

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA DE BÉJAÏA  
FACULTÉ DE LA TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

---



## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME MASTER

OPTION : MATÉRIAUX ET STRUCTURES

THÈME :

**ÉTUDE DE LA RÉPONSE SISMIQUE DE STRUCTURES  
PAR ANALYSE MODALE SPECTRALE ET ANALYSE  
DYNAMIQUE PAR ACCÉLÉROGRAMMES GÉNÉRÉS À PARTIR  
DU SPECTRE DE RÉPONSE ÉLASTIQUE DU RPA99/2003**

RÉALISÉ PAR :

AGGAOUA Amirouche & LANSEUR Hamza

ENCADRÉ PAR :

M<sup>R</sup> N. BELHAMDI

MEMBRE DE JURY:

M<sup>R</sup> R . ATTAL

M<sup>R</sup> A . BOUROUBA

PROMOTION 2011/2012



## *Dédicaces*

---

*En signe de respect et de reconnaissance*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mes très chers parents.*

*A mon frère saadi et sa femme*

*A mes frères.*

*A mes sœurs.*

*A toute ma famille.*

*A tous mes amis(es) sans exception*

*A mon binôme et sa famille*

*LANSEUR Hamza*

*En signe de respect et de reconnaissance*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mes très chers parents.*

*A mon frère jugo.*

*A mes sœurs.*

*A toute ma famille.*

*A tous mes amis(es) sans exception, en particulier  
Hcinou I-313*

*A mon binôme et sa famille*

*AGGAOUA Amirouche*

## *Remerciements*

---

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force, la patience et le courage pour mener à terme ce travail.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Monsieur BELHAMDI Nourredine pour ces précieux conseils et pour l'opportunité qui nous a offert de nous initier au monde de la recherche, c'est grâce à lui, ce travail a été rendu possible.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement les membres de jury, Messieurs R. ATTAL et A. BOUROUBA qui ont donné de leur temps pour examiner et évaluer ce travail.*

*Nous somme reconnaissant aux enseignants de département de génie civil qui ont collaboré à notre formation.*

*Une pensée reconnaissante va enfin à tous nous amis pour leurs soutient morale.*

# Table des matières

---

<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 GÉNÉRALITÉS SUR LES SÉISMES.....</b>	<b>3</b>
1.1 Introduction.....	3
1.2 Définition d'un séisme .....	3
1.3 Notions de failles.....	3
1.4 Classifications des séismes.....	4
1.5 Les ondes sismiques.....	5
1.5.1 Les ondes de volumes.....	5
1.5.2 Les ondes de surfaces.....	6
1.6 Mécanisme de propagation des ondes sismique.....	7
1.7 Les paramètres caractéristiques du mouvement sismique.....	7
1.8 Instrumentation.....	9
1.9 Les Effets engendrés par les séismes.....	10
1.9.1 Effets directs.....	10
1.9.2 Effets induits.....	10
1.10 Historique des séismes en Algérie.....	11
1.11 Conclusion.....	11
<b>CHAPITRE 2 RÉPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES SOUS L'ACTION SISMIQUE.....</b>	<b>12</b>
2.1 Dynamique.....	12
2.2 Action sismique.....	12
2.3 Chargement sismique.....	13
2.4 Formulation de l'équation de mouvement.....	14
2.4.1 Principe d'Alembert.....	14
2.4.2 Principe de Hamilton.....	15
2.4.3 Principe des travaux virtuel.....	16
2.5 Méthodes de résolution de l'équation de mouvement.....	16
2.5.1 Méthode modale.....	17
2.5.2 Méthodes d'intégration temporelle.....	20
2.5.2.1 Méthode des différences centrées.....	21
2.5.2.2 Famille d'algorithmes de Newmark.....	23
2.5.3 Synthèse.....	29
<b>CHAPITRE 3 MÉTHODES DE CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE-ASPECT RÉGLEMENTAIRE.....</b>	<b>31</b>
3.1 Introduction.....	31
3.2 Méthode statique équivalente.....	31
3.2.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente.....	32
3.2.2 L'effort sismique.....	32

# Table des matières

---

3.3 Méthodes dynamique.....	33
3.3.1 Méthode d'analyse modale spectrale.....	33
3.3.1.1 Superpositions des réponses spectrale.....	33
3.3.1.2 Calcul des forces élastiques maximales.....	34
3.3.1.3 Calcul de l'effort tranchant maximal.....	34
3.3.1.4 Le nombre de modes à considérer.....	35
3.3.1.5 Principe d'établissement du spectre de réponse élastique.....	35
3.3.1.6 Spectre réglementaire.....	36
3.3.2 Méthode dynamique temporelle (utilisation d'accélérogrammes).....	37
3.3.2.1 Accélérogrammes générés.....	37
3.3.2.2 Accélérogrammes enregistrés et simulés.....	38
<b>CHAPITRE 4 GÉNÉRATION D'ACCÉLÉROGRAMMES À PARTIR DU SPECTRE DE RÉPONSE.....</b>	<b>39</b>
4.1 Introduction.....	39
4.2 SIMQKE.....	39
4.3 SimSeisme.....	40
4.4 SimSeismeRPA2003.....	41
4.5 Génération d'accélérogrammes compatible avec le spectre de réponse élastique du RPA99/2003 à l'aide de SimSeismeRPA2003.....	42
4.6 Conclusion.....	44
<b>CHAPITRE 5 RÉPONSE SISMIQUE DE STRUCTURES PAR ANALYSE MODALE SPECTRALE ET ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCÉLÉROGRAMMES GÉNÉRÉS</b>	
5.1 Introduction.....	45
5.2 Structures étudiées.....	45
5.2.1 Description.....	45
5.3 Modélisation.....	47
5.4 Vibrations libres.....	47
5.5 Sollicitations sismiques à considérer.....	48
5.6 Résultats de l'analyse.....	49
5.6.1 Résultats en termes de déplacement relatif.....	49
5.6.2 Résultats en termes d'efforts tranchant.....	53
5.6.3 Résultats en termes de moment fléchissant.....	56
5.7 Conclusion.....	59
<b>CHAPITRE 6 DIMENSIONNEMENT D'UN JOINT SISMIQUE PAR L'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCÉLÉROGRAMME ET COMPARAISON AVEC LA L'ANALYSE MODALE SPECTRALE.....</b>	<b>60</b>
6.1 Introduction.....	60

# Table des matières

---

6.2 Présentation des deux structures.....	60
6.3 Modélisation.....	62
6.4 Étude et résultats.....	62
6.5 Dimensionnement du joint sismique.....	66
6.5.1 Méthode modale spectrale.....	66
6.5.2 Méthode dynamique par accélérogrammes.....	66
6.6 Conclusion.....	68
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE.....</b>	<b>69</b>

# Table des figures

---

<b>Figure 1.1</b> : Différents types de failles.....	4
<b>Figure 1.2</b> : Représentation schématique du mouvement des ondes P.....	6
<b>Figure 1.3</b> : Représentation schématique du mouvement des ondes S.....	6
<b>Figure 1.4</b> : Représentation schématique du mouvement des ondes O.....	6
<b>Figure 1.5</b> : Représentation schématique du mouvement des ondes R.....	7
<b>Figure 1.6</b> : Magnitude et l'Intensité.....	7
<b>Figure 1.7</b> : Composante horizontale de l'accélération du séisme de l'impériale vallay enregistré à la station D'EL-CENTRO.....	9
<b>Figure 2.1</b> : L'action sismique sur une structure.....	12
<b>Figure 2.2</b> : Définition des déplacements et des vitesses dans la méthode des différences centrées.....	22
<b>Figure 2.3</b> : Hypothèse de l'accélération moyenne constante.....	24
<b>Figure 2.4</b> : Hypothèse de l'accélération linéaire.....	25
<b>Figure 3.1</b> : Oscillateur simple à 1 ddl soumis à une accélération à la base.....	35
<b>Figure 3.2</b> : Spectre élastique du RPA99/2003 pour $\xi=5\%$ .....	37
<b>Figure 4.1</b> : Accélérogramme généré à l'aide de SIMQKE.....	40
<b>Figure 4.2</b> : Accélérogramme généré à l'aide de SimSeisme.....	41
<b>Figure 4.3</b> : Spectre de réponse de calcul à utiliser.....	42
<b>Figure 4.4</b> : Les accélérogrammes générés.....	43
<b>Figure 4.5</b> : Superposition des spectres.....	44
<b>Figure 5 .1</b> : Portique à une travée et un seul niveau (ST1).....	46
<b>Figure 5.2</b> : Portique à deux travées et un seul niveau (ST2).....	46
<b>Figure 5.3</b> : Portique à une travée et deux niveaux (ST3).....	46
<b>Figure 5.4</b> : Évolution du déplacement de ST1.....	50
<b>Figure 5.5</b> : Évolution du déplacement de ST2.....	51

# Table des figures

---

<b>Figure 5.6</b> : Évolution du déplacement de ST3.....	52
<b>Figure 5.7</b> : Diagrammes des efforts tranchants de ST1.....	54
<b>Figure 5.8</b> : Diagrammes des efforts tranchants de ST2.....	55
<b>Figure 5.9</b> : Diagrammes des efforts tranchants de ST3.....	55
<b>Figure 5.10</b> : Diagrammes des moments fléchissant de ST1.....	57
<b>Figure 5.11</b> : Diagrammes des moments fléchissant de ST2.....	58
<b>Figure 5.12</b> : Diagrammes des moments fléchissant de ST3.....	58
<b>Figure 6.1</b> : La vue en plan des deux blocs.....	61
<b>Figure 6.2</b> : La vue en 3D des deux blocs.....	61
<b>Figure 6.3</b> : Évolution temporelle du nœud 1.....	64
<b>Figure 6.4</b> : Évolution temporelle du nœud 2 .....	65
<b>Figure 6.5</b> : Entrechoquement des deux blocs.....	66
<b>Figure 6.6</b> : Représentation graphique des valeurs du joint sismique.....	67

# Liste des Tableaux

---

<b>Tableaux 2.1</b> : Méthodes de résolution numériques.....	29
<b>Tableaux 5.1</b> : Valeurs des périodes propres fondamentales des structures étudiées....	48
<b>Tableaux 5.2</b> : Déplacements relatifs maximums des différents nœuds choisis.....	49
<b>Tableaux 5.3</b> : Efforts tranchant totale maximum à la base des structures.....	53
<b>Tableaux 5.4</b> : Moment fléchissant totale à la base des structures.....	56
<b>Tableaux 6.1</b> : Période propre de vibration des deux blocs.....	62
<b>Tableaux 6.2</b> : Déplacement max du nœud 1.....	63
<b>Tableaux 6.3</b> : Déplacement max du nœud 2.....	63
<b>Tableaux 6.4</b> : Dimension du joint sismique.....	68

# Introduction générale

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsable de la destruction des villes entières, la cause de la mort de millions 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 est l'application la plus rependue de la dynamique des structures en génie civil. La raison principale est que les séismes génèrent des forces d'inertie importantes pour la grande majorité des bâtiments et des structures de génie civil. Les séismes restent le mode d'excitation dynamique dominant.

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 méthode statique équivalente bien que simple, est limité à des géométries simples et régulières, et avec le développement de logiciels de calcul des structures par éléments finis, permettant à la fois la modélisation spatiale des structures ainsi que le calcul dynamique, elle laisse de plus en plus place à la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle peut être utilisée dans tous les cas de structures courantes. Quant à la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, elle ne peut être utilisée que cas par cas, par un personnel qualifié ayant justifiés auparavant le choix des accélérogrammes à considérer. Toutefois, cette dernière méthode peut trouver son utilisation dans les structures particulière nécessitant notamment un calcul temporel non linéaire.

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).

Le présent travail, fait l'objet de l'étude de la réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés et à la comparaison des réponses obtenues par les deux méthodes d'analyse. Le spectre de réponse élastique des règles parasismiques algériennes RPA99/2003 a été utilisé pour l'analyse modale spectrale et pour la génération d'accélérogrammes pour l'analyse dynamique.

Ce manuscrit est composé de six chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale. Le premier chapitre comporte des généralités sur les séismes, où on présentera le mécanisme de propagation des ondes sismiques ainsi que les effets engendrés par le mouvement sismique. Le deuxième chapitre est consacré à la formulation des équations dynamiques des structures sous sollicitation sismique ainsi qu'à leurs méthodes de résolution. Quant au troisième, il est dédié à la présentation des méthodes de calcul de l'action sismique (aspect réglementaire).

La partie pratique sera entamée au chapitre quatre par la génération d'accélérogrammes à partir de spectre de réponse. Le cinquième chapitre, sera consacré à la confrontation des réponses sismiques évaluées par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés et ce pour trois structures différentes. Au chapitre six, un dimensionnement d'un joint sismique entre deux bâtiments contigus par les deux types d'analyses cités auparavant sera effectué.

# Chapitre 1

## Généralités sur les séismes

### 1.1 Introduction

Lors de la construction des ouvrages, plusieurs problèmes sont posés à l'ingénieur qui doit dimensionner ce dernier pour résister à d'éventuels séismes. À cet effet une étude sismique est indispensable, elle ne peut être menée sans comprendre le mécanisme générateur des séismes ainsi que les caractéristiques du mouvement sismique et leurs effets sur le sol et la structure.

### 1.2 Définition d'un séisme

On appelle un tremblement de terre ou séisme, le mouvement brusque d'une partie de la surface de la terre, provoqué par la libération d'une grande quantité d'énergie accumulée depuis plusieurs années, voire plusieurs dizaines d'années, dans une région sismoactive. Cette énergie peut atteindre (ordre de grandeur) jusqu'à  $10^{17}$  Joules, sur des surfaces assez grandes de l'ordre des centaines de kilomètres carrés ( $100 \text{ Km}^2$ ). Cette énergie se propage dans toutes les directions sous forme d'ondes sismiques génératrices d'une série de mouvements vibratoires à la surface de la terre [11, 6,12].

### 1.3 Notions de failles

D'après des recherches faites sur les séismes, les géophysiciens ont constaté qu'un nombre assez important de ces derniers se produit aux voisinage des failles actives connues, autrement dit, le jeu de failles est l'une des causes principales qui engendre un séisme, d'une part, et d'autre part la majorité des séismes s'accompagnent d'une naissance des cassures du terrain géologique, suivie d'un mouvement relatif des plaques (compartiments, lèvres, miroir de faille, rejet etc.). La classification la plus simple des failles d'après le rejet est [6]:

– **Les failles normale**

Elles sont caractérisées par l'écartement d'un compartiment par rapport à un autre (contraintes de traction).

– **Les Failles inverses (chevauchement)**

Elles sont caractérisées par le mouvement de chevauchement de deux compartiments en présence des contraintes de compression c'est à dire, rapprochement de l'un vers l'autre (Séisme d'El-Asnam-1980).

– **Les Failles décrochantes (coulissantes)**

Elles provoquent le coulissement horizontal de deux blocs en sens contraire de part et d'autre dans le plan de la faille (contrainte de cisaillement). La figure ci-dessous montre les différents types de failles :

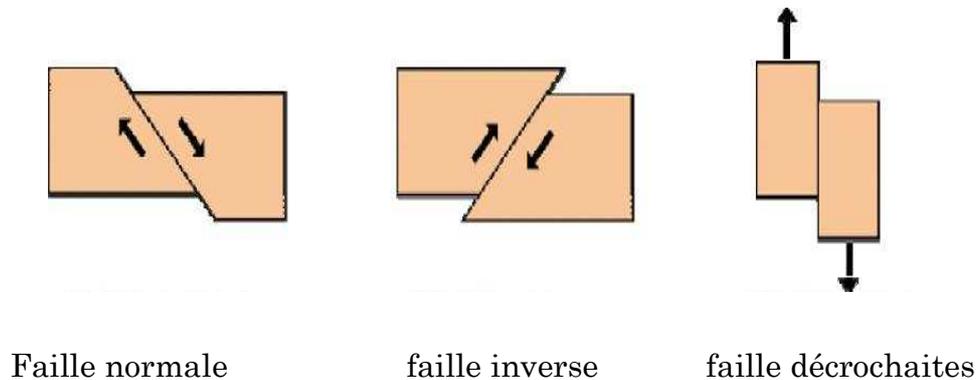


Figure 1.1 Différents types de failles

## 1.4 Classifications des séismes

Les séismes sont classés d'après leurs hypocentres (foyer) qui est le lieu qui constitue l'origine d'énergie de l'ébranlement des roches. Selon la profondeur du foyer on classe les séismes en trois catégories [11] :

– **Les séismes superficiels**

La majorité des séismes sont superficiels leur profondeur varie de 0 à 15 kilomètres, ils représentent environ 70% de l'ensemble des séismes et couvrent 70% de l'énergie sismique totale libérée, ils constituent la majorité des séismes destructeurs, et se caractérisent par des fréquences d'apparition diminuant en fonction de la profondeur.

### – Les séismes intermédiaires

Ce sont des secousses dont la profondeur des foyers est comprise entre 15 et 70 km, ils constituent environ 25% de la totalité des séismes, ils sont ressentis à la surface de la terre avec une moindre intensité que les premiers.

### – Les séismes profonds

Ils représentent environ 5%, la profondeur de leurs foyers varie entre 70 et 150 km, ils se produisent essentiellement le long d'une plaque. Aussi on les distingue des autres types mentionné précédemment du fait qu'ils produisent, et qu'ils sont parfois aussi intenses que les autres catégories.

## 1.5 Les ondes sismique

Libérées par la rupture sur la faille, des ondes sismiques se propagent dans toutes les directions.

Plusieurs types d'ondes aux effets différents sur les sols et les structures sont générés par La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et leur condition de propagation permet de comprendre leur action sur les structures en fonction du site géologique où se situe la construction et de sa distance au foyer [6].

### 1.5.1 Les ondes de volumes

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, lorsqu'elles arrivent à la surface elles provoquent des déformations sur les constructions sous l'effet des forces d'inertie (forces qui s'applique à une masse qui subit une accélération comme le passager d'un véhicule qui démarre ou freine). En distingue :

#### – Les ondes P (primaire)

Elles se progressent en animant les particules des sols traversées en compression/dilatation, elles sont dites longitudinales. Elles secouent les bâtiments de haut en bas, sont généralement à haut fréquence, Elles sont responsables du grandement sourd qu'on entend au début d'un tremblement de terre.

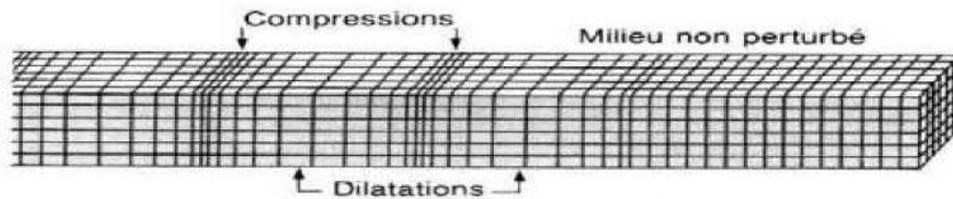


Figure 1.2 Représentation schématique du mouvement des ondes P

### – Les ondes S (secondaires)

Elles se progressent en cisillant le sol perpendiculairement à leur cheminement. Elles secouent les bâtiments horizontalement dans tous les sens. Les ondes S ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leurs vitesses sont plus petites que celles des ondes P, elles apparaissent en second lieu.

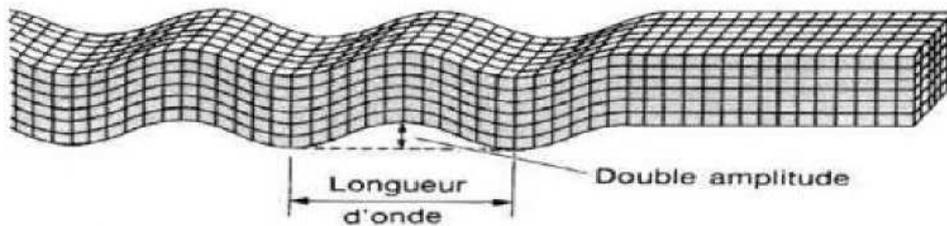


Figure 1.3 Représentation schématique du mouvement des ondes S

### 1.5.2 Les ondes de surface

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volumes à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes, elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de surface ont un contenu fréquentiel qui concerne certain structures. On distingue [11] :

### – Les ondes de love (O)

Pour ces ondes les particules se déplacent horizontalement et perpendiculairement à la direction de propagation. Elles provoquent une secousse horizontale, qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices, elles arrivent en troisième position après les ondes S et P.

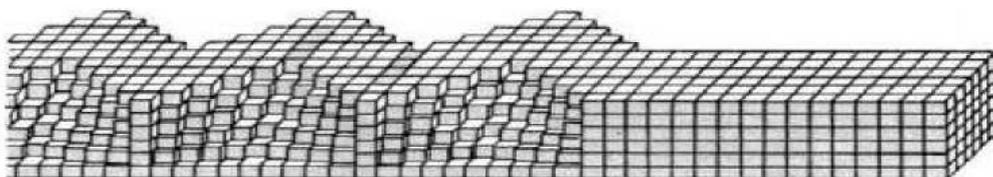


Figure 1.4 Représentation schématique du mouvement des ondes O

### – Ondes Rayleigh (R)

Elles résultent d'une combinaison d'ondes P et S, ainsi leur déplacement est complexe, un mouvement à la fois horizontal et vertical (elliptique), et les vibrations résultantes se font dans un plan parallèle à la direction de propagation. Les ondes de Rayleigh sont plus lentes que celles de Love, elles arrivent généralement en quatrième position.

