dot{u}_g(t)$ et $\ddot{u}_g(t)$ sont le déplacement la vitesse et l'accélération maximal de sol. On peut concluons que :

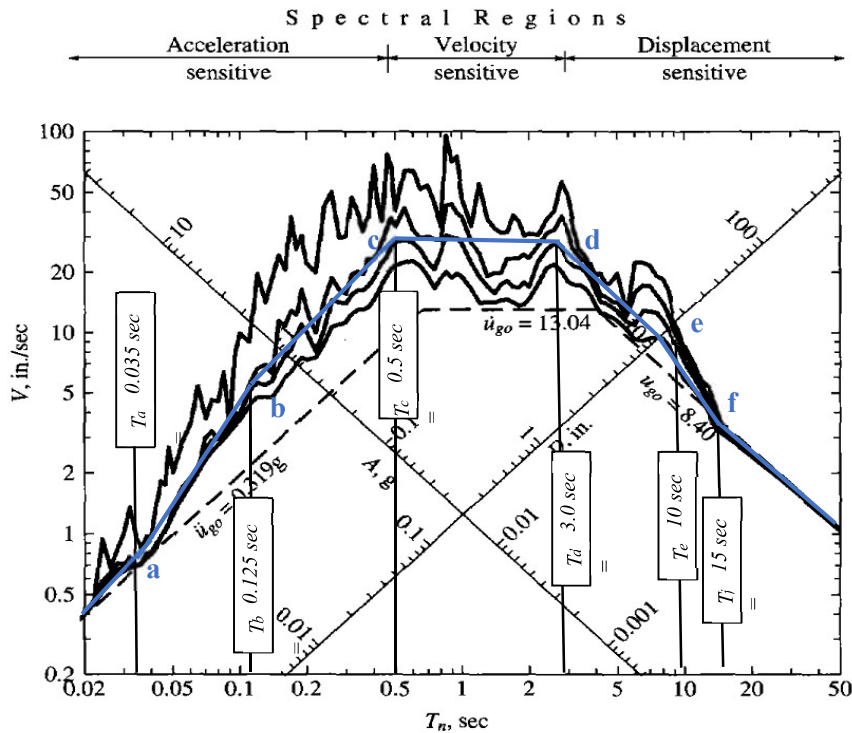


Figure I.7 : réponse spectrale ($\xi = 0, 2, 5$, et 10%) et la valeur maximale de l'accélération, vitesse, déplacement de sol, et le spectre idéalisé de $\xi = 5\%$ de séisme d'El Centro.

Pour les systèmes avec une période très courte correspondent à des oscillations des structures extrêmement raides, disons $T_n < T_a = 0,035$ s, le pic de pseudo-accélération (A) est pratiquement égale à \ddot{u}_g , et D est très faible. Cette tendance peut être comprise sur la base d'un raisonnement physique : Pour une masse fixe, un système à très courte période est extrêmement rigide. Un tel système ne devrait subir que très peu de déformations et sa masse se déplacerait de manière rigide avec le sol ; son accélération maximale appelée accélération à période nulle devrait être environ égale à l'accélération maximale du sol \ddot{u}_{g0} , Le mouvement de l'oscillateur n'étant plus amplifié par rapport au mouvement du sol (*figure I.8.a*), on appelle cette fréquence, fréquence de coupure.

Pour les systèmes avec une très longue période correspondent à des oscillations de structures extrêmement souples, disons $T_n > T_f = 15$ s, D pour toutes les valeurs d'amortissement se rapproche de u_{g0} et A est très petit ; ainsi, les forces dans la structure, qui sont liées à $(m \cdot A)$, seraient très faibles. Cette tendance peut encore s'expliquer en s'appuyant sur un raisonnement physique : Pour une masse fixe, un système à très longue période est extrêmement flexible. On s'attendrait à ce que la masse reste essentiellement stationnaire tandis que le sol est en dessous (*Figure I.8.b*).

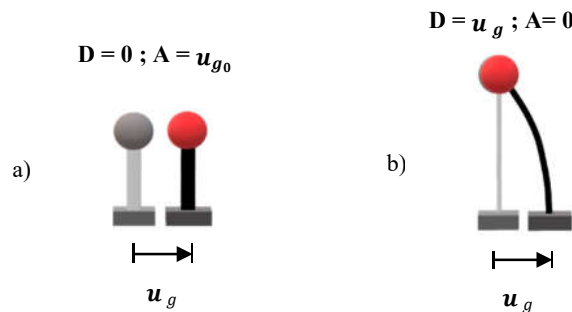


Figure I.8 :(a) système rigide, (b) système flexible

Pour les systèmes à courte période où T_n est compris dans la plage de $T_a = 0.035$ à $T_c = 0,5$ l'accélération (A) dépasse \ddot{u}_{g0} , l'amplification dépendant de T_n et ξ . Sur une partie de cette plage de périodes, $T_b = 0.125$ à T_c , A peut-être idéalisé comme constante à une valeur égale à \ddot{u}_{g0} amplifiée par un facteur dépendant de ξ

Pour les systèmes à longue période avec T_n compris entre $T_d = 3$ s et $T_f = 15$ s, D dépasse généralement u_{g0} , l'amplification dépendant de T_n et ξ . Sur une partie de cette plage de périodes, T_d à $T_e = 10$ s, D peut être idéalisé comme constant à une valeur égale à u_{g0} amplifiée par un facteur dépendant de ξ

Pour les systèmes à période intermédiaire avec T compris entre $T_c = 0,5$ s et $T_d = 3,0$ s, V dépasse u_g . Sur cette plage de période, V peut être idéalisé comme une constante à une valeur égale à u_g , amplifiée par un facteur dépendant de ξ

Sur la base de ces observations, il est logique de diviser le spectre en trois plages de périodes (*figure I.7*). La région longue période à droite du point d, est appelée la région sensible au déplacement car la réponse structurelle est le plus directement liée au déplacement du sol. La région de période courte située à gauche du point c, est appelée région sensible à

l'accélération, car la réponse structurelle est le plus directement liée à l'accélération du sol. La région

Intermédiaire entre les points c et d, est appelée région sensible à la vitesse car la réponse structurelle semble être mieux liée à la vitesse du sol qu'aux autres paramètres de mouvement du sol. Pour un mouvement du sol particulier, les périodes T_a , T_b , T_e et T_f sur le spectre idéalisé sont indépendant d'amortissement, mais T_c et T_d varient avec l'amortissement.

I.3.2. Factures influencées sur le spectre de réponse

Des études récentes indiquent que la forme spectrale ne dépend pas seulement des trois mouvements de pointe du sol, mais également d'autres paramètres tels que la magnitude des séismes, la distance source-site, la nature du sol et les caractéristiques de la source. Plusieurs chercheurs ont utilisé l'analyse statistique des spectres à différentes périodes pour développer des équations permettant de calculer les ordonnées spectrales en fonction de ces paramètres. Par exemple, *Crouse et Mc Guire (1996)* ont utilisé 238 accélérogrammes horizontaux de 16 séismes entre 1933 et 1992 avec une amplitude des ondes de surface supérieure à 6, afin de formuler une relation de pseudo-vitesse en fonction de divers paramètres de séisme. Les spectres de réponse pour 5% d'amortissement ont été calculés pour quatre catégories de sites ; roche, roche molle ou sol raide, sol moyennement raide et sol mou, classés dans les classes de sol A à D, respectivement. Une analyse de régression a été effectuée pour des périodes allant de 0,1 à 4,0 secondes. Leur équation proposée pour la pseudo-vitesse (PSV) en cm / sec est donnée par :

$$\ln(PSV) = a + bM_s + d \ln[R_{rup} + C_1 \exp(C_2 M_s)] + eF \quad (I.25)$$

Où M_s est la magnitude de l'onde de surface, R la distance la plus proche du site par rapport à la rupture de la faille en km et F le paramètre de type de faille égal à 1 pour les tremblements de terre à glissement inverse et à 0 pour les séismes de glissement normal, Les paramètres (a , b , c_1 , c_2 , d et e) sont obtenus par une étude de régression statistique non linéaire, présentés dans les tableaux (*Crouse et McGuire 1996*) Pour différentes périodes et catégories de sol.

I.3.2.1. La géologie de site

L'observation montre que le séisme est ressenti en un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par l'onde sismique et des conditions locales (topographie du terrain...). En effet, les ondes sismiques se propagent dans le rocher, puis en certains endroits à travers des sédiments dont les caractéristiques vont influencer sur le mouvement du sol enregistré en surface comme indique la figure (I.9).

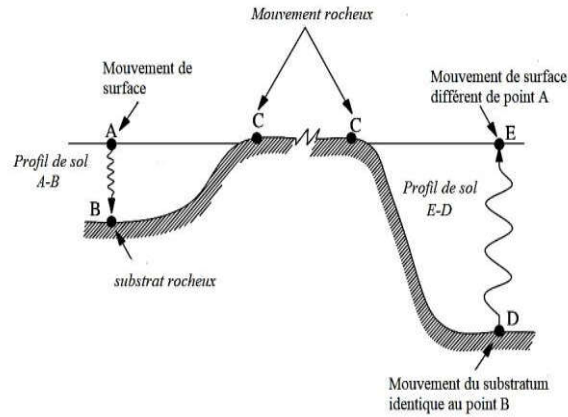


Figure I.9 : l'influence de profiler de sol sur le mouvement sismique

Avant le séisme de San Fernando en 1971, les accélérogrammes étaient en nombre limité et n'étaient donc pas suffisants pour déterminer l'influence de différents paramètres sur les spectres de réponse. En conséquence, la plupart des spectres de conception étaient basés sur des enregistrements d'alluvions, mais ils ne faisaient référence à aucune condition de sol spécifique. Des études de *Hayashi et al (1971)* et *Kuribayashi et al (1972)* sur les effets des conditions du sol sur les séismes japonais ont montré que les conditions du sol affectent de manière significative les formes spectrales. D'autres études de *Mohraz et al (1972)* et *Hall et al (1975)* ont également évoqué l'influence de l'état du sol sur les formes spectrales.

L'étude de *Seed et al (1976)*. Utilisé 104 composantes horizontales des enregistrements sismiques de 23 séismes. Les enregistrements ont été divisés en quatre catégories : roches, sols raides d'une profondeur inférieure à environ 45 m, sols fermes profonds des profondeurs supérieures à 75 m, et argile et sable mous à moyens. Les spectres de réponse pour 5% d'amortissement ont été normalisés à l'accélération maximale au sol des enregistrements.

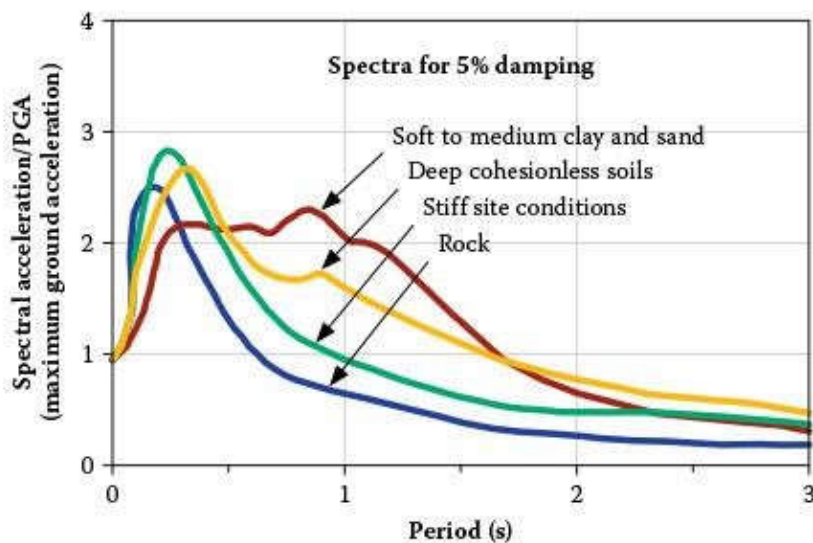


Figure I.10 : spectres accélération moyen pour différent condition de sol (Seed et al 1976).

On voit que l'état du sol affecte les spectres de manière significative. La figure ci-dessus montre que, pour des périodes supérieures à environ 0,4 à 0,5 seconde, les ordonnées spectrales pour le sol rocheux sont nettement inférieures à celles des argiles tendres à moyennes et des sols profonds sans cohésion. Par contre pour des périodes inférieures à 0,5 seconde, les ordonnées spectrales de sol rocheux ou raide est plus amplifiée à celles des argiles tendres à moyennes et des sols profonds sans cohésion.

Cela indique que l'utilisation des spectres qui ne prend pas en compte l'influence de la nature du sol sur les spectres de réponse peut surestimer les amplifications de conception pour la roche (Naeim, 2001).

En conséquence, lorsqu'il s'agit de choisir un spectre pour un site donné, il est très important de connaître la nature du sol, puisque les sols durs transmettent de préférence les hautes fréquences et les sols mous transmettent les basses fréquences.

I.3.2.2. La durée du mouvement fort

Bien que les spectres de réponse aux tremblements de terre fournissent la meilleure description quantitative de l'intensité et de la fréquence du mouvement du sol, ils ne fournissent aucune information sur la durée des secousses violentes : un paramètre que de nombreux chercheurs et praticiens considèrent comme important pour évaluer les effets dommageables d'un Tremblement de terre.

L'influence de la durée de mouvement fort sur les formes spectrales a été étudiée par Peng et al. (1989) qui ont utilisé une approche de vibration aléatoire pour estimer le spectre de réponse probabiliste dépendant du site. Leur étude montre que les longues durées de mouvement intense augmentent la réponse dans les régions de fréquence basse et intermédiaire. Cela est cohérent avec le fait que les accélérogrammes de longue durée ont une probabilité plus grande de contenir des composantes d'onde de longue période, ce qui peut entraîner une réponse importante dans la région du spectre de longue période ou des basses fréquences (Naeim, 2001).

I.3.2.3. Le trajet.

Des études récentes ont examiné l'effet de la distance sur la forme et les amplitudes des spectres des séismes. Utilisation des données du séisme de Loma Prieta du 17 octobre 1989 ; Mohraz (1992) a divisé les enregistrements en trois groupes : champ proche (distance inférieure à 20 km), champ moyen (distance comprise entre 20 et 50 km) et champ lointain (distance supérieure à 50 km). L'amplification d'accélération moyenne (pseudo-accélération divisée par l'accélération maximale du sol) pour les enregistrements sur le rocher et sur les alluvions pour les trois groupes est illustrée à la figure (I.11). Les graphiques indiquent que pour les sites rocheux, les amplifications pour le champ proche sont nettement inférieures à celles du champ moyen ou du champ lointain pour des périodes supérieures à 0,5 seconde. Pour des périodes plus courtes, cependant, les amplifications pour le champ proche sont plus grandes. L'effet de la distance est moins prononcé pour les enregistrements sur les alluvions.

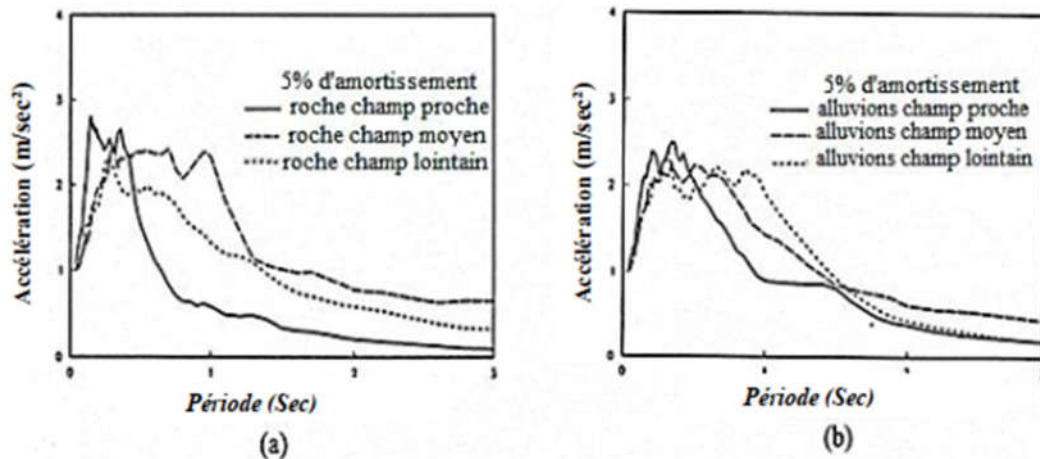


Figure I.11 : L'amplification d'accélération moyenne de $\xi=5\%$ pour différent distance à le site de séisme Loma prieta 1989, (a) site rocheux et (b) alluviaux. (Mohraz 1992)

La figure (I.12) de Boore, et (1997) montre la pseudo-réponse en vitesse pour les sites situés sur un sol d'une magnitude de 7,5 à différentes distances de source sismique. La figure indique que les ordonnées spectrales diminuent avec l'augmentation de la distance. Étant donné que les formes spectrales sont presque parallèles les unes aux autres pour les distances comprises entre 10 et 80 km, on peut en conclure que la distance n'affecte pas la forme spectrale de manière significative, mais influe sur les ordonnées spectrales par l'atténuation de l'accélération du sol.

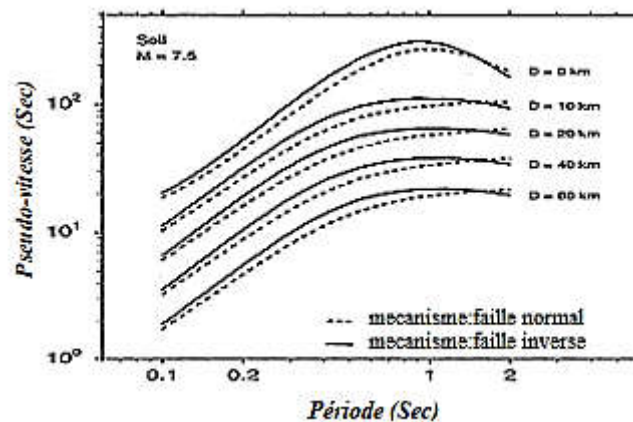


Figure I.12 : spectres de pseudo vitesse de $\xi=5\%$ pour un séisme de magnitude de 7,5 à déferant distance (Boore et al.1997)

1.3.2.4. La magnitude

L'influence de la magnitude des séismes sur les spectres de réponse était généralement prise en compte lors de la spécification de l'accélération maximale du sol sur un site. En conséquence. La magnitude des séismes influe toutefois dans une certaine mesure sur les amplifications spectrales. Une étude de Mohraz (1978) sur l'influence de la magnitude du séisme sur l'amplification de la réponse pour les alluvions montre des amplifications d'accélération plus importantes pour les enregistrements de magnitudes comprises entre 6 et 7 que ceux ayant une magnitude comprise entre 5 et 6 (voir Figure I.13). La figure indique que

la magnitude d'un séisme peut influencer sur les formes spectrales et qu'il peut être nécessaire de prendre en compte celle-ci lors de l'élaboration des spectres de conception pour un site spécifique.

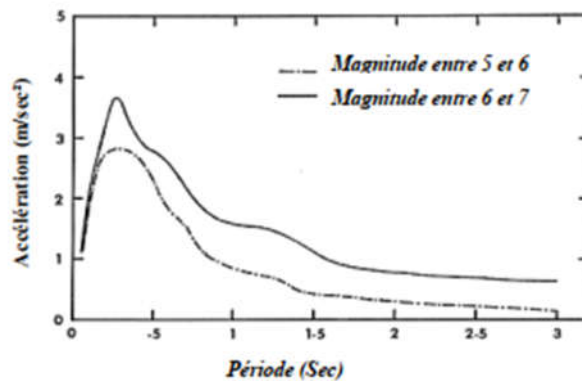


Figure I.13 : L'effet de la magnitude sur la forme de spectre (Mohraz 1978)

I.4. Spectre de conception (de calcul)

Etant donné que les caractéristiques détaillées des futurs séismes ne sont pas connues, la majorité des spectres de conception de séisme sont obtenus en faisant la moyenne d'un ensemble de spectres de réponse à partir d'enregistrements présentant des caractéristiques similaires telles que l'état du sol, la distance épacentrale, la magnitude, le mécanisme de la source. Les spectres de conception sont présentés sous forme de courbes lisses (figure I.14) ou de lignes droites. Le lissage est effectué pour éliminer les pics et les creux des spectres de réponse qui ne sont pas souhaitables pour la conception en raison des difficultés rencontrées pour déterminer les fréquences exactes et les formes de mode des structures lors de séismes graves.

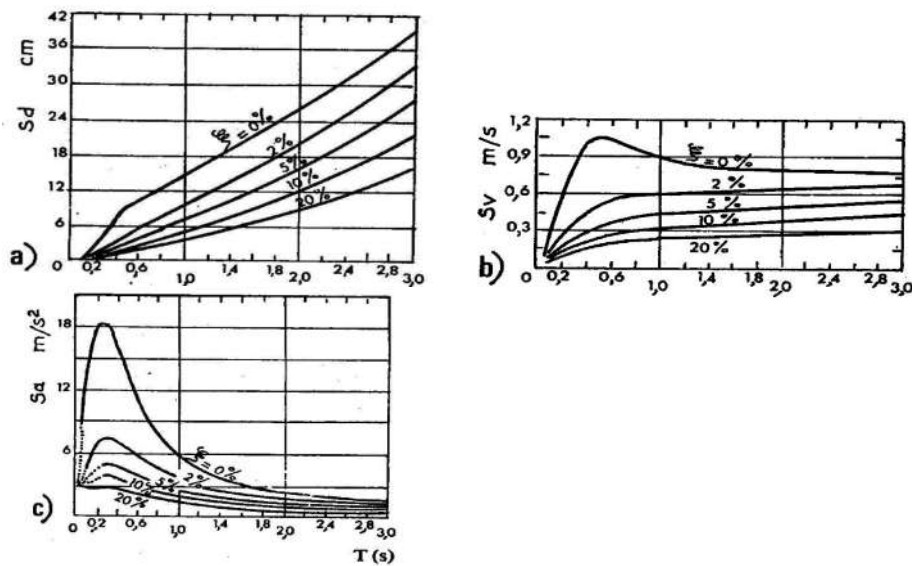


Figure I.14 : spectre de conception ; a) spectre de déplacement S_d , b) spectre de vitesse S_v , c) spectre d'accélération S_a , (copra 1982).

