

Réf :.....

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



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Projet de Fin d'étude

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

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

Etude de l'influence des indicateurs sismiques à la génération des séismes artificiels pour le calcul temporelle non linéaire des structures

Réalisé par : **Bouchouka Rosa**
Haddadi Melissa

Soutenue devant le jury composé de :

Membre de jury	Grade	En qualité de
Mme MOHAMADI Sadika	MCB	Président
Mr. AOUARI Issam	MAA	Encadrant
Mme ROUABEH Aicha	MAA	Co-encadrant
Mr. LAIB Abdelghani	MCB	Examineur
Mr DJOUABI Hamza	MAA	Invité

Promotion 2022-2023

Remerciement

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

Nous adressons nos remerciements aux personnes qui ils nous ont aidés dans la réalisation de ce mémoire.

Nous voudrions tout d'abord adresser toute nos reconnaissances au maitre de ce mémoire, Monsieur AOUARI I. pour son accueil, le temps passé ensemble et le partage de ses connaissances. Grâce aussi à sa confiance nous avons pu accomplir totalement dans l'achèvement de ce mémoire, et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion. Il fut d'une aide très précieuse dans les moments les plus délicats.

Nous remercions aussi Mme Rouabeh A., co-directrice de mémoire, pour sa collaboration en me fournissant des explications précises sur le thème étudié.

Nous souhaitons particulièrement remercier Mr Djouabi H. pour son aide précieuse à la relecture et à la correction de mon mémoire.

Nous tenons aussi a présenté notre haute gratitude aux membres de jury d'avoir accepté de jugé et d'apporter leurs prévalues à ce travail

.Nos plus vifs remerciements vont à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation

Nous tenons aussi à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout notre cursus.

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

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents, A ma mère pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices, A mon père pour son soutien son affection et la confiance qu'il m'accordé.

A la mémoire de ma grande mère qui me manque "Fatima".

A mes frères. "Islam", "Nasreddin", "Sidahmed" et "Kfiredin".

A mes sœurs. "Cilin", "Inas" et "Ilina".

A mes cousines. "Maria", "Soumia" et "Anfel".

A mon fiancé "Ayoub" et sa famille.

A mes copines "Ahlem", "Mounia" et "Bouchra".

A toute ma famille, "Haddadi" et "Oulmi".

A ma chère binôme "Rosa" qui m'a supporté tout au long de notre travail et sa famille.

En fin à tout (e)s mes ami (e)s, aux étudiants de la promotion 2023 et tous ceux qui m'aiment...

Mélissa

Je dédie ce modeste travail à

- *Mes chers parents à mon père "Kamel", ma mère "Fatima" qui m'ont guidés et encouragés durant toute ma vie car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade.*
- *A la mémoire de ma grande mère qui me manque "Rosa".*
- *Mes chers frères "Arezki; Yanice; Abed selam; Mouhamed".*
- *Toutes la famille "Bouchouka".*
- *A mon support "Hamza" pour leur encouragement et leur soutien, merci d'être toujours à mes côtés.*
- *A Mes charmantes sœurs "Maroua" et "Manel" pour leurs soutiens durant tout mon chemin.*
- *Ma chère binôme "Mélissa" qui m'a supporté tout au long de notre travail et sa famille.*
- *En fin à tout(e)s mes ami(e)s, aux étudiants de la promotion 2023 et toutes ceux qui m'aiment...*

Rosa

Résumé

La prédiction des mouvements du sol résultant d'un événement sismique potentiellement dévastateur constitue l'un des défis cruciaux de la sismologie en ce qui concerne l'évaluation des dangers et la gestion des risques sismiques. Cette thématique est inscrite dans le domaine de génération des accélérogrammes pour une région donnée, le principal objectif du projet est d'accroître notre compréhension des données sismiques en les améliorant et les méthodes de simulation afin de pouvoir préciser l'estimation de l'action sismique. Le choix du cas d'étude est basé sur l'absence des données accélérométrique dans la région Bouira pour exécuter un calcul dynamique non linéaire des structures en génie civil. Les résultats obtenus sont très utiles pour l'ingénieur pour modéliser une construction par un séisme compatible à un événement réel.