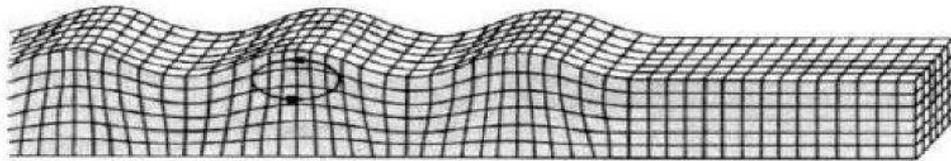


Figure 1.5 Représentation schématique du mouvement des ondes R

## 1.6 Mécanisme de propagation des ondes sismique

Le mouvement vibratoire de sol de forte amplitude est de caractère aléatoire correspondant à la propagation d'une perturbation ayant prise naissance à l'intérieur de l'écorce terrestre, sa durée est très variable mais toujours brève. Au voisinage de la source de rupture les ondes créées correspondent à des ondes de volume. Lorsque celles-ci commencent ascensions vers la surface de la terre, elles rencontrant des hétérogénéités et des discontinuités, elles sont alors réfléchies et réfractées et donne naissance à des d'ondes de surface [9].

## 1.7 Les paramètres caractéristiques du mouvement sismique

On peut caractériser un séisme par différents paramètres [6,12]:

### – La 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.

### – 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].

– **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 événement 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 1.6.** Magnitude et l'Intensité

## 1.8 Instrumentation

Lorsque les ondes et l'énergie qu'elles transportent atteignent un site à la surface de la terre, elles engendrent des vibrations dans les trois directions, deux horizontales et une verticale. Les enregistrements des accélérations de ces mouvements (les accélérogrammes) s'effectuent à l'aide d'accélérographes ou sismomètres.

### – Sismomètre

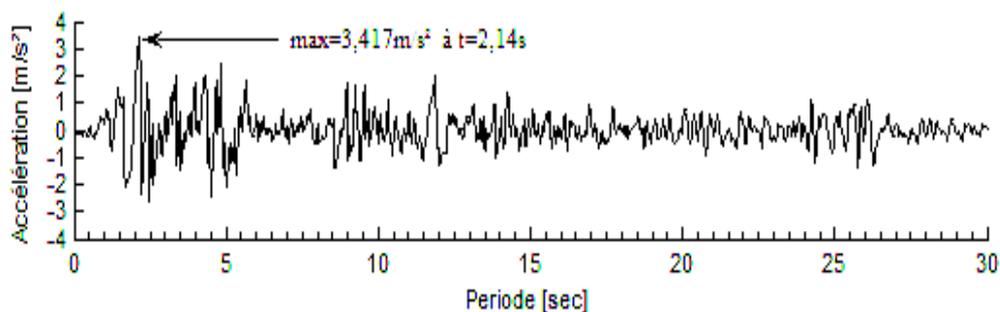
C'est un détecteur de mouvement du sol qui comporte un capteur mécanique, un transducteur, un amplificateur et un enregistreur. Il est capable de détecter de très petits mouvements du sol et de les enregistrer, analogiquement ou numériquement, en suivant une base de temps très précise [11].

### – Accélérogramme

Représente la variation de l'accélération du sol en fonction du temps, il est enregistré dans la zone géographique considérée, qui contient à la fois les aspects accélérations, durée et contenu fréquentiel [8].

Il existe plusieurs types d'accélérogrammes :

- accélérogrammes naturels
- accélérogrammes synthétiques, à partir d'accélérogrammes naturels
- accélérogrammes artificiels



**Figure 1.7** Composante horizontale de l'accélération du séisme de l'impériale valley (1940) enregistré à la station d'El-Centro (USA)

## 1.9 Les Effets engendrés par les séismes

### 1.9.1 Effets directs

Les effets directs sont produits par le mouvement vibratoire du sol d'une de quelques millimètres à 1 mètre pour les séismes les plus violents, déformation du terrain, mise en oscillation des constructions...etc. Ces effets, à leur tour, peuvent entraîner des changements dans les conditions hydrauliques du site (modification de la circulation des eaux souterraine, tarissement des sources...etc.) [11].

### 1.9.2 Effets induits

Les effets induits par les séismes sont de grands mouvements de sols ou de l'eau pouvant résulter d'une conjonction de plusieurs causes. Parmi ces principaux effets induits [11]:

#### – Tassement

Des sables secs soumis à des vibrations peuvent subir des tassements importants, qui peuvent être estimés par des mesures des vides du sable. Ces tassements peuvent atteindre quelques dizaines de cm. Différentiels ou non, ils peuvent être suffisants pour rendre une construction inutilisable.

#### – Liquéfaction

Les sables fins saturés en eau peuvent être le siège d'un phénomène encore plus spécifique au contexte sismique. La résistance au cisaillement d'un sol est donnée par la relation [12] :

$$\sigma_R = (\sigma - u) \cdot \text{Tg } \varphi \quad \text{Avec :}$$

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol

$(\sigma - u)$  : pression effective.  $\sigma$ : Pression non déjaugée et  $u$  : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol. Comme la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle  $u$ , il y a réduction de la résistance  $\sigma_R$  sol du sol, jusqu'à son annulation. Et lorsque  $\sigma_R = 0$  on dit que le sol est liquéfier.

#### – Tsunami

Lorsque le mouvement relatif des bords de la faille (inverse et normale) qu'il a lieu au fond de la mer, il entraîne soit à une aspiration d'eau (si le fond descend d'un côté de la faille, l'autre côté restant fixe), soit à une poussée appliquée à l'eau (si le fond monte d'un côté de la faille, l'autre côté restant fixe).

Ce phénomène provoque une formation d'onde en surface de l'eau (vague), Cette vague se propage depuis la zone épiscopale sur des centaines de km, sa hauteur peut atteindre la dizaine de mètres pour des séismes majeurs.

Le tsunami est l'effet du déferlement de cette vague sur la côte : destruction de constructions, entrainement de bateaux à l'intérieur des terres... etc.

### 1.10 Historique des séismes en Algérie

Le nord algérien régulièrement frappé par des séismes, parfois importants mais souvent modérés à faibles. Les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des catastrophes (El Asnam, 10.10.1980, Boumerdes, 21.05.2003) difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar de beaucoup d'autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes [16].

S'il est vrai qu'avant la catastrophe d'El Asnam (10 octobre 1980,  $M=7.3$ ), peu de choses étaient connues de la sismicité algérienne, les leçons données par ce séisme furent multiples et eurent un impact important. Ce séisme a permis de démontrer scientifiquement que de violents séismes pouvaient se produire en Algérie du Nord, que cette région subissait le rapprochement de la plaque européenne, qu'il fallait renforcer la surveillance sismique du territoire, qu'il fallait se munir de normes de construction parasismiques, qu'il fallait à tout prix de se doter d'un plan de réduction du risque sismique.

### 1.11 Conclusion

À travers l'ensemble des informations recueillies jusqu'à présent, l'activité sismique commence à être connue puisqu'aujourd'hui nous en connaissons la cause majeure, la localisation, sa répartition sur les divers territoires, son ampleur. Cependant beaucoup d'efforts restent à déployer pour parvenir à comprendre l'ensemble des mécanismes de cette sismicité, sa récurrence. Aujourd'hui il faut poursuivre ces efforts qui ont été déployés jusqu'à présent en améliorant de façon permanente l'évaluation de l'aléa sismique. Ces efforts doivent enfin servir non seulement à améliorer nos connaissances scientifiques mais avant tout de servir à une meilleure prévention et de façon générale servir à la réduction du risque sismique.



## Chapitre 2

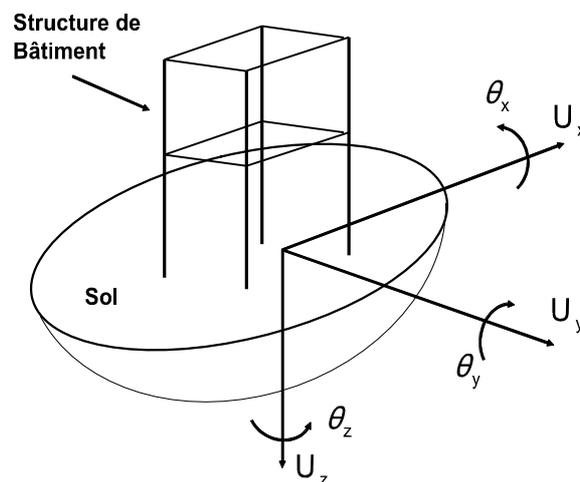
# Réponse dynamique des structures sous l'action Sismique

### 2.1 Dynamiques

La signification du terme dynamique peut se définir simplement comme variable dans le temps, une charge dynamique et donc une charge dont l'intensité, la direction ou le point d'application varient avec le temps. De même, la réponse de la structure à une charge dynamique – c'est-à-dire les déplacements et les contraintes qui en résultent est également variable dans le temps, donc dynamique elle aussi [2,3].

### 2.2 Action sismique

L'action d'un séisme sur une structure se traduit par un déplacement du sol variable dans le temps  $U_g(t)$ , qui implique des composantes de translation  $U(t)$  et de rotation  $\theta(t)$  alternées [5]. Figure 2.1.



**Figure 2.1** L'action sismique sur une structure

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales  $U_x$  et  $U_y$ ) et d'une composante verticale  $V_z$ . Il est utile de savoir que la composante verticale peut être de même ordre que la composante horizontale au voisinage de l'épicentre.

Plus nous éloignons de cette épiceintre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale, elle perd environ 50 à 70% de son influence. L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable, que le mouvement horizontal [6]. D'autant plus, du fait, que les structures soient réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante, alors que la composante horizontale, elle, sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux.

### 2.3 Chargement sismique

L'accélération du sol au niveau de la base de la structure produit une force d'inertie qui s'oppose à elle-même. Cette force d'inertie  $F(t)$  est le produit de la masse de la structure par l'accélération totale de celle-ci, l'accélération totale de la structure est égale à la somme de son accélération relative par rapport à son axe verticale et l'accélération du sol enregistré [2, 3,9].

$$F(t) = \text{Masse} \times \text{accélération totale} \quad (2.1)$$

$$F(t) = m (\ddot{U}(t))_{\text{totale}} \quad (2.2)$$

$$F(t) = m (\ddot{U}(t) + \ddot{U}(t)_{\text{sol}}) \quad (2.3)$$

$$F(t) = m \ddot{U}(t) + m \ddot{U}(t)_{\text{sol}} \quad (2.4)$$

Le terme  $[- m \ddot{U}(t)_{\text{sol}}]$  représente la force excitatrice du système.

Avec :

$\ddot{U}(t)$  : Accélération relative.

$\ddot{U}(t)_{\text{sol}}$  : Accélération du sol.

$\ddot{U}(t)_{\text{total}}$  : Accélération absolue (totale)

## 2.4 Formulation de l'équation de mouvement

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de l'histoire dans le temps des déplacements d'une structure soumis à un chargement donné variable dans le temps. Les expressions mathématiques qui définissent les déplacements dynamiques sont appelées équations du mouvement de la structure, la résolution de ces équations donne l'histoire des déplacements recherchés.

La formulation des équations du mouvement d'un système dynamique peut fort bien constituer la phase la plus importante de toute l'étude dynamique. Pour formuler ces équations trois principes seront présentés [3,9]:

### 2.4.1 Principe d'ALEMBERT

Ce principe est basé sur la 2<sup>ème</sup> loi de Newton, la variation de la quantité de mouvement d'une masse est égale à la force qui lui est appliquée. Cette relation peut être exprimée par l'équation différentielle :

$$F(t)_{\Delta t \rightarrow 0} = \frac{\Delta (m \dot{U})}{\Delta t} \quad (2.5)$$

$$F(t) = \frac{d (m \dot{U})}{d t} \quad (2.6)$$

$$F(t) = \frac{m d\dot{U}}{d t} \quad (2.7)$$

$$F(t) = m\ddot{U} \quad (2.8)$$

$$F(t) - m\ddot{U} = 0 \quad (2.9)$$

Telle que  $F(t)$  est la résultante de des forces agissant sur la masse.

Des efforts de contrainte élastiques internes s'opposant aux déplacements. Des forces visqueuses s'opposant aux vitesses et de chargement extérieurs définies de manière indépendante.

$$F(t) = P(t)_{\text{ext}} - P(t)_{\text{int}} \quad (2.10)$$

$$F(t) = P(t) - f_s - f_D \quad (2.11)$$

Avec :

$f_s = KU$  force élastique.

$f_D = C\dot{U}$  force d'amortissement.

K et C représente respectivement la rigidité et le coefficient d'amortissement du système.

Donc :

$$F(t) = P(t) - KU - C\dot{U} \quad (2.12)$$

De (2.9) et (2.12) on a

$$M\ddot{U}(t) = P(t) - KU - C\dot{U} \quad (2.13)$$

D'où

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t) \quad (2.14)$$

#### 2.4.2 Principe de HAMILTON (formulation énergétique)

Cette formulation fait appel à des grandeurs scalaire, désignant par T l'énergie cinétique du système, V son énergie potentielle définie par :

$$F_{\text{con}} = -\text{grad } V$$

Où  $F_{\text{con}}$  : représente les forces conservatives ;  $W_{\text{nc}}$  : le travail des forces non conservative, telles les forces d'amortissement ou les forces extérieure directement appliquée au système. Le principe d'Hamilton formule pour tout intervalle de temps  $[t_1, t_2]$  on a :

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T-V) dt + \int_{t_1}^{t_2} W_{\text{nc}} dt = 0 \quad (2.15)$$

Où  $\delta$  : la variation arbitraire des qualités T, V. L'énergie Cinétique du système est donné par :

$$T = \frac{1}{2} M \dot{U}^2 \quad (2.16)$$

Son énergie potentielle est :

$$V = \frac{1}{2} K U \quad (2.17)$$

Le travail des forces non conservatives est égale au travail des forces appliquées et des forces dissipatives :

$$\delta W_{\text{nc}} = p(t) \delta U - C\dot{U} \delta U \quad (2.18)$$

Le principe d'Hamilton permet d'écrire :

$$\int_{t_1}^{t_2} [M\dot{U} \delta\dot{U} - KU\delta U] dt + \int_{t_1}^{t_2} [p(t) - C\dot{U} \delta U] dt = 0 \quad (2.19)$$

En intégrant par partie le terme  $\int_{t_1}^{t_2} M\dot{U} \delta\dot{U} dt$ , on aura :

$$\int_{t_1}^{t_2} [-M\ddot{U} - C\dot{U} - KU + P(t)] \delta U dt = 0 \quad (2.20)$$

D'où

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t) \quad (2.21)$$

### 2.4.3 Principe des travaux virtuels

Si un système est en équilibre sous l'action d'un ensemble de force est soumis à un déplacement virtuel, alors le travail total de toutes ces forces est nul.

$$(F_I + F_D + F_S - p(t)) = 0 \quad (2.22)$$

Avec  $F_I$  : force d'inertie

$$\delta U \neq 0$$

Donc :

$$F_I + F_D + F_S = P(t) \quad (2.23)$$

D'où :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t) \quad (2.24)$$

## 2.5 Méthodes de résolution de l'équation de mouvement

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier et du mode de définition de la sollicitation appliqué. Mais dans la plupart des cas pratique l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et le recours à des méthodes numérique se révèle indispensable [2, 5,9].

### 2.5.1 Méthode modale

La méthode modale ou superposition modale est une technique très utile pour déterminer la réponse dynamique d'un système linéaire à plusieurs degrés de libertés soumis à un chargement dynamique (ou l'accélération à la base) quelconque.

Contrairement à la méthode d'intégration directe ou aucune transformation de l'équation de mouvement en quelque que ou autre forme n'est effectué, dans la méthode modale les équations doivent être découpées, chacune de ces équation ainsi obtenue est intégrée explicitement ou numériquement. La solution recherchée est une combinaison linéaire des solutions d'équations découpées.

La stratégie de base de l'analyse modale consiste à introduire une transformation linéaire des variables, on utilisant la matrice modale  $[\Phi]$ . Cette transformation convertie les équations différentielles des coordonnées géométriques en un nouveau système de coordonnées généralisées [2, 13, 14,15].

$$\{u\} = [\Phi] \{y\} \Leftrightarrow U = \Phi Y \quad (2.25)$$

Avec :

$U$  : Vecteur de coordonnées géométriques des déplacements.

$Y$  : Vecteur de coordonnées généralisées des déplacements.

$\Phi$  : La matrice modale qui permet de passer des coordonnées généralisées aux coordonnées géométrique.

L'écriture directe de l'équation dynamique d'un système à plusieurs degrés de libertés, donne sous forme matricielle l'ensemble des équations de mouvement de celui-ci :

$$M\ddot{U}_t + C\dot{U}_t + KU = 0 \quad (2.26)$$

- $U$  : vecteur des déplacements nodaux relatifs par rapport à la base.
- $U_t$  : vecteur des déplacements nodaux totaux (ou absolu).
- $0$  : vecteur à N composantes nulles, N nombre DDL du système.
- $M\ddot{U}_t$  : force d'inertie agissant sur le système.
- $C\dot{U}_t$  : force d'amortissement agissant sur le système.
- $KU$  : force de rappel élastique agissant sur le système.

Par ailleurs, la règle de décomposition des déplacements permet d'exprimer le déplacement absolu en fonction du déplacement relatif par :

$$U_i = U + r \cdot u_g \quad (2.27)$$

Où  $r$  est le vecteur de couplage dynamique, qui relie la direction du mouvement à la base avec la direction de chaque degré de liberté.

En tenant compte des équations (2.27), l'équation (2.26) devient :

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + KU = -M r \ddot{u}_g(t) = P(t) \quad (2.28)$$

Cette dernière équation représente les équations du mouvement d'un système présentant un comportement linéaire sous sollicitation sismique.

### – Découplage des équations de mouvement

En remplaçant l'équation (2.25) dans l'équation (2.28) on obtient :

$$M \Phi \ddot{y} + C \Phi \dot{y} + K \Phi y = p(t) \quad (2.29)$$

En multipliant l'équation (2.29) par la transpose d'un mode de vibration  $\Phi_i^T$  :

$$\Phi_i^T M \Phi \ddot{Y} + \Phi_i^T C \Phi \dot{Y} + \Phi_i^T K \Phi Y = \Phi_i^T p(t) \quad (2.30)$$

En utilisant les propriétés d'orthogonalité des modes de vibration, pour  $i \neq j$  :

$$\begin{aligned} \Phi_i^T M \Phi_j &= 0 \\ \Phi_i^T K \Phi_j &= 0 \end{aligned} \quad (2.31)$$

En supposant aussi que les propriétés d'orthogonalité s'applique aussi la matrice d'amortissement  $C$ , pour  $i \neq j$

$$\Phi_i^T C \Phi_j = 0 \quad (2.32)$$

Alors une seule équation en  $y_i$  reste de l'équation (2.30)

$$M_i \ddot{y}_i + C_i \dot{y}_i + K_i y_i = p_i(t) \quad (2.33)$$

Avec :

$$\begin{aligned} M_i &= \Phi_i^T [M] \Phi_i && \text{Masse généralisée du mode } i. \\ C_i &= \Phi_i^T [C] \Phi_i && \text{Amortissement généralisée du mode } i \\ K_i &= \Phi_i^T [K] \Phi_i && \text{Rigidité généralisée du mode } i. \\ P_i(t) &= \Phi_i^T [P(t)] && \text{Force généralisée du mode } i. \end{aligned}$$

En divisant l'équation (2.33) par  $M_i$  on obtient :

$$\ddot{y}_i + 2 \xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{p_i(t)}{M_i} \quad (2.34)$$

Avec :

$$\begin{cases} \omega_i^2 = \frac{K_i}{M_i} \\ \xi_i = \frac{C_i}{2\omega_i M_i} \end{cases} \quad (2.35)$$

Où :  $\omega_i$  : pulsation propre du mode de vibration  $i$ .

$\xi_i$  : Facteur d'amortissement du mode de vibration  $i$ .

Pour chaque mode considéré  $i$  on peut effectuer la résolution de l'équation (2.34), soit par intégration directe pas à pas, soit en utilisant une décomposition de la sollicitation en série de Fourier ou bien on applique l'intégral de Duhamel.

Ce dernier revient à considérer que le chargement  $p(t)$  est constitué d'une succession d'impulsions d'une courte durée et à calculer la réponse en vibration libre à chaque impulsion. La réponse totale est obtenue en superposant la réponse subséquente à chaque impulsion.

La réponse pour le mode  $i$  en utilisant l'intégrale de Duhamel s'écrit :

$$y_i = \frac{1}{M_i \omega_{Di}} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_{Di} (t-\tau) d\tau \quad (2.36)$$

Où :

$$\omega_{Di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (2.37)$$

$\omega_{Di}$  : Pulsation des vibrations amorties du mode  $i$

Après avoir trouvée la solution de chacune des coordonnées généralisées  $y_i$ , on détermine la réponse de chaque DDL en utilisant la transformation de l'équation (2.25).

La réponse géométrique d'un DDL particulier  $u_i(t)$  s'obtient par :

$$u_i(t) = \sum_{j=1}^n \Phi_j^i y_j(t) \quad (2.38)$$

$\Phi_j^i$  : Degré de liberté du mode  $j$  ( $i^{\text{iem}}$  composante du  $j^{\text{iem}}$  vecteur modale)

### 2.5.2 Méthodes d'intégration temporelle

Les méthodes d'évaluation des réponses par l'intégrale de Duhamel et la transformation inverse de Fourier sont limitées à des systèmes linéaires, par contre les méthodes directes d'intégration temporelle s'appliquent bien à des systèmes linéaires que non linéaires. Ces méthodes dites directes car elles sont applicables sans modification ou transformation des équations de mouvement à un ou plusieurs degrés de liberté. De ce fait, ces méthodes peuvent être considérées comme les seules méthodes générales de calcul de la réponse des systèmes dynamiques à des charges arbitraires.