Etant donné que les pics d'accélération, de vitesse et de déplacement du sol diffèrent d'un enregistrement sismique à un autre, la réponse calculée ne peut pas être moyennée de manière absolue. Diverses procédures sont utilisées pour normaliser les spectres de réponse avant d'effectuer une moyenne. Parmi ces procédures, deux ont été les plus couramment utilisées :

- 1) La normalisation en fonction de l'intensité du spectre (Housner, G. W. 1952) où les zones situées sous les spectres entre deux fréquences ou périodes données sont égales,
- 2) La normalisation en fonction du mouvement du sol. Où les ordonnées spectrales sont divisées par l'accélération, la vitesse ou le déplacement maximal du sol pour la région correspondante du spectre.

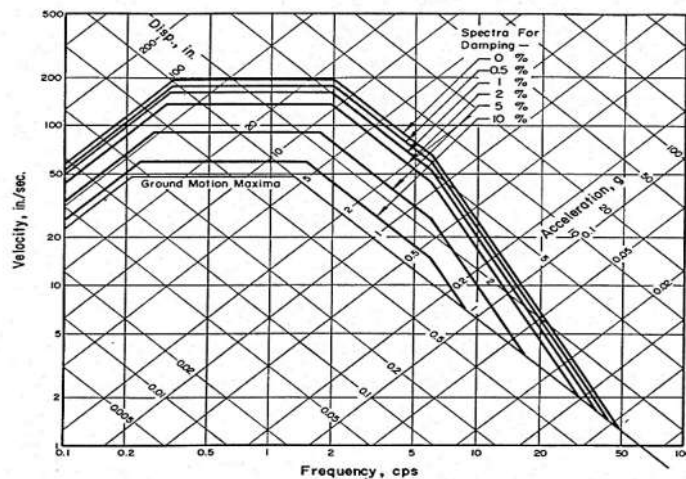


Figure I.15 : spectre de calcul normalisée à 1.0g par Newmark et Hall (1973)

Housner (1959-1970) a développé le premier spectre de conception parasismique. Ces spectres de conception sont basés sur les caractéristiques des deux composantes horizontales des quatre mouvements du sol sismique enregistrés à El Centro en Californie en 1934 et 1940, à Olympia en 1949 et à Taft en Californie en 1952

En 1978, l'ATC « Applied Technology Council » recommandait une version lisse des formes spectrales normalisées proposées par Seed et al. (1976) à utiliser pour développer les spectres de conception parasismique des bâtiments. Les formes spectrales sur *la figure (I.16)* a été lissée en utilisant quatre périodes de contrôle. En outre, les quatre catégories de sol ont été réduites à trois : les sols rocheux et raides (type de sol 1), les sols argileux profonds sans cohésion ou rigides (type de sol 2), les argiles et les sables mous à moyens (type de sol 3).

L'étude de Mohraz (1976) propose une autre présentation d'influence type de sol sur le spectre de réponse. Où il a montré l'amplification des spectres de manière plus précise dans l'intervalle des périodes $T < 0,8$ Sec.

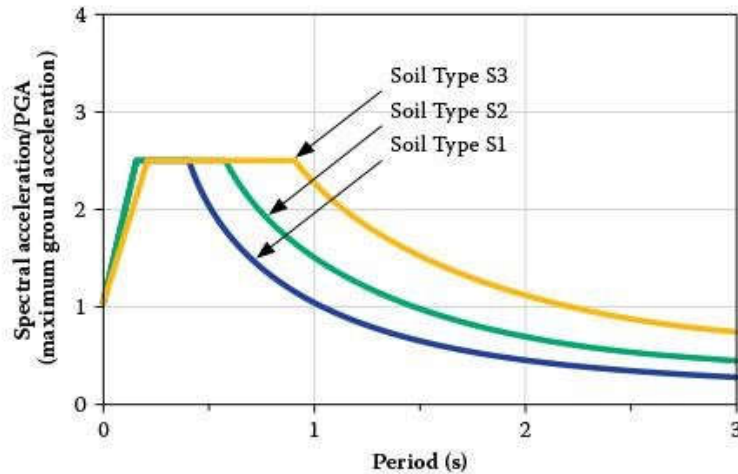


Figure I.16 : spectre de conception dépend au site de Seed et al (1976) modifié par ATC (R.Dobry et al 2000).

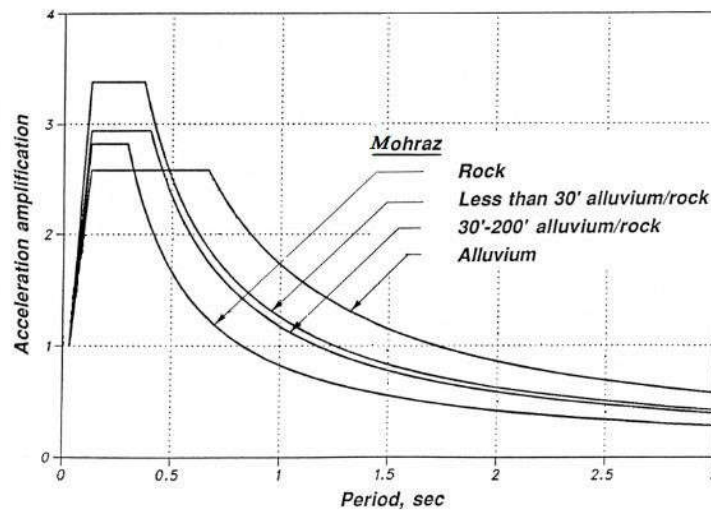


Figure I.17 : la forme de spectre pour 5% d'amortissement proposée par Mohraz (1976).

1.5. Spectre inélastique

Le spectre de réponse élastique est obtenu à partir de l'amplification de la réponse maximale du mouvement du sol exprimé soit en accélération. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Ce spectre inélastique peut être obtenu en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure.

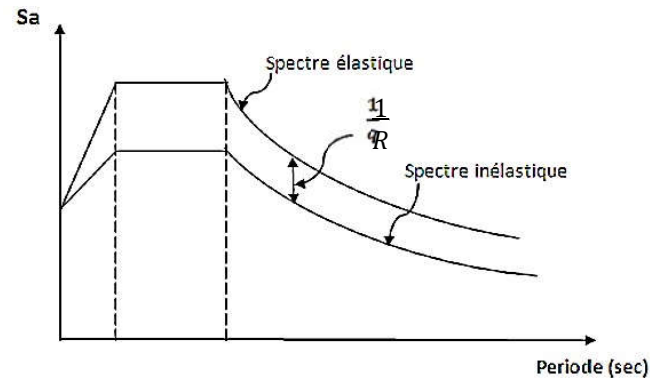


Figure I.18 : spectre de réponse élastique et inélastique.

I.6. Conclusion

La présente synthèse bibliographique nous a permis de cumuler un background sur la notion du spectre de réponse, et cela dans le but de calculer des spectres de réponse dans le reste du mémoire pour la région de Boumerdes.



Chapitre II

PRESENTATION DE LOGICIEL ET BASE DE DONNEES

II.1 Introduction

L'essentiel des dommages lors de séismes sont dus aux mouvements du sol qui font vibrer les bâtiments. Ces mouvements sont enregistrés notamment par des accéléromètres, sous forme de série temporelle retraçant l'histoire de l'accélération subie par le sol, et donc par les constructions au cours de la durée du phénomène vibratoire. En effet, ces mouvements sismiques sont représentés par un spectre de réponse, qui permet de déterminer directement, selon les caractéristiques du site et de la structure, la réponse maximale en déplacement, en vitesse ou en accélération. Celle-ci (la structure) étant considérée à un seul degré de liberté en déplacement.

Dans le cas d'un calcul élastique, les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections. Pour conduire un calcul inélastique, on admet la formation des rotules plastiques par plastification des aciers longitudinaux pour des efforts inférieurs à ceux qu'une structure parfaitement élastique aurait subis. On applique alors la démarche du calcul élastique avec un spectre différent appelé spectre de dimensionnement, puis on divise les efforts obtenus par un coefficient dit de comportement, qui permet de tenir compte des capacités de ductilité de la structure. Il faut toutefois bien vérifier que sous les sollicitations réduites obtenues, il y a effectivement formation de rotules plastiques et qu'en dehors des rotules plastiques, la structure reste bien élastique.

Il existe plusieurs logiciels pour générer les spectres de réponse à partir des données de mouvement de sol (accélérogramme) comme Matlab et Sismo-Spectre, ce sont des logiciels de calcul, on peut les utiliser pour construire un spectre de réponse.

Dans la présente étude nous choisissons le SeismoSpect comme un outil informatique puissant pour la simulation des spectres. Le SeismoSpect est un logiciel spécialisé à la réalisation et la comparaison des spectres de réponse.

II.2 Présentation de logiciel SeismoSpect

SeismoSpect constitue une plate-forme simple et efficace qui permet aux utilisateurs de créer leur propre bibliothèque d'enregistrements de mouvements au sol et de les sauvegarder dans un seul fichier, ce qui facilite la gestion et le partage d'un grand nombre d'enregistrements. Cette application est capable d'appliquer plusieurs types de filtres et d'effectuer une correction de la ligne de base en utilisant des polynômes de troisième ordre. Cet outil est également capable de calculer la réponse spectrale moyenne d'une collection d'accélérogrammes et de comparer ces résultats à un spectre de référence. Enfin, un module a été introduit pour calculer un certain nombre de paramètres de mouvements forts souvent demandés par les ingénieurs sismologues et ingénieurs parasismiques, tels que :

- Spectres de réponse élastiques et pseudo-spectres
- Spectres de réponse inélastiques sur-amortis et à ductilité constante
- Les paramètres de mouvement de sol (PGA, PGV, PGD, RMS...)

II.3 Les étapes d'utilisation de SeismoSpect

A-L'injection des accélérogrammes

-On peut charger un accélérogramme ou plusieurs accélérogramme par un seul clic sur le l'angle Load ou load Multiple,

-L'input des paramètres du signale sismique charger (Input parametrs for all Files)

- Sélection des données

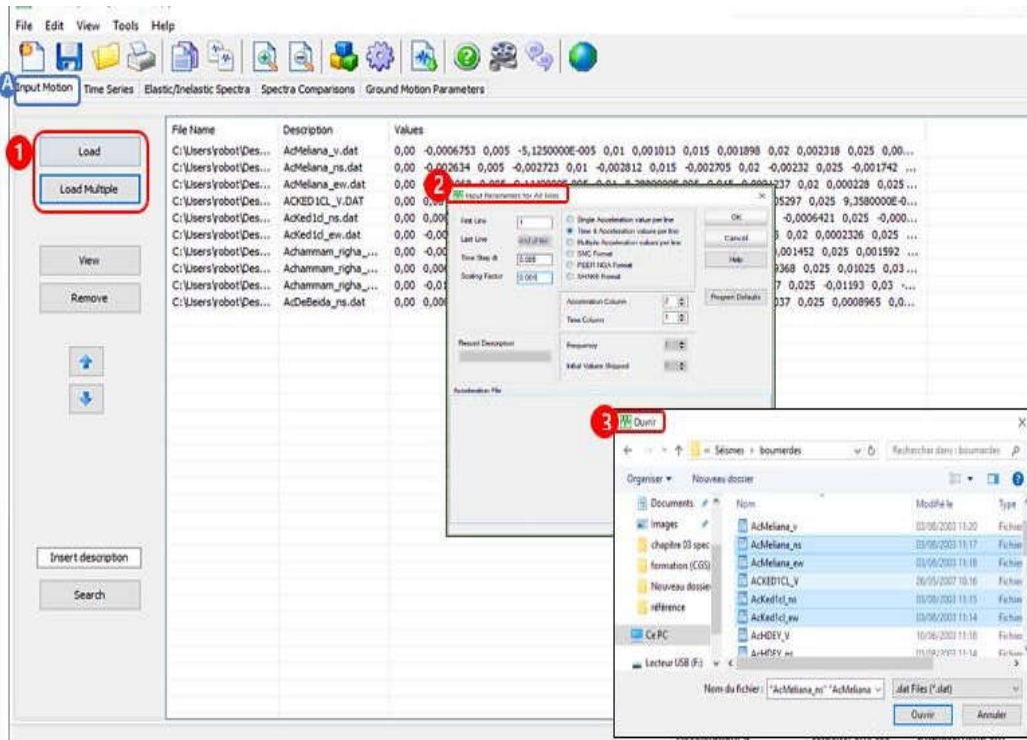


Figure II.1: Interface pour introduire les données

B -Affichage des accélérogrammes

Dans cette étape on peut avoir la correction des trois signaux (accélération, vitesse, déplacement) représenté par un graphe ou dans un tableau.

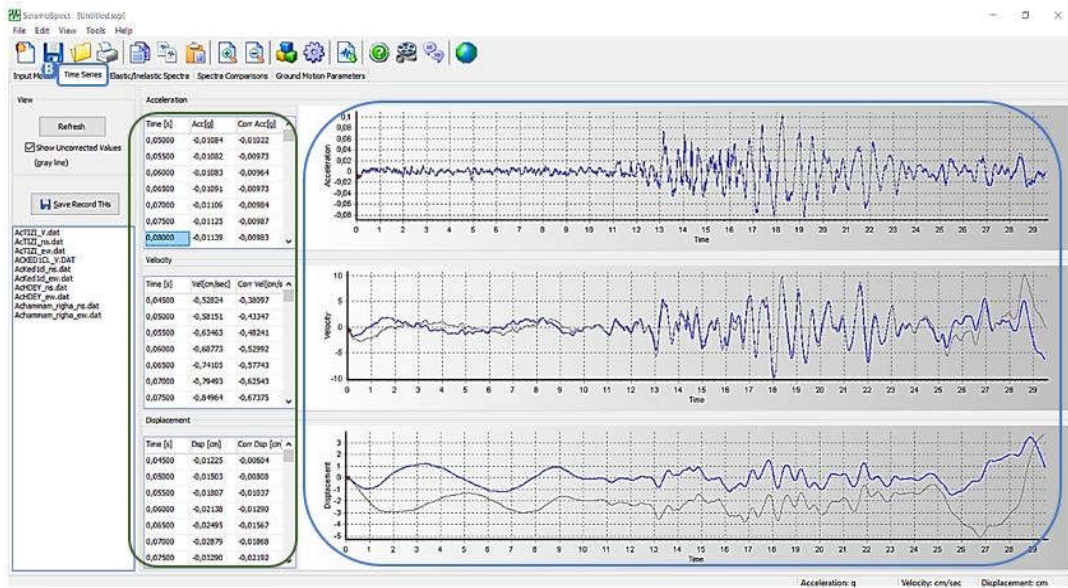


Figure II .2 : visualisation des enregistrements

C. Construction d'un spectre

- 1/ Choisir le type d'affichage (graphe ou valeur)
- 2/ Déterminer le type de spectre élastique ou inélastique et introduire la valeur d'amortissement et facteur de ductilité.
- 3/ Choisir le type de spectre (accélération ou vitesse ou déplacement)
- 4/ « refresh » affichée les graphes ou les tableaux.

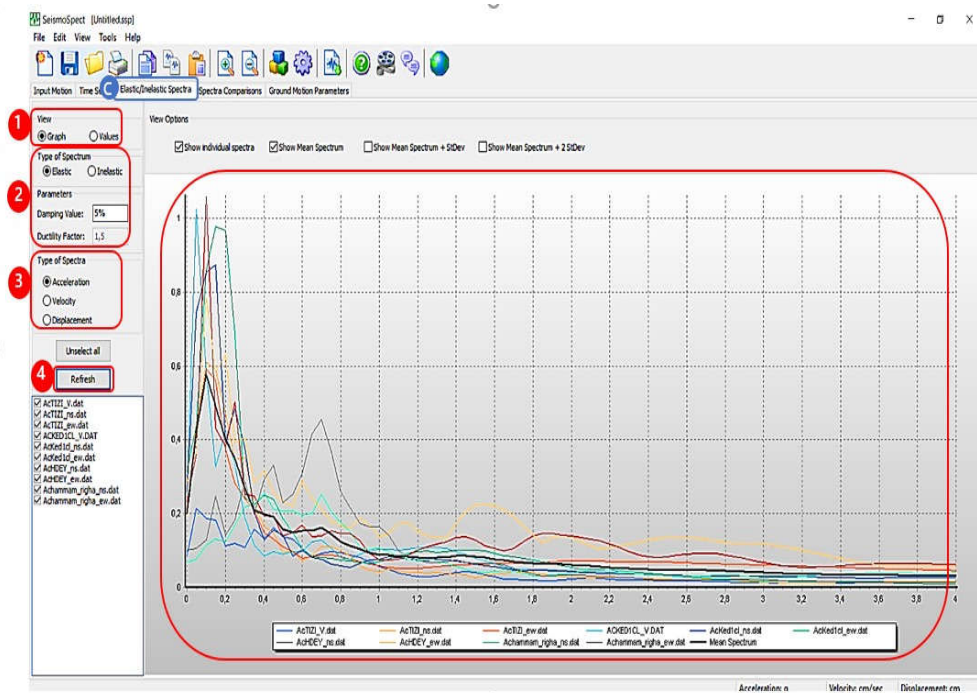


Figure II .3 : mode de construction d'un spectre sur SismoSpect

Tableau II.1 : Liste des accélérogrammes choisis pour le calcul du spectre de réponse à Boumerdes.

Station	R (Km)	Compte	PGA (g)	PGV (cm /s)	PGD (cm)	RMSa (g)	T(A) (sec)	T(V) (sec)	T(D) (sec)	Tp (sec)	Tm (sec)
Keddara	14	E-W	329.100	17474.768	35279.595	34.545	7.410	7.450	34.980	0.200	0.199
		N-S	256.600	12106.389	10781.277	35.208	8.670	8.340	33.660	0.100	0.162
Dar EL-Beida	20	E-W	539.700	26860.743	8584.476	64.422	7.670	7.310	22.380	0.300	0.389
		N-S	499.000	39874.273	18410.549	67.033	7.410	7.070	9.380	0.160	0,440
Hussien Dey	30	E-W	266.400	18195.163	10191.029	37.784	6.880	9.870	14.200	0.120	0.591
		N-S	228.200	17672.096	8632.657	31.905	7.410	15.610	14.760	0.100	0.453
Tizi-Ouzou	30	E-W	195.200	23137.797	24288.81	27.961	4.450	1.090	2.280	0.140	0.272
		N-S	188.700	6321.263	2233.737	39.629	6.240	6.080	19.300	0.120	0.178
Azazga	42	E-W	118.800	13689.966	4142.914	24.663	8.910	20.380	27.120	0.160	0.786
		N-S	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Blida	66	E-W	539.700	26860.743	8584.476	64.422	7.670	7.310	22.380	0.300	0.389
		N-S	499.00	39874.273	18410.59	67.033	7.410	7.070	9.380	0.160	0.440
Afroune	81	E-W	164.00	4888.201	431.729	11.911	17.950	17.980	16.920	0.120	0.236
		N-S	90.890	5249.406	311.165	8.383	18.580	16.930	16.830	0.260	0.287
Hammam righa	100	E-W	105.000	10210.999	5083.068	21.957	18.240	28.650	26.770	0.700	0.607
		N-S	73.480	12249.918	7606.004	16.786	14.700	14.800	18.960	0.380	0.649
Meliana	121	E-W	30.690	2234.642	2393.132	6.417	6.660	13.230	19.520	0.160	0.403
		N-S	25.650	1895.597	616.738	5.583	6.420	6.480	8.600	0.300	0.442
Ain Defla	140	E-W	32.990	1537.432	1830.799	5.922	4.390	18.760	17.890	0.220	0.327
		N-S	24.340	1332.152	3293.169	5.167	3.770	9.940	21.840	0.240	0.378

II.3 Calcul de spectre réponse élastique avec logiciel Seismo-Spect

II-3-1-la construction d'un spectre

Dans cette étape, à l'aide de logiciel SeismSpectre, on a tracé les spectres de réponse moyenne d'accélération avec un amortissement ($\xi=7\%$), pour chaque groupe des signaux classés selon la distance épical (R) comme indiqué au Tableau (II.1). Pour but de sélectionner le spectre de réponse correspondant aux spécifications du site d'implantation de structure étudiée (site ferme S_2 , zone IIa et groupe d'usage 2, $Q=1$, $R=1$)

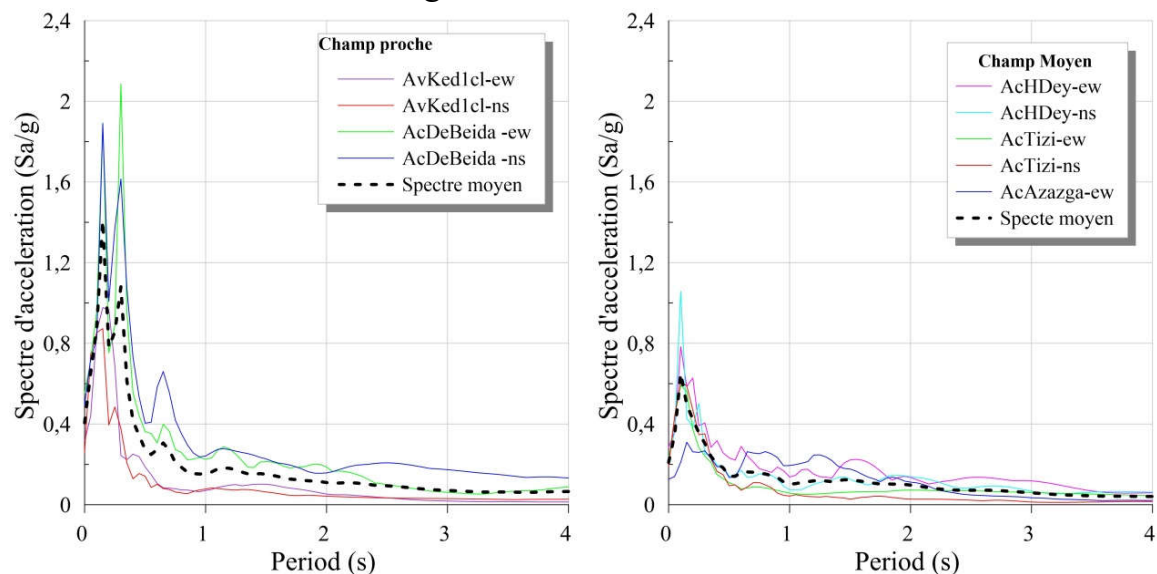
II-3-2-Les Accélérogrammes étudiés

Pour notre étude, on a choisi les accélérogrammes montrés dans la Figure (II.) qu'ont été enregistrés au cours des séismes indiqués dans le Tableau (II-1) : Boumerdes 2003. Afin de traiter tous les paramètres de mouvement du sol qu'on peut les extraire de ces accélérogrammes.