Mots clés : accélérogramme, génération, séisme, analyse temporelle, Bouira.

Abstract

The generating of the earthquake ground motion that have a potentially destructive event is one of the major challenges of seismology engineer for estimating the hazard and taking into account the seismic risk. This theme is included in the field of generation of accelerograms for a given region, whose main objective of the project is to improve knowledge of seismic data and simulation methods in order to be able to specify and quantify the seismic forces. The choice of the case study is based on the lack of accelerometric data in the Bouira region to perform a nonlinear dynamic calculation of civil engineering structures. The results obtained are very useful for the engineer to design and construct the new buildings by a compatible earthquake with a real event.

Word keys: accelerogram, matching, earthquake, time history analysis, Bouira.

ملخص

يعد التنبؤ بالحركات الأرضية التي قد يولدها حدث زلزالي مدمر أحد التحديات الرئيسية لعلم الزلازل لتقدير المخاطر ومراعاة المخاطر الزلزالية. يتم احتواء هذا الموضوع في مجال توليد مخططات التسارع لمنطقة معينة، و يتمثل الهدف الرئيسي للمشروع في تحسين المعرفة بالبيانات الزلزالية وطرق المحاكاة من أجل التمكن من تحديد تقدير التسجيل الزلزالي. يعتمد اختيار دراسة الحالة على عدم وجود بيانات قياس التسارع في منطقة البويرة لإجراء حساب ديناميكي غير خطي لهياكل الهندسة المدنية. النتائج التي تم الحصول عليها مفيدة جداً للمهندس المدني لتصميم و بناء بواسطة زلزال متوافق مع حدث حقيقي.

كلمات مفتاحية: مخطط التسارع, توليد, زلازل, الحساب اللاخطي للمنشآت, البويرة .



Table des matières

Résumé

Remerciement

Dédicaces

Introduction générale 1

Chapitre 01 : Paramètres du mouvement sismique fort

1.1	Introduction	4
1.2	Naissance de séismes.....	4
1.3	Ondes sismiques.....	6
1.4	Magnitude.....	7
1.5	Paramètres de source sismique	10
1.6	Mécanismes de rupture au foyer.....	10
1.7	Les différents types de la distance.....	11
1.8	Paramètres de mouvement du sol.....	12
1.8.1	Accélérogrammes	12
1.8.2	Accélération maximale (PGA)	13
1.8.3	Vitesse maximale (PGV).....	13
1.8.4	Déplacement maximal (PGD)	13
1.8.5	RMS d'Accélération de vitesse et de déplacement.....	13
1.8.6	V_{max}/A_{max}	14
1.8.7	Intensité d'Arias	14
1.8.8	Intensité caractéristique	14
1.8.9	Densité d'Energie spécifique.....	14
1.8.10	Vitesse absolue cumulée.....	14
1.8.11	Intensité de logement :.....	15
1.8.12	Intensité spectral d'accélération et de vitesse :.....	15
1.8.13	Accélération maximale soutenue (SMA) et vitesse (SMV) :	15
1.8.14	Effective Design Accélération (EDA).....	15
1.8.15	Période prédominante.....	16
1.8.16	Durée significative.....	16
1.8.17	Paramètre A95	17
1.8.18	Vitesse incrémentale maximale [MIV].....	17
1.8.19	Indice de dommage.....	18
1.8.20	Nombre de cycles effectifs	18
1.8.21	Indice d'impulsivité (IP)	18
1.8.22	Accélération spectrale moyenne ($S_a, avg/AvgS_a$).....	18
1.8.23	Vitesse absolue cumulée standardisée.....	18
1.9	Conclusion.....	19



Chapitre 02 : Génération d'un accélérogramme pour la région de Bouira compatible à un séisme cible

2.1	Introduction	21
2.2	Méthodologie pour l'ajustement spectral du domaine temporel	23
2.3	Sélection des séries temporelles initiales	25
2.4	Fonctions de réglage	26
2.5	Présentation de logiciel seismoMatch	28
2.6	Résultats et discussion	29
2.7	Conclusion	33

Chapitre 03 : Développement de l'énergie sismique (Spectres de demande)