Plusieurs méthodes pour l'intégration directe des équations de mouvement dont [2, 5,9] :

- Méthode des différences centrées
- Méthodes de Newmark :
  - Méthode d'accélération linéaire
  - Méthode de l'accélération moyenne constante
- Méthode de Houbolt
- Wilson –  $\theta$
- HHT -  $\alpha$  (Hilber , Hughes et Taylor)

Le principe de ces méthodes se résume à (i) supposer des fonctions décrivant les variations du déplacement, de la vitesse et de l'accélération durant un intervalle de temps et (ii) satisfaire l'équation de mouvement, non pas à tout instant  $t$ , mais à une suite discrète de pas de temps séparés par un intervalle commun  $\Delta t$ , soient à :

$0, \Delta t, 2 \Delta t, 3 \Delta t, \dots, t - \Delta t, t, t + \Delta t, \dots, t_d$ , où  $t_d$  est la durée totale du chargement.

Cet intervalle de temps est appelé pas de temps. La précision des résultats, la stabilité de la solution et la durée totale du calcul dépendent de la longueur du pas de temps et du choix de la fonction décrivant la variation du déplacement, de la vitesse et de l'accélération. L'équation du mouvement d'un système linéaire s'écrit donc :

$$M\ddot{u}_n + C\dot{u}_n + Ku_n = p_n \quad (2.39)$$

Avec :  $M$ ,  $C$  et  $K$  est la masse, l'amortissement et rigidité respectivement du système.

$\ddot{u}_n, \dot{u}_n, u_n$  : Accélération, vitesse et déplacement à l'instant  $t_n$ .

$t_n$  : début du pas de temps.

En général on calcul la solution au temps  $t_{n+1}$  en se basant sur la solution au temps  $t_n$  comme condition initial. Si la méthode de calcul ne dépend que de la solution à l'étape précédente (c'est-à-dire au temps  $t_n$ ) la méthode est dite explicite, et si elle dépend non seulement des résultats au temps  $t_n$ , mais aussi des résultats à l'étape courante  $t_{n+1}$ , la méthode est dite implicite.

Les méthodes d'intégration temporelle qui nécessitent un pas de temps  $\Delta t$  plus petit qu'un pas de temps critique  $\Delta t_{cr}$  sont dites conditionnellement stables. Dans le cas contraire, elles sont dites inconditionnellement stables. Toutes les méthodes explicites sont conditionnellement stables. Celle implicite, peuvent être conditionnellement ou inconditionnellement stables.

### 2.5.2.1 Méthode des différences centrées

La méthode des différences centrées est basée sur des approximations de la vitesse et de l'accélération par des quotients de différences finie des valeurs connues des déplacements à intervalles de temps régulier (voir Figure 2.2) [2]. Pour cette section, nous convenons que le début du pas de temps courant sera noté  $t_n = n\Delta t$  et la fin sera notée  $t_{n+1} = (n+1)\Delta t$ . afin d'alléger la notation nous adoptant la notation suivante : les vecteurs des déplacements  $u(t_n)$ , de vitesses  $\dot{u}(t_n)$  et d'accélérations  $\ddot{u}(t_n)$  évalués au début du pas de temps  $t_n$  seront noté respectivement,  $\ddot{u}_n, \dot{u}_n, u_n$ . De même, les vecteurs des déplacements  $u(t_{n+1})$ , de vitesses  $\dot{u}(t_{n+1})$  et d'accélérations  $\ddot{u}(t_{n+1})$ , évalués à la fin du pas de temps  $t_{n+1}$  seront notés respectivement  $u_{n+1}, \dot{u}_{n+1}, \ddot{u}_{n+1}$ . Les déplacements à  $t_{n-1/2} = (n-1/2)\Delta t$  et  $t_{n+1/2} = (n+1/2)\Delta t$  peuvent s'exprimer par :

$$u_{n-1/2} = \frac{u_{n-1} + u_n}{2}, \quad u_{n+1/2} = \frac{u_n + u_{n+1}}{2} \quad (2.40)$$

La vitesse à mi-chemin de ces temps peut s'exprimer par le quotient de différences finis suivante :

$$\dot{u}_n = \frac{u_{n+1/2} - u_{n-1/2}}{\Delta t} \quad (2.41)$$

En tenant compte des équations (2.40), on obtient l'expression de la vitesse au temps  $t_n$

$$\dot{u}_n = \frac{u_{n+1} + u_{n-1}}{2\Delta t} \quad (2.42)$$

Pour calculer l'accélération, on doit déterminer d'abord la vitesse à  $t_{n-1/2}$ ,  $t_{n+1/2}$ , les milieux des deux intervalles successifs. De manière similaire à (2.42), on a :

$$\dot{u}_{n-1/2} = \frac{u_n - u_{n-1}}{\Delta t}, \quad \dot{u}_{n+1/2} = \frac{u_{n+1} - u_n}{\Delta t} \quad (2.43)$$

L'accélération à mi-chemin de ces temps peut s'exprimer par le quotient de différences finis suivante :

$$\ddot{u}_n = \frac{\dot{u}_{n+1/2} + \dot{u}_{n-1/2}}{\Delta t} = \frac{1}{\Delta t^2}(u_{n+1} - u_n) - \frac{1}{\Delta t^2}(u_n - u_{n-1}) \quad (2.44)$$

D'où on obtient l'expression de l'accélération  $t_n$

$$\ddot{u}_n = \frac{1}{\Delta t^2}(u_{n+1} - 2u_n + u_{n-1}) \quad (2.45)$$

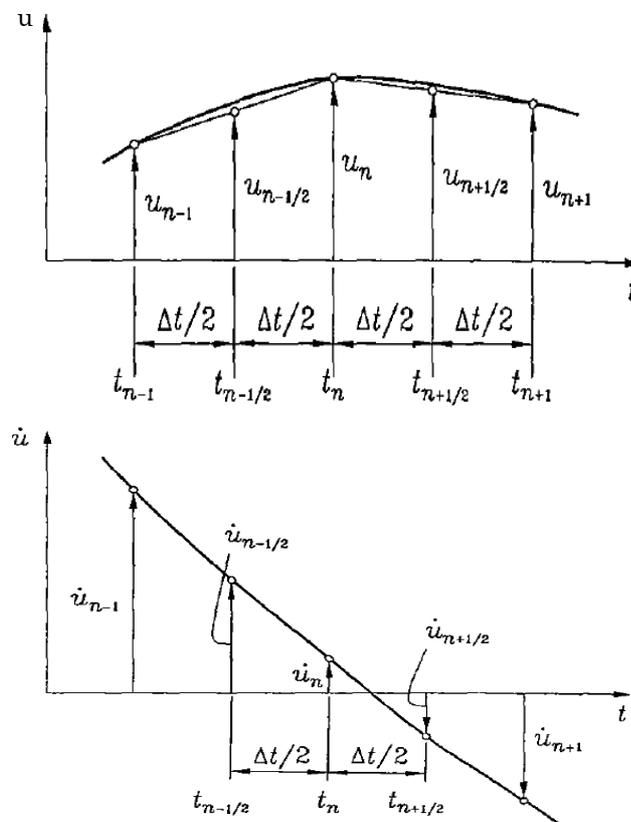


Figure 2.2 Définition des déplacements et des vitesses utilisés dans la méthode des différences centrées

La solution au temps  $t_{n+1}$  est obtenue en substituant les équations (2.42) et (2.45) dans l'équation de mouvement (2.39) exprimée au temps  $t_n$

$$\left(\frac{1}{\Delta t^2}M + \frac{1}{2\Delta t}C\right)u_{n+1} = p_n - \left(\frac{1}{\Delta t^2}M - \frac{1}{2\Delta t}C\right)u_{n-1} - \left(K - \frac{2}{\Delta t^2}M\right)u_n \quad (2.46)$$

L'équation (2.46) peut se mettre sous la forme :

$$\tilde{K} u_{n+1} = \tilde{P}_n \quad (2.47)$$

Le déplacement au temps  $t_{n+1}$  est simplement :

$$u_{n+1} = \frac{\tilde{P}_n}{\tilde{K}} \quad (2.48)$$

Où

$$\tilde{K} = \frac{1}{\Delta t^2}M + \frac{1}{2\Delta t}C \quad (2.49)$$

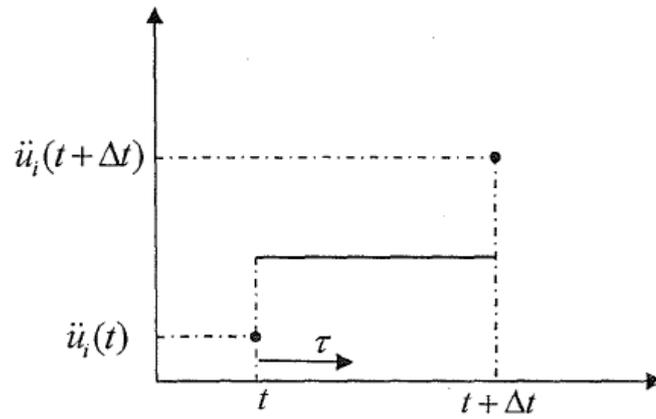
$$\tilde{P}_n = p_n - \left(\frac{1}{\Delta t^2}M - \frac{1}{2\Delta t}C\right)u_{n-1} - \left(K - \frac{2}{\Delta t^2}M\right)u_n \quad (2.50)$$

On voit bien que le déplacement au temps  $t_{n+1}$  est obtenu de l'équation de mouvement exprimée au temps  $t_n$  et ne dépend que de l'état du système au temps précédents. On dit que cette méthode est explicite. Ainsi qu'elle est conditionnellement stable et exige l'utilisation d'un pas de temps très petit sinon les déplacements augmentent rapidement à l'infini.

### 2.5.2.2 Famille d'algorithmes de Newmark

#### a. Méthode d'accélération moyenne constante

L'hypothèse de base de cette méthode soutient que l'accélération relative de chaque degré de liberté (DDL) est constante durant un pas de temps et que les propriétés du système ne changent pas pendant ce laps de temps.



**Figure 2.3** Hypothèse de l'accélération moyenne constante

L'accélération relative du DDL  $i$  pendant un pas de temps s'écrit comme suit :

$$\ddot{u}_i(\tau) = \frac{1}{2} [\ddot{u}_i(t) + \ddot{u}_i(t + \Delta t)] \quad t \leq \tau \leq t + \Delta t \quad (2.51)$$

On obtient alors la vitesse relative du chaque DDL  $i$  pendant un pas de temps en intégrant l'équation (2.51).

$$\dot{u}_i(\tau) = \dot{u}_i(t) + \int_t^\tau \ddot{u}_i(\tau) d\tau \quad (2.52)$$

$$\dot{u}_i(\tau) = \dot{u}_i(t) + \frac{1}{2}(\tau - t) [\ddot{u}_i(t) + \ddot{u}_i(t + \Delta t)] \quad (2.53)$$

La vitesse à la fin de pas de temps s'écrit :

$$\dot{u}_i(t + \Delta t) = \dot{u}_i(t) + \frac{1}{2}(\Delta t) [\ddot{u}_i(t) + \ddot{u}_i(t + \Delta t)] \quad (2.54)$$

$$\dot{u}_i(t + \Delta t) = \dot{u}_i(t) + \frac{1}{2}(\Delta t) [2\ddot{u}_i(t) + \ddot{u}_i(t)] \quad (2.55)$$

L'incrément de vitesse durant le pas de Temps est :

$$\Delta \dot{u}(t) = \dot{u}_i(t + \Delta t) - \dot{u}_i(t) = \frac{1}{2}(\Delta t) [2\ddot{u}_i(t) + \ddot{u}_i(t)] \quad (2.56)$$

En combinant tous les DDL, on peut écrire une expression pour le vecteur des incréments de vitesse.

$$\Delta \dot{U}(t) = \frac{1}{2} \Delta t [2\ddot{U}(t) + \ddot{U}(t)] \quad (2.57)$$

De la même manière, le déplacement relatif du DDL  $i$  pendant un pas de temps peut s'écrire comme suit :

$$u_i(\tau) = u_i(t) + \int_t^\tau \dot{u}_i(\tau) d\tau \quad (2.58)$$

On remplace l'équation (2.53) dans l'équation (2.58) :

$$u_i(\tau) = u(t) + (\tau-t) \dot{u}_i(t) + \frac{1}{4}(\tau-t)^2 [\ddot{u}_i(t) + \ddot{u}_i(t+\Delta t)] \quad (2.59)$$

L'incrément de déplacement durant le pas de Temps est :

$$\Delta u_i(t) = u_i(t+\Delta t) - u_i(t) = \Delta t \dot{u}_i(t) + (\Delta t)^2 \left[ \frac{1}{2} \ddot{u}_i(t) + \frac{1}{4} \Delta \ddot{u}_i(t) \right] \quad (3.60)$$

En combinant tous les DDL, on peut écrire une expression pour le vecteur des incréments de déplacements.

$$\Delta U(t) = \Delta t \dot{U}(t) + (\Delta t)^2 \left[ \frac{1}{2} \ddot{U}(t) + \frac{1}{4} \Delta \ddot{U}(t) \right] \quad (2.61)$$

**b. Méthode de l'accélération linéaire**

L'hypothèse de base de cette méthode sous-entend que l'accélération relative de chaque DDL varie de façon linéaire durant un pas de temps alors que les propriétés du système demeurant constantes pendant ce laps de temps.

L'équation incrémentale de mouvement est donnée sous forme :

$$M \Delta \ddot{U}(t) + C(t) \Delta \dot{U}(t) + K(t) U(t) = - M r \Delta \ddot{u}_g(t) \quad (2.62)$$

L'accélération relative DDL  $i$  pendant un pas de temps s'écrit comme suit :

$$\ddot{u}_i(\tau) = \ddot{u}_i(t) + \left[ \frac{(\tau-t)}{\Delta t} \right] [\ddot{u}_i(t+\Delta t) - \ddot{u}_i(t)] \quad t \leq \tau \leq t + \Delta t \quad (2.63)$$

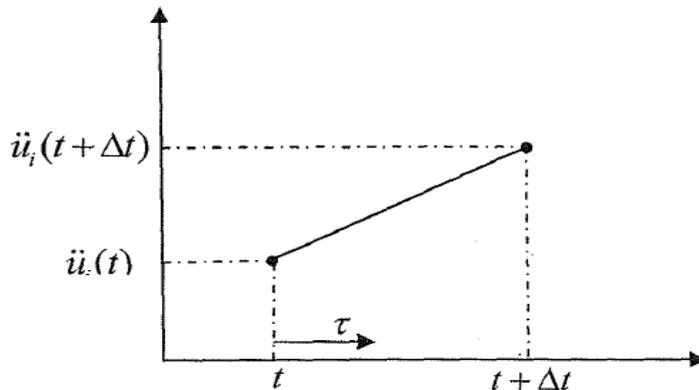


Figure 2.4 Hypothèse de l'accélération linéaire

On obtient alors la vitesse relative du chaque DDL  $i$  pendant un pas de temps en intégrant l'équation (2.63).

$$\dot{u}_i(\tau) = \dot{u}_i(t) + (\tau-t) \ddot{u}_i(t) \left[ \frac{(\tau-t)}{2\Delta t} \right] [\ddot{u}_i(t+\Delta t) - \ddot{u}_i(t)] \quad t \leq \tau \leq t+\Delta t \quad (2.64)$$

La vitesse à la fin de pas de temps s'écrit :

$$\dot{u}_i(t+\Delta t) = \dot{u}_i(t) + \frac{1}{2} \Delta t \Delta \ddot{u}_i(t) \quad (2.65)$$

L'incrément de vitesse durant le pas de temps s'écrit :

$$\Delta \dot{u}_i(t) = \Delta t \ddot{u}_i(t) + \frac{1}{2} \Delta t \Delta \ddot{u}_i(t) \quad (2.66)$$

En combinant tous les DDL, on peut écrire l'expression du vecteur des incréments de vitesse :

$$\Delta \dot{U}(t) = \Delta t \ddot{U}(t) + \frac{1}{2} \Delta t \Delta \ddot{U}(t) \quad (2.67)$$

De la même façon, le déplacement relatif du DDL  $i$  pendant un pas de temps peut s'écrire :

$$u_i(\tau) = u_i(t) + (\tau-t) \dot{u}_i(t) + \frac{1}{2} (\tau-t)^2 \ddot{u}_i(t) + \left[ \frac{(\tau-t)^3}{6\Delta t} \right] \ddot{u}_i(t+\Delta t) - \ddot{u}_i(t) \quad t \leq \tau \leq t+\Delta t \quad (2.68)$$

L'incrément de déplacement durant le pas de Temps est :

$$\Delta u_i(t) = u_i(t+\Delta t) - u_i(t) = \Delta t \dot{u}_i(t) + \frac{1}{2} \Delta t^2 \left[ \frac{1}{2} \ddot{u}_i(t) + \frac{1}{6} \Delta \ddot{u}_i(t) \right] \quad (3.69)$$

En combinant tous les DDL, on peut écrire l'expression du vecteur des incréments de déplacement :

$$\Delta U(t) = \Delta t \dot{U}(t) + \Delta t^2 \left[ \frac{1}{2} \ddot{U}(t) + \frac{1}{6} \Delta \ddot{U}(t) \right] \quad (2.70)$$

### c. Algorithme de Newmark

L'algorithme implicite de Newmark et très utile en programmation, il combine la méthode de l'accélération moyenne constante avec la méthode d'accélération linéaire. Cet algorithme dépend de deux paramètres  $\gamma$  et  $\beta$ . Le vecteur des incréments de vitesses et de déplacements s'écrivent d'une façon générale.

$$\Delta\dot{U}(t) = \Delta t\ddot{U}(t) + \gamma\Delta t\Delta\ddot{U}(t) \quad (2.71)$$

$$\Delta U(t) = \Delta t\dot{U}(t) + \Delta t^2 \left[ \frac{1}{2}\ddot{U}(t) + \beta\Delta\ddot{U}(t) \right] \quad (2.72)$$

Des choix particulière de  $\gamma$  et  $\beta$  permettent de retrouver les schémas d'intégration précédent

- Accélération moyenne constante  $\gamma = \frac{1}{2}$  ,  $\beta = \frac{1}{4}$
- Accélération linéaire  $\gamma = \frac{1}{2}$  ,  $\beta = \frac{1}{6}$

#### d. Intégration des équations de mouvements

Pour résoudre les vecteurs de déplacements, des vitesses et des accélérations à chaque pas de temps, on considère le vecteur des déplacements,  $U(t)$  comme variable de base.

On écrit l'équation (2.72) en fonction du vecteur des incréments des accélérations :

$$\Delta\ddot{U}(t) = \left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \right] \Delta U(t) - \left[ \frac{1}{\beta\Delta t} \right] \dot{U}(t) - \left[ \frac{1}{2\beta} \right] \ddot{U}(t) \quad (2.73)$$

On remplace l'équation (2.73) dans l'équation (2.71) on obtient :

$$\Delta\dot{U}(t) = \Delta t\ddot{U}(t) + \left[ \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \right] \Delta U(t) - \left[ \frac{\gamma}{\beta} \right] \dot{U}(t) - \left[ \frac{\gamma\Delta t}{2\beta} \right] \ddot{U}(t) \quad (2.74)$$

Afin de garder une seule variable au problème, on remplace les équations (2.73) et (2.74) dans l'équation incrémentale du mouvement (2.62)

$$\begin{aligned} & \mathbf{M} \left( \left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \right] \Delta U(t) - \left[ \frac{1}{\beta\Delta t} \right] \dot{U}(t) - \left[ \frac{1}{2\beta} \right] \ddot{U}(t) \right) \\ & \quad + \\ & \mathbf{C}(t) \left( \left[ \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \right] \Delta U(t) - \left[ \frac{\gamma}{\beta} \right] \dot{U}(t) - \left[ \frac{\gamma\Delta t}{2\beta} - 1 \right] \ddot{U}(t) \right) \\ & \quad + \\ & \mathbf{K}(t)\Delta U(t) = -\mathbf{M}r\Delta\ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (2.75)$$

L'équation (2.75) peut se mettre sous la forme :

$$\tilde{\mathbf{K}}(t) \Delta U(t) = \Delta \tilde{\mathbf{P}}(t) \quad (2.76)$$

Où :

$$\tilde{K}(t) = K(t) + \left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \right] M + \left[ \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \right] C(t) \quad (2.77)$$

$$\Delta \tilde{P}(t) = -Mr \Delta \ddot{u}_g + M \left( \left[ \frac{1}{\beta\Delta t} \right] \dot{U}(t) - \left[ \frac{1}{2\beta} \right] \ddot{U}(t) \right) \quad (2.78)$$

$$+ C(t) \left( \left[ \frac{\gamma}{\beta} \right] \dot{U}(t) - \left[ \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right] \Delta \ddot{U}(t) \right)$$

L'équation (2.76) est un système d'équation linéaire que l'on peut résoudre pour obtenir le vecteur des incréments des déplacements. Après, on obtient le vecteur des incréments de vitesse avec l'équation (2.74). Les vecteurs des déplacements et des vitesses au début du prochain pas de temps sont calculés par :

$$\begin{aligned} U(t+\Delta t) &= U(t) + \Delta U(t) \\ \dot{U}(t+\Delta t) &= \dot{U}(t) + \Delta \dot{U}(t) \end{aligned} \quad (2.79)$$

On pourrait résoudre le vecteur des incréments des accélérations à l'aide de l'équation (2.73). Une autre façon de procéder et de calculer le vecteur des accélérations pour le prochain pas d'intégration à l'aide de l'équation du mouvement.

$$\ddot{U}(t+\Delta t) = M^{-1} \left[ -Mr \ddot{u}_g(t+\Delta t) - F_D(t+\Delta t) - F_S(t+\Delta t) \right] \quad (2.80)$$

Où :

$$\begin{aligned} F_D(t+\Delta t) &= F_D(t) + C(t)\Delta \dot{U}(t) \\ F_S(t+\Delta t) &= F_S(t) + K(t)\Delta U(t) \end{aligned} \quad (2.81)$$

### e. Condition de stabilité et précision des résultats

Pour un système linéaire la méthode de l'accélération moyenne constante ( $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$ ) est inconditionnellement stable quel que soit le pas d'intégration utilisé. Afin d'obtenir une précision raisonnable pour un système linéaire, on suggère de faire une première passe avec un pas d'intégration qui répond à l'équation :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0,02 \quad (2.82)$$

Ou :  $T_n$  représente la plus petite période naturelle que l'on désire considérer dans l'analyse.