- Un accélérogramme (considéré comme séisme proche).
- Un accélérogramme (considéré comme séisme Moyenne).
- Un autre (considéré comme séisme lointain).

Nous avons généré plusieurs accélérogrammes avec le spectre élastique moyen.

Ceux-ci sont illustrés sur la figure II.2



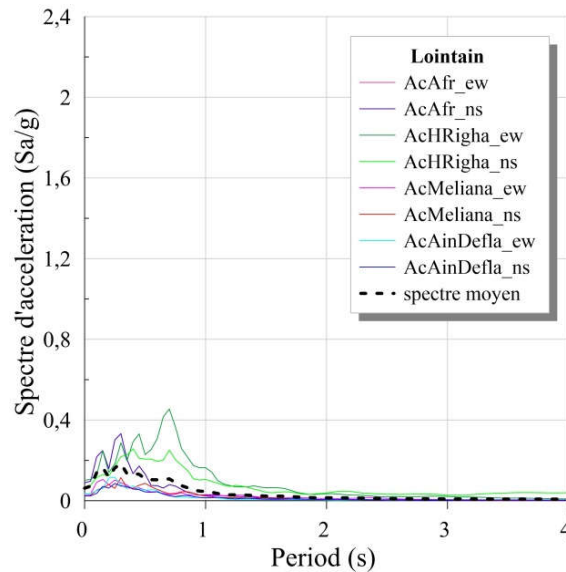


Figure II.4: Spectre de réponse élastique de séisme de Boumerdes pour : (a) champ proche, (b) champ moyen, (c) champ lointain

Commentairesch2

D'après l'observation du figure (II.4) qui représente les spectres de réponse moyennes d'accélération pour chaque groupe de signaux ; champ proche ($R < 20$ km), champ moyen ($20 < R < 50$ km) et champ lointain ($R > 50$ km). On déduire que :

- Les valeurs des spectres de réponse d'accélération, diminuent de manière significative, à mesure que l'emplacement des stations s'éloigne de la source sismique. Donc on trouve toujours les valeurs maximales d'accélération dans les spectres générés par les signaux classés aux champs proches.
- Les valeurs maximales d'accélération sont limitées à des petites périodes (hautes fréquences) $T < 0,5$ s, dans toutes les classes. Cela confirme que les stations sont installées sur des sites ferme ou rocheux.

II.4 Présentation de choix des données accélérométriques

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps, nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement. Les accélérogrammes utilisés pour le dimensionnement sont habituellement classés en trois catégories :

- Accélérogrammes réels enregistrés lors de tremblement de terre.
- Accélérogrammes synthétiques générés à partir de modèles de ruptures ou glissement de faille.
- Accélérogrammes artificiels générés de façon à correspondre à un spectre de réponse désiré.

Lors de la conception des systèmes résistant aux charges sismiques, l'ingénieur opte habituellement, en raison de sa simplicité, pour une analyse par la méthode statique équivalente. Certaines structures ne peuvent pas être soumises à ce type d'analyse, car le Code européens

(Eurocode 8), indique que, pour y avoir droit, la structure doit respecter certaines conditions.

Accélérogrammes réels :

Ce type d'accélérogramme se rencontre tout d'abord dans le cas de codes nationaux, pour des pays de petite superficie et tels que les caractéristiques géologiques, puissent être considérées comme uniformes sur l'entièreté du territoire. Les accélérogrammes enregistrés peuvent ainsi être utilisés pour le dimensionnement d'une structure. La plupart des pays dispose de ce type d'information. Si un accélérogramme est nécessaire, il faudra soit en trouver un dans un pays voisin, soit avoir recours à la génération. Dans d'autres pays, les normes en vigueur ne permettent pas d'employer des accélérogrammes artificiels ou synthétiques.

L'autre cas fréquent d'utilisation d'accélérogrammes réels se rencontre dans le cas du dimensionnement d'une structure pour une étude plus poussée peut être entreprise en ce qui concerne le risque sismique : type de faille, distance par rapport au plan de faille, profondeur focale, etc.

Accélérogrammes synthétiques :

Ce type d'accélérogramme est obtenu à partir de considérations géologiques du site étudié. L'accélérogramme est généré à partir d'un schéma de rupture le long d'une faille. En raison de son évidente complexité au niveau des informations nécessaires à l'obtention de résultats cohérents, cette technique n'est employée que lors de projets spécifiques par leur importance ou par leur géologie locale.

Les accélérogrammes artificiels :

Ce type d'accélérogrammes à partir d'un processus aléatoire, est généré de façon telle que son spectre de réponse élastique corresponde au spectre de projet (le spectre cible). Puisqu'un spectre est la seule donnée nécessaire à la génération d'un accélérogramme, cette méthode s'avère être la plus rapide quand aucun enregistrement n'est disponible pour la zone sismique considérée.

II.5 Facteurs à considérer pour le choix d'un accélérogramme

La nature des accélérogrammes dépend d'un certain nombre de facteurs :

- La magnitude du séisme ;
- La distance de la source de libération d'énergie ;
- Les caractéristiques géologiques du terrain le long du trajet de la transmission d'onde ;
- Le mécanisme de la source et les conditions locales du sol.

On distingue deux types d'accélérogrammes utilisés dans les calculs :

- Des accélérogrammes naturels enregistrés sur des sites ;
- Des accélérogrammes artificiels (synthétiques), qui tiennent compte de la géologie locale, c'est-à-dire déterminés par le calcul pour que le spectre d'oscillateur soit très voisin du spectre donné. L'établissement des accélérogrammes comporte donc une grande part d'approximation

II.6 Paramètres caractéristiques du mouvement sismique Forts

On peut caractériser un séisme par différents paramètres :

Magnitude M (échelle de RICHTER) :

C'est une évaluation de l'énergie libérée au foyer. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée.

Le foyer peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée.

- La magnitude des ondes de volume M_b
- La magnitude des ondes de surface (M_s)
- La magnitude du moment sismique (M_w)

L'intensité I (échelle de MERCALLI) :

C'est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative.

L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.

La durée

C'est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

Le foyer

Le point à partir duquel la rupture est initiée, c'est bien l'origine de la rupture des roches en profondeur, il va s'étendre rapidement jusqu'à atteindre la faille. Le foyer peut se situer à des profondeurs de l'ordre de 700 km [11].

Les failles sont classées en trois types principaux : faille normale, faille inverse, faille de décrochement

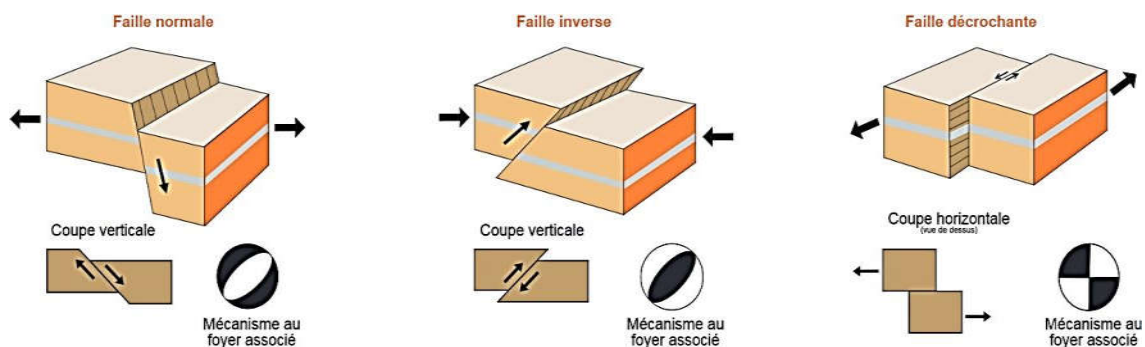


Figure II.6 : Schéma représente les trois principaux mécanismes de rupture au foyer

L'épicentre géométrique

Il représente la projection verticale du foyer sur la surface libre.

L'épicentre d'observation

Représente le site où se produit le maximum du dégât durant un évènement sismique, il n'est pas obligatoirement confondu avec l'épicentre géométrique.

La distance focale

Elle représente la distance qui sépare le site et le foyer.

La distance épacentrale :

C'est une distance qui sépare un site de l'épicentre géométrique.

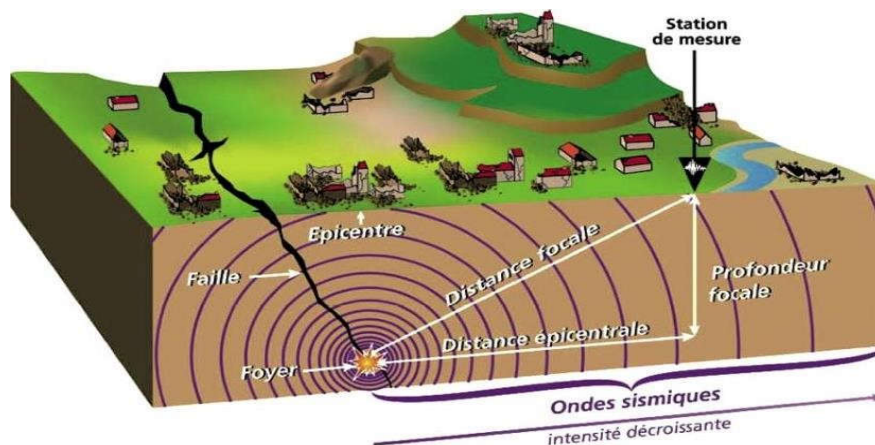


Figure II.7 : Schéma représente les Paramètres de source sismique

II.6.1 Comparaison entre spectre moyen et le spectre référentiel RPA 99

Les règlements parasismiques définissent des spectres de réponse de calcul qui dépendent de la classe de risque des ouvrages, de la zone sismique et du site... etc. Selon les règles parasismiques algériennes RPA (99/2003), le spectre de réponse de calcul en fonction de la période T, se calcul à l'aide des relations suivantes :

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T^2}{T_2} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T^2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T \geq 3,0 \end{cases}$$

Avec :

g : La constant gravitationnelle.

A : Coefficient d'accélération de la zone.

$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$: Facteur de correction d'amortissement (si $\xi \neq 5$).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

T_1, T_2 : période caractéristique associées à la catégorie du site, donnée par le tableau (4.7) du RPA99/2003.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives.

Les spectres réglementaires élastique (RPA 2003) caractérisé par les propriétés de site d'implantation (zone IIa, site S2, importance d'ouvrage 1A, $Q=1$, $\xi =7\%$, $R= 1$

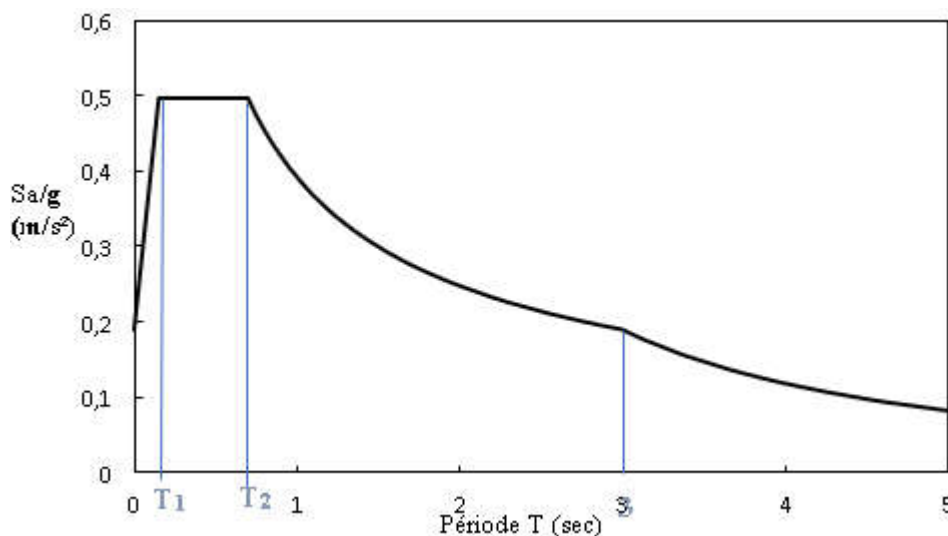


Figure II.8: spectre de réponse selon élastique en accélération RPA 99/version2003

Il se compose de 4 parties :

- Si ($0 \leq T \leq T_1$): l'allure de spectre est une ligne droite ($a x + b$) avec $b = \ddot{u}_g(t)$.
- Si ($T_1 \leq T \leq T_2$): le spectre devient un palier des valeurs (Sa/g) constantes.
- Si ($T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$): La forme du spectre passe à une courbe parabolique décroissante.
- Si ($T > 3 \text{ s}$): La pente de la courbe parabolique est modifiée à une pente plus raide.

Les paramètres influences sur le spectre (RPA 99/2003) :

- Coefficient d'accélération de zone A
- Coefficient de comportement global de la structure R
- Facteur de correction d'amortissement ξ
- Facteur de qualité Q

On a deux spectres réglementaires du RPA99 version 2003 : spectre avec $R=1$

Et spectre avec $R=3,5$

On va faire la Comparaison entre le spectre élastique du séisme de Boumerdes 2003 et le spectre réglementaire du RPA99 version 2003

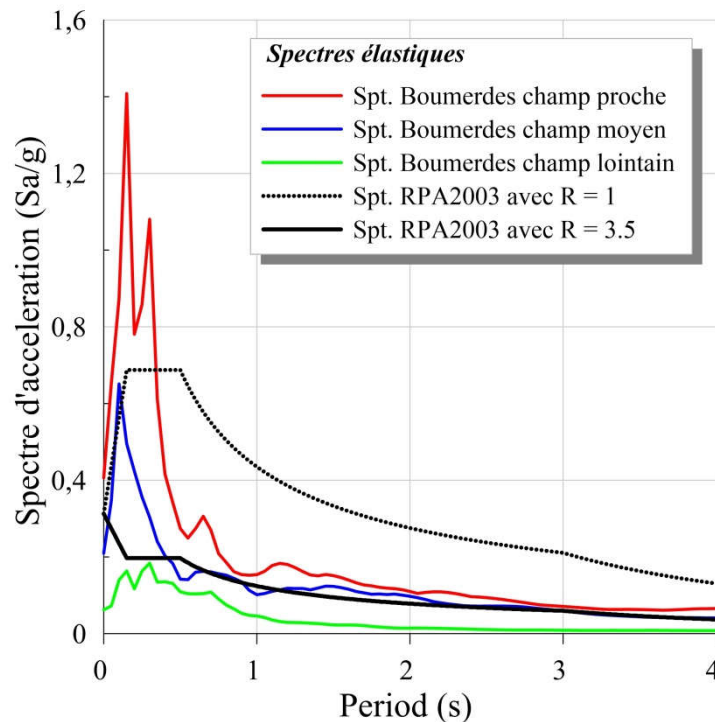


Figure II.9 : Comparaison entre le spectre élastique du séisme de Boumerdes 2003 et le spectre réglementaire du RPA99 version 2003.

Commentaires

D'après l'observation de La figure (II .9) on déduire que :

- Les niveaux élastiques prévus par le règlement sont amplement dépassés.
- Les valeurs de spectre moyen d'accélération classé au (champ proche) sont le plus proche au spectre élastique (RPA99 2003) avec ($R=1$) par rapport aux autres spectres classés au (champ moyen et lointain).
- Les valeurs de spectre moyen d'accélération classé au (champ moyen) sont le plus proche au spectre élastique (RPA99 2003) avec ($R=3,5$) par rapport aux autres spectres classés au (champ proche et lointain).
- Le spectre réglementaire RPA99 2003 ($R=1$ et $R=3,5$), n'enveloppe pas la totalité des valeurs de spectre d'accélération

Champ proche :

Où on trouve dans les petites périodes ($T < 0.2$ S) des valeurs d'accélération dépassent les amplitudes limitées par le spectre réglementaire.

D'autre part dans les périodes $T > 0.2$ s, les valeurs du spectre réglementaire dépassent largement les accélérations du spectre.

Champ moyen :

Où on trouve dans les petites périodes ($T < 0.2$ S) des valeurs d'accélération dépassent les amplitudes limitées par le spectre réglementaire, RPA99 2003 ($R=3,5$)

D'autre part dans les périodes $T > 0.2s$, les valeurs du spectre réglementaire sont très proches les accélérations du spectre.

Les spectres générés par les signaux classés aux champs proches sont les plus identiques à la spécification de notre site d'implantation.

Les paramètres du spectre réglementaire ont été choisis en correspondance avec les caractéristiques qu'été enregistrées au cours du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdés. Notamment en ce qui concerne l'accélération de zone et le type de sol.

II. 7. Conclusion

A partir de l'étude faite dans ce chapitre, on peut faire ressortir les points suivants :

Durant la construction de spectre réel, on constate que :

- Les valeurs maximums d'accélération, situés généralement dans les spectres générés par les signaux classés aux champs proches.
- Les stations installées sur des sites ferme ou rocheux ont des valeurs maximales d'accélération limitées à des petites périodes (hautes fréquences) $T < 0.5 s$, dans tous les champs (proche ; moyen et lointain)
- Les spectres générés par les signaux classés aux champs proches sont les plus identiques à la spécification de notre site d'implantation.

D'après l'étude comparative entre le spectre élastique réel dans les trois champs (moyenne, lointain, proche) du séisme de Boumerdes 2003 et le spectre règlementaire du RPA99 version 2003 on constate :

- Les résultats obtenus montrent que la valeur de l'accélération constaté pour le spectre élastique (proche) est plus grande que pour les autres spectres RPA et les spectres élastique (moyen, lointain) dans les périodes comprises entre 0 et 0,2 s.
- Les spectres générés par les signaux classés aux champs proches sont les plus identiques aux spécifications de notre site d'implantation.
- Spectre règlementaire doit envelopper toutes les réponses maximales résultant de futurs séismes potentiels dans une région donnée, sur la base de données sismiques historiques.

Le règlement RPA 2003 assure ces exigences par une formule mathématique dépend à des facteurs parmi eux : nous trouvons les facteurs (site, la zone sismique) liés au position lieu de construction, et d'autres (facteur de comportement R ; de qualité Q ; de correction d'amortissement (R) liés aux caractéristiques de la structure et leur comportement sous un charge dynamique, et le facteur d'accélération de zone (A) qui dépend à l'importance d'ouvrage et la zone sismique.

Chapitre III

***RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
SUR SPECTRE INÉLASTIQUE***

III.1. INTRODUCTION

Mouvements du sol subissent des déformations inélastiques. La modélisation du comportement doit dans ce cas se faire dans le domaine non-linéaire. Les structures soumises à de forts, et la connaissance à tout instant de l'état de sollicitation régnant dans la structure constitue également une étape importante dans l'analyse dynamique des structures. Pour mener une analyse de la réponse dynamique des structures soumises de forts mouvements du sol, il est important de bien définir l'action sismique d'une part, et de choisir le modèle qui puisse représenter au mieux le comportement réel de la structure, ainsi que la méthode de résolution la plus performante et la plus facile à implémenter d'autre part.

En général, les structures ont un comportement élastique lorsqu'elles sont soumises à des mouvements de faible intensité, 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 non-linéaire (ductile). Pour avoir la réponse à une excitation sismique d'un système 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 élastoplastique consiste à localiser la déformation non-linéaire en certains points et idéaliser la courbe Force-Déplacement du matériau par des segments de droites. Quand un bâtiment est soumis à un séisme destructif, la non-linéarité intervient, en laissant la possibilité aux structures de sortir du domaine élastique.

Le spectre de réponse élastique obtenu à partir de l'amplification de réponse maximale du mouvement du sol exprimée en accélération, vitesse et déplacement de l'effet de résonance.

Le spectre d'inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure.
- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable fonction de la période de vibration de la structure connu comme facteur de comportement (R ou Q) afin de considérer la déformation inélastique de la structure.

Le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élastoplastique à un seul degré de liberté à un mouvement du sol. Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, période de vibration, etc.

Dans les trois cas, le spectre de réponse inélastique est obtenu en divisant le spectre élastique par le coefficient (R).

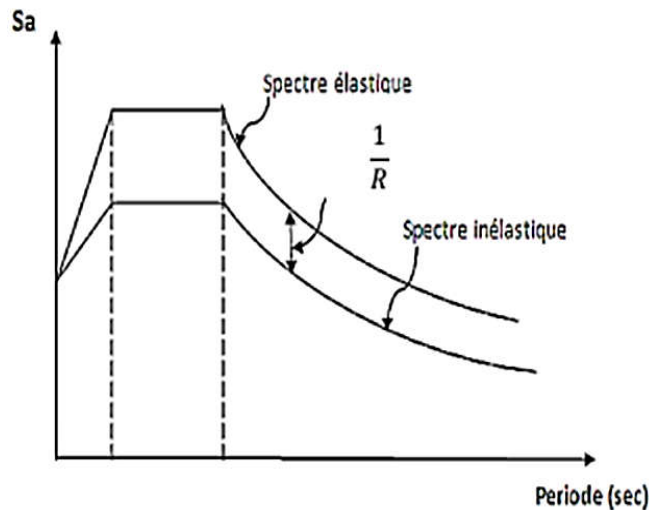


Figure III.1 Représentation du spectre élastique et spectre inélastique

III.2. Méthodes de calcul non-linéaire des structures en cas de réponse inélastique

Nous avons montré que le pic de cisaillement de base induit dans un système linéairement élastique par le mouvement du sol est : $Vb = (A/g).W$ où W est le poids du système et A est l'ordonnée du spectre de pseudo-accélération correspondant à la période de vibration naturelle.