3.1	Introduction	35
3.2	Calcul de spectre élastique et inélastique	37
3.3	Équation du bilan énergétique	39
3.4	Application sur un modèle 1DDL	41
3.5	Calcul des termes d'énergie dans le cas d'un système 1DDL	41
3.6	Résultats et discussion	44
3.7	Conclusion	48

Chapitre 04 : Étude comparative d'un bâtiment en R+6 par la méthode dynamique non linéaire temporelle

4.1	Introduction	50
4.2	Aperçu sur les méthodes d'analyse sismique	50
4.3	Analyse temporelle non linéaire	52
4.4	Méthode de spectre de réponse	52
4.5	Fonction de temps	53
4.6	Excitation de mouvement au sol	53
4.7	Logiciel utilisé pour la modélisation (Etabs)	54
4.8	Présentation d'ouvrages	54
4.9	Caractéristiques géométriques de la structure	55
4.10	Pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	55
4.10.1	Pré dimensionnement du plancher à corps creux	55
4.10.2	Pré dimensionnement du plancher à dalle pleine	56
4.10.3	Pré dimensionnement de l'escalier	56
4.10.4	Pré-dimensionnement des poutres	57
4.11	Calcul de la descente de charge	57
4.12	Pré-dimensionnement des poteaux	59
4.13	Vérification des exigences du RPA	61
4.14	Spectre de réponse	61
4.15	Calcul dynamique	62
4.15.1	Propriétés non linéaires	62



4.15.2	Modélisation dynamique	62
4.15.3	Rotules plastiques	63
4.15.4	Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux	63
4.16	Discussion des résultats	72
4.17	Conclusion	75
Conclusion générale		76
Références bibliographiques		



Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Comparaison des échelles de magnitude d'après (Kanamori 1983)	09
Tableau 2.1 : Paramètres sismique des accélérogrammes générer par la présente méthode	31
Tableau 4.1 : Dimensions en plan et en élévation.	51
Tableau 4.2 : les données techniques de structure	51
Tableau 4.3 : Différentes conditions à vérifier	53
Tableau 4.4 : Prédimensionnement des éléments d'escalier	53
Tableau 4.5 : Prédimensionnement et vérification des poutres	53
Tableau 4.6 : Les surcharges d'exploitation.	54
Tableau 4.7 : Charge permanentes des planchers et des escaliers.	54
Tableau 4.8 : Charge permanentes des balcons, d'acrotère, et des murs.	55
Tableau 4.9 : Descente de charge sous poteau central.	56
Tableau 4.10 : Vérification au flambement des poteaux.	57

Liste des figures

Figure 1.1 : Localisation des épicentres pour 358 214 événements sismique entre 1963-1998	05
Figure 1.2 : Naissance des séismes dans une année ; exemple 2017 (USGS 2017)	05
Figure 1.3 : Forme de propagation des ondes sismiques	07
Figure 1.4 : Comparaison des échelles de magnitude d'après (Kanamori 1983)	09
Figure 1.5 : les paramètres de source sismiques	10
Figure 1.6 : Types de failles de rupture	11
Figure 1.7 Illustration des définitions de la distance Hypocentral (R_{HYP}) et de la distance épicentrale (R_{EPI})	11
Figure 1.8 : définitions des distances de la source au site ; Distance de Rupture (RRUP) et Distance de Joyner et Boore (RJB).	12
Figure 1.9 : Évaluation des paramètres de durée significative D_{a5-75} et D_{a5-95} pour les mouvements du sol enregistrés sur le site de l'aéroport de North Palm Springs (Kempton and Stewart 2006)	17
Figure 2.1 : enregistrement réel du séisme de Boumerdes, station de Dar-El-Beida (Est-Ouest)	25
Figure 2.2 : Spectre du règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 pour différentes sites compatible à la région de Bouira	26
Figure 2.3 : Préface du logiciel SeismoMatch version 1.3.0 2022.	27
Figure 2.4 : résultats cas des sites rocheux (S1)	28
Figure 2.5 : résultats cas des sites ferme (S2)	28
Figure 2.6 : résultats cas des sites meuble (S3)	29
Figure 2.7 : Accélérogrammes obtenus pour la région d'étude	29
Figure 2.8 : Spectres obtenus à partir des accélérogrammes matchés ; (a) Pseudo accélération, (b) Pseudo vitesse, (c) déplacement.	30
Figure 3.1 : Accélérogrammes obtenus pour la région de Bouira et compatible au séisme de Boumerdes 21 mai 2003.	36
Figure 3.2 : Spectre élastique et inélastique pour les accélérogramme générer à la région de Bouira et compatible au séisme de Boumerdes.	36
Figure 3.3 : Système 1DDL à base fixe	37
Figure 3.4 : Composants énergétiques pour un système physique amorti.	38
Figure 3.5 : Paramètres de contrôle utilisé dans Bispec Ver. 2.0 (Reinhorn and Sivaselvan1999).	39
Figure 3.6 : Les modèles de comportement hystérétiques constitutifs et les réponses	40
Figure 3.7 : Définition de la ductilité (μ) en comportement inélastique	40
Figure 3.8 : Définition de la ductilité (μ) en comportement inélastique	41
Figure 3.9 : Présentation du logiciel utiliser pour le calcul de la réponse d'un système 1DDL : (a) l'interface du logiciel Bispec V 2.00, (b) résultat de calcul	42