Dans un système linéaire, la méthode de l'accélération linéaire est conditionnellement stable. La condition de stabilité est :

$$\frac{\Delta t}{t_n} \leq 0.55 \quad (2.83)$$

Dans le cas d'une analyse sismique, le pas d'intégration doit être beaucoup plus petit que la valeur donné par l'équation (2.83) afin de représenter avec précision l'accélérogramme.

### 2.5.3 Synthèse

Le tableau ci-dessous permet de résumer les méthodes de résolution applicables suivant la nature du système à analyser et suivant la caractéristique de la grandeur cherchée pour la réponse. Les méthodes sont classées dans l'ordre de facilité de mise en œuvre, de la plus simple à la plus complexe pour chaque configuration [3].

**Tableau 2.1** : Méthodes de résolution numériques

	Système linéaire	Système non linéaire
Réponse maximale $U_{\max} = \max(U(t))$	Modale- spectrale Modale- temporelle Intégration directe	Intégration directe
Réponse temporelle $U(t)$	Modale- temporelle Intégration directe	Intégration directe

#### Remarque

Dans le cas de sollicitations sismiques majeures, les propriétés mécaniques de la structure changent pendant les vibrations et par conséquent le comportement de la structure devient non linéaire. On doit alors recourir à une analyse non linéaire pour obtenir une réponse dynamique réaliste [5].

On peut citer deux exemples principaux nécessite ce calcul non linéaire :

- Si la limite élastique du matériau est atteinte causent ainsi la plastification de certaines membrures, la rigidité globale de la structure sera modifiée pendant la réponse dynamique.
- Si la structure est élancée, les efforts axiaux dans les poteaux peuvent causer des effets P- $\Delta$  important entraînant, encore une fois, une réduction de la rigidité apparente de la structure pendant la réponse dynamique.

Dans le calcul non linéaire, on intègre directement les équations couplées du mouvement en utilisant une technique d'intégration numérique pas à pas dans le temps citée précédemment. La réponse complète du système se divise en courts incréments de temps  $\Delta t$  [2,5].

On obtient la réponse du système à chaque pas de temps, en supposant que le système est linéaire ayant les propriétés calculées au début du pas. À la fin de chaque pas de temps, les propriétés sont modifiées en fonction de leur état de contrainte et de déformation [2].



# Chapitre 3

## Méthodes de calcul de l'action sismique -aspect règlementaire-

### 3.1 Introduction

Du point de vue règlementaire (RPA99/2003), Le calcul de l'action sismique peut être mené selon trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### 3.2 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuses des dispositions constructives garantissant à la structure un comportement ductile [4].

### 3.2.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

a) si le bâtiment est régulier en plan et en élévation avec une hauteur au plus ou égale à 65 m en zone (I, IIa) et à 30m en zone (IIb, III), Le bâtiment ou bloc a étudié doit satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite au paragraphe 3.5 du RPA99/2003.

b) le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions de hauteur énoncées en a) avec les conditions complémentaires prescrite au paragraphe 4.1.2 du RPA/2003.

### 3.2.2 L'effort sismique

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (3.1)$$

$A$  : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) du RPA99/2003 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ). Il est donné par la formule (4.2) du RPA99/2003.

$Q$  : Le facteur de qualité de la structure, donnée par la formule (4.4) du RPA99/2003 en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$R$  : coefficient de comportement global de la structure il tient compte de la ductilité de la structure. Il est donné par le tableau (4.3) du RPA99/2003 en fonction du système de contreventement.

$W$ : le poids totale de la structure. Il est donné par la formule (4.5) du RPA99/2003.

### 3.3 Méthodes dynamique

#### 3.3.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'ingénieur de structure est intéressé seulement par les valeurs maximum (déplacement, accélération). Ces valeurs sont données sous forme de spectres des déplacements, vitesses ou accélérations. Par ailleurs, cette méthode consiste à 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 [4].

##### 3.3.1.1 Superposition des réponses spectrale

La superposition modale permet de calculer la réponse complète d'un système à N degré de liberté. Cependant, pour le dimensionnement, on s'intéresse, en générale, à la valeur maximum de la réponse et non à la réponse temporelle complète.

Le spectre de dimensionnement peut donc être utilisé afin d'évaluer la réponse maximale pour chaque mode de vibration et en combinant les réponses maximum pour chaque mode selon certaines règles, on peut obtenir la réponse maximum probable d'un système à N degré de liberté [2]. Ainsi le déplacement max du DDL (i) pour le mode j s'écrit :

$$U_{i\max}^j = \Phi_{ij} \alpha_j S_{Dj} \quad (3.2)$$

$S_{Dj}$  : Valeur spectrale en déplacement relatif du mode j

$\alpha_j$  : Facteur de participation modale du mode j.

Plusieurs méthode ont été proposé afin d'estimer la valeur probable de la réponse maximum à partir des réponses spectrales. La plus populaire de ces méthodes, et d'ailleurs la plus simple, est de calculer la moyenne quadratique des réponses modale que nous appellerons méthode moyenne quadratique, (en anglais SRSS, Square Root of the Sum of the Squares), qui consiste à effectuer une moyenne quadratique des effets des différents modes. La moyenne quadratique est la racine carrée de la somme des carrés des contributions de chaque mode [2].

La combinaison de repense avec SRSS :

$$U_{i \max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{i \max}^j)^2} \quad (3.3)$$

$U_{i \max}$  : déplacement max de DDL i.

### 3.3.1.2 Calcul des forces élastiques maximales

En détermine la réponse élastique à partir de l'équation suivante :

Pour chaque mode j

$$F_{i \max}^j = [K] u_{i \max}^j \quad (3.4)$$

$$F_{i \max}^j = [K] \Phi_{ij} \alpha_j S_{Dj} \quad (3.5)$$

### 3.3.1.3 Calcul de l'effort tranchant maximal

$$V_{\max}^j = \sum_{i=1}^n F_{i \max}^j = \alpha_j^2 M_j S_{aj} \quad (3.6)$$

Avec :

$V_{\max}^j$  : Effort tranchant à la base de la structure du mode j

$$S_{aj} = \Phi_j^T M I$$

$M = \alpha_j^2 M_j$  : Masse modale

$S_a$  : Spectre de réponse en pseudo accélération, il est donné par le spectre réglementaire de calcul en fonction de la période.

Et par la méthode SRSS l'effort tranchant maximale à la base du bâtiment :

$$V_{\max} = \sum_{j=1}^{ndm} \sqrt{(V_{\max}^j)^2} \quad (3.7)$$

Avec  $ndm$  : le nombre de modes de vibration.

$V_{\max}$  : Effort tranchant total à la base de la structure.

### 3.3.1.4 Le nombre de mode à considérer

- On peut utiliser la masse modale comme un indicateur du nombre de mode à considérer dans l'analyse. Dans ce cas, le nombre de mode doit être suffisant pour représenter au moins 90% de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode ( $K$ ) à considérer est [4] :

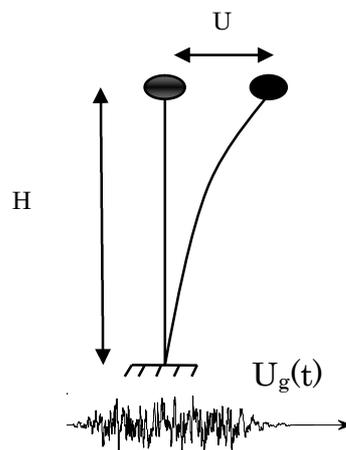
$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ s}$$

$N$  : Nombre de niveaux au-dessus du sol.

$T_k$  : La période du mode  $k$ .

### 3.3.1.5 Principe d'établissement du spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse est une représentation graphique de la réponse maximale d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique en termes de déplacement, vitesse ou d'accélération, exprimée en fonction de sa période propre, de sa pulsation propre ou bien de sa fréquence propre[9]. C'est une mesure du contenu fréquentiel de l'excitation en dynamique des structures.



**Figure 3.1** Oscillateur simple à 1 ddl soumis à une accélération à la base

On résout l'équation différentielle (2.28) par l'intégrale de Duhamel. On trouve ainsi  $U(t)$  et donc  $U_{\max}$  pour cet oscillateur (i). Cela donne un point de coordonnées  $(U_{\max}, T_i)$  du spectre de réponse de ce séisme, en fait varier les caractéristiques de l'oscillateur ( $M_i, K_i, C_i$ ), on répète ce calcul pour un grand nombre de période  $T_i$ .

### 3.3.1.6 Spectre réglementaire

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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad (3.8)$$

Avec :

$g$  : La constant gravitationnelle.

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone.

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

$\xi$  : 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.

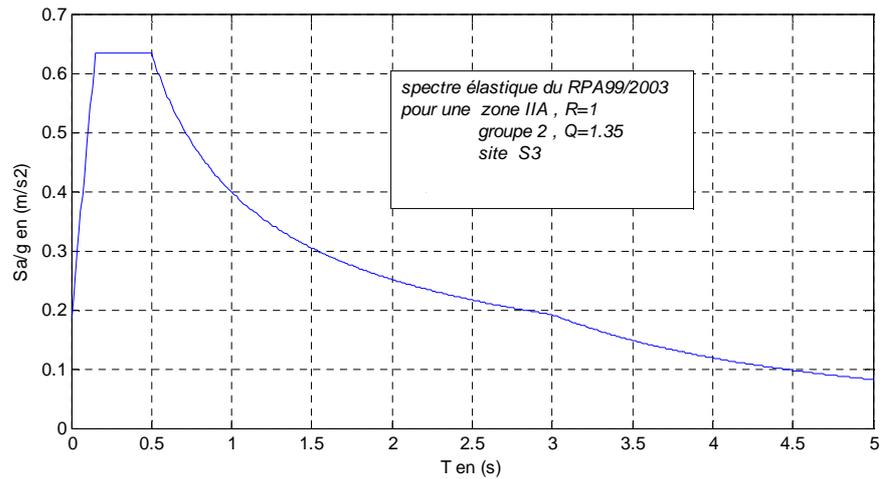


Figure 3.2 : Spectre élastique du RPA99/2003 pour  $\xi = 5\%$

### 3.3.2 Méthode dynamique temporelle (utilisation d'accélérogrammes)

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [4].

D'après EC8, le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales.

En fonction de la nature de l'application et des informations disponibles, la description du mouvement sismique peut être fondée sur l'utilisation d'accélérogrammes générés ou d'accélérogrammes enregistrés ou simulés.

#### 3.3.2.1 Accélérogrammes générés

Les accélérogrammes générés doivent être établis de manière à correspondre aux spectres de réponse élastique [1].

### **3.3.2.2 Accélérogrammes enregistrés ou simulés**

Des accélérogrammes enregistrés, ou des accélérogrammes élaborés à partir d'une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation des ondes, peuvent être utilisés, à condition que les échantillons utilisés soient reconnus comme représentatifs des caractéristiques des sources sismogènes et des conditions de sol du site, pour la zone considérée [1].



## Chapitre 4

# Génération d'accélérogrammes à partir du spectre de réponse

### 4.1 Introduction

L'enregistrement des séismes est une réalisation qui ne se reproduira jamais de la même manière et par conséquent, si une autre réalisation se reproduit, elle peut ne pas satisfaire les critères de conception. La limitation et le manque d'accélérogrammes enregistrés, ainsi l'utilisation de plus en plus large de l'analyse temporelle pour l'évaluation des réponses des structures, en particulier les structures importantes (barrage, ponts, tuyauterie, ...) soumises à l'action sismique sont à l'origine la première motivation pour la génération des accélérogrammes à partir des spectres de réponse.

Plusieurs méthodes de générations des accélérogrammes existent, reproduisant plus au moins fidèlement les caractéristiques essentielles des séismes naturels. Les travaux de Gasparini et vanmarcke en 1976 sont à l'origine de l'apparition du logiciel de simulation SIMQKE [10,7].

### 4.2 SIMQKE

Est un logiciel développé par le département de génie civil de l'institut de technologie de Massachusetts (Cambridge, États-Unis) en 1976. SIMQKE génère des mouvements du sol à partir du spectre de réponse spécifié (généralement un spectre de conception). Il ajuste par itérations les coordonnées du spectre du mouvement généré avec celui du spectre spécifié [10].

On présente sur la figure (4.1) ci-après un accélérogramme généré à partir d'un spectre de réponse de calcul à l'aide du logiciel SIMQKE.

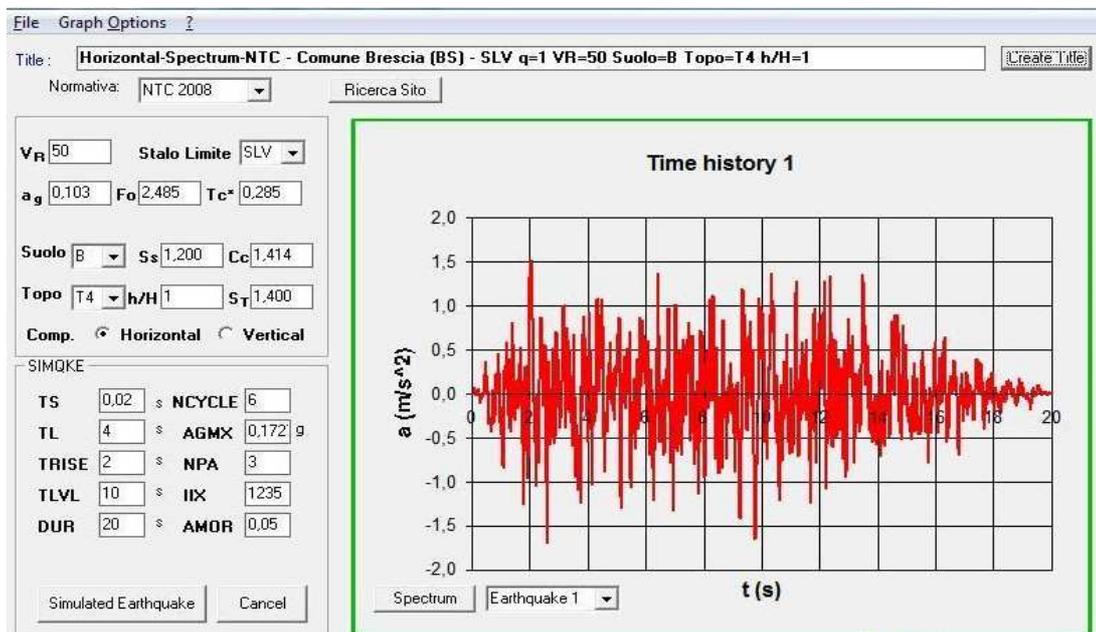


Figure 4.1 Accélérogramme généré à l'aide de SIMQKE

La plupart des codes parasismique propose des spectres de réponse en accélération. Cependant le logiciel SIMQKE na aucune option pour produire des tremblements de terres artificiels directement d'une accélération, mais d'une vitesse.

Plusieurs chercheurs avait employé SIMQKE dans leur recherche. En 2004, Pierino Lestuzzi a établi un programme de génération d'accélérogrammes artificiels « SimSeisme.m », basé sur le logiciel SIMQKE.

### 4.3 SimSeisme

Est un programme écrit à l'aide du langage de programmation MATLAB, développé par Pierino Lestuzzi en 2004, basé sur le fond théorique du logiciel SIMQKE. Il est composé d'un programme principal « SimSeisme » et d'un sous programme « SpectreCible » dans lequel est défini le spectre de réponse spécifié (spectre Cible). SimSeisme est prédestiné pour générer des accélérogrammes compatibles avec le spectre élastique de l'eurocode 8 (SpectreCible renvoi le spectre élastique d'EC8). Parmi ces options, l'ajustement par itérations des coordonnées du spectre de l'accélérogramme généré avec celles du spectre spécifié.

On présente ci-après un accélérogramme généré à l'aide de «SimSeisme » ainsi que sont spectre en accélération superposé avec le spectre utilisé. Les limites supérieures et inférieure sont présentées en pointillés afin d'ajuster par itération le spectre généré au spectre utilisé.

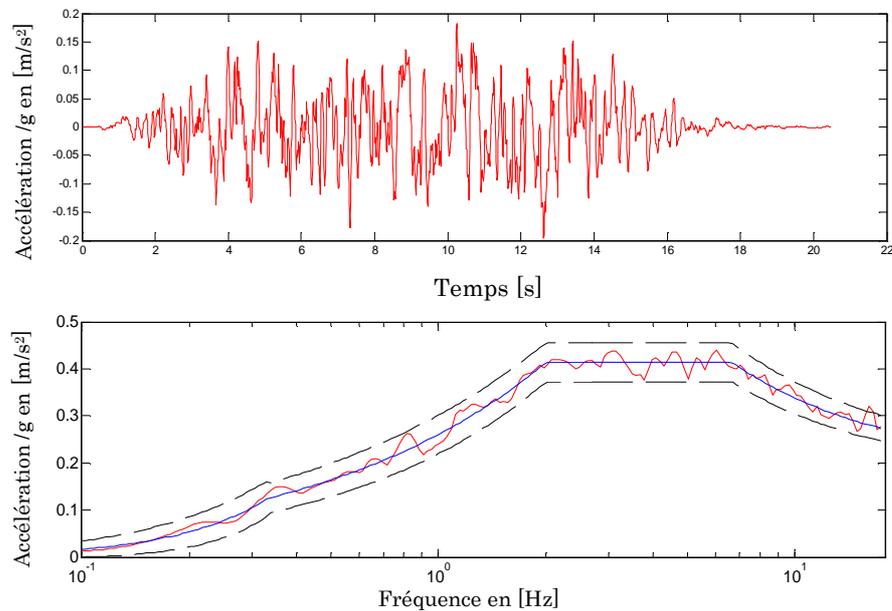


Figure 4.2 Accélérogramme généré à l'aide de SimSeisme

#### 4.4 SimSeismeRPA2003

Comme indiqué ci-dessus, SimSeisme est prédestiné pour générer des accélérogrammes compatibles avec le spectre élastique de l'Eurocode 8. Dans le but de disposer d'accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse de calcul des règles parasismiques algériennes RPA99/2003, nous avons adapté SimSeisme à cette fin, donnant lieu au programme « SimSeismeRPA2003.m ». Dès lors, un sous programme nommé « SpectreCibleRPA2003.m » renvoyant le spectre de réponse élastique du RPA99/2003 à été développé.

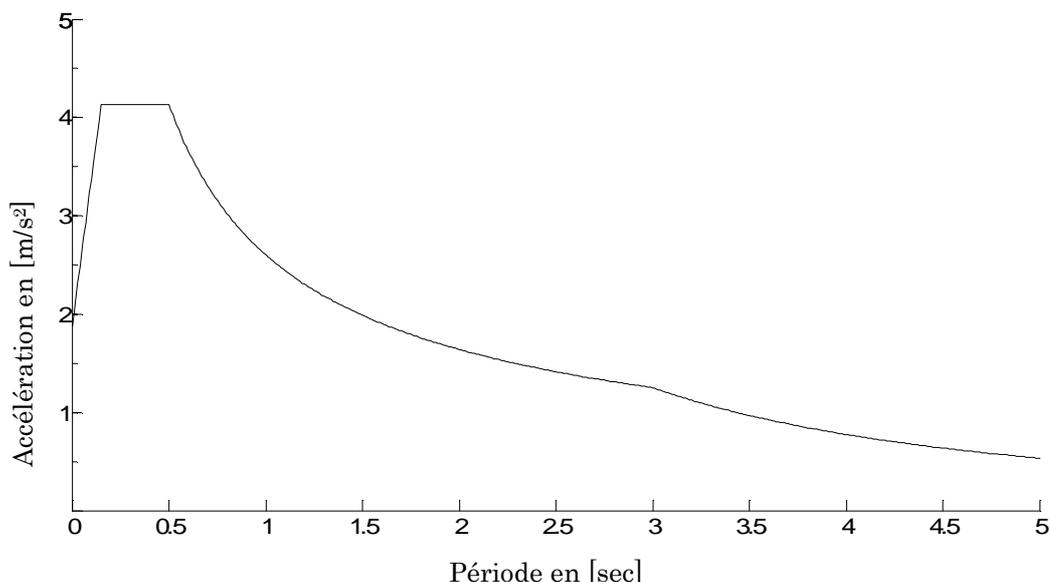
## 4.5 Génération d'accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse élastique du RPA99/2003 à l'aide de SimSeismeRPA2003

Le spectre de réponse élastique du RPA99/2003 s'obtient à partir du spectre de calcul inélastique on prenant un coefficient de comportement globale  $R$  égale à 1.