Cependant, la plupart des bâtiments sont conçus pour un cisaillement de base inférieur au cisaillement de base élastique associé aux secousses les plus fortes pouvant se produire sur le site. Cela ressort clairement de la figure III.2, dans laquelle le coefficient de cisaillement de base est (A/g).

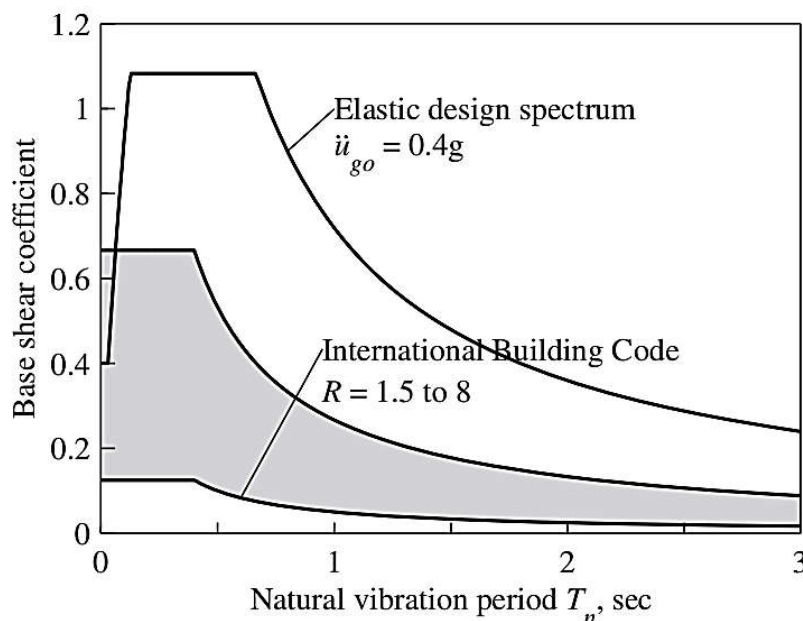


Figure III.2: Comparaison de coefficients de cisaillement de base du spectre de calcul élastique et le spectre réglementaire du Code international du bâtiment.

A partir du spectre de conception mis à l'échelle de 0,4 pour correspondre à l'accélération maximale du sol de 0,4g, est comparé au coefficient de cisaillement de base spécifié dans le Code international du bâtiment. Cette disparité implique que les bâtiments conçus pour les forces du code seraient déformés au-delà de la limite du comportement linéairement élastique lorsqu'ils sont soumis aux mouvements du sol représentés par le spectre de conception de 0,4g.

Il ne faut donc pas s'étonner que les bâtiments subissent des dommages lors de secousses intenses. Cependant, si un tremblement de terre cause des dommages trop importants pour être réparés économiquement ou s'il provoque l'effondrement d'un bâtiment, la conception était manifestement défectueuse.

Le défi pour l'ingénieur est de concevoir la structure de manière à ce que les dommages soient contrôlés à un degré acceptable.

La réponse des structures se déformant dans leur domaine inélastique lors d'un tremblement de terre intense est donc d'une importance centrale en génie parasismique. Ce chapitre traite de ce sujet important. Après introduction du système élasto-plastique et des paramètres décrivant le système, l'équation du mouvement est présentée et les différents paramètres décrivant le système et l'excitation sont identifiés.

III.2.1. Relations force-déformation

III.2.1.1 Tests de laboratoire

Depuis les années 1960, des centaines d'essais en laboratoire ont été effectués pour déterminer le comportement force-déformation des composants structurels dans des conditions sismiques. Lors d'un séisme, les structures subissent un mouvement oscillatoire avec inversion de la déformation. Des essais cycliques simulant cette condition ont été menés sur des éléments structuraux, des assemblages d'éléments, des modèles de structures à échelle réduite et sur de petites structures à grande échelle. Les résultats expérimentaux indiquent que le comportement force-déformation cyclique d'une structure dépend du matériau structurel (Fig.III.2) et du système structurel. Les graphiques force-déformation montrent des boucles d'hystérésis sous des déformations cycliques en raison du comportement inélastique.

Depuis les années 1960, de nombreuses études de simulation informatique se sont concentrées sur la réponse sismique des systèmes SDF avec leur comportement force-déformation défini par des versions idéalisées de courbes expérimentales, comme dans la Fig.III.2. Pour ce chapitre, le comportement force-déformation idéalisé le plus simple est choisi.



(a)

(b)

Figure III.3 : L'Imperial County Services Building de six étages était surchargé par le tremblement de terre du 15 octobre 1979, Californie. Le bâtiment est situé à El Centro, à 9 km de la faille causale avec une magnitude de 6,5 ; l'accélération maximale du sol près du bâtiment était de 0,23g. Les poteaux en béton armé du premier étage étaient surchargés en haut et en bas avec une articulation partielle. Les quatre poteaux à l'extrémité droite ont été brisés au niveau du sol, ce qui a fait tomber l'extrémité du bâtiment d'environ 6 pouces. Le bâtiment a été démoli. (Gracieuseté de KV Steinbrugge Collection, Earthquake Engineering Research Center, Université de Californie à Berkeley.)



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure III.4 : La tour O'Higgin, construite en 2009, composée d'un plan de cisaillement asymétrique de 21 étages en béton armé et un système de résistance à la verticale qui est très irrégulier en hauteur. Situé à CONCEPCION, à 65 miles de la pointe de la rupture initiale de la faille provoquant le séisme de magnitude 8,8 au large de la région de Maule, au Chili, le 27 février 2010, le bâtiment a connu de très fortes secousses. Les dommages étaient si importants y compris l'effondrement de son 12^{ème} étage, le bâtiment devrait être démolé : (a) face est ; (b) face sud-est; (c) face sud; et (d) face sud-est : trois étages supérieurs et salle des machines.



(b)



(a)

Figure III.5 : Centre de soins psychiatriques : (a) avant et (b) après le séisme de San Fernando, California, de magnitude 6,4 le 9 février 1971. Le système structurel de ce bâtiment en béton armé à deux étages était un portique résistant aux moments. Cependant, les murs de maçonnerie ajoutés au deuxième étage augmentaient considérablement la rigidité et la

résistance de cet étage. Le premier étage du bâtiment s'effondre complètement. (National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.)

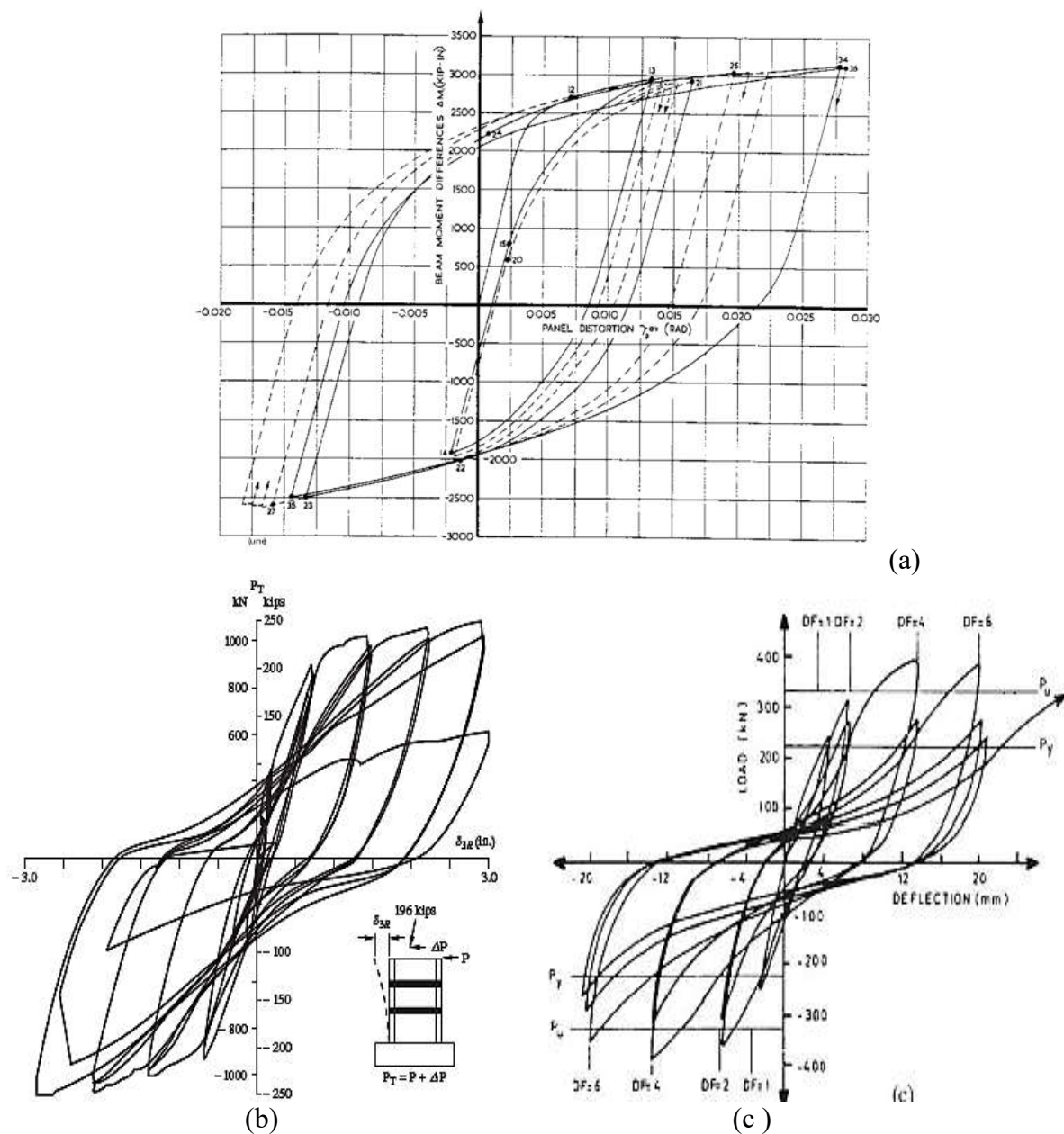


Figure III.6 : Relations force-déformation pour les composants structurels dans différents matériaux (a) acier de construction (de H. Krawinkler, VV Bertero et EP Popov, « Inelastic Behavior of Steel Beam to Column Subassemblages », Rapport n° EERC 71-7, Université de Californie, Berkeley, 1971) ; (b) béton armé [extrait de EP Popov et VV Bertero, « On Seismic Behavior of Two R/C Structural Systems for Tall Buildings », dans Mécanique des structures et géotechnique (éd. WJ Hall), Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1977]; (c) la maçonnerie [de MJN Priestley, « Maçonnerie », dans Conception de structures parasismiques (éd. E. Rosenblueth), Pentech Press, Plymouth, Royaume-Uni, 1980].

III.2.2 Idéalisat on  lastoplastique

Considérons la relation force-déformation d'une structure lors de son chargement initial illustrée à la Figure III.7. Il est commode d'idéaliser cette courbe inélastique parfaitement plastique par relation force-déformation car cette approximation permet, comme nous le verrons plus loin, le développement de spectres de réponse d'une manière similaire aux systèmes linéairement élastiques.

L'approximation élasto-plastique de la courbe force-déformation réelle est dessinée, comme le montre la Fig. III.7, de sorte que les aires sous les deux courbes soient les mêmes aux valeurs choisies pour le déplacement maximum u_m . Lors du chargement initial, ce système idéalisé est linéairement élastique avec une rigidité k tant que la force est inférieure à f_y . Le rendement commence lorsque la force atteint f_y , la limite d'élasticité. La déformation à laquelle commence la plastification est u_y . La flexion s'effectue à force constante f_y (c'est-à-dire que la rigidité est nulle).

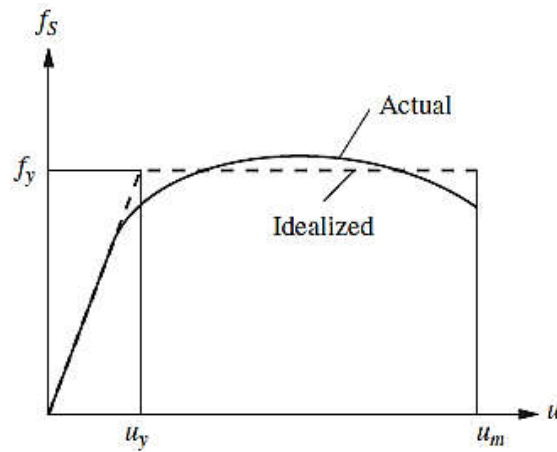


Figure III.7 : Courbe de force-déformation lors du chargement élasto-plastique. (Idéalisation réelle)

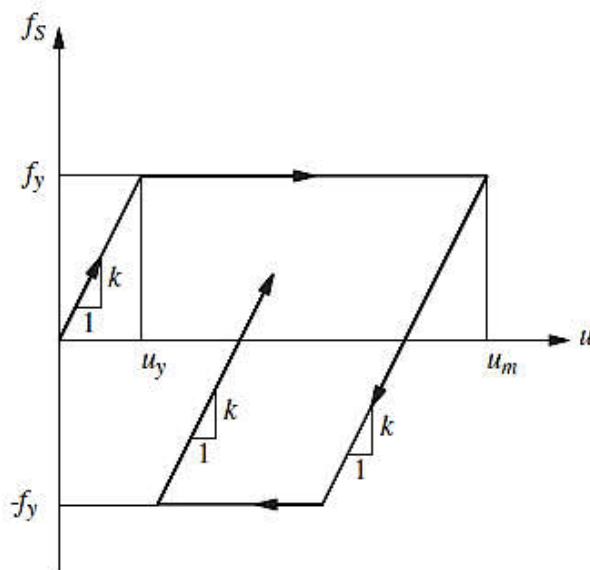


Figure III.8 : relation élastoplastique force-déformation.

La figure III.8 montre un cycle typique de chargement, déchargement et rechargement pour un élasto-système plastique. La limite d'élasticité est la même dans les deux sens de déformation. Le déchargement à partir d'un point de déformation maximale s'effectue le long d'un chemin parallèle à la branche élastique initiale. De même, le rechargement à partir d'un point de déformation minimale s'effectue le long d'un chemin parallèle à la branche élastique initiale. La relation force-déformation cyclique dépend du chemin ; pour la déformation u au moment t la force de résistance f_s dépend de l'histoire antérieure du mouvement du système et si la déformation augmente actuellement ou décroissant. Ainsi, la force résistante est une fonction implicite de la déformation : $f_s = f_s(u)$.

III.2.3 Système linéaire correspondant

Il est souhaitable d'évaluer la déformation maximale d'un système élastoplastique due au mouvement du sol sismique et de comparer cette déformation à la déformation maximale causée par la même excitation dans le système linéaire correspondant. Ce système élastique est défini comme ayant la même raideur que la raideur du système élastoplastique lors de son chargement initial ; voir la figure III.9. Les deux systèmes ont la même masse et le même amortissement. Par conséquent, la période de vibration naturelle du système linéaire correspondant est la même que la période de l'élastoplastique système subissant de petites ($u \leq u_y$) oscillatoires. Aux plus grandes amplitudes de mouvement, la période de vibration naturelle n'est pas définie pour les systèmes inélastiques.

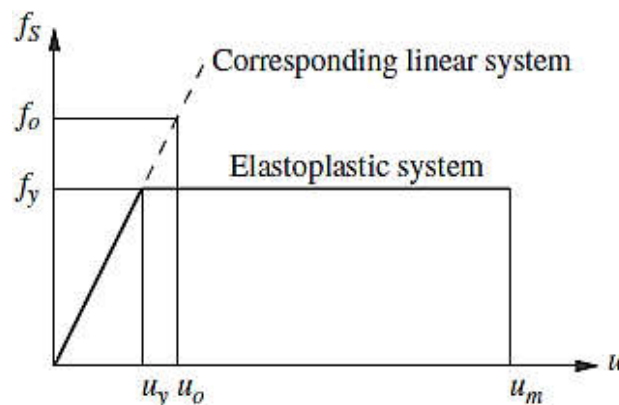


Figure III.9: Système élastoplastique et ses systèmes linéaires correspondant

III.3. Rendement normalisé, facteur de réduction de la résistance au rendement et facteur de ductilité

La limite d'élasticité normalisée \bar{f}_y d'un système élastoplastique est définie comme :

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_0} = \frac{u_y}{u_0} \quad (\text{III.3.1})$$

Où f_0 et u_0 sont les valeurs maximales de la force de résistance et de la déformation induites par le séisme, respectivement, dans le système linéaire correspondant. (Par souci de concision, la notation f_0 a été utilisé à la place de f_{s0} .)

La deuxième partie de l'Eq. (III.3.1) est évidente car $f_y = k u_y$ et $f_0 = k u_0$. Nous pouvons interpréter f_0 comme la résistance minimale requise pour que la structure reste linéairement élastique pendant le mouvement du sol. Normalement, une limite d'élasticité pondérée inférieure à l'unité implique que la limite d'élasticité du système est inférieure à la résistance minimale requise pour que le système reste élastique pendant le mouvement du sol. Un tel système cédera et se déformera dans la plage inélastique. La limite d'élasticité normalisée d'un système qui reste linéairement élastique est égale à l'unité car un tel système peut être interprété comme un système élastoplastique avec $f_y = f_0$. Ce système se déformera exactement jusqu'à la déformation élastique pendant le mouvement du sol.

Alternativement, f_y peut être lié à f_0 à travers un facteur de réduction de la limite d'élasticité R_y défini par :

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (\text{III.3.2})$$

Évidemment, R_y est la réciproque de f_y ; R_y est égal à 1 pour les systèmes linéairement élastiques et R_y supérieur à 1 implique que le système n'est pas assez solide pour rester élastique pendant le mouvement du sol. Un tel système cédera et se déformera dans la plage inélastique.

Le pic, ou le maximum absolu (sans égard au signe algébrique), la déformation de le système élastoplastique dû au mouvement du sol est noté u_m . Il est significatif de normaliser u_m par rapport à la déformation élastique du système :

$$u = \frac{u_m}{u_y} \quad (\text{III.3.3})$$

Ce rapport sans dimension est appelé le facteur de ductilité. Pour les systèmes déformant dans le domaine inélastique, par définition, u_m dépasse u_y et le facteur de ductilité est supérieur à l'unité.

Le système linéaire correspondant peut être interprété comme un système élastoplastique avec $f_y = f_0$, ce qui implique que le facteur de ductilité est l'unité. Plus tard, nous rapportons les déformations maximales u_m et u_0 des systèmes élastoplastiques et linéaires correspondants. Leur rapport peut être exprimé comme :

$$\frac{u_m}{u_y} = u \bar{f}_y = \frac{u}{R_y} \quad (\text{III.3.4})$$

Cette équation découle directement des équations. (III.3.1) à (III.3.3).

III.3.1. Equation du mouvement et les paramètres de calcul

L'équation régissant un système inélastique, se répète ici pour plus de commodité :

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + f_s(u) = -m \ddot{u}_g(t) \quad (\text{III.3.1})$$

Où la force de résistance $F_s(u)$ pour un système élasto-plastique est illustré à la Fig.III.7. L'équation (1) sera résolue numériquement en utilisant les procédures pour déterminer $u(t)$.

Les résultats de réponse présentés dans la méthode de l'accélération moyenne en utilisant un pas de temps $\Delta t = 0,02$ s, qui a été subdivisée pour détecter la transition des branches élastiques aux branches plastiques, et vice versa, dans la relation force- déformation

Pour un donné $\ddot{u}_g(t)$, $u(t)$ dépend de trois paramètres système : ω_n , ζ et u_y , en plus de la forme de la relation force-déformation ; ici la forme élasto-plastique a été choisi. Pour démontrer ce fait, l'équation. (1) est divisé par m obtenir :

$$\ddot{u} + 2 \zeta \omega_n \dot{u} + A\ddot{u}(t) + \omega_n^2 u_y \bar{f}_S (u) = - \ddot{u}_g(t) \quad . \quad (III.3.2)$$

Où :

$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad ; \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad ; \quad \bar{f}_S (u) = \frac{f_S(u)}{f_y} \quad (III.3.3)$$

Il ressort de l'équation. (III.3.2) que $u(t)$ dépend de w_n , ζ , et u_y . La quantité w_n est la fréquence naturelle ($T_n = 2\pi/w_n$ est la période naturelle) du système inélastique vibrant dans son domaine d'élasticité linéaire (c'est-à-dire, $u \leq u_y$). C'est aussi la fréquence naturelle du système linéaire. Nous ferons également référence à w_n et T_n comme la fréquence des petites oscillations et la période des petites oscillations, respectivement, du système inélastique. De la même manière, ζ est le rapport d'amortissement de système basé sur l'amortissement critique ($2m\omega_n$) du système inélastique vibrant dans son domaine d'élasticité linéaire. C'est aussi le taux d'amortissement du système linéaire correspondant. Les fonction $f_S(u)$ décrit la relation force-déformation sous une forme partiellement sans dimension, comme le montre la figure III.9 (a)

Pour un donné $\ddot{u}_g(t)$, le facteur de ductilité u dépend de trois paramètres système : ω_n , ζ , et \bar{f}_y ;

- rappeler que \bar{f}_y est la limite d'élasticité normalisée du système élastoplastique. Ceci peut être démontré comme suit. Tout d'abord, l'éq. (III.3.2) est réécrit en termes de

$$u (t) = u (t) / u_y .$$

Substitution $u (t) = u_y u(t)$, $\dot{u} (t) = u_y \dot{u} (t)$ et $\ddot{u}(t) = u_y \ddot{u}(t)$

dans l'éq. (III.3.2) et diviser par u_y

donne : $\ddot{u} + 2 \zeta w_n^2 u_y \bar{f}_S (u) = -w_n \ddot{u}_g(t)/a_y \quad (III.3.4)$

où $a_y = f_y/m$ peut être interprété comme l'accélération de la masse nécessaire pour produire la force de rendement f_y , et $\bar{f}_S (u)$ est la relation force-déformation sous forme sans dimension (Fig. III.9.b).