dynamique non linéaire

Figure 3.10 : Diagramme de Force-déplacement (F_s - ϵ) pour différentes période ($T=0.5$; 1.0; 1,5; 2.0) sec modèle de comportement bilinéaire (élastoplastique).	43
Figure 3.11 : Energie entrée (E_i) par accélérogramme d'un système 1DDL pour le séisme de Boumerdes et les trois séismes générés pour la région de Bouira, trois cas de périodes ($T=0.5$; 1.0; 1,5; 2.0) sec sont considérés. Un modèle bilinéaire élastoplastique ($\mu=5\%$ et $R=3.5$) est appliqué.	44
Figure 4.1 : Les différentes méthodes d'analyses des structures	48
Figure 4.2 : spectres de réponse des accélérogrammes artificiel généré (Kaushal and Gupta 2020).	50
Figure 4.3 : Spectre de réponse réglementaire donnée par RPA99 avec les paramètres de choix pour l'analyse modale spectrale	58
Figure 4.4 : La courbe du comportement des rotules élasto-plastique (Force vs. Déplacement) utilisé pour la modélisation.	60
Figure 4.5 : Model 3D sous Etabs avec prise en compte des rotules plastique dans les poutres et poteaux	61
Figure 4.6 : déclaration des rotules plastique dans les poutres.	62
Figure 4.7 : déclaration des rotules plastique dans les poteaux.	63
Figure 4.8 : Distribution de la force latéral par rapport aux étages dans le sens (a) (x-x) et (b) pour le sens (y-y).	64
Figure 4.9 : résultat de modélisation pour différentes valeurs de sortie par rapport à l'input (accélération de Boumerdes)	64
Figure 4.10 : Réponse du déplacement des étages selon axe (x-x) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes à la 35ème seconde.	65
Figure 4.11 : Réponse en déplacement des étages selon axe (y-y) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes à la 35ème seconde.	66
Figure 4.12 : La force à la base en fonction du temps selon axe (X-X) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes.	67
Figure 4.13 : La force à la base en fonction du temps selon l'axe (Y-Y) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes.	68
Figure 4.14 : comparaison des déplacements des étages obtenus après le calcul dynamique non linéaire dans le sens (x-x) (Nonlinear Time History Analysis)	68
Figure 4.15 : comparaison des déplacements des étages obtenus après le calcul dynamique non linéaire dans le sens (y-y) (Nonlinear Time History Analysis)	69
Figure 4.16 : Répartition d'effort tranchant à la base dans les deux directions (a) direction (x-x) et (b) direction (y-y) et cela pour les quatre actions sismiques considérés	70

Introduction générale

Un défi majeur en sismologie réside dans la prédiction des mouvements du sol qui pourraient être générés par un événement sismique potentiellement dévastateur. Cela revêt une grande importance pour l'évaluation des dangers sismiques et la gestion des risques associés.