Afin d'effectuer des analyses modales spectrales et des analyses dynamiques par accélérogrammes générés à partir du spectre de réponse élastique du RPA99/2003 dans les chapitres suivants, nous avons choisi les paramètres ci-après pour la construction du spectre élastique à utiliser :

- Sol de catégorie S3 (sol meuble)
- $A=0.15$  (zone IIa et groupe d'usage 2)
- $Q=1$
- $\xi=7\%$

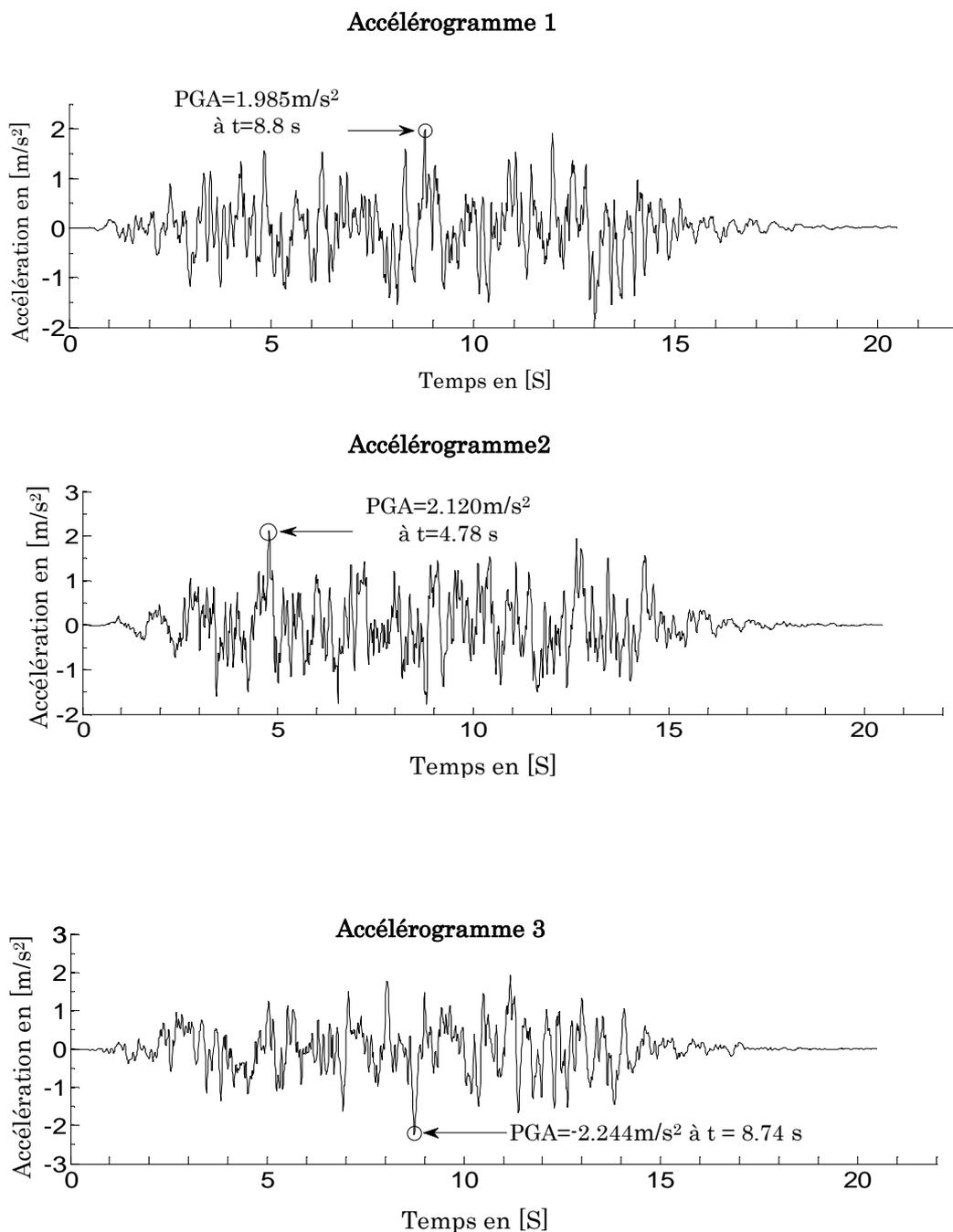
Le spectre obtenu est représenté sur la figure 4.3 suivante :



**Figure 4.3** Spectre de réponse élastique à utiliser

Pour l'analyse dynamique par accélérogramme, il est bien connu qu'il n'est pas suffisant d'utiliser un seul accélérogramme et il est souvent essentiel de considérer un ensemble d'accélérogrammes.

A cet effet, à l'aide du programme SimSeismeRPA2003 nous avons générés trois accélérogrammes compatibles avec le spectre élastique précédent. Ceux-ci sont illustrés sur la figure 4.4.



**Figure 4.4** Les accélérogrammes générés

Dans le but de vérifier la compatibilité des accélérogrammes générés avec le spectre de réponse élastique, nous avons construit les spectres de réponse de ces accélérogrammes, que nous avons superposés avec le spectre élastique sur la figure 4.5.

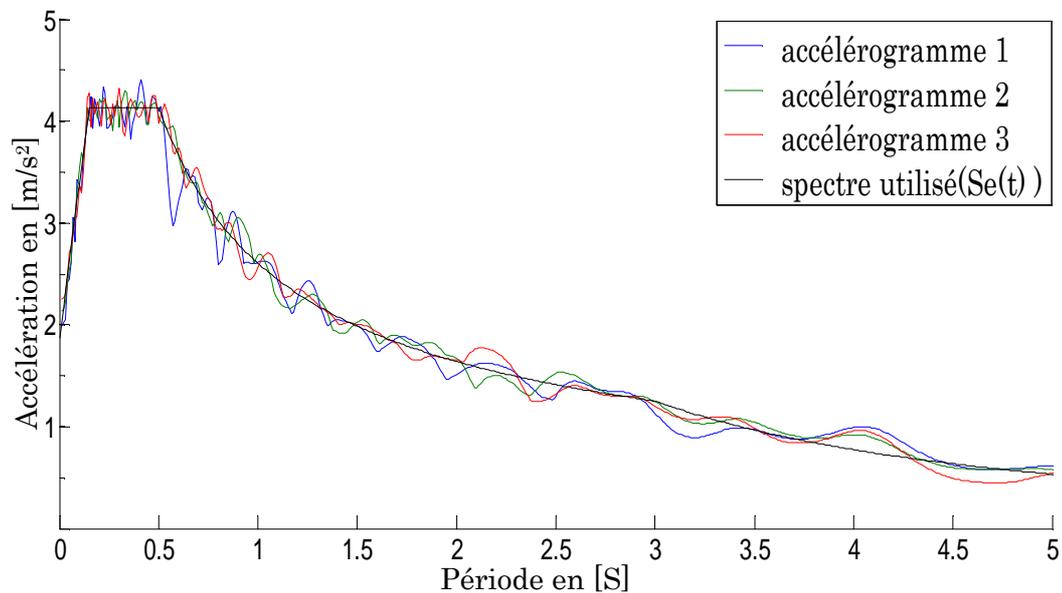


Figure 4.5 Superposition des spectres

La figure (4.5) montre que les spectres des accélérogrammes générés correspondent convenablement au spectre élastique qui a servi à leur génération.

## 4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on s'est consacré à la génération d'accélérogrammes à partir du spectre réponse élastique. Un spectre élastique du RPA99/2003 a été construit et utilisé pour la génération de trois accélérogrammes en utilisant le programme SimSeismeRPA2003. Le spectre ainsi que les trois accélérogrammes générés à partir de ce spectre serviront de sollicitations sismiques pour les applications des deux chapitres suivants.



# Chapitre 5

## Réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés

### 5.1 Introduction

L'objectif de cette partie de l'étude est de calculer la réponse sismique (déplacements et d'efforts) de structures par analyse modale spectrale et par analyse dynamique par accélérogramme générés à partir du spectre utilisé dans la première analyse puis de confronter les résultats des deux méthodes d'analyse.

### 5.2 Structures étudiées

#### 5.2.1 Description

Les structures étudiées sont des portiques plans en béton armé dont le comportement est considéré linéaire, définis comme suit :

- ST1 : portique simple à une travée et un seul niveau (fig 5.1)
- ST2 : portique simple à deux travées et un seul niveau (fig 5.2)
- ST3 : portique simple à une travée et deux niveaux (fig 5.2)

Les dimensions des sections transversal des éléments est de  $(30 \times 30)$  cm<sup>2</sup> pour les colonnes et  $(30 \times 35)$  cm<sup>2</sup> pour les poutres.

Le module d'élasticité du béton est pris égale à 32164,2 [MPa] et sa masse volumique est de 2,548 [tonne/ m<sup>3</sup>].

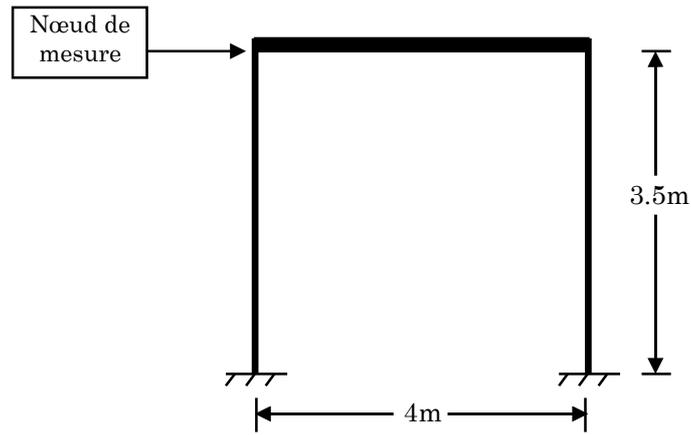


Figure 5.1 Portique à une travée et un seul niveau (ST1)

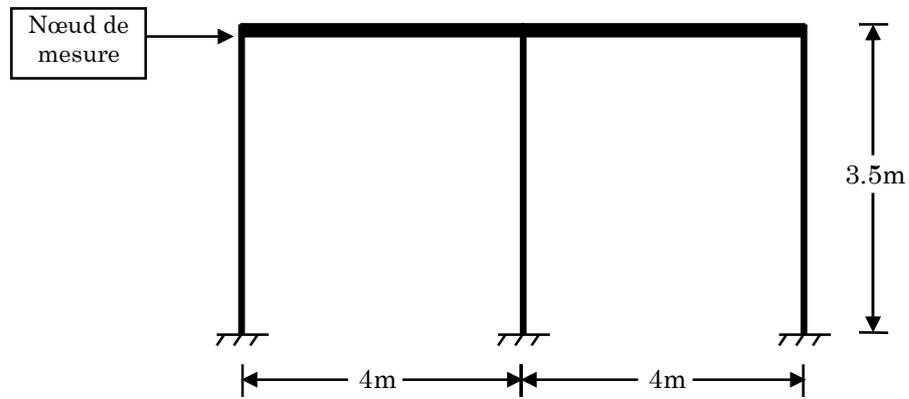


Figure 5.2 Portique à deux travées et un seul niveau (ST2)

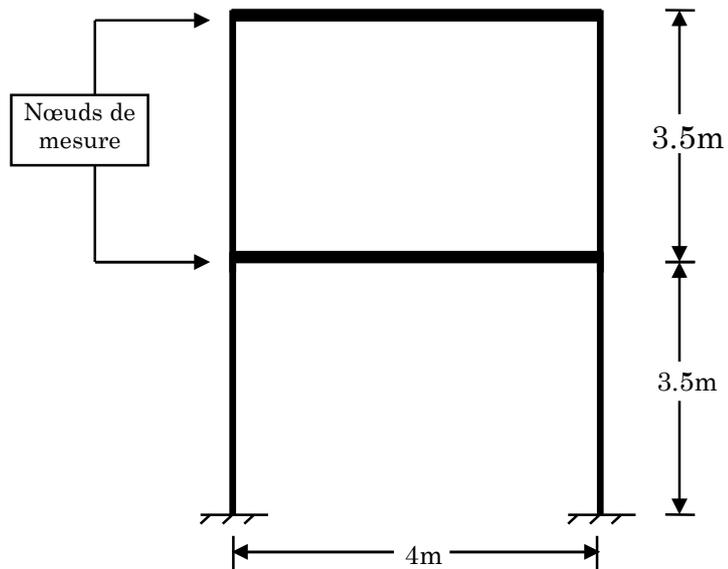


Figure 5.3 Portique à une travée et deux niveaux (ST3)

### 5.3 Modélisation

La modélisation des structures est faite en éléments finis à l'aide du logiciel SAP2000V14.2.2 qui permet à la fois l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique temporelle.

Les liaisons colonnes-poutres et poutres-poutres sont supposées rigides et tous les degrés de liberté de déplacement et de rotation sont retenus. Chaque nœud peut se déplacer horizontalement, verticalement et tourner autour d'un axe perpendiculaire au plan des structures. Un nœud de mesure est choisi au sommet des poteaux gauches de chaque structure.

Les masses additionnelles sont prises en compte sous forme de masses réparties linéairement le long des poutres. Ces masses sont évaluées à l'aide de la relation (5.1) ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes.

$$m = m_G + \beta \cdot m_Q \quad (5.1)$$

Avec :

$m_G$  : masse dû aux charges permanentes (autre que le poids propres des éléments)

$m_Q$  : masse dû aux charges d'exploitations éventuelles

$\beta$  : coefficient de pondération, on fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, pris égale à 0,2 pour toutes les structures.

Le taux d'amortissement critique des structures est fixé à 7% pour tous les modes de vibration.

### 5.4 vibrations libres

La réponse dynamique la plus simple d'un système à plusieurs degrés de libertés se produit lorsque le système est en vibrations libres. Ces dernières sont les résultats uniquement des conditions initiales (déplacement, vitesse) sans excitation dynamique externe. La réponse en vibration libre est très importante pour déterminer les caractéristiques fondamentales du système qui sont les périodes naturelles des modes de vibration [4]. Le comportement en vibration libre d'un système à N degrés de liberté est déterminé à partir de la résolution du

problème aux valeurs et vecteurs propres de l'équation du mouvement (2.28) de la structure sans la prise en compte de l'amortissement et du chargement.

Le problème aux valeurs propres s'écrit :

$$[K - \omega^2 M] \varphi = 0 \quad (5.2)$$

La résolution de ce système admet N solutions :  $(\omega_1^2, \varphi_1), (\omega_2^2, \varphi_2), \dots, (\omega_i^2, \varphi_i), \dots, (\omega_n^2, \varphi_n)$

Où  $\omega_i$  : la  $i^{\text{ème}}$  pulsation propre du système

$\varphi_i$  : Le  $i^{\text{ème}}$  mode propre de vibration on du système

Les périodes fondamentales des trois structures obtenues après l'analyse des vibrations libres sont récapitulées dans le tableau (5.1).

**Tableau 5.1** Valeurs des périodes propres fondamentales des structures étudiées

Structure	Période fondamentale en [ Sec]
ST 1	0,235
ST 2	0,244
ST 3	0,398

## 5.5 Sollicitations sismiques à considérer

La sollicitation sismique considérée dans cette étude pour l'analyse modale spectrale ou pour l'analyse dynamique par accélérogrammes sont celles définies dans le chapitre précédent dans la section 4.5.

## 5.6 Résultats de l'analyse

### 5.6.1 Résultats en termes de déplacement relatif

Les résultats obtenus en termes de déplacements relatifs aux différents nœuds de mesure choisis pour les trois structures sont récapitulé dans le tableau ci-après.

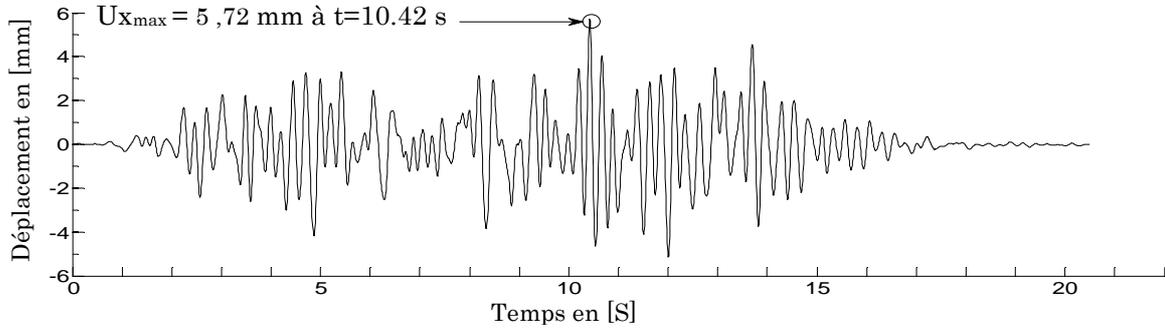
Tableau 5.2 Déplacements relatifs maximums des différents nœuds choisis

	Analyse modale spectrale		analyse temporelle		
	Spectre		acc_1	acc_2	acc_3
$U_{x_{\max}}$ (ST1) [mm]	5,799		5,720	5,751	5,851
$U_{x_{\max}}$ (ST2) [mm]	6,270		6,042	5,775	6,264
$U_{x_{\max}}$ (ST3) [mm]	Niveau1	10,044	10,546	10,246	9,857
	Niveau2	19,800	20,648	19,879	19,285

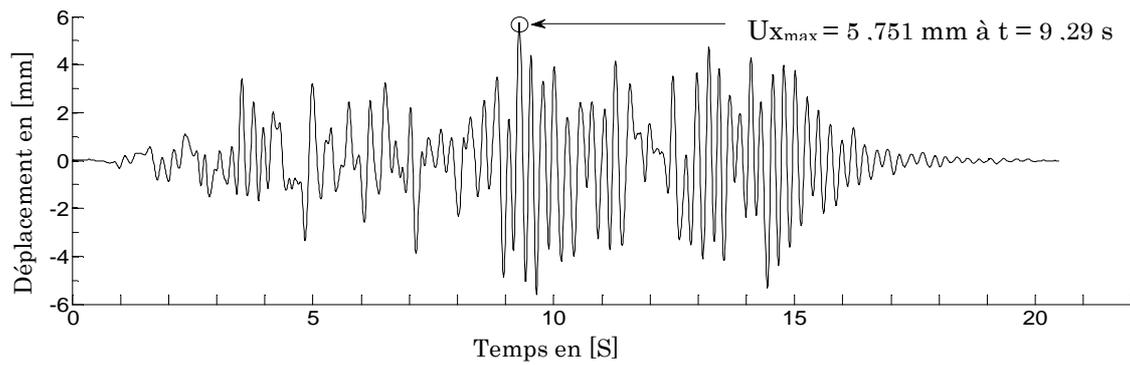
En plus, on présente ci-après l'évolution temporelle en termes de déplacement relatif des différents nœuds de mesure pour chaque accélérogramme.

### Structure1

#### Accélérogramme1



#### Accélérogramme2



#### Accélérogramme3

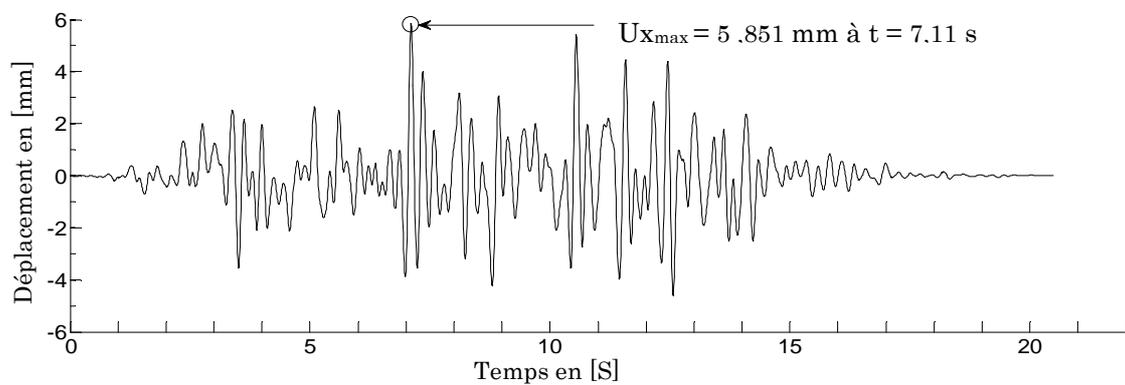


Figure 5.4 Évolution du déplacement de ST1

### Structure 2

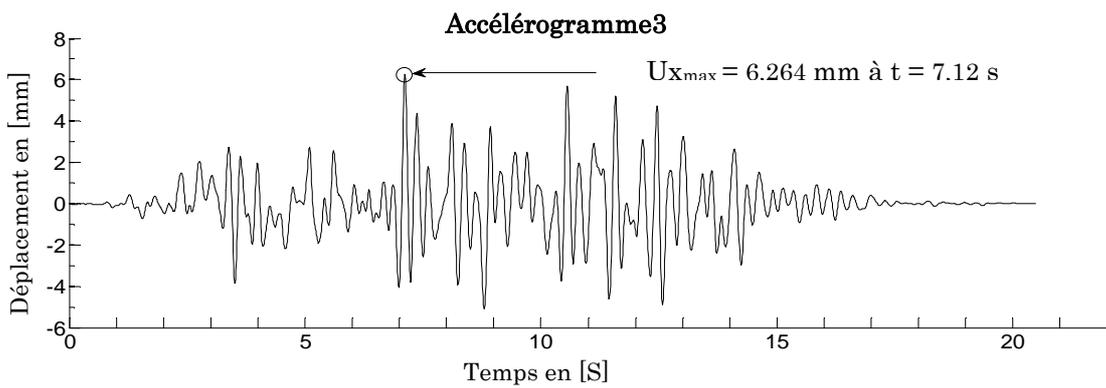
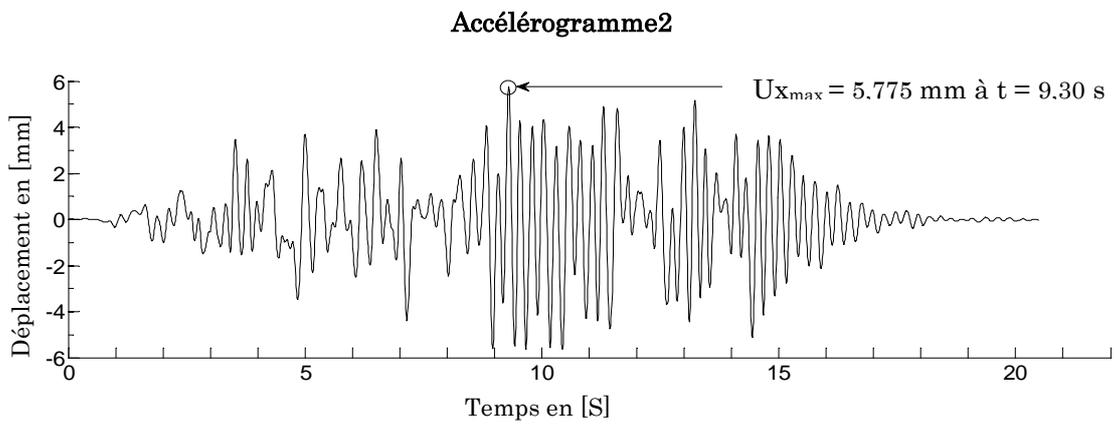
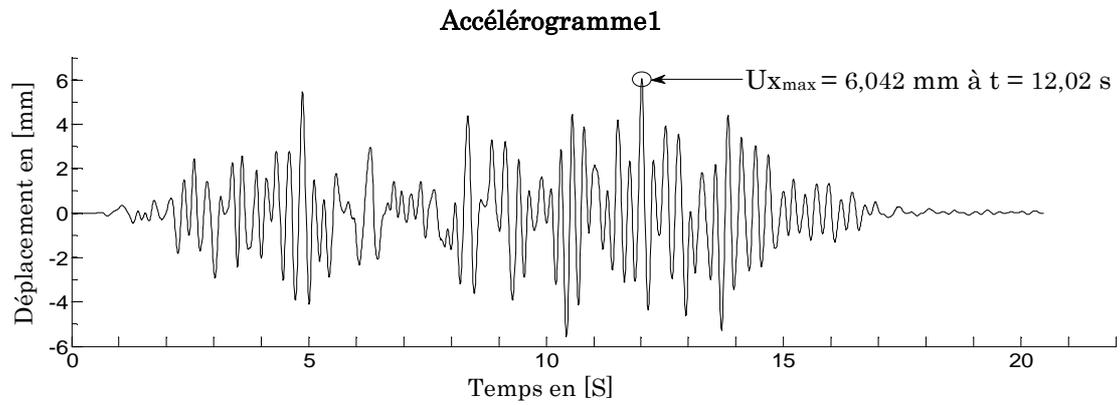
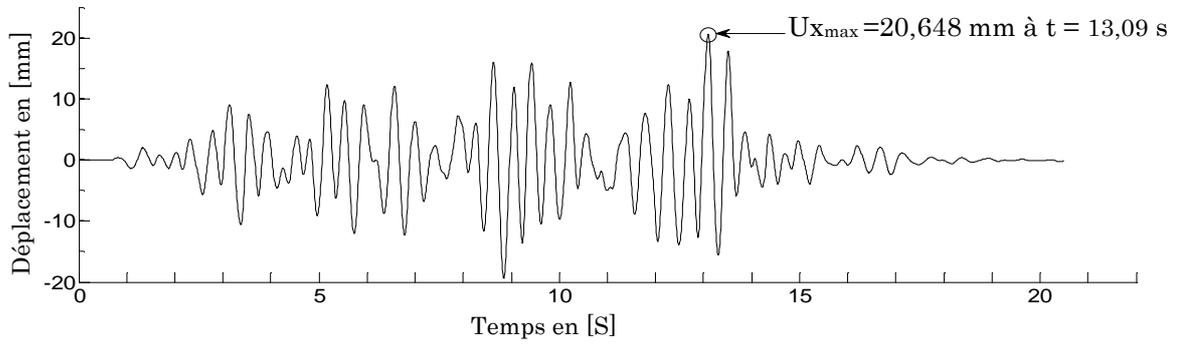