Le rapport d'accélération $\ddot{u}_g(t)/ a_y$ est le rapport entre l'accélération au sol et une mesure de la limite d'élasticité de la structure. L'équation (III.3.4) indique que le doublement les

accélérations au sol $\ddot{u}_g(t)$ produira la même réponse $u(t)$ comme si la limite d'élasticité avait été réduite de moitié.

Deuxièmement, nous observons à partir de l'équation. (III.3.4) que pour une donnée $\ddot{u}_g(t)$ et formulaire pour $\bar{f}_y(u)$, dire élastoplastique, $u(t)$ dépend de w_n , ζ , et a_y . À son tour, a_y dépend de w_n , ζ , et \bar{f}_y ; ceci peut être montré en substituant l'Eq. (III.3.1) dans la définition $a_y = f_y/m$ obtenir $a_y = w_n^2 u_0 \bar{f}_y$, et notant que le pic de déformation u_0 du système linéaire correspondant dépend de w_n et ζ . Nous avons maintenant démontré que pour un temps donné $\ddot{u}_g(t)$, u dépend de w_n , ζ , et \bar{f}_y .

III.4. Construction du spectre de réponse à ductilité constante

La procédure pour construire le spectre de réponse pour les systèmes élastoplastiques correspondant à des niveaux spécifiés de facteur de ductilité est résumée en une séquence d'étapes :

1. Définir numériquement le mouvement du sol $\ddot{u}_g(t)$.
2. Sélectionnez et fixez le taux d'amortissement ζ pour lequel le spectre doit être tracé.
3. Sélectionnez une valeur pour Tn .
4. Déterminer la réponse $u(t)$ du système linéaire avec Tn et ζ égal aux valeurs choisies. De $u(t)$ déterminer la déformation maximale u_0 et la force maximale $f_0 = ku_0$. De tels résultats pour $Tn = 0,5$ s et $\zeta = 5\%$ sont montrés dans la Fig.III.10a.
5. Déterminer la réponse $u(t)$ d'un système élastoplastique avec le même Tn et ζ et la force de rendement $f_y = \bar{f}_y f_0$, avec un sélectionné $\bar{f}_y < 1$. De $u(t)$ déterminer la déformation maximale u_m et le facteur de ductilité associé de l'Eq. (6.4). Répétez une telle analyse pour suffisamment de valeurs de \bar{f}_y pour développer des points de données (\bar{f}_y , u) couvrant la plage de ductilité d'intérêt. De tels résultats sont montrés dans la Fig.III.10. Pour $\bar{f}_y = 0,5, 0,25$ et $0,125$, qui fournissent trois points de données pour le $Tn = 0,5$ cas sur la figure III.11

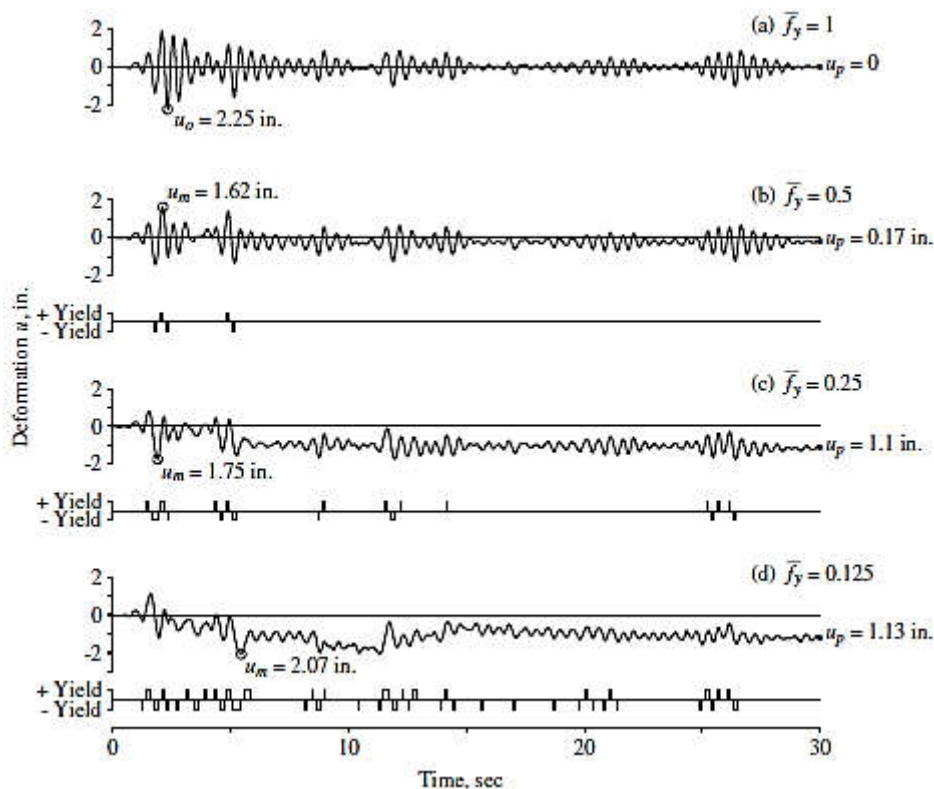


Figure III.10 : Réponse à la déformation et à la plastification de quatre systèmes dus au mouvement du sol El Centro ; $T_n = 0.5$ sec, $\zeta = 5\%$; et $f_y = 1, 0.5, 0.25,$ et 0.125 .

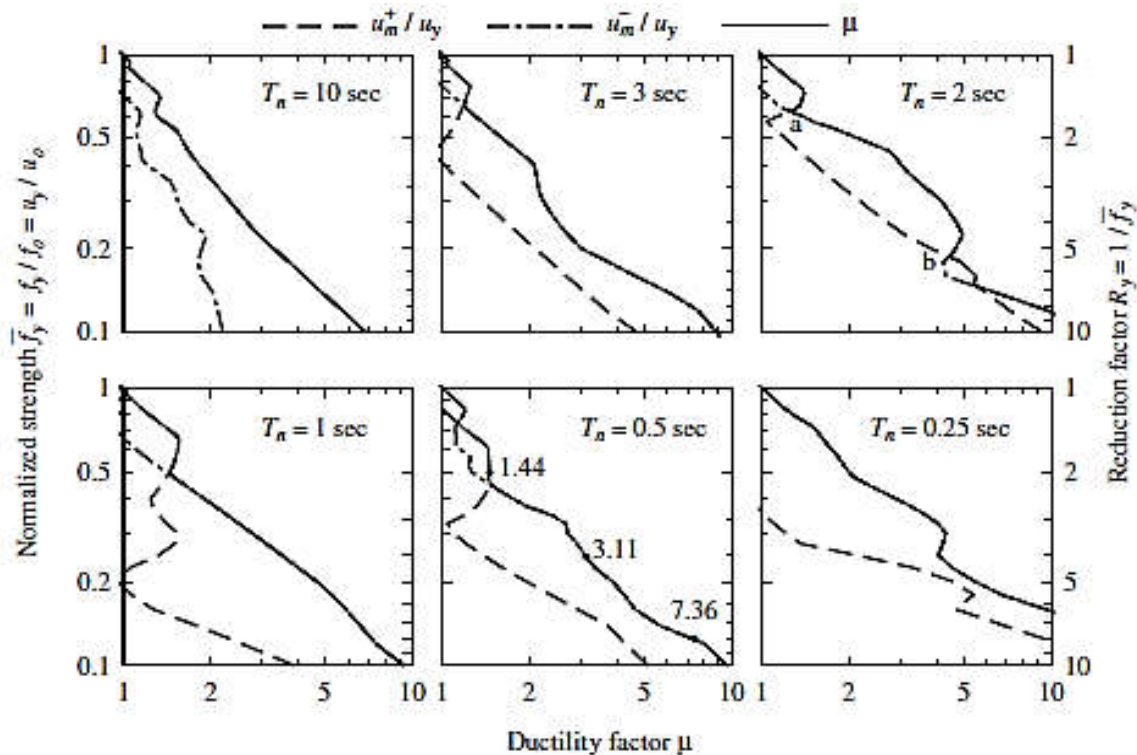


Figure III.11 : Relation entre la résistance normalisée (ou facteur de réduction) et le facteur de ductilité dû au mouvement du sol El Centro ; $\zeta = 5\%$

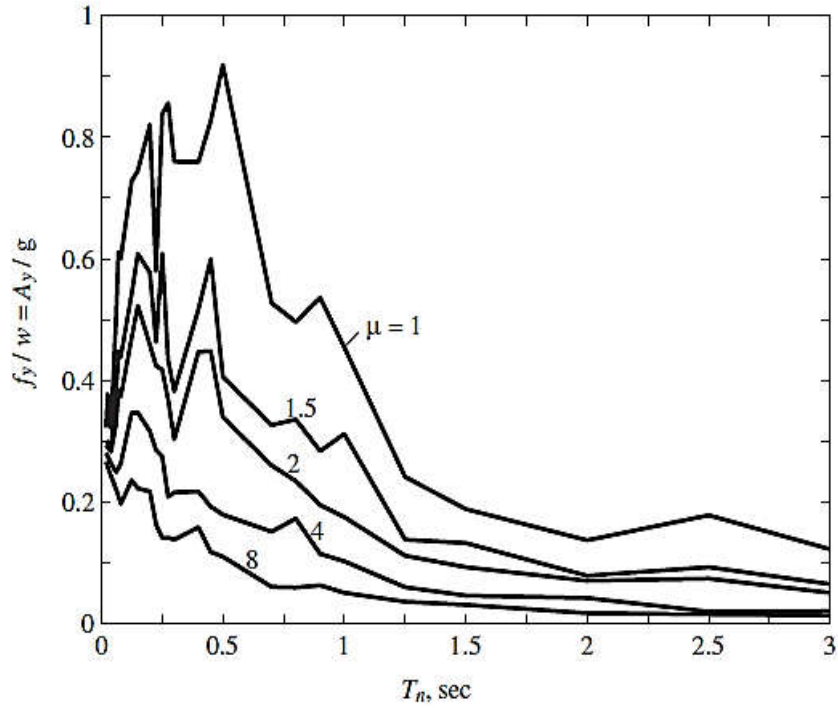


Figure III.12 : Spectre de réponse à ductilité constante pour les systèmes élastoplastiques et El Centro mouvement du sol ; $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.

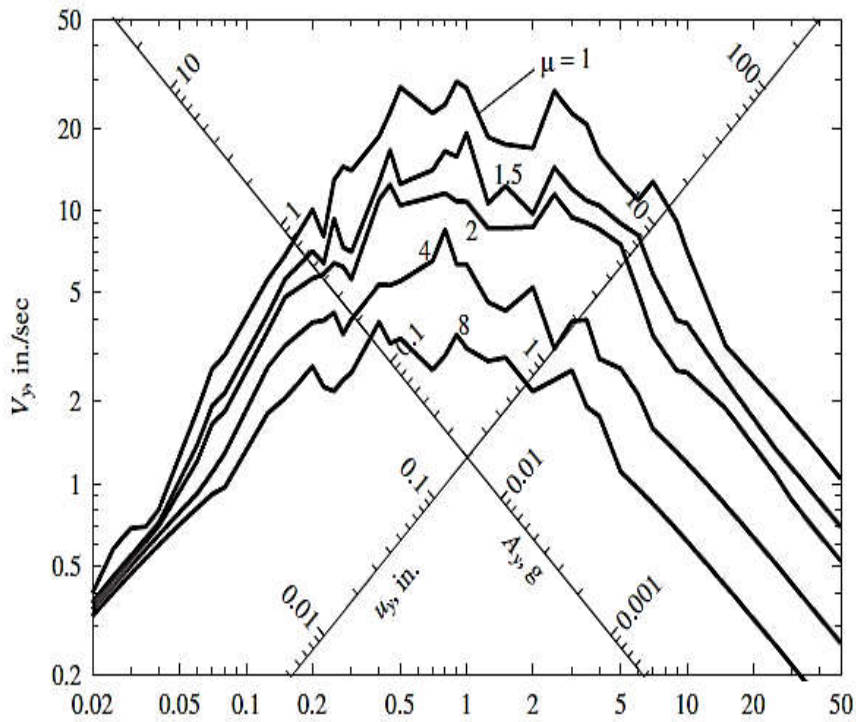


Figure III.13 : Spectre de réponse à ductilité constante pour les systèmes élastoplastiques et El Centro mouvement du sol ; $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.

6. Pour un sélectionné u détermine le \bar{f}_y valeur à partir des résultats de l'étape 5 en utilisant la procédure décrite à figure III.12. Si plus d'un \bar{f}_y valeur correspond à une valeur particulière de u , la plus grande valeur de \bar{f}_y est choisi.
7. Déterminer les ordonnées spectrales correspondant à la valeur de \bar{f}_y déterminé dans étape 6a. L'équation (6.1) donne u_y , à partir duquel réouvi $Dy, Vy, \text{ et } Ay$). Ces données fournissent un point sur les tracés du spectre de réponse des Fig. III.12 et III.13.
8. Répétez les étapes 3 à 6 pour une plage de Tn ce qui donne le spectre valable pour le u valeur choisie à l'étape 6a.

Répétez les étapes 3 à 7 pour plusieurs valeurs de u . Construit par cette procédure, le spectre de réponse pour les systèmes élastoplastiques avec $\zeta = 5\%$ soumis au mouvement du sol, le spectre d'El Centro est présenté pour des valeurs de $u = 1, 1,5, 2, 4$ et 8 pouces deux formes différentes : tracé linéaire de (Ay/g) en fonction de Tn (Fig. III.12) et un graphique logarithmique à quatre directions $Dy, Vy, \text{ et } Ay$ (fig III.13).

III.5 Effets relatifs du rendement Ry et de ζ l'amortissement

La figure III.14 montre les spectres de réponse pour les systèmes linéairement élastiques pour trois valeurs d'amortissement visqueux : $\zeta = 2, 5$ et 10% . Pour les trois mêmes valeurs d'amortissement, les spectres de réponse des systèmes élastoplastiques sont présentés pour deux facteurs de ductilité différents : $u = 4$ et $u = 8$. A partir de ces résultats, les effets relatifs de la plastification et de l'amortissement sont identifiés dans cette section.

Les effets de la plastification et de l'amortissement visqueux sont similaires dans un sens mais différents dans un autre. Ils sont similaires dans le sens où les deux mécanismes réduisent la pseudo-accélération

Ay et donc la valeur maximale de la force latérale pour laquelle le système doit être conçu. L'efficacité relative de la plastification et de l'amortissement est cependant assez différente dans la vari-régions spectrales :

- L'amortissement a une influence négligeable sur la réponse des systèmes avec $Tn > Tf$ dans la région sensible au déplacement du spectre, alors que pour de tels systèmes les effets des élasticités sur la force de conception sont très importants.
- L'amortissement a une influence négligeable sur la réponse des systèmes avec $Tn < Ta$ dans la région sensible à l'accélération du spectre, alors que pour de tels systèmes les effets de la plastification sur le pic de déformation et la demande de ductilité sont très importantes), mais sur la force de conception, ils sont petits. A la limite comme Tn tend vers zéro, le pseudo-accélération A ou Ay approchera de l'accélération maximale du sol, ce qui implique que ce paramètre de réponse n'est pas affecté par l'amortissement ou la plastification.

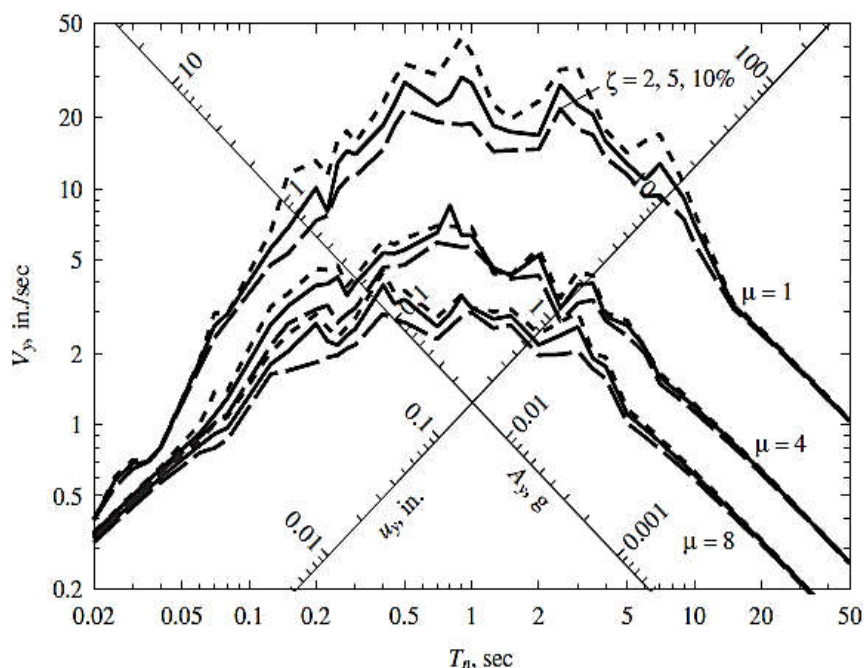


Figure III.14. Spectres de réponse pour systèmes élastoplastiques et mouvement du sol El Centro ; $\zeta = 2, 5$ et 10% et $u = 1, 4$ et 8 .

L'amortissement est le plus efficace pour réduire la réponse des systèmes avec T_n dans la région du spectre sensible à la vitesse, où le rendement est encore plus efficace.

Ainsi, en général, les effets de la plastification ne peuvent pas être considérés en termes de quantité fixe d'amortissement visqueux équivalent. Si cela était possible, la réponse maximale des systèmes inélastiques pourrait être déterminée directement à partir du spectre de réponse des systèmes linéairement élastiques, ce qui aurait été pratique.

L'efficacité de l'amortissement à réduire la réponse est plus faible pour les systèmes inélastiques et diminue à mesure que les déformations inélastiques augmentent (Fig. III.14). Par exemple, moyenné sur la région spectrale sensible à la vitesse, le pourcentage de réduction de la réponse résultant de l'augmentation du taux d'amortissement de 2% à 10% pour les systèmes avec $u = 4$ est environ la moitié de la réduction pour les systèmes linéairement élastiques.

Ainsi, les amortisseurs viscoélastiques ajoutés, peuvent être moins bénéfiques pour réduire la réponse des systèmes inélastiques par rapport aux systèmes élastiques.

III.5.1. Spectre inélastique de conception

Dans cette section, une procédure est présentée pour construire le spectre de calcul pour les systèmes élastoplastiques pour des facteurs de ductilité spécifiée. Cela pourrait être réalisé en construisant le spectre de réponse à ductilité constante (figure III.3) pour de nombreux mouvements de sol plausibles pour le site et, sur la base de ces données, le spectre de conception associé à une probabilité de dépassement pourrait être établi. Une approche plus simple consiste à développer un spectre de calcul à ductilité constante à partir du spectre de

calcul élastique en le multipliant par la force \bar{f}_y ou en le divisant par le facteur de réduction de la limite d'élasticité R_y .

III.5.1.1. Équations de $R_y - \mu - T_n$

La figure III.15 montre le facteur de réduction de la limite d'élasticité R_y pour les systèmes élastoplastiques en fonction de T_n pour les valeurs sélectionnées de μ . Ces données pour le mouvement du sol El Centro, qui sont la réciproque des valeurs \bar{f}_y , sont montrées dans la Fig. III.15a et la valeur médiane sur 20 mouvements du sol dans la Fig. III.15b, la réduction de la limite d'élasticité autorisée pour un facteur de ductilité spécifié varie avec n . A l'extrémité courte période du spectre, R_y tend vers 1, n'impliquant aucune réduction. A l'extrémité longue période du spectre, R_y tend à ∞ . Entre, R_y varie avec T_n de manière irrégulière pour un mouvement au sol unique, mais son ensemble de mouvement médian sur le sol varie relativement.

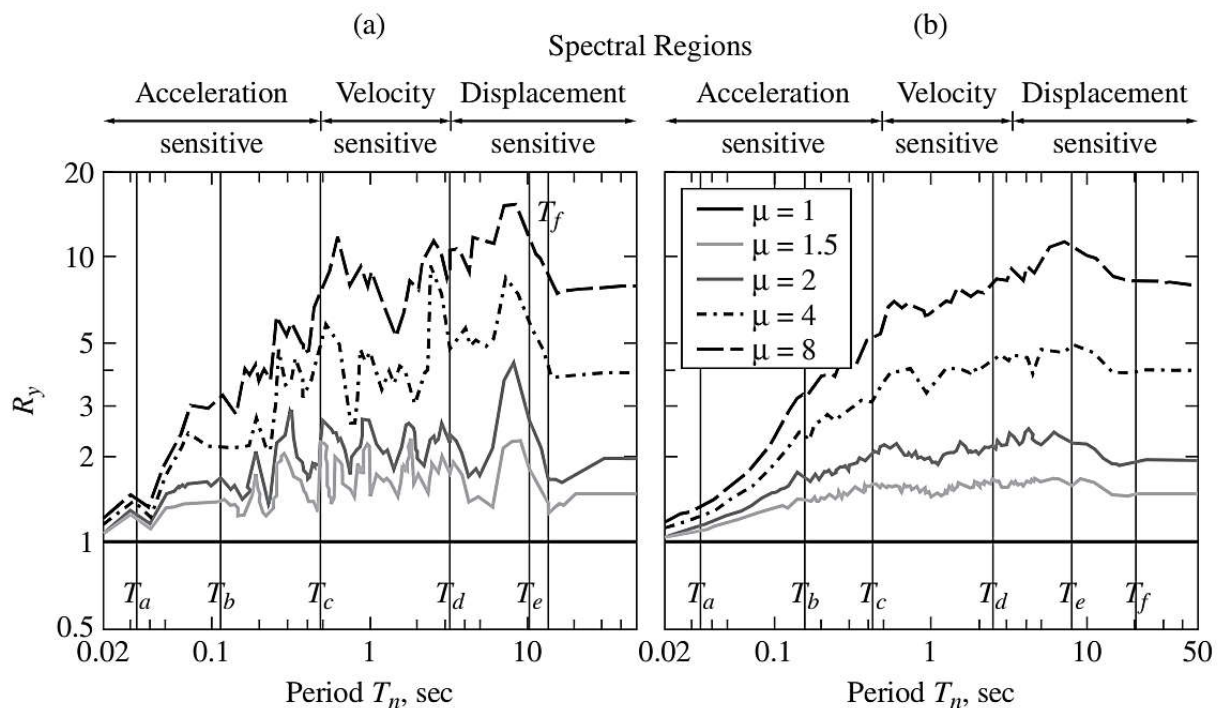


Figure III.15 : Facteur de réduction de la limite d'élasticité R_y pour les systèmes élastoplastiques en fonction de T_n pour $\mu = 1, 1.5, 2, 4$ et 8 ; $\zeta = 5\%$: (a) mouvement du sol El Centro ; (b) Ensemble de mouvements du sol (les valeurs médianes sont présentées).