Aujourd'hui, l'estimation de l'aléa sismique repose sur deux approches distinctes : l'approche probabiliste et l'approche déterministe. La première étape, commune aux deux approches, consiste à identifier les sources sismiques. Ensuite, le potentiel sismique de ces failles est évalué en termes de magnitude, de période de retour et de mécanisme focal. La deuxième étape consiste à estimer les mouvements du sol que ces failles actives peuvent produire dans les différentes zones sismiques définies, en prenant en compte divers indicateurs ou paramètres sismiques.

Une approche probabiliste est utilisée pour estimer l'aléa sismique dans une zone donnée. Cette approche consiste à calculer la valeur maximale d'un paramètre de mouvement du sol (généralement l'accélération) qui dépasse un certain seuil de probabilité au cours d'une période de temps spécifiée. Cette méthode est couramment utilisée pour établir des cartes d'aléa sismique et s'applique principalement aux structures considérées à risque normal. Les structures à risque normal comprennent les bâtiments résidentiels, collectifs ainsi que d'autres types d'infrastructures qui ne présentent pas de risques majeurs pour la sécurité publique. Ces structures sont classées en différentes catégories en fonction de leur importance pour la sécurité civile. Par exemple, les hôpitaux, les bâtiments de communication, de production et de stockage d'eau, ainsi que ceux de stockage d'énergie, sont classés dans une catégorie distincte en raison de leur rôle critique dans les situations d'urgence.

La deuxième approche, appelée approche déterministe, vise à estimer les paramètres des mouvements du sol générés par un événement de référence dans une zone sismique donnée, sans tenir compte de sa période de récurrence. Cette approche est appliquée aux structures considérées à risque spécial, c'est-à-dire celles où les risques pour les personnes et l'environnement ne se limitent pas au voisinage immédiat. Parmi les structures concernées, on peut notamment citer les barrages et les centrales nucléaires.

Afin de pouvoir anticiper les dommages potentiels causés par un séisme d'une magnitude importante et ainsi adapter les normes parasismiques, il est crucial d'avoir des enregistrements adéquats. Cependant, dans les zones de sismicité modérée, dont l'Algérie fait partie, les enregistrements des séismes majeurs sont souvent absents. En effet, l'histoire sismique instrumentale, remontant aux années 1960 avec l'installation du premier sismographe en Algérie, est relativement courte par rapport aux périodes de récurrence des puissants événements sismiques, qui peuvent s'étendre sur plusieurs centaines d'années. Le dernier séisme majeur enregistré en Algérie remonte au 23 mai 2003, il s'agit du séisme de Boumerdes (au nord-est d'Alger) qui a causé plus de 2600 décès. Aujourd'hui, un séisme comparable aurait un impact encore plus dévastateur, avec probablement des centaines de victimes et d'importants



dommages économiques. En dépit du manque de données, il est donc crucial d'estimer les mouvements du sol causés par un événement de magnitude importante. C'est la raison pour laquelle de nombreuses méthodes de simulation ont été élaborées.



Chapitre 01 :

Paramètres du mouvement sismique fort

1.1	Introduction	4
1.2	Naissance de séismes.....	4
1.3	Ondes sismiques	6
1.4	Magnitude.....	7
1.5	Paramètres de source sismique	10
1.6	Mécanismes de rupture au foyer.....	10
1.7	Les différents types de la distance.....	11
1.8	Paramètres de mouvement du sol.....	12
1.8.1	Accélérogrammes	12
1.8.2	Accélération maximale (PGA)	13
1.8.3	Vitesse maximale (PGV).....	13
1.8.4	Déplacement maximal (PGD)	13
1.8.5	RMS d'Accélération de vitesse et de déplacement.....	13
1.8.6	V_{\max}/A_{\max}	14
1.8.7	Intensité d'Arias	14
1.8.8	Intensité caractéristique	14
1.8.9	Densité d'Energie spécifique.....	14
1.8.10	Vitesse absolue cumulée.....	14
1.8.11	Intensité de logement :.....	15
1.8.12	Intensité spectral d'accélération et de vitesse :.....	15
1.8.13	Accélération maximale soutenue (SMA) et vitesse (SMV) :	15
1.8.14	Effective Design Accélération (EDA).....	15
1.8.15	Période prédominante	16
1.8.16	Durée significative.....	16
1.8.17	Paramètre A95	17
1.8.18	Vitesse incrémentale maximale [MIV].....	17
1.8.19	Indice de dommage.....	18
1.8.20	Nombre de cycles effectifs	18
1.8.21	Indice d'impulsivité (IP)	18
1.8.22	Accélération spectrale moyenne ($S_{a,avg}/AvgS_a$).....	18
1.8.23	Vitesse absolue cumulée standardisée.....	18
1.9	Conclusion.....	19