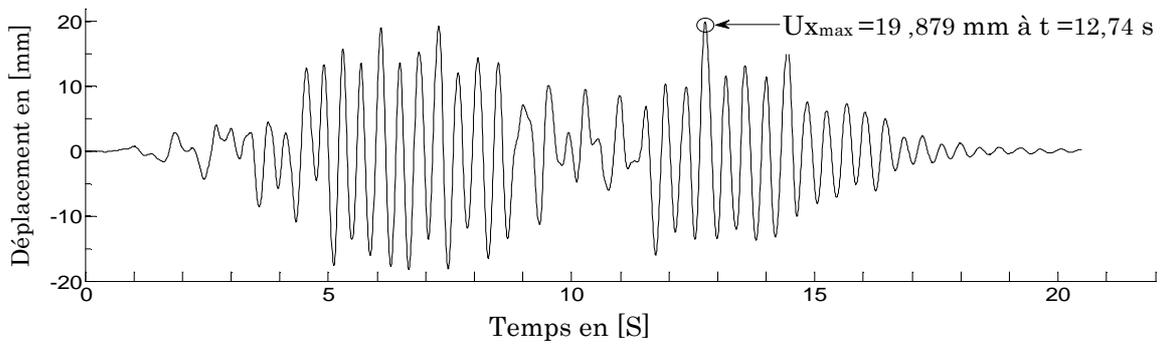
Figure 5.5 Évolution du déplacement de ST2

### Structure 3

Accélérogramme 1



Accélérogramme 2



Accélérogramme 3

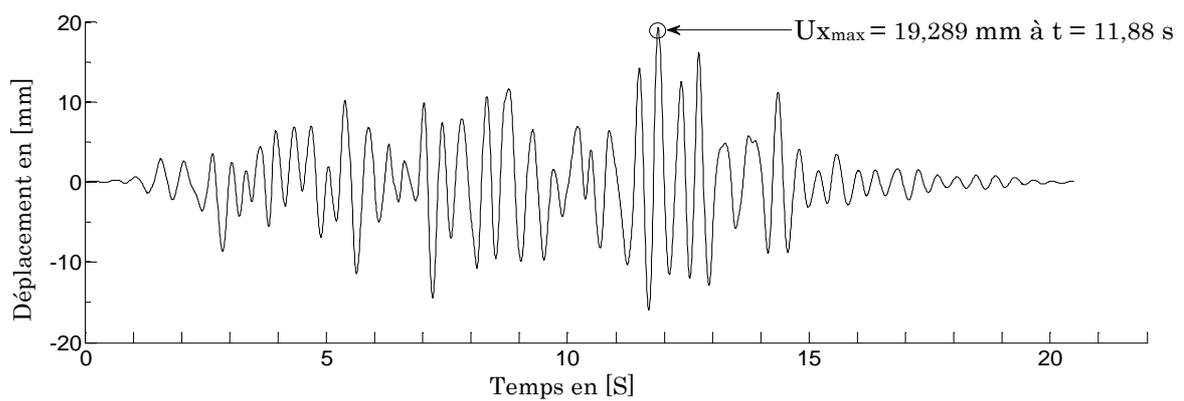


Figure 5.6 Évolution du déplacement de ST3

On note immédiatement du tableau (5.2) que les réponses obtenues par les deux méthodes d'analyses sont très proches. Des figures (5.4, 5.5, 5.6) on voit que les pics des déplacements obtenus pour les trois accélérogrammes sont sensiblement très proches bien qu'ils ne se produisent pas au même instant.

### 5.6.2 Résultats en termes d'efforts tranchant

Les résultats obtenus en termes d'efforts tranchant totale à la base en [KN] de chaque structure sont récapitulés dans le tableau (5.3) pour les deux types d'analyse. Et pour chaque accélérogramme utilisé.

**Tableau5.3** Efforts tranchant totale maximum à la base des structures

		ST1	ST2	ST3
spectre	max	52,082	87,013	78,755
Accélérogramme1	max	48,012	77,121	81,986
	min	-51.985	-84.749	-84.183
Accélérogramme2	max	51.277	80.237	76.131
	min	-52.698	-80.873	-82.705
Accélérogramme3	max	41.721	72.462	64.021
	min	-53.619	-87.473	-77.527

En outre, les diagrammes des efforts tranchants enveloppe de chaque structure sont illustrés sur les figures suivantes :

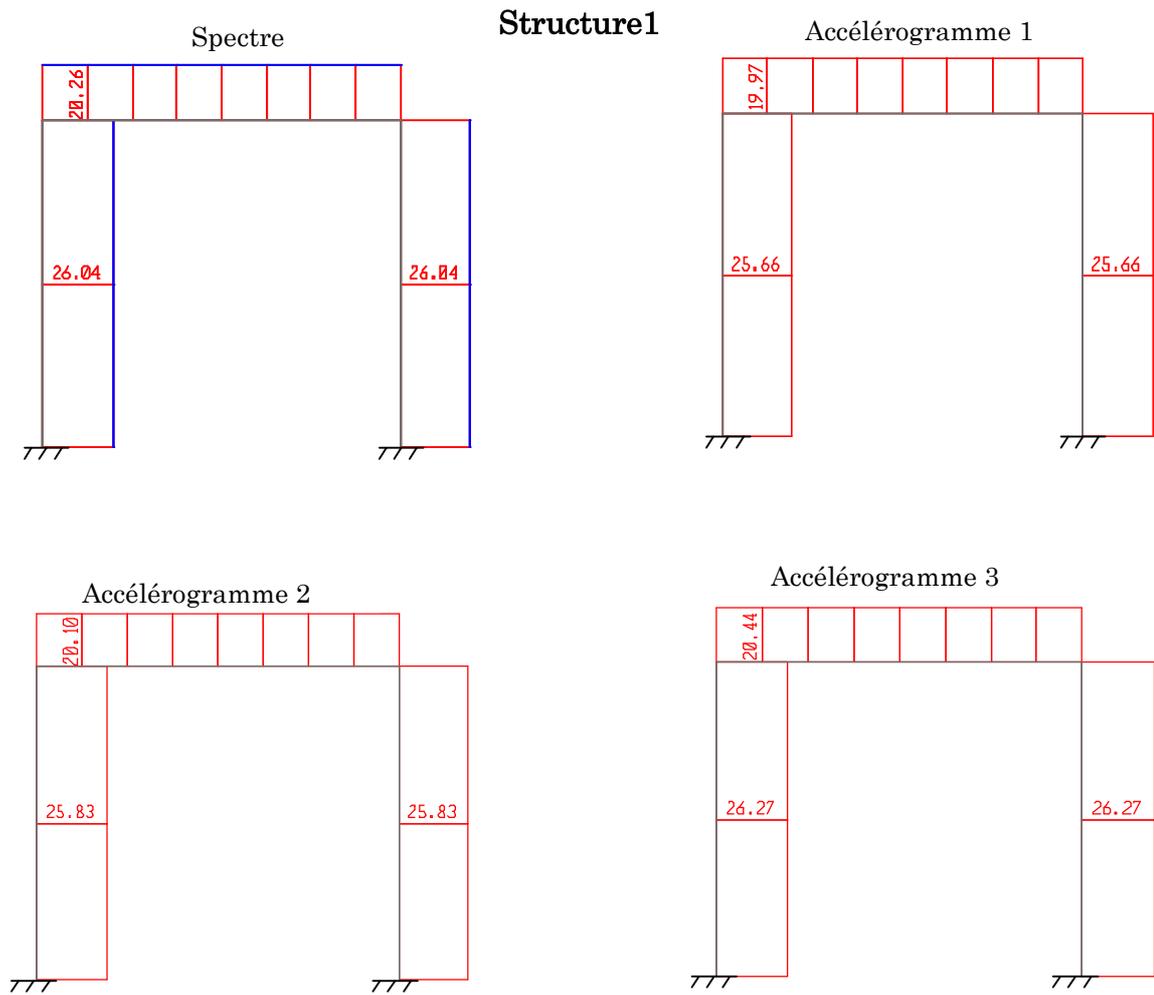
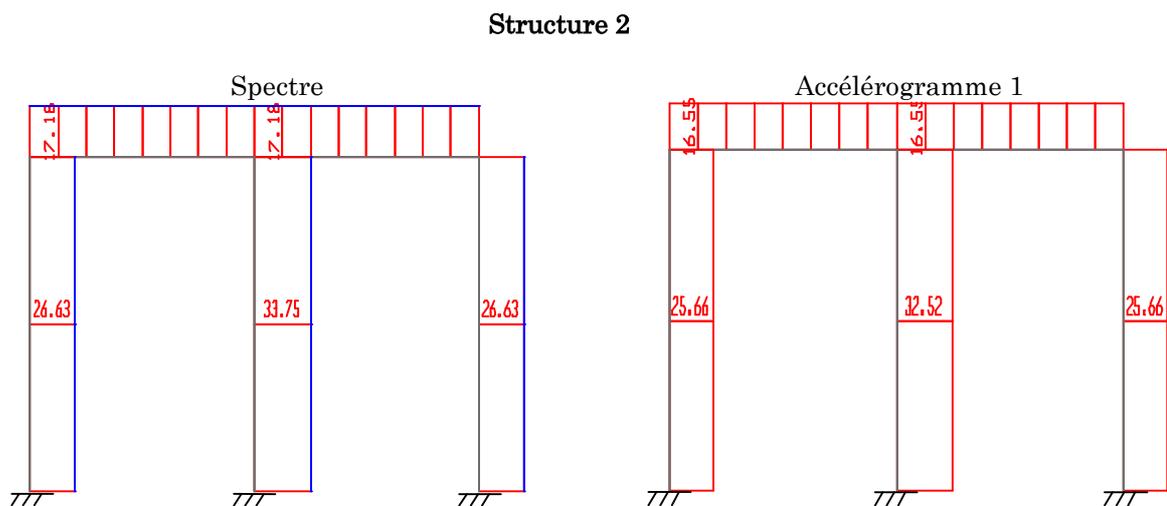


Figure 5.7 Diagrammes des efforts tranchants de ST1



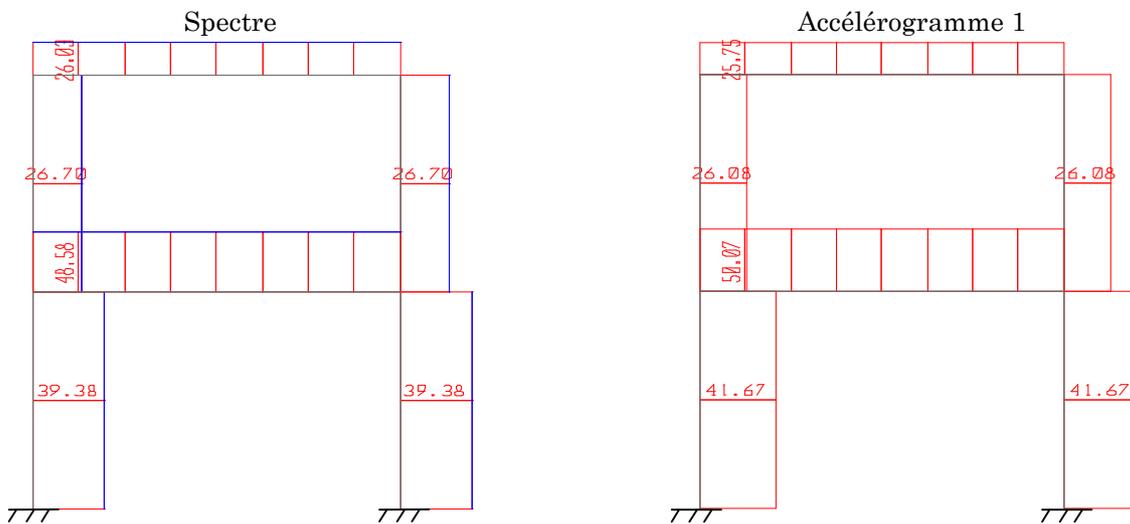
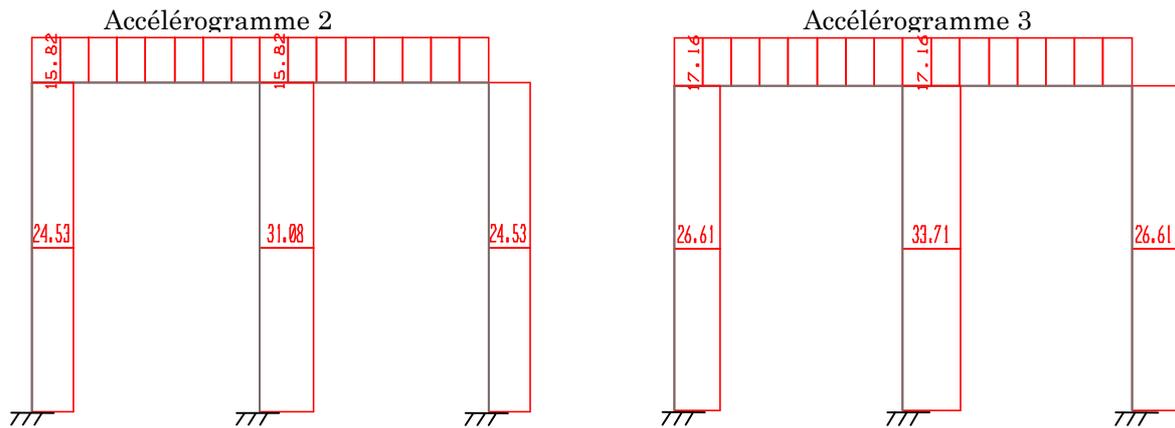
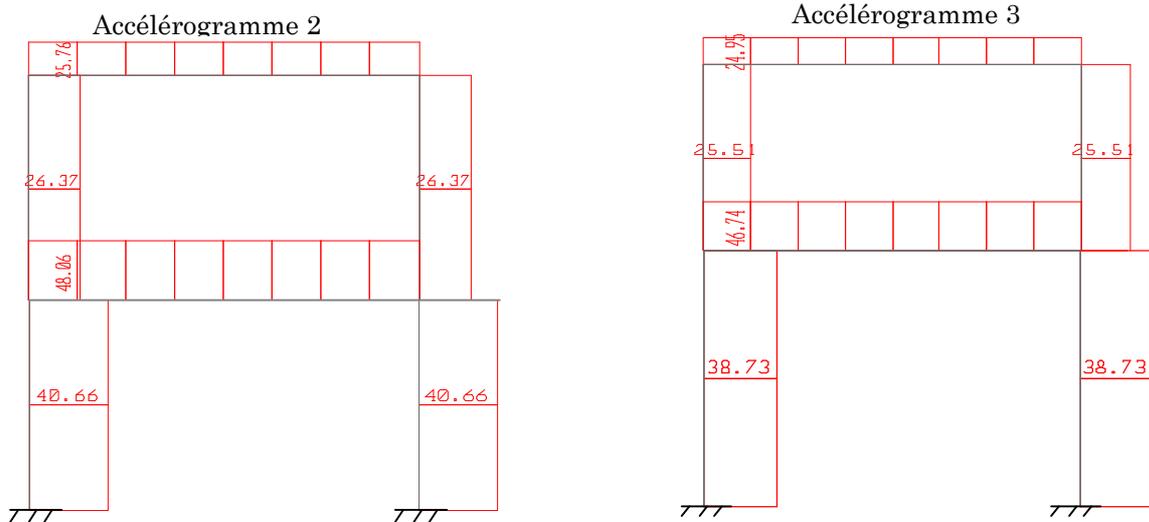


Figure 5.8

Diagrammes des efforts tranchants de ST2



**Figure 5.8** Diagrammes des efforts tranchants de ST2

**Chapitre5**

*Réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés*

---

Le tableau (5.3) et des figures (5.7, 5.8, 5.9) montrent que les résultats en valeur absolu obtenus en termes d'efforts tranchants par l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique par accélérogrammes générés sont très proches.