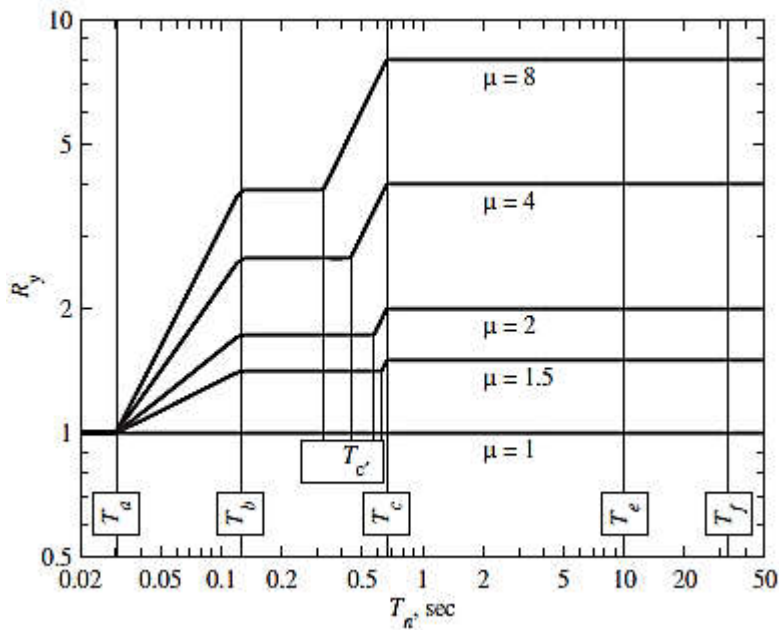


Figure III .16 : Valeurs de conception du facteur de réduction de la limite d'élasticité.

Avec n , augmente généralement de façon significative avec Tn sur la région spectrale sensible à l'accélération, mais seulement légèrement sur la région sensible à la vitesse et le Td à T_f partie de la région sensible au déplacement ; dans la plage de période plus longue que T_f ; Ry diminue à mesure que Tn augmente et se rapproche u à de très longues périodes.

Sur la base de résultats similaires à ceux présentés dans la figure III.15b, plusieurs chercheurs ont énoncées pour la variation de Ry avec Tn et u . L'une des premières propositions les plus simples rapporte aussi Ry à u dans différentes régions spectrales comme suit :

$$Ry = \begin{cases} 1 & Tn < Ta \\ \sqrt{2u - 1} & Tb < Tn < Tc' \\ u & Tn > Tc \end{cases} \quad (III.5 .1)$$

où les périodes Ta, \dots, T_f séparant les régions spectrales et Tc' deviendra clair plus tard. L'équation (III.5.1) est tracée pour plusieurs valeurs de u dans un format log-log dans la Fig.III.16, où des lignes droites inclinées sont incluses pour fournir transitions entre les trois segments constants.

III.5.1.2. Construction du spectre de conception à ductilité constante

On suppose que le spectre de calcul élastique une (a–b–c–d–e– F) montré dans la Fig. III.15. Ce spectre de conception élastique est divisé par Ry pour une valeur choisie de facteur de ductilité u

Éq.(III.5.1) et Fig. III.16 pour construire le spectre de calcul inélastique une (a'-b'-c'-d'-e'-f') illustré à la figure III.16. Cette mise en œuvre comprend les étapes suivantes :

1. Diviser la constante-A ordonnée du segment b-c par $Ry = \sqrt{2u - 1}$ pour localiser le segment $b' - c'$
2. Diviser la constante-V ordonnée du segment c-d par $Ry = u$ pour localiser le segment $c' - d'$.
3. Diviser la constante-D ordonnée du segment D-e par $Ry = u$ pour localiser le segment $d' - e'$.
4. Divisez l'ordonnée à f par $Ry = u$ pour localiser f'. Points de jonction f' et e' Dessiner $Dy = ug_0 / u$ pour $Tn > 33$ sec.
5. Prendre l'ordonnée du spectre inélastique à $Tn = 1/33$ sec égale à celle du point du spectre élastique. Ceci équivaut à $Ry = 1$. Joindre les points a' et b'.
6. Dessiner $Ay = \ddot{u}_{g_0}$ pour $Tn < 1/33$ sec.

Les valeurs de période associées aux points, a', b', e' et f' sont fixés, comme le montre la figure 17, aux mêmes valeurs que les points correspondants du spectre élastique. Pour mouvements du sol sur sol ferme, $Ta = 1/33$ sec, $Tb = 1/8$ sec, $Te = 10$ se, et $Tf = 33$ sec. Tc et Td dépendent de l'amortissement car ils sont déterminés par les facteurs d'amplification α_A , α_v , α_D , qui dépendent de l'amortissement.

Les valeurs de période Tc' et Td' dépendent des valeurs utilisées pour réduire les segments b-c, c-d, et d-e du spectre de calcul élastique parce que le Ry varier avec.

Avec les valeurs sélectionnées de Ry de l'éq. (III.5.1) pour les trois régions spectrales, respectivement, Td' est le même que Td mais Tc' diffère de Tc , Td' différerait de Td si Ry n'était pas la même pour le c-d et d-e régions spectrales.

On observe que la partie (c-d-e-f) du spectre a été réduite d'un facteur constant u .

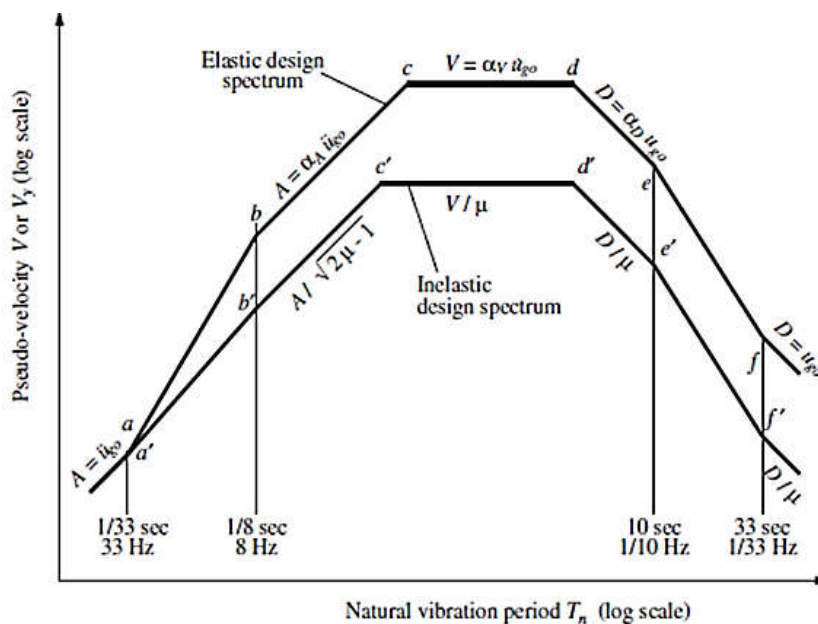


Figure III.17: Construction du spectre de conception inélastique.

Considérez les mouvements du sol sur un sol ferme avec une accélération maximale $\ddot{u}_{g_0} = 1g$, pic rapidité $\dot{u}_{g_0} = 121.92 \text{ cm/sec}$, et le déplacement de pointe égale à $u_{g_0} = 91.44 \text{ cm}$.

Le spectre souhaité pour les systèmes élastoplastiques est avec un taux d'amortissement $\zeta = 5\%$ pour une ductilité égale à $u = 2$.

Le spectre de conception pour les systèmes élastiques avec $\zeta = 5\%$ et le mouvement du sol sélectionné a été présenté à la Fig. III.18.

Le spectre inélastique pour $u = 2$ est déterminé par les étapes suivantes (en référence aux Fig. III.17 et III.18) :

- 1/ L'ordonnée $A = 2.71g$ de la constante-A branche est divisée par $Ry = \sqrt{2u - 1} = 1.732$ pour $u = 2$ pour obtenir l'ordonnée $Ay = 1,56g$ pour le segment b' -c'.
- 2/ L'ordonnée $V = 280.416 \text{ cm/sec}$ de la constante -V branche est divisée par $Ry = u = 2$ pour obtenir l'ordonnée $Vy = 140.208 \text{ cm/sec}$ pour le segment c' -d'.
- 3/ L'ordonnée $D = 183.896 \text{ cm}$ de la constante -D branche est divisée par $Ry = u = 2$ pour obtenir l'ordonnée $Dy = 91.948 \text{ cm}$ pour le segment d' -e'.
- 4/ L'ordonnée $D = 91.44 \text{ cm}$ de la pointe f est divisé par $Ry = u = 2$ pour obtenir l'ordonnée $Dy = 45.72 \text{ cm}$ pour la pointe f ; points f' et e' sont reliés par une ligne droite. Cette Dy valeur définit également le spectre pour $Tn > 33 \text{ sec}$.

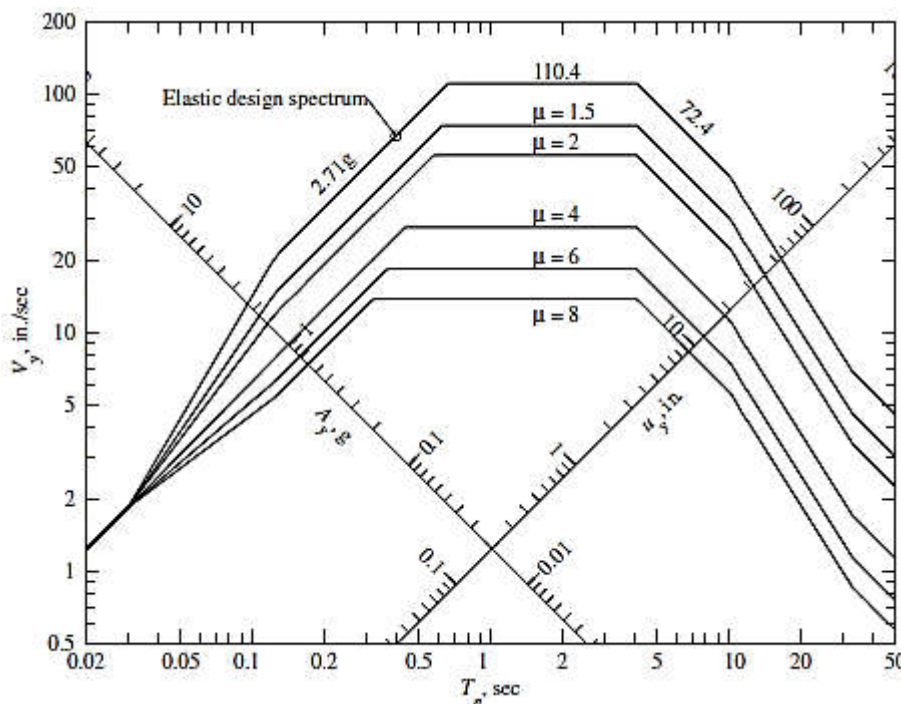


Figure III.18 : Spectre de conception inélastique (84,1e centile) pour les mouvements du sol avec $\ddot{u}_{g_0} = 1g$, $\dot{u}_{g_0} = 121.92 \text{ cm/sec}$, et $u_{g_0} = 91.44 \text{ cm}$; $u = 1,5, 2, 4, 6 \text{ et } 8$; $\zeta = 5\%$.

- 5/ Point a', le même que le point a, est joint au point b'.
- 6/ La ligne $Ay = \ddot{u}_{g_0} = 1g$ est tiré pour $Tn > 33 \text{ sec}$.

Le spectre de calcul inélastique résultant pour $u = 2$ est illustré à la Fig.III.18, avec les spectres de conception pour d'autres valeurs de $u = 1, 1.5, 4, 6$ et 8 construits par la même procédure.

Avec la pseudo-vitesse (V_y) spectre de conception connu (Fig.III.18), le pseudo- accélération (A_y), et le spectre résultant a été tracé sous deux formats : échelles logarithmiques (Fig. III .19) et échelles linéaires (Fig. III .20).

Le spectre de calcul de déformation est présenté à la Fig. III.21. Montré ici est u_m en fonction de T_n pour $u= 1, 1.5, 2, 4, 6$ et 8 . Le $u = 1$ courbe donne aussi la déformation u_0 du système s'il devait rester élastique.

Ainsi, le rapport u_m/u_0 peut être déterminé à partir de la figure III.21; c'est tracé contre T_n

Sur une large plage de périodes, $T_n > T_c$, le pic de déformation d'un système inélastique est indépendant μ et égal au pic de déformation du système élastique (ou linéaire correspondant). Pour T_n plus court, $T_n < T_c$, le pic de déformation d'un mouvement du sol avec $\ddot{u}_{g_0} = 1g$, $\ddot{u}_{g_0} = 121.92 \text{ cm /sec}$, et $u_{g_0} = 91.44 \text{ cm}$; $u = 1,5, 2, 4, 6$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.

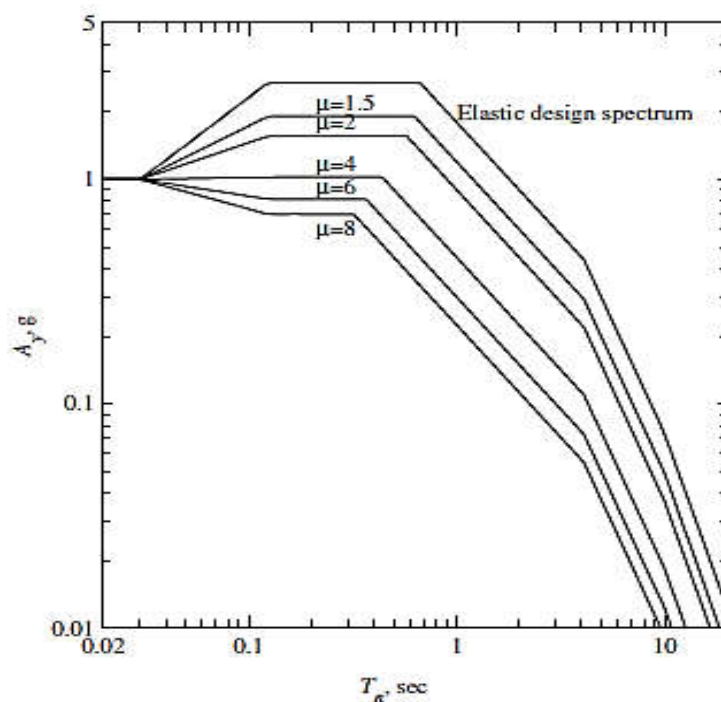


Figure III .19 : Spectre de calcul inélastique (pseudo-accélération)

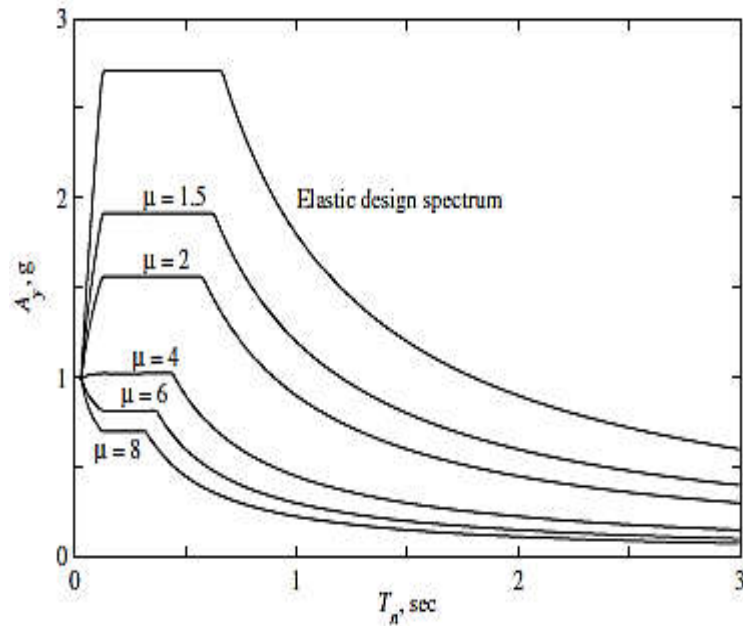


Figure III.20 : Spectre de calcul inélastique (pseudo-accelération) (84,1e centile) pour mouvements du sol avec $\ddot{u}_{g0} = 1g$, $\dot{u}_{g0} = 121.92 \text{ cm/sec}$, et $u_{g0} = 91.44 \text{ cm}$; $\mu = 1,5, 2, 4, 6$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.

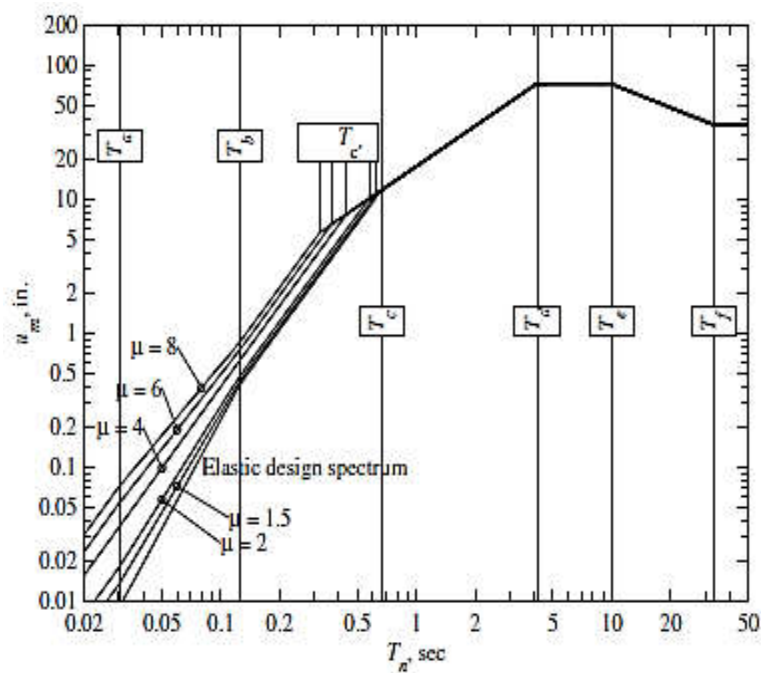


Figure III.21 : Spectre de calcul inélastique (déformation) (84,1e centile) pour les mouvements du sol avec $\ddot{u}_{g0} = 1g$, $\dot{u}_{g0} = 121.92 \text{ cm/sec}$, et $u_{g0} = 91.44 \text{ cm}$; $\mu = 1,5, 2, 4, 6$ et 8 ; $\zeta = 5\%$.

Système inélastique dépasse celui du système élastique ; pour fixe, le rapport u_m/u_0 augmente lorsque T_n diminue ; et pour T_n fixe, le rapport u_m/u_0 augmente avec μ .

Les chercheurs ont développé des résultats pour les systèmes SDF avec diverses relations force-déformation inélastiques, similaires aux données présentées dans ce chapitre pour les

systèmes élastoplastiques. En particulier, ils ont démontré que le spectre de conception pour les systèmes élastoplastiques est généralement conservateur et peut donc être utilisé pour les systèmes bilinéaires et les systèmes dégradant la rigidité.

III.6. Construction d'un spectre de réponse inélastique

Nous allons représenter les spectres de réponse en accélération S_a/g pour des ductilités constantes, en fonction de la période, couvrant la plage de $0.05 < T < 3$ (secondes) englobant ainsi les structures rigides et les structures flexibles.

Les valeurs du coefficient de ductilité considérées sont : $u = 1, 3$ et 5 . Le coefficient d'amortissement est pris égal à $\zeta = 5\%$.