1.1 Introduction

Le séisme est une vibration transitoire du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Il est responsable de la destruction de villes entières, ce qui pose un ultime défi aux spécialistes du génie parasismique et des ingénieurs du génie civil pour concevoir des bâtiments, des ponts et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices séisme.

Dans le dimensionnement des structures en génie civil, le mode d'excitation dynamique dominant reste le séisme. L'estimation de l'effort généré par cette excitation début par une connaissance détaillée de l'action et de l'aléa sismique : naissance du séisme, localisation des failles, formation et propagation des ondes. Le présent chapitre se concentre sur les différents types de mouvements sismiques et leurs caractéristiques.

1.2 Naissance de séismes

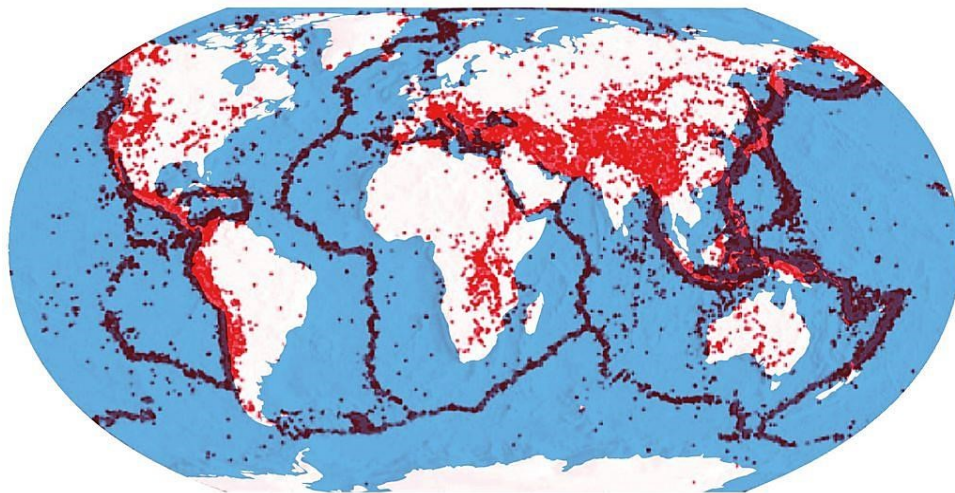
La plupart des séismes de causes naturelles prennent naissance dans la croûte terrestre, qui mesure entre 60 et 100 km d'épaisseur. Grâce à la théorie tectonique des plaques terrestres proposé aux années 60, on peut admet une explication du phénomène sismique. Cette théorie indique que la croûte terrestre formée d'une dizaine des plaques, ces plaques déplacent de 1 à 15 cm par année. En générale on note trois types de mouvement : latéral, divergent, subduction. Selon cette théorie les séismes surviennent principalement aux frontières de ces plaques.

La théorie élastique impose que, lorsque les contraintes accumulent par le mouvement (glissement) graduel de la croûte terrestre dépasse la résistance de la roche, la croûte terrestre reprend soudainement une position libre, sans contrainte. Ce relâchement de la croûte terrestre engendre une dissipation d'énergie soudaine sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes se propagent à travers de terre dans toutes les directions, causant un tremblement de terre.

a) *Séismes naturel (tectonique)*

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques ([figure 1.1 et 1.2](#)), où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Une autre partie a lieu sur le long d'un plan de fragilité existant ou néoformé. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes) de déplacement asismique des deux blocs séparés par la zone de rupture potentielle (la faille est alors inactive), et l'énergie s'accumule par la déformation élastique des roches.