**5.6.3 Résultats en terme de moment fléchissant**

Les résultats obtenus par les deux méthodes d'analyse en termes de moment fléchissant totale à la base des trois structures sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau5.4** Moment fléchissant totale à la base des structures

		<b>ST1</b>	<b>ST2</b>	<b>ST3</b>
spectre	max	182,728	305,135	460,402
Accélérogramme1	max	161,800	270,750	454,061
	min	-180,006	-293,933	-480,295
Accélérogramme2	max	176,391	275,411	424,167
	min	-181,165	-280,938	-462,586
Accélérogramme3	max	145,900	248,620	370,971
	min	-184.283	-304.755	-449.100

On présente ci- dessous les diagrammes des moments fléchissant enveloppe de chaque structure :

Chapitre 5

Réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés

---

Structure1

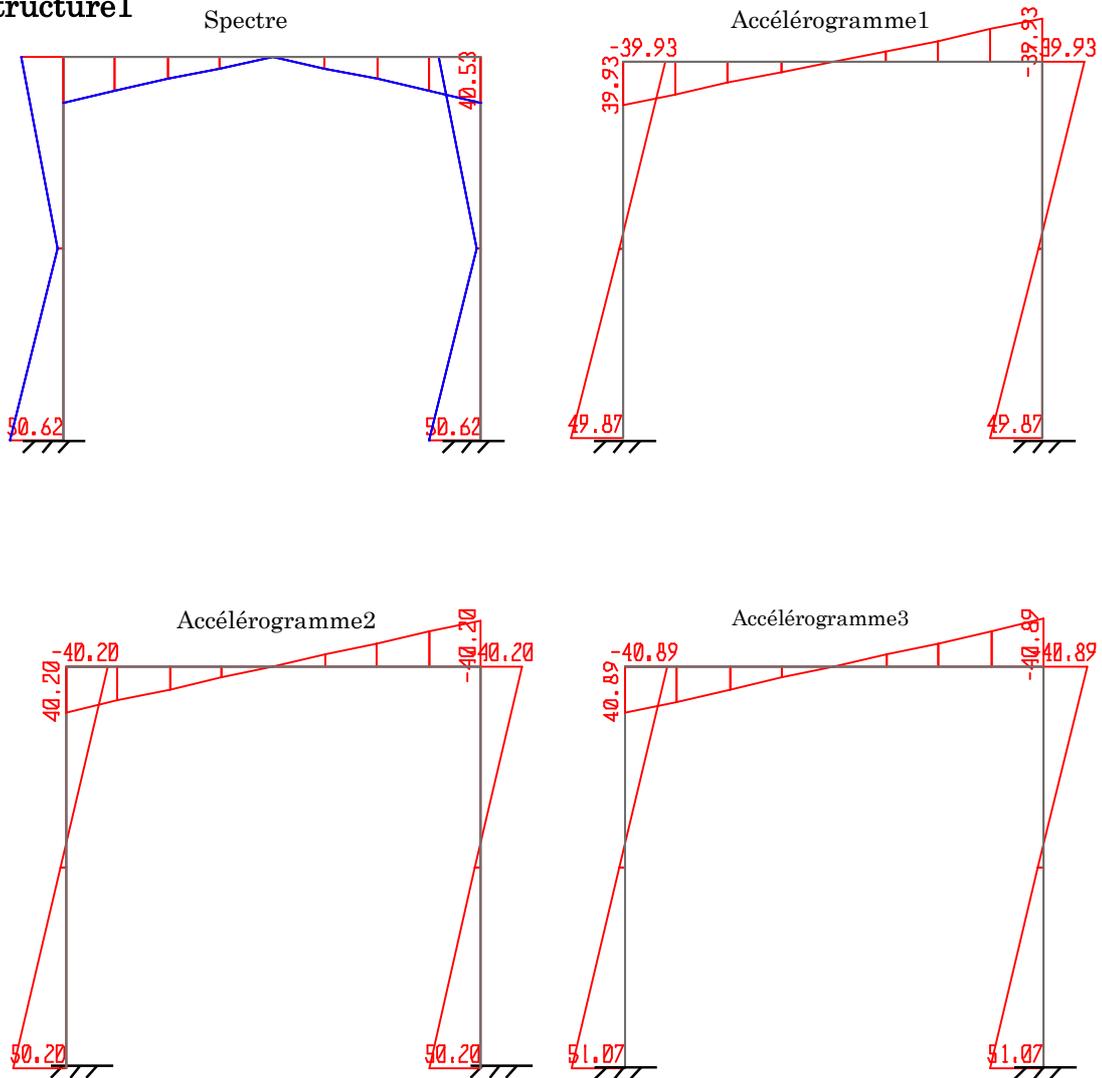
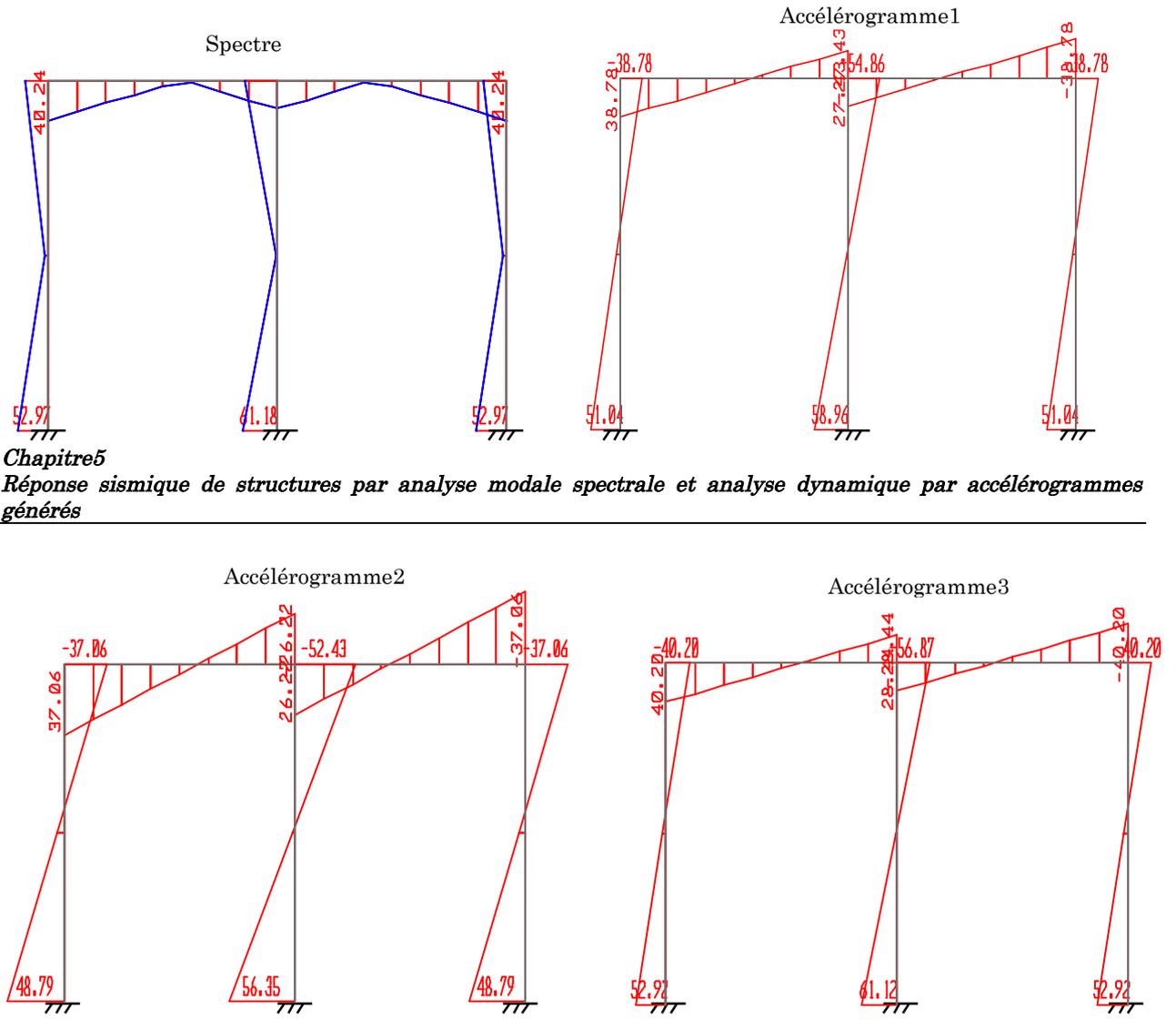


Figure 5.10 Diagrammes des moments fléchissant de ST1

Structure2

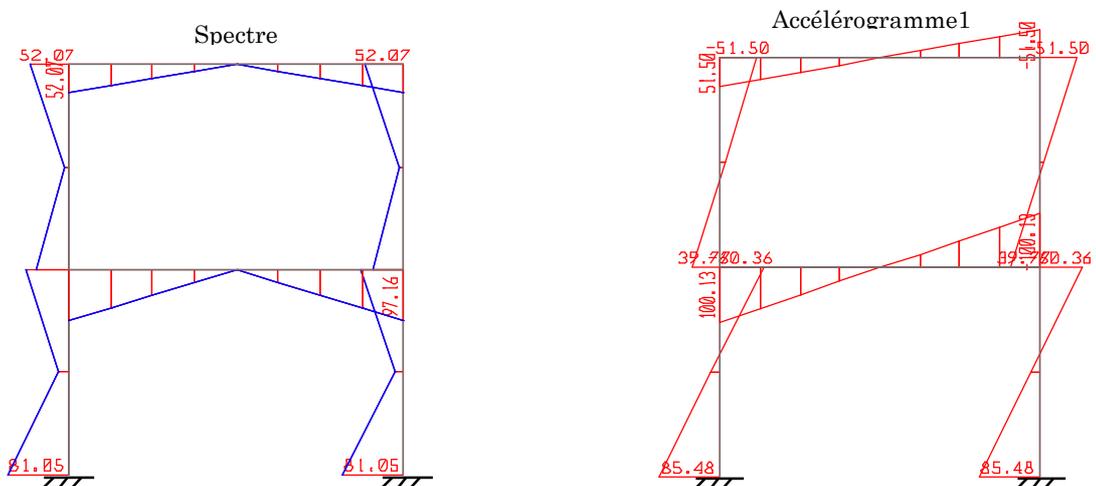


Chapitre 5

Réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés

Figure 5.11 Diagrammes des moments fléchissant de ST2

Structure 3



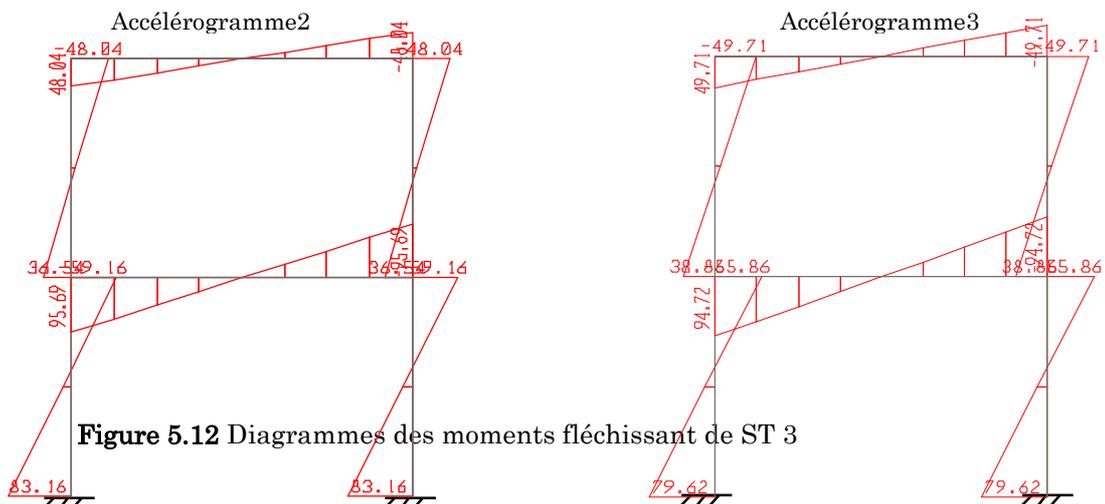


Figure 5.12 Diagrammes des moments fléchissant de ST 3

## Chapitre 5

### Réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés

Le tableau 5.4 et les figures (5.10, 5.11, 5.12) montre que le moment totale obtenu par les deux méthodes d'analyses à la base de chaque structure, sont presque de même ordre et que le diagramme des moments le long des éléments de celle-ci, sont très proche.

## 5.7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a effectué une comparaison entre les réponses linéaires obtenues par l'analyse modale spectrale et dynamique par accélérogramme, en termes de déplacement, effort tranchant et moment fléchissant. Les résultats présentés aux tableaux et figures précédentes montrent que :

- Les déplacements relatifs maximums en valeur absolue obtenus par l'analyse modale spectrale, (utilisation du spectre de réponse élastique du RPA99/2003) et l'analyse dynamique par accélérogrammes générés (utilisation d'accélérogrammes générés à partir du même spectre) sont très proches.
- Même constatation pour les efforts tranchants et les moments fléchissant obtenus par les deux types d'analyses

Ce qui affirme la correspondance entre la sollicitation représentée sous forme du spectre de réponse et celles sous forme d'accélérogrammes générés.





# Chapitre 6

## Dimensionnement d'un joint sismique par l'analyse dynamique par accélérogramme et comparaison avec la l'analyse modale spectrale

### 6.1 Introduction

Le martèlement de deux bâtiments contigus est susceptible de provoquer d'importants dégâts en cas d'un séisme. Pour cette raison, il est impératif de prévoir des joints sismiques conformes aux règles afin d'éviter tout martèlement.

L'objectif de cette partie, n'est pas de faire une étude complète d'une structure, mais de comparer le dimensionnement d'un joint sismique obtenu par l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique par accélérogrammes générés, à cet effet deux blocs adjacents ont été choisis.

### 6.2 Présentation des deux structures

Il s'agit de deux blocs adjacents en béton armé dont l'implantation est prévue à Bejaia. Ils sont définis comme suit :

- Bloc A : est R+8 +sous sol, ses dimensions principales sont : 22.15×13.70 m pour une hauteur totale de 32.02m.
- Bloc B : est R+12 +sous sol avec décrochement en élévation à partir de R+8, ses dimensions principales sont : 25.4×19.5m pour une hauteur totale de 44.26m

Les vues en plan et 3D de ces derniers sont illustrés sur les figures (6.1) et (6.2) :

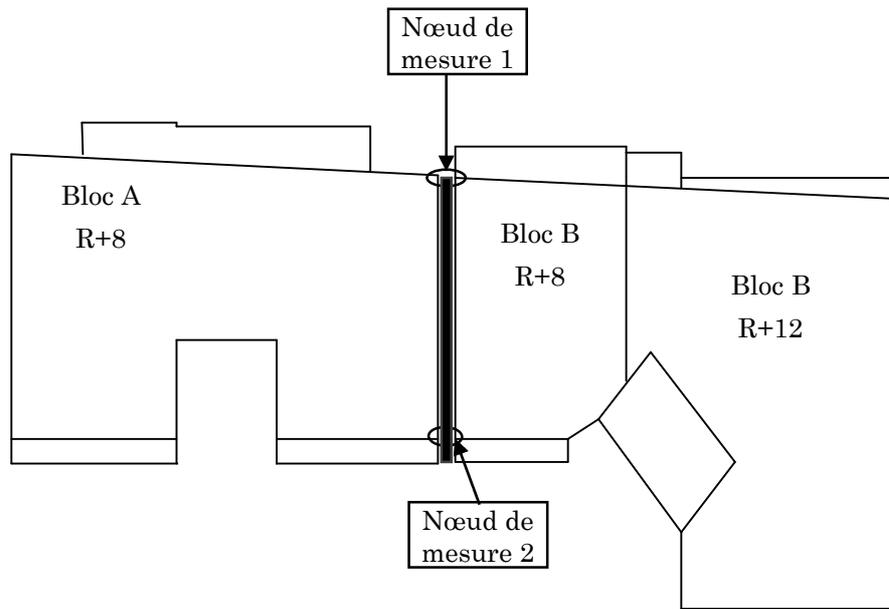


Figure 6.1 La vue en plan des deux blocs

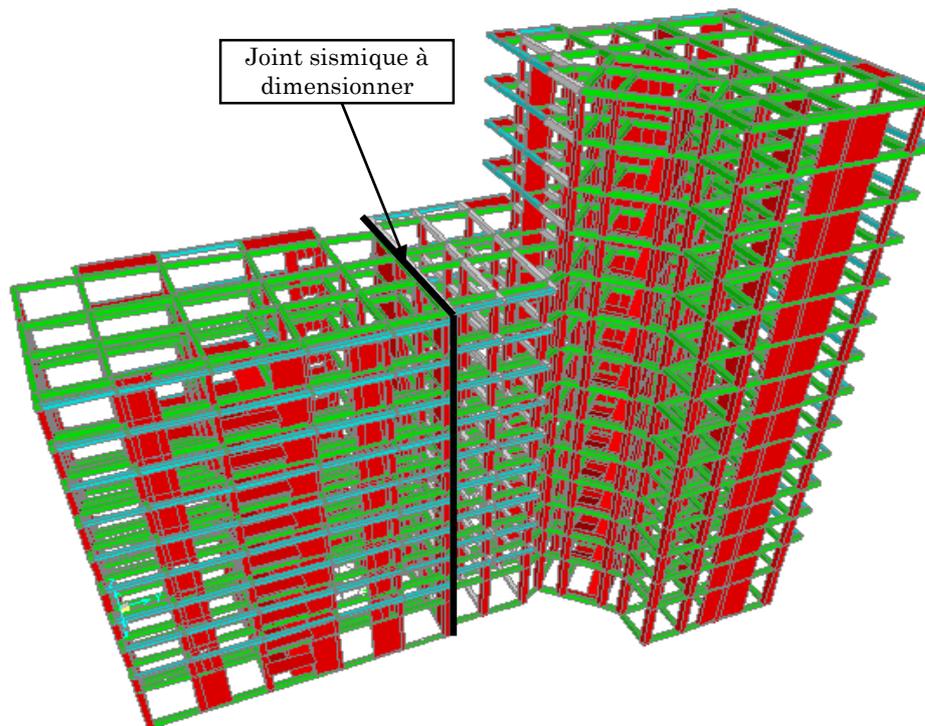


Figure 6.2 La vue en 3D des deux blocs

### 6.3 Modélisation

La modélisation a été faite en élément finis à l'aide du logiciel SAP2000V14.2.2. Tous les planchers sont considérés infiniment rigides dans leur plan. Deux nœuds de mesure ont été choisis au dernier niveau du bloc A, deux autres au bloc B, au même niveau que ceux du bloc A comme indiqué sur la figure (6.1).

Les mêmes sollicitations sismiques définies précédentes sont utilisées pour cette analyse, à savoir le spectre de réponse élastique représentés sur la figure 4.3 et les trois accélérogrammes générés illustrés sur la figure 4.4

Les masses des structures sont évaluées à l'aide de la relation (5.1) du chapitre 5, prescrite dans les règles parasismiques algériennes.

### 6.4 Étude et résultats

Les périodes propres des trois premiers modes de vibration des deux blocs obtenus suite à l'analyse des vibrations libres sont rassemblées dans le tableau suivant :

**Tableau 6.1** période propre de vibration des deux blocs en [sec]

	$T_1$	$T_2$	$T_3$
Bloc A	0.862	0.757	0.538
Bloc B	1.141	1.042	0.736

Les résultats en termes de déplacement relatif maximum mesurés aux nœuds choisis de chaque bloc, suite à l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique par accélérogrammes sont regroupés dans les tableaux (6.2), (6.3)

Tableaux 6.2 Déplacement max du nœud 1 en [mm]

		Spectre	acc_1	acc_2	acc_3
Bloc A	max	80.15	85.65	79.19	77.12
	min	/	-68.99	-75.30	-82.23
Bloc B	max	91.2	67.81	90.29	93.92
	min	/	-91.23	-88.19	-84.86

Tableaux 6.3 déplacements max du nœud 2 [mm]

		Spectre	acc_1	acc_2	acc_3
Bloc A	max	67.73	73.53	74.45	67.02
	min	/	-63.44	-64.54	-70.61
Bloc B	max	66.51	51.15	68.50	74.37
	min	/	-73.37	-70.23	-65.67

On note immédiatement des tableaux (6.2) et (6.3) que les déplacements relatifs maximums en valeurs absolues, obtenus par les deux méthodes d'analyse sont proche pour les deux blocs étudiés. En remarque aussi que le déplacement relatif du nœud 1 est plus important que celui du nœud 2, et cela est du à la présence de modes de torsion significatifs dans les deux blocs.

En outre, en présente sur les figures (6.3) et (6.4), l'évolution temporelle de déplacement relatif du nœud 1 et nœud 2 mesuré pour chaque accélérogramme.

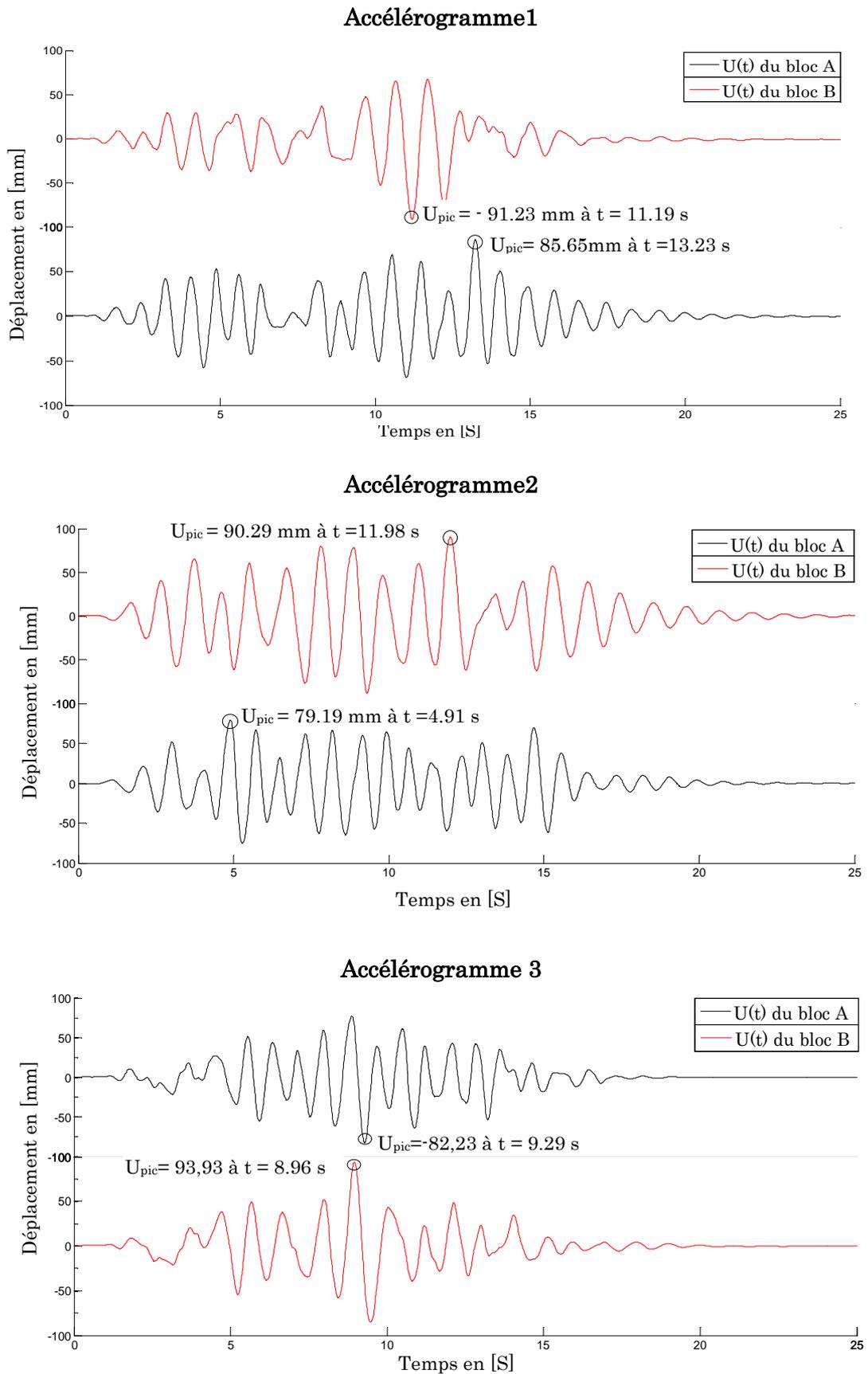
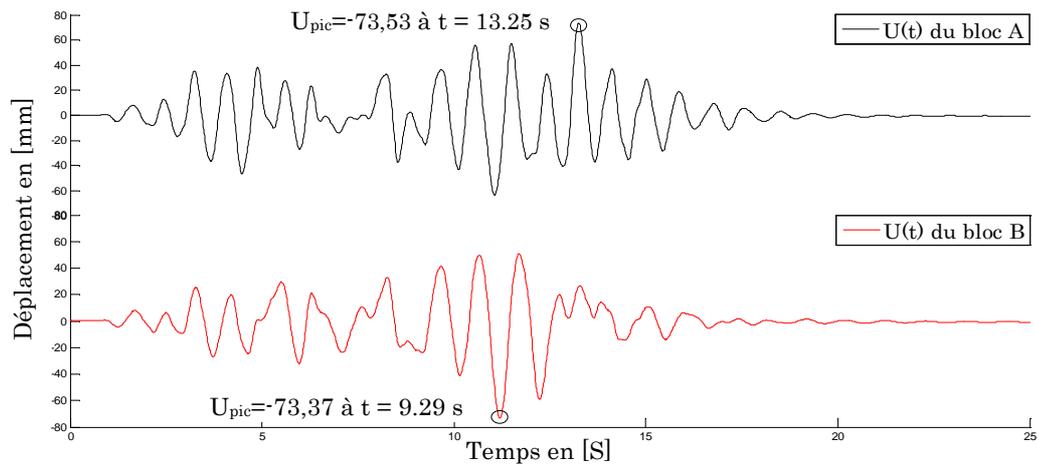
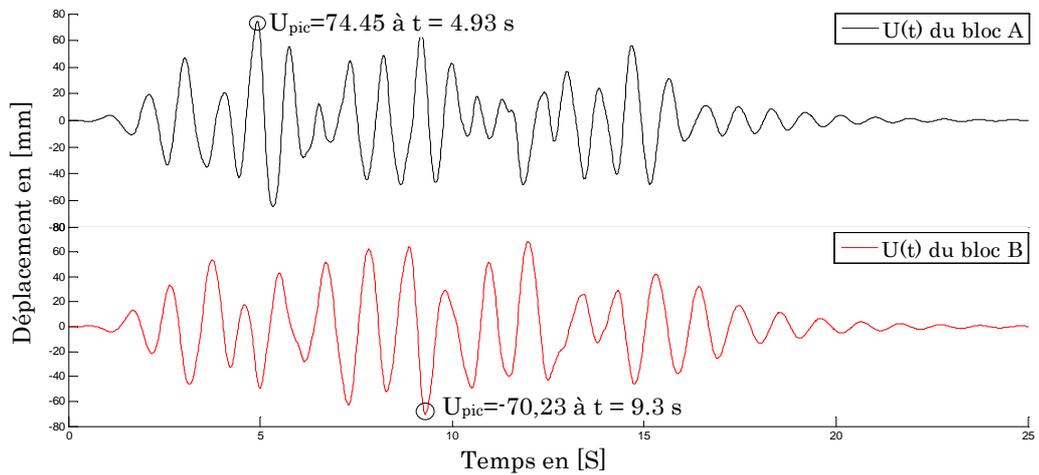