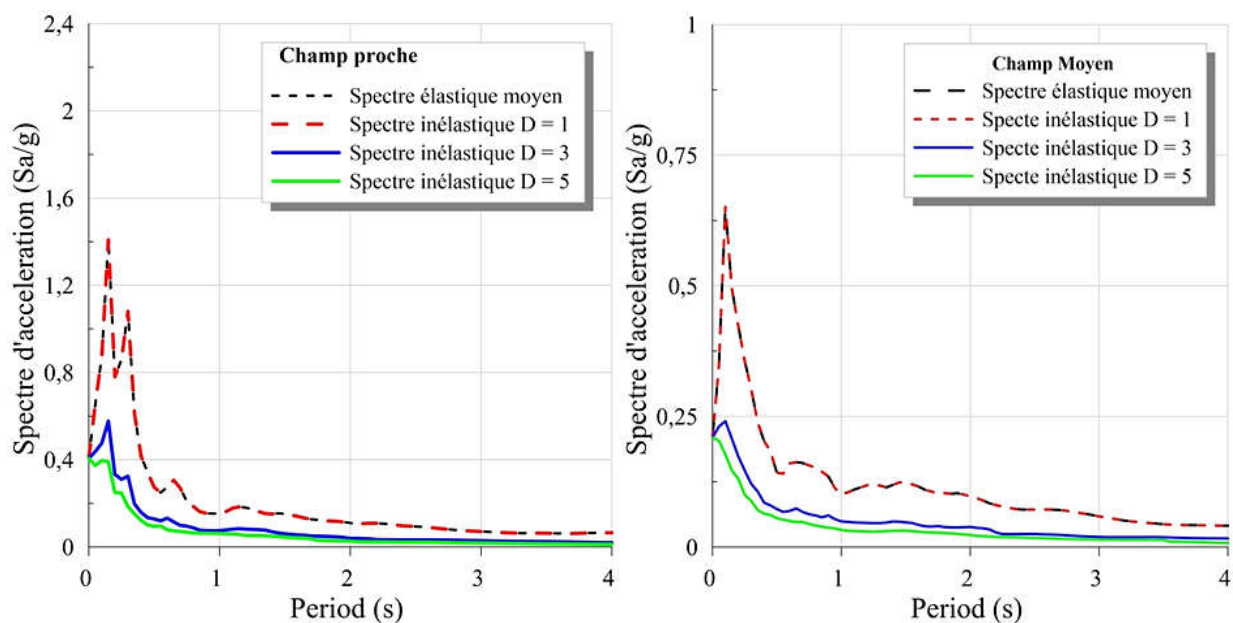
On a plusieurs accélérogramme indiqués dans le *Tableau (II-1)*, qu'été enregistrées au cours du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003

Les structures étudiées ont un comportement non-linéaire idéalisé par le modèle élastoplastique bilinéaire, avec une rigidité plastique $k_p = 10\%$.

Ensuite, à l'aide de logiciel SeismSpectre, on trace les spectres de réponse inélastique.

III.7. Comparaison entre le spectre élastique et inélastique pour le séisme de Boumerdes 2003

A l'aide de logiciel SeismoSpectre on a établi les différents spectres inélastiques pour les champs : (a) proche, (b) moyen, (c) lointain dans le cas du séisme de Boumerdes.



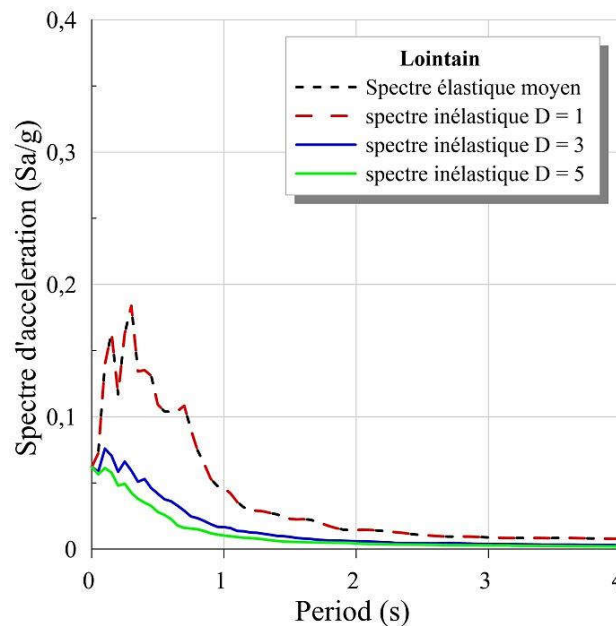


Figure III. 22 : comparaison entre le spectre élastique et inélastique pour le séisme de Boumerdes 2003 pour : (a) champ proche, (b) champ moyen, (c) champ lointain.

Commentaires

On remarque, d'après la fig.III.22, une diminution des accélérations spectrales pour des niveaux de ductilité croissants. Avec la comparaison des spectres de ductilités constantes à celui du spectre élastique réglementaires du RPA pour la valeur de coefficient de comportement $R=1$ et un facteur de qualité $Q=1$ et ce dans le but d'examiner les niveaux d'accélération du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes, on remarque :

- ✓ Pour les périodes entre 0s et 4s, les valeurs du spectre élastique aux valeurs du spectre inélastique avec ductilité constant sont identiques, dans les champs ; proche, moyens et lointain
- ✓ Les valeurs de spectre inélastique ($D=3$) sont le plus proche au spectre inélastique ($D=5$) dans les trois champs.

III.8. Conclusion

Contrairement aux systèmes élastiques, les systèmes inélastiques vibrent autour de positions d'équilibres différentes qui changent dans le temps en fonction des déformations irréversibles. Les valeurs maximales du déplacement imposé par le séisme à la structure diminuent en fonction de la ductilité.

De plus, celle-ci a une influence remarquable sur les réponses spectrales en termes d'accélération. La diminution des accélérations spectrales est d'autant plus importante que la ductilité du système est grande.

Chapitre IV

***ETUDE COMPARATIVE D'UN
BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE
DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN
UTILISANT LES TROIS SPECTRES
PROPOSES***

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va étudier le comportement d'une structure analysées par la méthode modale spectrale avec trois spectres ; spectre RPA2003, spectre inélastique réel cas de séisme de Boumerdes avec une ductilité constant $D=1$ et $D=3$, dans le but de savoir la différence entre les résultats (déplacement latérale ; l'effort tranchant) obtenus par ces approche analyses.

On va commencer par le prédimensionnement et l'évaluation de charge pour différents éléments d'une structure en (R+8), selon les recommandations du RPA99/V2003 et du CBA93. Puis nous modélisera la structure par logiciel ETABS. Appris-on va appliquer sur ce modèle les trois analyses mentionnées dans le paragraphe précédent. On terminera par l'interprétation et discussions des résultats.

IV.2 Présentation d'ouvrage

La structure est un bâtiment composé de huit étages à usage d'habitation et un rez-de chaussée à usage commercial, situé à la wilaya de Boumerdès, classée selon le RPA 99 /2003 comme étant une zone de forte sismicité (Zone III), implantée dans un site de sol ferme (S2).

IV.2.1 Caractéristiques géométrique de la structure

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan et en élévation avec les dimensions suivantes :

- En plan :
 - Largeur en plan21.1m
 - Longueur en plan 12.3m
- En élévation :
 - Hauteur totale du bâtiment30.51m
 - Hauteur du RDC3.57m
 - Hauteur d'étage courant3.06 m

IV.2.2 Données techniques

Tableau IV.1 : Données techniques des matériaux de construction.

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastique des aciers	$f_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte limite du béton L'ELU	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5\theta} = 14.17 \text{ Mpa}$
Contrainte limite d'acier à L'ELU	$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ Mpa}$

IV.3 Pré dimensionnement et estimation des charges

IV.3.1 Pré dimensionnement de plancher

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5. \quad (\text{IV.1})$$

$L_{x \max}, L_{y \max}$: travée maximale entre nu d'appuis dans les deux sens (x ; y).

h_t : Hauteur totale du planche.

$$L_{y \max} = 425 \text{ cm}, L_{x \max} = 430 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{425}{22.5} = 18.89 \text{ cm}. \quad (\text{IV.2})$$

Donc on prend : $e = (16+4)$ cm.

$h_{cc} = 16$ cm : Hauteur du corps creux. $h_{ddc} = 4$ cm Hauteur de la dalle de compression.

IV.3.2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le Pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003. Ils ont présenté dans le tableau suivant.

Tableau IV.2 : pré dimensionnement et vérification des poutres.

	BAEL 91		RPA 99/03		
	Hauteur $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{20}$	Largeur (b) $0.3h \leq b \leq 0.7h$	Hauteur $h \geq 30$	Largeur $b \geq 20$	(h/b) $1 \leq h/b \leq 4$
Poutres principales $L=L_{max} = 4.25$ m	45cm	30cm	Vérifiée		
Poutres secondaires $L=L_{max} = 4,30$ m	45cm	30cm	Vérifiée		

IV.3.3 Pré dimensionnement des voiles

D'après le RPA 99/2003 Article (7.7.1) les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. le redimensionnement et les vérifications des voiles sont représenté dans le tableau (IV-3) e : Epaisseur du voile ; L : La largeur du voile

Tableau IV.3 : pré dimensionnement et vérification des voiles

	RDC $e = \max(e_{min}, he/20)$	Etage courant $e = \max(e_{min}, he/20)$	RPA 99/2003 $L \geq 4a$
Epaisseur (cm)	20	20	Vérifiée

IV.3.4 Pré dimensionnement des escaliers

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction Nous utilisons la formule de BLONDEL :

- Hauteur de contre marche : $16.5 \leq h \leq 17.5$ on prend $h = 17$ cm
- Le Giron : On a : $60 < 2h+g < 64 \implies 26 < g < 30$ on prend $g = 30$ cm

Tableau IV.4 : Les différentes conditions à vérifier.

Epaisseur « e » (Palier et paillasse)	Marches et Contre marches
$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ $e \geq \max[\text{portée}/30, 10]$	$60 \leq 2h+g \leq 65$ (Relation Blondel)

**CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE
DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN UTILISANT LES TROIS SPECTRES PROPOSES**

Tableau IV.5 : Pré dimensionnement des éléments d'escalier.

	Palier			Pailasse	
	Epaisseur	Langueur	Epaisseur (cm)	Langueur emmarchement (cm)	
	$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$	/	$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$	$L_p = \frac{l}{\cos \alpha}$	
RDC	15	1,25	15	2,85	1,25
Etage courant	15	1,25	15	1,78	1,25

IV.3.5 Evaluation des charges et des surcharges : DTR B.C. 2.2

a) Charges d'exploitations

Tableau IV.6 : Evaluation des charges d'exploitations.

Eléments	Charges d'exploitation (Q)
Plancher terrasse.	1.00 KN /m ²
Plancher étage courante	1.50 KN /m ²
Plancher à usage commercial	2.50 KN /m ²
Balcon	3.50 KN /m ²
Escalier	2.50 KN /m ²
Acrotère	1.00 KN /m ²

b) Charges permanentes

Tableau IV.7: les charges permanentes.

Matériaux	Les éléments de structure						
	Poids surfacique (KN/m ²)				Poids linéaires (KN/ml)		
	Plancher		Escalier		Maçonnerie		Acrotère
Description KN/ m ³	Courant	Terrasse	Palier	Volée	Ext	Int	/
Enduit en plâtre/10	0.3	0.3	0.3	0.3	0.522	0.78	/
Dalle en corps creux	2.8	2.8	/	/	/	/	/
Lit de sable /18	0.54	/	0.54	0.54	/	/	/
Chape de ciment /20	0.4	/	/	/	/	/	/
Carrelage /22	0.44	/	0.44	0.44	/	/	/
Béton de pente /22	/	2.64	/	/	/	/	/
Mortier de pose /20	/	/	0.4	0.4	/	/	/
Isolation thermique /0,4	/	0.16	/	/	/	/	/
Brique extérieure /9	/	/	/	/	2.35	/	/
Brique intérieure /9	/	/	/	/	2.35	2.35	/
Etanchéité /6	/	0.12	0.12	/	/	/	/
Papier kraft.	/	0.5	0.5	/	/	/	/
Gravillon protection /16	/	0.8	0.8	/	/	/	/
Béton armé /25	/	/	/	3.75	/	/	/
Garde-corps /	/	/	/	1	/	/	1.75
Marches /22	/	/	/	/	/	/	/

**CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE
DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN UTILISANT LES TROIS SPECTRES PROPOSES**

Enduit de ciment 20		/	/	/	1.044	/	/
Poids Totale	4,48	7.32	7.32	6.43	6.264	3.13	1.75

IV.3.6 Pré dimensionnement des Poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges. On mènera le calcul à L'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003). En utilisant la formule suivante, et la loi de dégression d'après le DTR BC2.2

$$Br \geq \frac{K \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu} + 0.85}{0.9 + \frac{0.85}{100}} \sigma_s} \quad (IV.3)$$

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du RPA sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Calculs des sections des poteaux.

Niveau	NG (KN)	ΣNG (KN)	NQ (KN)	ΣNQ (KN)	NU (KN)	Br(cm) ²	A (cm)	B (axa)
Ter	193.86	193.86	24.06	24.06	327.581	/	/	/
8ème	163.3	357.16	41.55	65.61	638.639	209.651	16.479	35x35
7ème	163.3	520.46	41.55	107.16	949.697	408.729	22.217	40x40
6ème	163.3	683.76	41.55	148.71	1260.755	607.806	26.653	40x40
5ème	163.3	847.06	41.55	190.26	1571.813	806.883	30.405	45x45
4ème	163.3	1010.36	41.55	231.81	1882.871	1005.960	33.716	45x45
3ème	163.3	1173.66	41.55	273.36	2193.929	1205.037	36.713	50x50
2ème	163.3	1336.96	41.55	314.91	2504.987	1404.114	39.471	50x50
1ème	163.3	1500.26	41.55	356.46	2816.045	1603.192	42.039	55x55

IV.4 L'étude dynamique et sismique

IV.4.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.4.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

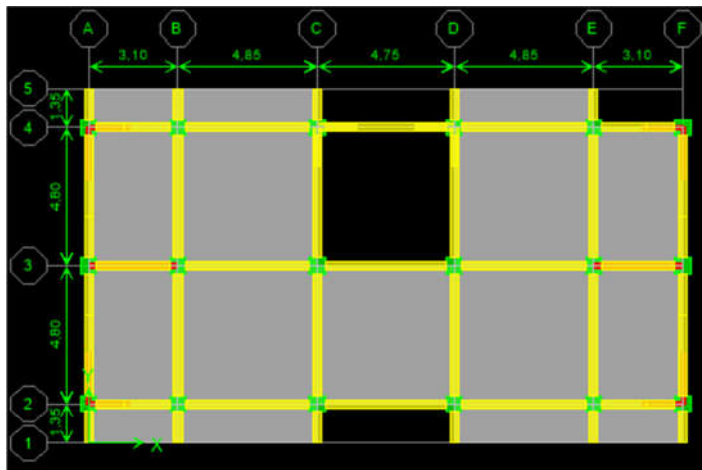
Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (EUROCODE, UBC, ACI...etc). De plus de part ETABS

permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

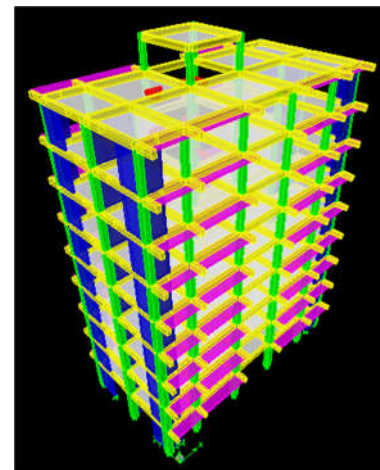
IV.4.3 Modélisation et étude dynamique de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau (figure v.2).



FigureIV.1 : vue en 3D



FigureIV.2 : vue en plan

IV.4.4. Caractéristiques de la structure

a) Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} ; Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad (IV.4)$$

M_i : la masse de l'élément

X_{Gi} et Y_{Gi} : les coordonnées de l'élément (i)

b) Centre de rigidité

Le centre de rigidité (ou torsion) est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent... etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

**CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE
DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN UTILISANT LES TROIS SPECTRES PROPOSES**

- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

c) Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par RPA (Art 4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{accx} = 0,05 L_x \dots\dots\dots \text{avec : } L_x = 21,1\text{m} \Rightarrow e_{accx} = 1,055 \text{ m} \\ e_{accy} = 0,05 L_y \dots\dots\dots \text{avec : } L_y = 12,3 \text{ m} \Rightarrow e_{accy} = 0,615 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les tableaux (IV.9), (IV.10) et (IV.11) représente successivement les caractéristique dynamique et géométrique de structure.

Tableau IV.9 : des périodes et participation massique

Modes	Période	UX	UY	SUM UX	SUM UY	RZ
1	0,531	0	72,7081	0	72,7081	0,0145
2	0,424	65,9046	0,0005	65,9046	72,7086	2,1239
3	0,411	2,0094	0,0131	67,9139	72,7217	69,9539
4	0,161	0	13,9351	67,9139	86,6568	0,002
5	0,121	0,1762	0,0017	68,0902	86,6586	14,6964
6	0,113	18,2919	0	86,3821	86,6586	0,1548
7	0,079	0	5,3062	86,3821	91,9648	0,0003
8	0,066	1,0616	0	87,4437	91,9648	0,2283
9	0,064	0,0002	1,1955	87,4439	93,1603	0,0052
10	0,063	0,013	0,0039	87,4569	93,1642	0,5347
11	0,056	0,0345	0,0012	87,4914	93,1655	5,533
12	0,049	6,3445	0	93,8359	93,1655	0,0033

Tableau IV.10 : Centre de masse et de rigidité.

Etages	Masse (Kg)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
8ème	62478,2	10,253	6,188	10,325	6,15
7ème	79348,9	10,269	6,156	10,325	6,15
6ème	81981,6	10,271	6,156	10,325	6,15
5ème	84406,2	10,274	6,156	10,325	6,15
4ème	8739	10,276	6,156	10,325	6,15
3ème	90165,6	10,278	6,156	10,325	6,15
2ème	93500,5	10,28	6,156	10,325	6,15
1ère	96627,1	10,282	6,156	10,325	6,15
RDC	105132,9	10,286	6,158	10,325	6,15

Tableau IV.11: excentricité accidentelle et théorique.

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Vérification (<i>ethéorique</i> ≤ <i>eaccidentelle</i>)	
	Ex	Ey	e(accx)	e(accy)	Selon X	Selon Y
D1	0,039	0,008	1,055	0,615	CV	CV
D2	0,043	0,006	1,055	0,615	CV	CV
D3	0,045	0,006	1,055	0,615	CV	CV
D4	0,047	0,006	1,055	0,615	CV	CV
D5	0,049	0,006	1,055	0,615	CV	CV
D6	0,051	0,006	1,055	0,615	CV	CV
D7	0,054	0,006	1,055	0,615	CV	CV
D8	0,056	0,006	1,055	0,615	CV	CV
D9	0,072	0,038	1,055	0,615	CV	CV

IV.4.5 Vérification des conditions de RPA99 2003

Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure. Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Dans notre structure on prend 17 modes (voir tableau IV.9).

Période fondamentale :

La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3T_{RPA}$

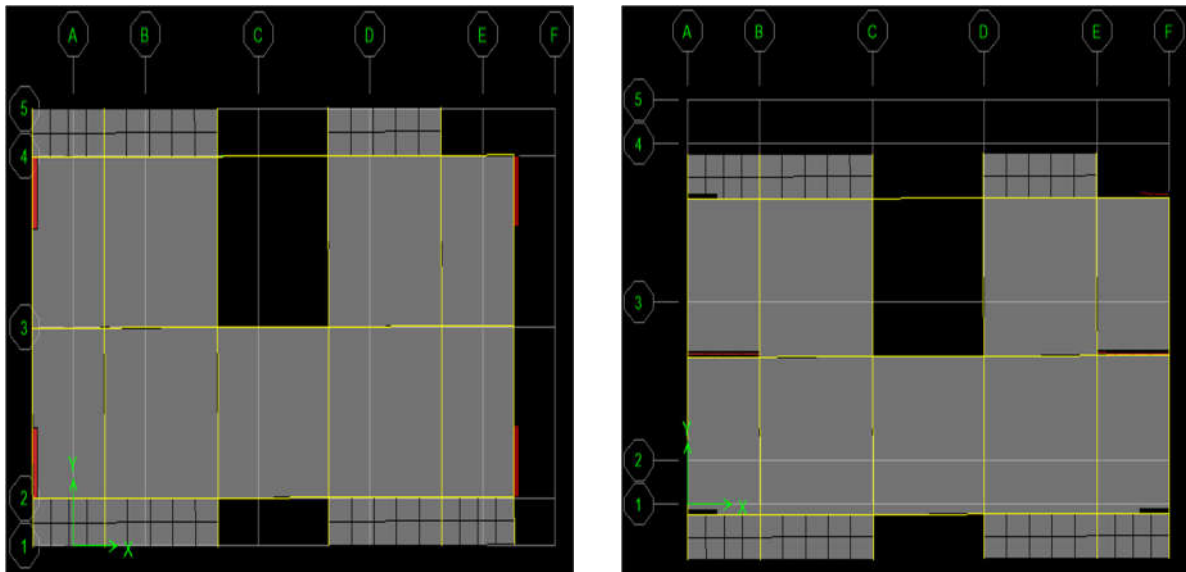
T_{dyn} : période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0,531$ sec)

T : période fondamentale calculée par les méthodes empiriques

($T_{RPA} = C_T h_n^{3/4} = 0,65$ sec) $T_{dyn} = 0,531$ sec $< 1,3(0,65) = 0,845$ sec \Rightarrow condition vérifiée.

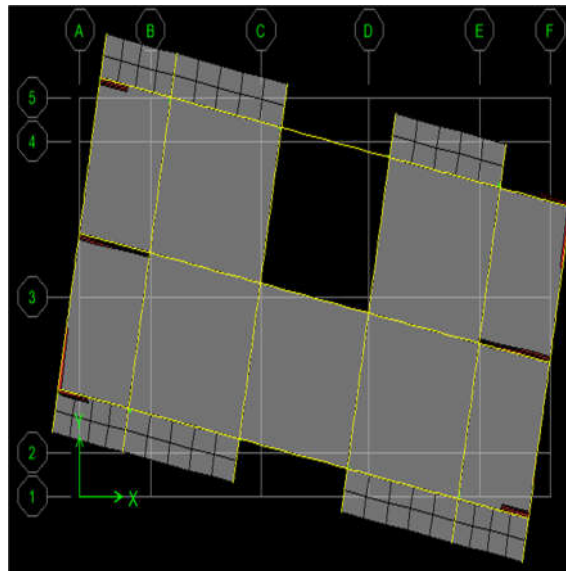
Participation modale :

- Le premier mode : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à 69,57%.
- Le deuxième mode : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modal égale à 72,08%.
- Le troisième mode : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modal égale à 0.0014% selon (x-x) et 0,1 % selon le sens (y-y).



Mode 01 : translation selon x-x

Mode 02 : translation selon y-y



Mode 03 : rotation selon z-z

Figure IV.3 : les modes de vibration.