© Belin Éducation/Humensis, 2019 SVT 1^{re} enseignement de spécialité
© Marie-Sophie Putfin

Figure 1.1 Localisation des épicentres pour 358 214 événements sismique entre 1963-1998

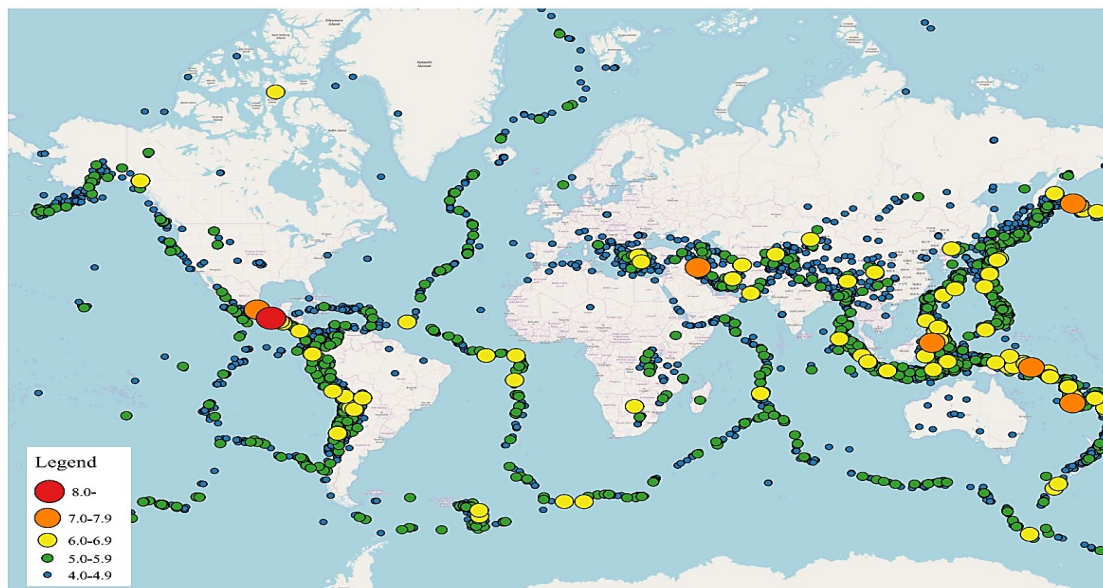


Figure 1.2 : Naissance des séismes dans une année ; exemple 2017 (USGS 2017)

b) Séismes induits

Certaines activités humaines influencent l'amplitude et la distribution des contraintes dans l'écorce terrestre qui, dans certains cas, engendrent des séismes importants. Ces séismes induits proviennent entre autres de : l'exploitation de mines souterraines, l'exploitation de carrières de grande envergure, l'injection à haute pression de fluides pour la génération d'énergie géothermique, la production pétrolière et les explosions nucléaires souterraines a mise en eau de réservoirs artificiels. Parmi ces activités, la mise en eau de réservoirs artificiels est responsable des séismes induits les plus importants. Ces séismes peuvent atteindre une magnitude 6 sur l'échelle de Richter.

Jusqu'à maintenant, on a enregistré dans le monde plus de 70 séismes induits par la mise en eau de réservoirs de barrages (Filiatrault 1996).



1.3 Ondes sismiques

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes dans toutes les directions. On peut illustrer facilement cette notion avec l'image de la pierre jetée à l'eau. La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et leur condition de propagation permet de comprendre leur action sur les structures. On distingue deux types principaux des ondes.

a) Ondes de volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, en distinguant :

- *Les ondes primaires (P)* : Ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse de 6 à 8 Km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternée). Elles sont dites longitudinales, sont généralement à haute fréquence, ce type d'ondes induit un mouvement vertical (pompage) dans les ouvrages.
- *Les ondes secondaires (S)* : Ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5 Km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation provoquant un cisaillement, ce type d'ondes qui introduit un mouvement horizontal dans les ouvrages. Les ondes transversales ne peuvent se propager dans les milieux liquides ou gazeux. Elles apparaissent en second lieu.

b) 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. On distingue :