Figure 6.3 Évolution temporelle du nœud 1

### Accélérogramme 1



### Accélérogramme 2



### accélérogramme 3

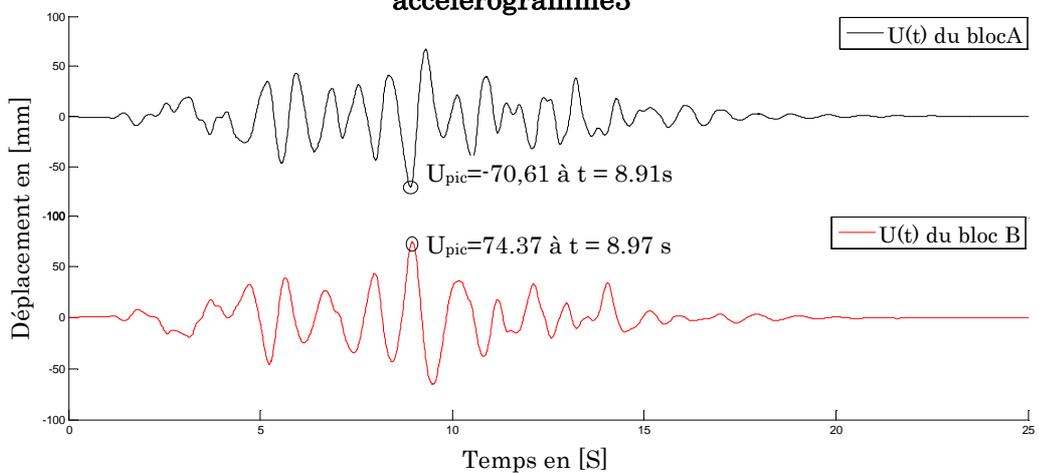


Figure 6.4 Évolution temporelle du nœud 2

## 6.5 Dimensionnement du joint sismique

Afin d'éviter l'entrechoquement de deux bâtiments adjacents, le règlement parasismique algérien, actuel RPA99/2003 exige de les séparer selon la formule suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm} \quad (6.1)$$

Où  $d_{\min}$  : La largeur minimale du joint sismique

$\delta_1, \delta_2$  : Déplacements maximaux des deux blocs étudiés, calculés par la relation suivante :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (6.2)$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

$R$  : Coefficient de comportement, dans notre cas il est fixé et est égal à 1.

### 6.5.1 méthode modale spectrale

Les déplacements max des bâtiments sont obtenus par superposition des réponses modales en utilisant la méthode SRSS donnée par l'équation 3.3

### 6.5.2 Méthode dynamique par accélérogramme

On utilisant l'analyse dynamique par accélérogrammes la largeur minimale du joint sismique est obtenue par le traitement des réponses temporelles de chaque bâtiment.

Si le déplacement du bloc B est supérieur à celui du bloc A dans le sens positif, comme indiqué sur la figure (6.5), il y aura pas d'entrechoquement entre les deux blocs, c-à-d  $U_B(t) - U_A(t) > 0$ . Si au contraire  $U_B(t) - U_A(t) < 0$ , dans ce cas il y a entrechoquement entre les deux blocs et il faudrait prévoir un joint sismique en conséquent de dimension :  $d_{\min} = |\min (U_B(t) - U_A(t))|$ .

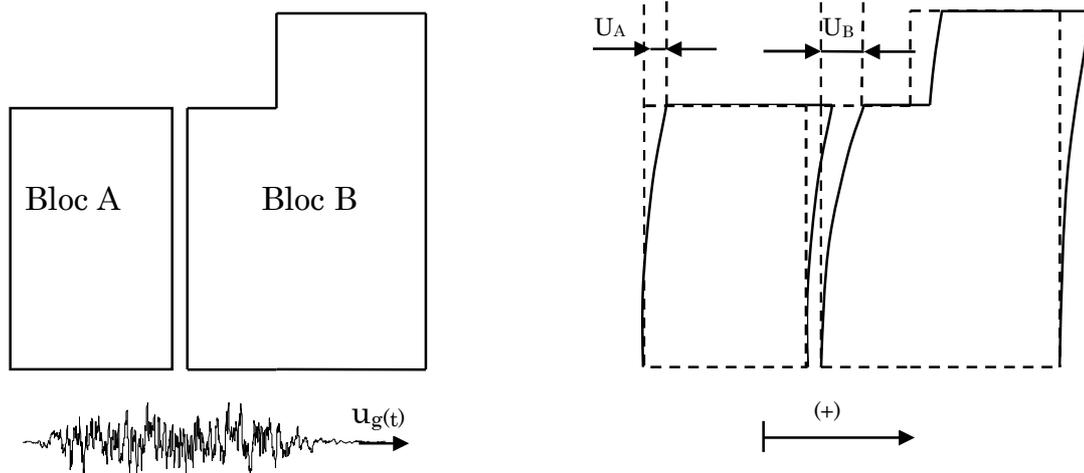
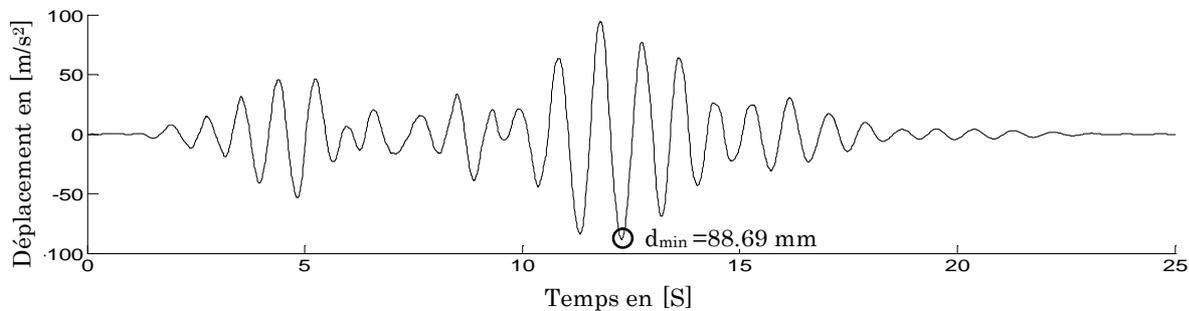


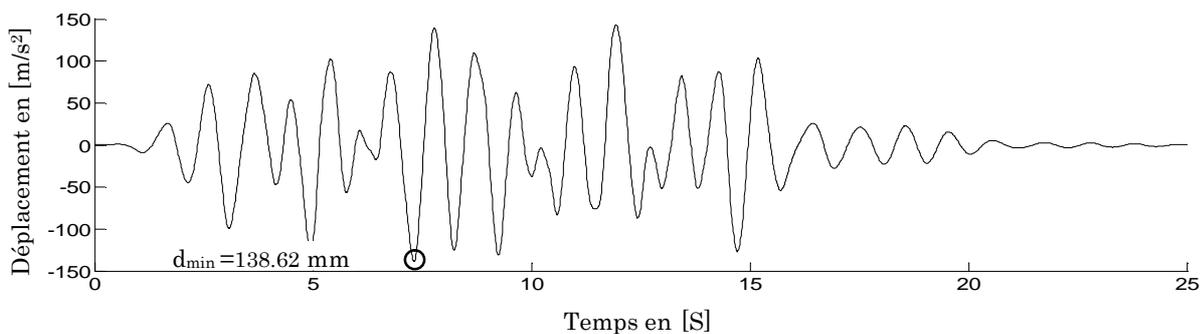
Figure 6.5 entrechoquement des deux blocs

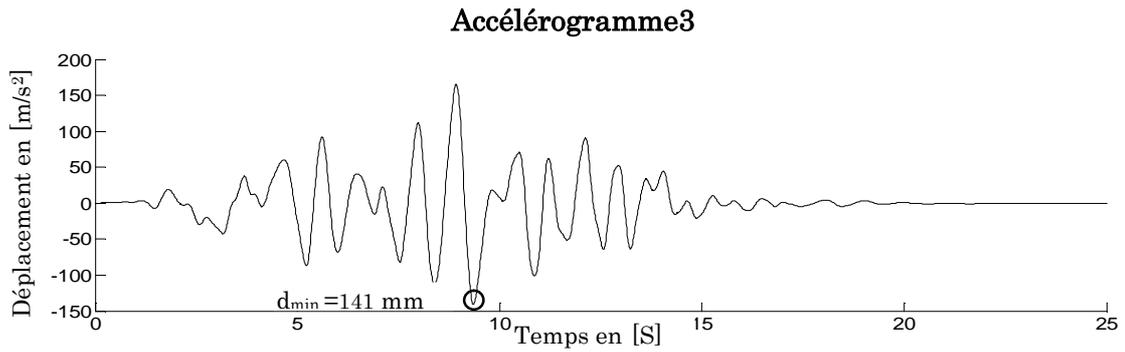
On présente ci-après l'évolution temporelle de la différence des déplacements entre les deux blocs choisis au sommet pour chaque accélérogramme. Le minimum de ces valeurs correspond à la largeur minimale du joint sismique à partir laquelle l'entrechoquement n'aura pas lieu.

### Accélérogramme 1

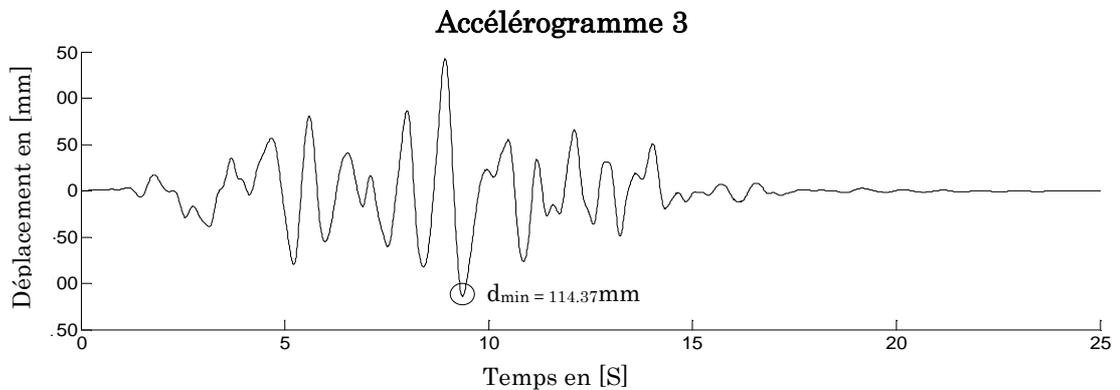
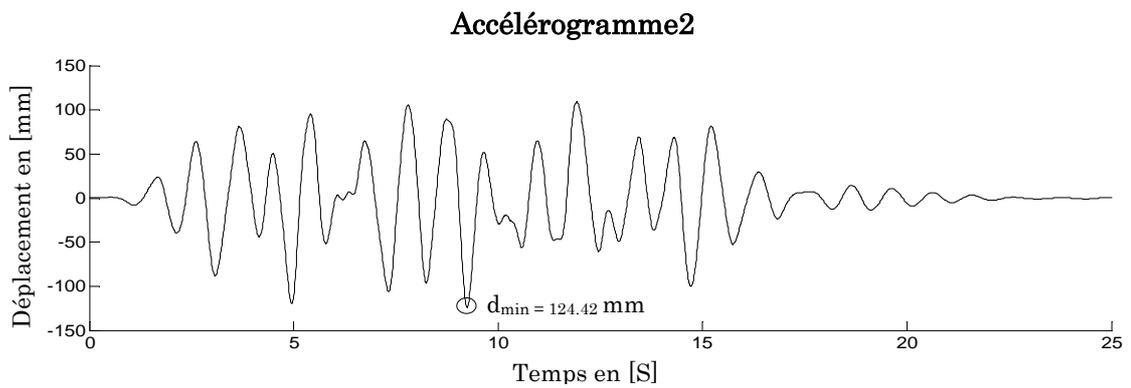
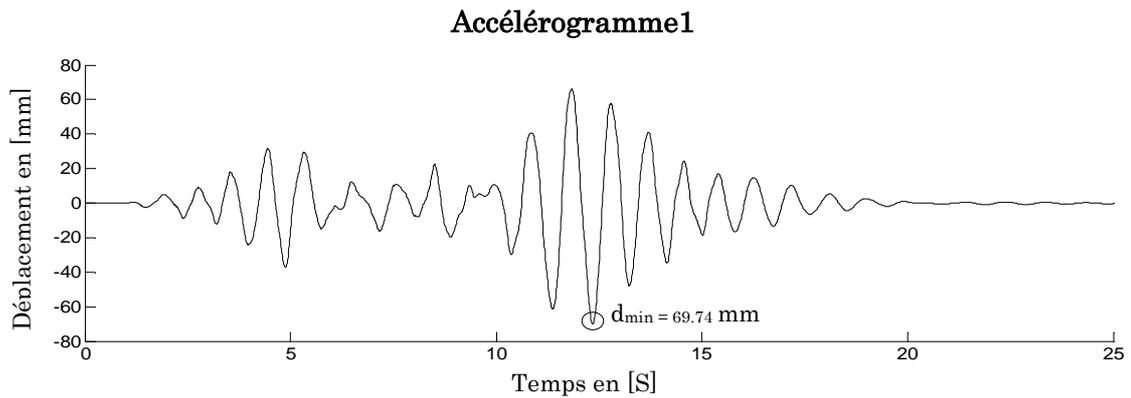


### Accélérogramme 2





**Figure 6.6** Évolution temporelle du joint sismique au nœud 1 ( $U_B(t) - U_A(t)$ )



**Figure 6.7** Évolution temporelle du joint sismique au nœud 2 ( $U_B(t) - U_A(t)$ )

Les dimensions du joint sismique obtenues au nœud 1 et 2 par les deux méthodes d'analyse citées précédemment et pour chaque accélérogramme utilisé, sont récapitulées dans le tableau ci-après sans majoration de 15 mm :

**Tableau 6.4** dimension du joint en [cm]

	Spectre	Acc_1	Acc_2	Acc_3
Nœud 1	17.17	8.69	13.86	14.10
Nœud 2	13.42	6.97	12.44	11.43

On remarque que les valeurs du joint sismique obtenus au nœud 1 et plus importantes à celle obtenus au nœud 2, A cet effet, pour le dimensionnement du joint sismique on doit considérer celle du nœud 1.

## 6.6 Conclusion

L'objectif de ce chapitre, est de dimensionner un joint sismique par la méthode dynamique par accélérogramme et de le comparer à la méthode spectrale. Les résultats obtenus ont montré que :

- Les déplacements obtenus par l'analyse modale spectrale sont proches de ceux obtenus par l'analyse dynamique par accélérogramme ce qui valide une autre fois l'utilisation de ces accélérogrammes pour les structures en trois dimensions.
- Les dimensions du joint obtenues par l'analyse dynamique sont moins importantes que celles obtenues par l'analyse modale spectrale ce qui est logique du fait que l'analyse spectrale donne directement la valeur maximale du déplacement par contre l'analyse dynamique par accélérogramme elle permet de suivre l'évolution du déplacement dans le temps.

## Conclusion générale

L'objet de ce travail été d'évaluer la réponse sismique de structures par l'analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés et à la comparaison des réponses obtenues par les deux méthodes d'analyse.

Pour les analyses modales spectrales, nous avons utilisé le spectre de réponse élastique du RPA99/2003. Dans le but de disposer d'accélérogrammes générés à partir du spectre élastique du RPA99/2003, nous avons développé un programme nommé « SimSeismeRPA2003.m ». Ce dernier a été obtenu par adaptation d'un programme développé par Pierino Lestuzzi [10] en 2004 prédestiné pour générer des accélérogrammes compatibles avec le spectre élastique de l'Eurocode 8.

La modélisation a été faite en élément finis à l'aide du logiciel SAP2000 V14.2.2, qui permet à la fois les deux méthodes d'analyse.

Un calcul de la réponse sismique (déplacements et efforts) de trois structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogramme générés à partir du spectre utilisé dans la première analyse a été effectué. Les résultats obtenus en termes de déplacement, effort tranchant et moment fléchissant par les deux méthodes sont très proches. Ceci confirme d'une part, la correspondance entre le spectre de réponse et les accélérogrammes utilisés, et d'autre part, la possibilité d'utilisation de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, notamment dans les calculs non linéaires ou elle est nécessaire.

Suite à une étude de dimensionnement d'un joint sismique entre deux bâtiments contigus par les deux types d'analyses cités auparavant, nous avons constaté que les dimensions du joint sismique calculées par l'analyse dynamique par accélérogrammes sont moins importantes que celles calculées par l'analyse spectrale ce qui est logique du fait que l'analyse spectrale revoie directement la valeur max alors que l'analyse dynamique permet de suivre l'évolution des déplacements dans le temps.

# Bibliographie

---

- [1] CEN, "*Eurocode 8: calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: règles générales, action sismique et règles pour les bâtiments*" ENV 1998, Décembre 2004.
- [2] P. Paultre, "*Dynamique des structures. Application aux ouvrages génie civil*" LAVOISIER 2005.
- [3] A. Peker "*Dynamique des structures et des ouvrages*" École des ponts et chaussées Edition 2006.
- [4] CGS "*Règles parasismiques algériennes*" RPA99/VERSION 2003, Document Technique réglementaire, Ministre de l'habitat.
- [5] N. Belhamdi, "*Étude de la réponse sismique non linéaire et de l'évolution du Coefficient de comportement globale des structures*" mémoire de Magister Université A. Mira de Bejaia, Algérie, juin 2009.
- [6] Patricia Balandier, "*Élément de sismologie appliqué à la construction à l'usage de Techniciens du bâtiment*" Volume1, Juillet 2001.
- [7] Miloud Hemsas, "*Modélisation par macro- élément du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous l'action sismique*" Thèse doctorat, Université Bordeaux 1.
- [8] Ph. Guéguen, "*Génie parasismique -comportement des structures sous séisme*" Université Joseph Fourier, Grenoble.
- [9] R. Attal "*Réponse dynamique des structures à comportement non linéaire*" mémoire d'Ingénieur Université A. Mira de Bejaia, Algérie, juin 2005.
- [10] P. Lestauzzi "*SimSeisme.m*" Laboratoire d'informatique et appliquées à la construction EPFL.
- [11] Milan Zacek, "*Construire parasismique*" Edition Parenthèses 1996.
- [12] André Plumier, "*Construire en zone sismique*" Edition 2006, Université de liège.

# Bibliographie

---

- [13] A.K.Chopra, "*Dynamics of structures a primer*" University of California, Berkely, published by The Earthquake Engineering Research Institute.
  
- [14] A.K.Chopra, "*Dynamics of structures: Theory and Application to Earthquake Engineering*" University of California, Berkely, © 1995 by prentice-Hall, Inc
  
- [15] R.W.Clough & J.Penzien, "*Dynamics of structures*". Computer and Structures, Inc. 1995 University Ave.Berkeley, CA94704 USA.Third Edition.
  
- [16] Rapport DAVIDOVICI, "*séisme de 21 mai 2003 de boumerdes, Algérie*".

## **Résumé**

Le présent travail, fait l'objet de l'étude de la réponse sismique de structures par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés et à la comparaison des réponses obtenues par les deux méthodes d'analyse. Le spectre de réponse élastique des règles parasismiques algériennes RPA99/2003 a été utilisé pour l'analyse modale spectrale et pour la génération d'accélérogrammes pour l'analyse dynamique