IV.4.6 Déterminations des spectres utilisés dans l'étude

IV.4.6.1 La forme de spectre réglementaire RPA99 2003

Le code RPA fournit un spectre de réponse de calcul qui permet d'évaluer les forces sismiques pour chaque mode de vibration. Ces forces sont ensuite combinées pour obtenir la réponse de la structure. Les formules mathématiques (équation IV.1), qui régissent ce spectre de calcul sont fonctions de plusieurs paramètres indiqués au (tableau IV.13), Qui ont bien expliqués dans le chapitre précédent. L'utilisation du spectre de réponse n'est possible qu'après une analyse modale où les résultats de celle-ci sont les valeurs et les vecteurs propres de la structure.

Tableau IV.12 : les paramètres de la structure.

A	Q	R	T1(sec)	T2(sec)	ξ (%)	η
0,25	1,20	3,5	0,15	0,4	7	0,88

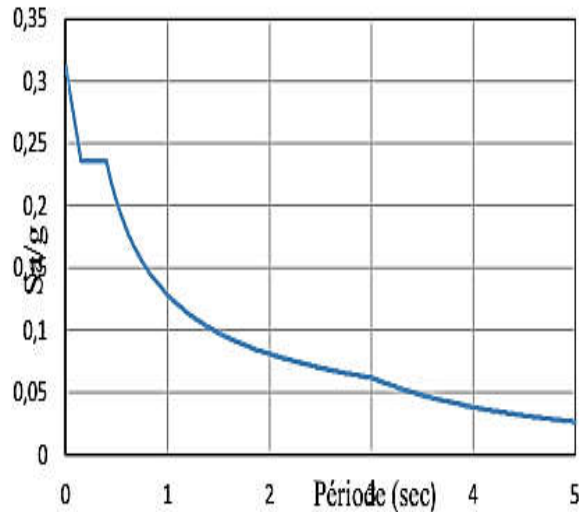


Figure IV.4 : spectre réglementaire RPA 2003

4.6.2. Formulation d'un spectre de réponse réelle du séisme Boumerdès

Pour obtenir un spectre de réponse porte des qualités et des caractéristiques identiques aux celle de site d'implantation (la géologie de site, l'accélération de la zone sismique...) de notre structure, et aussi pour le rendre plus adapté au comportement dynamique (la ductilité, la rigidité, l'amortissement) qui appartenait au bâtiment étudié, on a deux spectres :

- Spectre inélastique $D=1$
- Spectre inélastique $D=3$

IV.4.7 Présentation des résultats

Dans cette section, on va présenter et discuter les résultats obtenir les deux méthodes d'analyse utilisées (par spectre RPA et par spectre inélastique). On va concentrer sur l'observation de la variation de : déplacement latérales, l'effort tranchants.

IV.4.7.1 Déplacement latéral

Les déplacements latéraux à chaque étage, obtenus par la méthode modèle spectrale (avec spectre de réponse RPA 2003 et celle avec spectre de réponse calculée) et sont représentés sur les tableaux (IV.13), (IV.14) et (IV.15) on peut les comparés dans la figure (IV.5) et (IV.6).

**CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE
DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN UTILISANT LES TROIS SPECTRES PROPOSES**

Tableau IV.13 : Les déplacements latéraux à chaque étage selon spectre du RPA.

Méthode d'analyse		Déplacements latéraux (m)			
		Spectre RPA2003 (R = 3 ,5)			
Sous la charge		EX		EY	
Etage	Sens H	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
9 ^{eme}	30,51	0,000229	0,000018	0,000012	0,000339
8 ^{eme}	28,05	0,000582	0,000058	0,000036	0,000601
7 ^{eme}	24,99	0,000589	0,000064	0,00004	0,000682
6 ^{eme}	21,93	0,000607	0,000071	0,000045	0,000787
5 ^{eme}	18,87	0,000608	0,000078	0,00005	0,000787
4 ^{eme}	15,81	0,000592	0,000082	0,000053	0,000931
3 ^{eme}	12,75	0,000545	0,000082	0,000053	0,000933
2 ^{eme}	9,69	0,00047	0,000077	0,00005	0,000876
1 ^{er}	6,63	0,000357	0,000062	0,000041	0,000708
RDC	3,57	0,000167	0,000031	0,000015	0,000339
Base	0	0	0	0	0

Tableau IV.14: Les déplacements latéraux à chaque étage avec un spectre inélastique cas de D=1.

Méthode d'analyse		Les Déplacements latéraux (m)			
		Spectre inélastique (D =1)			
Sous la charge		EX		EY	
Etage	Sens H	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
9 ^{eme}	30,51	0,000694	0,00005	0,000037	0,000924
8 ^{eme}	28,05	0,00119	0,000146	0,000094	0,00122
7 ^{eme}	24,99	0,001196	0,00016	0,000103	0,001322
6 ^{eme}	21,93	0,001222	0,000176	0,000114	0,001388
5 ^{eme}	18,87	0,001207	0,000189	0,000125	0,001387
4 ^{eme}	15,81	0,001166	0,0002	0,000135	0,001392
3 ^{eme}	12,75	0,001079	0,000203	0,000141	0,001398
2 ^{eme}	9,69	0,000947	0,000195	0,000138	0,001379
1 ^{er}	6,63	0,000736	0,000163	0,000116	0,001187
RDC	3,57	0,000354	0,00008	0,000044	0,000595
Base	0	0	0	0	0

**CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE
DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN UTILISANT LES TROIS SPECTRES PROPOSES**

Tableau IV.15 : Les déplacements latéraux à chaque étage avec un spectre inélastique cas de D=3.

Méthode d'analyse		Les Déplacements latéraux (m)			
		Spectre inélastique (D = 3)			
Sous la charge		EX		EY	
Etage	Sens H	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
9 ^{eme}	30,51	0,000357	0,000025	0,000019	0,000446
8 ^{eme}	28,05	0,000479	0,000065	0,000042	0,000543
7 ^{eme}	24,99	0,000481	0,000071	0,000046	0,000591
6 ^{eme}	21,93	0,000486	0,000078	0,000051	0,00063
5 ^{eme}	18,87	0,000475	0,000083	0,000056	0,000644
4 ^{eme}	15,81	0,000457	0,000088	0,000061	0,000657
3 ^{eme}	12,75	0,000424	0,00009	0,000063	0,000659
2 ^{eme}	9,69	0,000376	0,000087	0,000062	0,000643
1 ^{er}	6,63	0,000298	0,000074	0,000052	0,000547
RDC	3,57	0,000146	0,000037	0,00002	0,000272
Base	0	0	0	0	0

La figure (IV.5) montre que : les déplacements latéraux maximales suivent toujours la direction d'application de la charge. Mais, on remarque des petits déplacements selon l'autre axe qui ne dépasse pas 10 %, pour les deux directions et pour les trois spectres.

Le déplacement maximal est toujours dans la direction (xx), pour les trois cas.

Les déplacements inter-étagères pour la méthode d'analysée augmente avec le niveau d'étage ceci est dû à la différence de rigidité d'un étage à un autre.

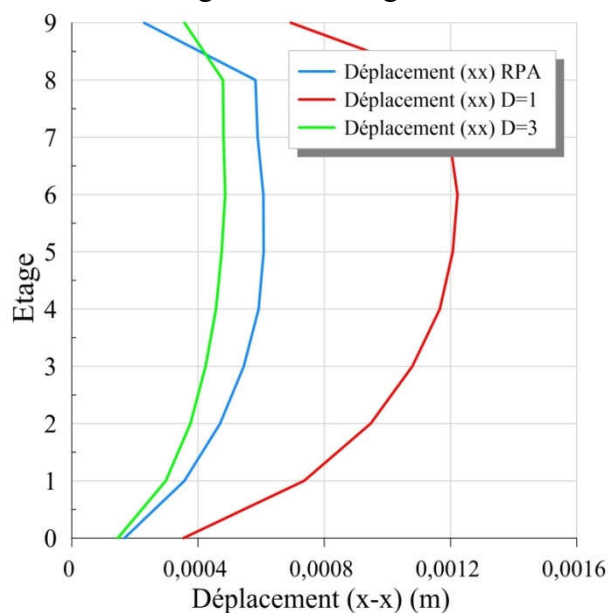


Figure IV.5 : Graphe comparative des déplacements d'étages selon (x-x) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages

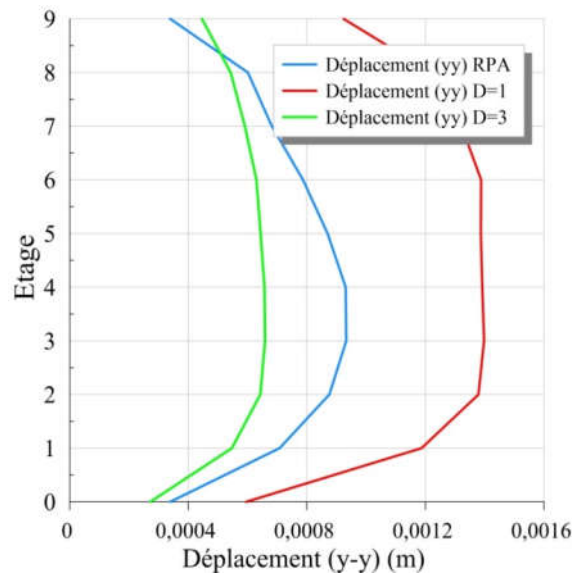


Figure IV.6 : Graphe comparative des déplacements d'étages selon (y-y) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages

D'après l'observation des figures (IV.6), on constate que : Les déplacements latéraux maximaux de la structure analysée par spectre RPA 2003, sont plus importants que celle analysée par spectre réel selon les deux directions, Où on trouve :

- Selon x-x : $D_{Max} S.RPA = 2,8 \times D_{Max} S.réel.$
- Selon y-y : $D_{Max} S.RPA = 2,5 \times D_{Max} S.réel.$

IV.4.7.2 Efforts tranchant

Le tableau (IV.16), (IV.17) et (IV.18) et La figure (IV.7) montrent la distribution des efforts tranchants obtenus dans la structure par les deux méthodes d'analyse

Tableau IV.16: Les efforts tranchants à chaque étage selon spectre du RPA.

Méthode d'analyse		Efforts tranchants (KN)			
		Spectre d'analyse RPA 2003 (R=3,5)			
		EX		EY	
Sous la charge					
Etage	Sens H	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
		9eme	30,51	36,06	0,05
8eme	28,05	260,87	0,17	0,27	232,52
7eme	24,99	488,06	0,35	0,43	447,43
6eme	21,93	666,78	0,5	0,58	632,84
5eme	18,87	817,94	0,64	0,71	796,55
4eme	15,81	947,07	0,76	0,82	937,15
3eme	12,75	1051,06	0,86	0,9	1049,7
2eme	9,69	1133,63	0,94	0,96	1136,13
1er	6,63	1194,19	0,99	1	1194,59
RDC	3,57	1225,28	1,02	1,02	1221,13

**CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE
DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN UTILISANT LES TROIS SPECTRES PROPOSES**

Tableau IV.17: Les efforts tranchants à chaque étage avec un spectre inélastique cas de D=1.

Méthode d'analyse		Efforts tranchants (KN)			
		Spectre inélastique (D =1)			
Sous la charge		EX		EY	
Etage	H \ Sens	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
9eme	30,51	109,35	0,17	0,5	113,15
8eme	28,05	717,87	0,49	0,69	705,39
7eme	24,99	1218,15	0,9	0,95	1156,25
6eme	21,93	1486,15	1,14	1,17	1326,54
5eme	18,87	1651,85	1,3	1,36	1325,22
4eme	15,81	1842,85	1,46	1,54	1329,63
3eme	12,75	2107,57	1,64	1,73	1499,11
2eme	9,69	2413,46	1,85	1,93	1822,42
1er	6,63	2672,07	2,06	2,1	2129,26
RDC	3,57	2807,6	2,18	2,18	2284,63

Tableau IV.18: Les efforts tranchants à chaque étage avec un spectre inélastique cas de D=3

Méthode d'analyse		Efforts tranchants (KN)			
		Spectre inélastique (D =3)			
Sous la charge		EX		EY	
Etage	H \ Sens	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
9eme	30,51	56,65	0,09	0,26	57,18
8eme	28,05	337,12	0,23	0,32	309,52
7eme	24,99	546,28	0,4	0,4	501,45
6eme	21,93	626,96	0,48	0,48	581,98
5eme	18,87	662,31	0,53	0,55	608,69
4eme	15,81	725,17	0,59	0,62	638,67
3eme	12,75	838,97	0,65	0,69	711,26
2eme	9,69	991,55	0,74	0,78	836,56
1er	6,63	1135,01	0,84	0,87	964,72
RDC	3,57	1215,38	0,91	0,91	1033,62

La figure (IV.7) montre que : Les efforts tranchants maximaux suivent la direction d'application de la charge. On remarque que l'effort tranchant est légèrement grand (10%) par rapport aux autres directions, et cela pour la méthode d'analyse. L'effort tranchant à chaque étage avec un spectre inélastique cas de D=1 plus grande que le l'effort tranchant de RPA

On remarque que les résultats obtenues on applique le spectre du RPA99 sont toujours proche avec les résultats obtenues avec le spectre inélastique cas de ductilité égale D=3.

On constate que l'effort tranchant maximale, quel que soit la méthode d'analyse, suivie l'axe (x-x) sous la charge E_x .

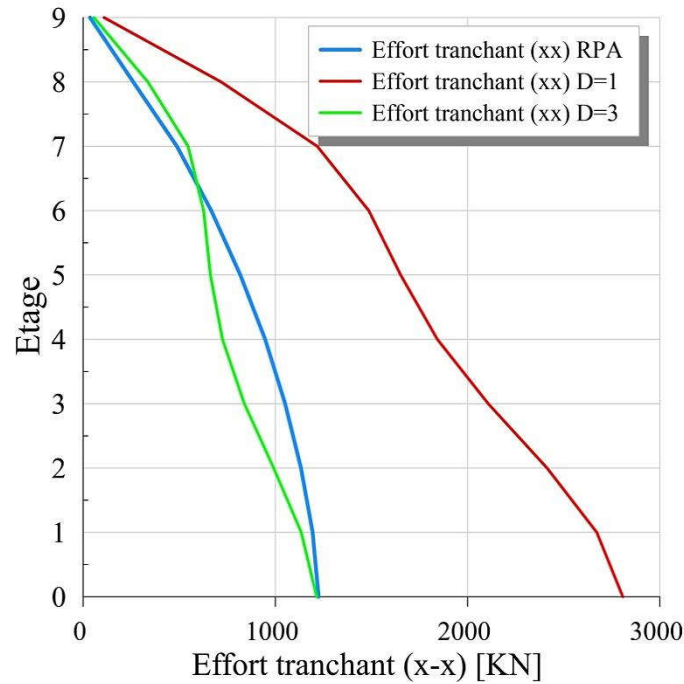


Figure IV.7 : Graphe comparative des efforts tranchants au niveau des étages selon (x-x) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages

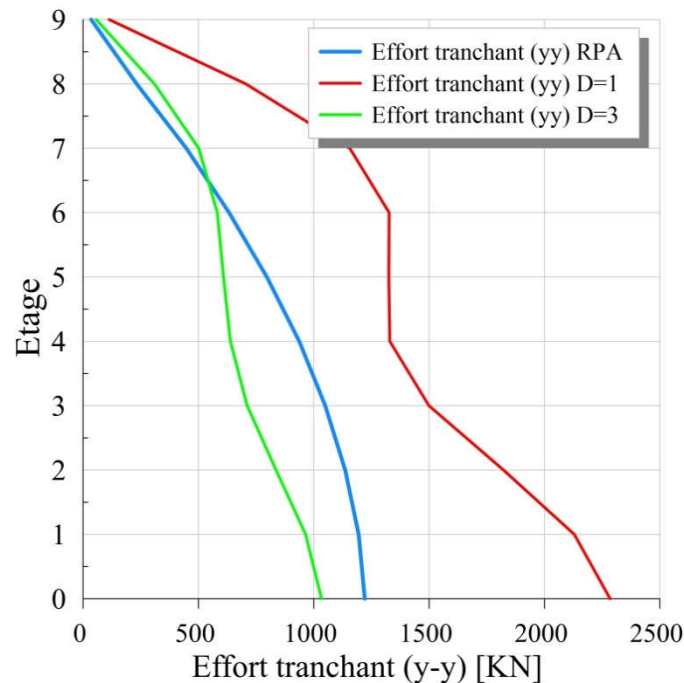


Figure IV.8 : Graphe comparative des efforts tranchants au niveau des étages selon (y-y) avec les trois spectres pour le Bâtiment à huit étages

CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+8 AVEC LA METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE EN UTILISANT LES TROIS SPECTRES PROPOSES

D'après la figure (IV.8) et le tableau (IV.16), (IV.17) et (IV.18) ci-dessus, on remarque que : La structure analysée par spectre RPA99 version 2003 présente des efforts de cisaillement d'étage plus élevés par rapport à celle analysée par spectre calculé selon les deux directions. Où on trouve :

- Selon x-x : la valeur maximale de l'effort tranchant avec l'application du spectre réel est égale à 50 % par rapport la valeur maximale obtenue avec un spectre règlementaire RPA99 version 2003 et le spectre règlementaire RPA99 version 2003 proche le spectre inélastique $D=3$
- Selon y-y : idem pour la direction (yy).

Conclusion

Les efforts tranchants sont plus importants selon la direction (y-y) par rapport à la direction (x-x). Par contre les déplacements selon (x-x) sont plus importants à celle selon (y-y), tout à fait logique parce que la rigidité est plus grande selon l'axe (y-y).

Les efforts tranchants et les déplacements maximaux sont plus obtenus par spectre RPA est Largement supérieure à celles obtenus par spectre réel, Cela peut s'expliquer : le spectre réel obtenu par les accélérogrammes affectés par les conditions de site ferme, qui n'amplifient pas l'accélération à les longues périodes, A qui appartient la période fondamentale de notre structure.

CONCLUSION GENERALE

Diverses méthodes sont offertes à l'ingénieur afin d'estimer la réponse dynamique d'une structure sous sollicitation sismique, dont la méthode statique équivalente, analyse spectrale et analyse dynamique temporelle linéaire ou non linéaire. Pour les structures stratégiques comme les ponts, les centrales nucléaires, barrages, etc., une analyse dynamique temporelle non linéaire s'impose. Dans ce cas, on a recours à de base de données d'enregistrement des signaux sismiques, pour choisir une évolution temporelle de l'excitation sismique qui peut représenter au mieux la sismicité de la région et les profils géologiques du site.

Ce mémoire avait pour ambition de démystifier les principes d'établissement des spectres de réponse et répondre aux questions sur les facteurs contrôlant ces variations. À cet égard, nous avons construit un spectre réel à partir des enregistrements captés lors de séisme de Boumerdès à l'aide de logicielle (SismoSpect) pour l'utiliser dans l'analyse dynamique de structure. Le RPA 99/2003 considère quatre types S1, S2, S3 et S4 sans facteur de sol. Le site système de classification est basé sur les définitions de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement. Les spectres de conception ont montré que les valeurs d'accélération de RPA99 / 2003 ont les mêmes valeurs de crête pour tous les types de sol.

Nous avons comparé les paramètres trouvés du logiciel ETABS en effectuant des calculs à l'aide du spectre de réponse préconisé par le RPA 99/2003 et le spectre de réponse dérivé de l'enregistrement accéléromètre que de Boumerdes du séisme de Boumerdes 2003. A la lumière de l'étude comparative entre les résultats obtenus par les deux méthodes d'analyse modale spectrale avec spectre réglementaire du RPA 2003 et spectre réel calculé.

Nous concluons qu'il faut éviter de construire des structures très rigide ont une période fondamentale $T < 0,5\text{sec}$ sur un site classé dans la zone (III), caractérisé par un sol rocheux ou ferme (S1, S2), car ils peuvent être exposées à une force sismique n'été pas prévu par le spectre réglementaire.

D'autre part il est conseillé de construire dans ce type de site, les structures flexibles qui ont $T > 1\text{sec}$, qui ont été largement sécurisées par le spectre réglementaire. Nous avons constaté que tous les paramètres que nous avons comparés comme les déplacements et l'efforts tranchants par exemple sont vérifiés.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]. **Fahjan, Yasin.M.** 2008. « Selection and Scaling of Real Earthquake Accélèrogramsto Fit the Turkish Design Spectra ». vol. 19, pp. 4423-4444.
- [2]. **Mr HABBI Djamel.** « Évaluation des mécanismes de ruine des structures auto stablesous les séismes proches et lointains » Mémoire de magister.
- [3]. **Anil K. Chopra,** 1995. “Dynamics of Structures_ Theory and Applications to Earthquake Engineering” -Prentice Hall.
- [4]. **Bachir Kbaili,** 2009. “Etude critique des règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003”. ThèsedeUniversité Badji Mokhtar. Annaba
- [5]. **Mostaghel N, Hurried ACJ.** Seismic inelastic design spectrum, Department ofcivil engineering, university of Utah, Salt Lake City. Utah, USA, Earth. Eng. Struct. Dyn. Vol. 14, 1986, p. 379-389.
- [6]. **Boore, D. M., Joyner, W. B., and Fumal, T. E.** 1997, “Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work,” Seismological Research Letters, Vol. 68, No. 1, 128-153.
- [7]. **Boore D M, Bommer J J.,** 2005. ‘‘Processing of Strong Motion Accelerograms: Needs, Options and Consequences’’. Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol 25. 2005
- [8]. **Filiatrault, A.** (1996). Elément de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. KANADA: Editions l'école polytechnique de Montréal.
- [9]. **Veletsos AS, Newmark NM,** 1960 “Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions”. Proceedings of The Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 895–912.
- [10]. **Clough R, Joseph Penzien.** Dynamic of structures, California, Hill, 1975.
- [11]. **Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICI,** Calcul Dynamique des structures en zone sismique.

➤ Règlement :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L. 91).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A. 99/version2003).
- DTR B.C.2.2 « charges permanentes et surcharges d’exploitation ».