- *Les ondes de Love (L)* : 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. Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes Rayleigh
- *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. (à partir d'un livre génie parasismique)



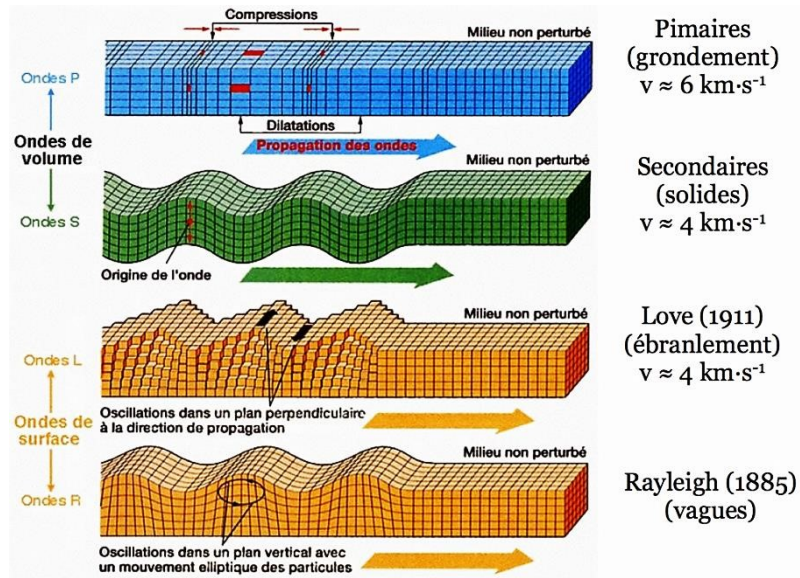


Figure 1.3 : Forme de propagation des ondes sismiques

1.4 Magnitude

Si on veut comparer la taille et l'énergie libérée par les séismes dans le monde, il faut une mesure qui ne dépend pas, comme l'intensité, de la densité de population et du type de construction. Une échelle strictement quantitative pouvant être appliquée aux tremblements de terre dans les régions habitées et inhabitées a été créée en 1931 par Wadati au Japon et développée par Charles Richter en 1935 en Californie (Naeim, 2001).

La magnitude, indicateur à fort impact médiatique, est un paramètre qui est très fréquemment utilisé aujourd'hui. Pour un même séisme, il est un fait que la valeur de la magnitude varie suivant le pays et l'institut qui la fournit, un même institut pouvant d'ailleurs fournir plusieurs valeurs distinctes de magnitudes (Beldjoudi, 2011).

– *Magnitude locale M_L* : La magnitude locale correspond à la formulation originale proposée par Richter, (1935) pour des événements locaux en Californie du Sud. Elle est définie comme le logarithme de l'amplitude maximale obtenue à partir de l'enregistrement d'un événement sismique à l'aide d'un sismographe de torsion Wood-Anderson situé à 100 km de l'épicentre du séisme. Ce sismographe doit avoir une période naturelle de 0,8sec, un grossissement de 2800 et un coefficient d'amortissement de 80% de l'amortissement critique. La taille relative des événements est calculée par comparaison avec un événement de référence.

$$M_L = \log A - 2.48 + 2.76 \log \Delta \quad (1)$$

Avec : A : l'amplitude de trace maximale en microns enregistrée sur un sismomètre court standard. A_0 : la valeur standard en fonction de la distance où la distance est <100 km.

– *Magnitude des ondes de volume M_b* : Bien que la magnitude locale soit utile, les limitations imposées par le type d'instrument et la plage de distance le rendent peu pratique pour la caractérisation globale de la taille d'un séisme. Gutenberg et Richter, (1956) ont proposé la magnitude des ondes volume M_b basé sur l'amplitude de l'onde compressive P, avec des



périodes de l'ordre de la seconde. La magnitude est basée sur les premiers cycles de l'arrivée de l'onde P et est donnée par (T. K. Datta 2010) :

$$M = \log\left(\frac{A}{T}\right) + Q(h, \Delta) \quad (2)$$

Où : A est l'amplitude du déplacement du sol à la station et T est sa période. $Q(h, \Delta)$ est la fonction de correction de l'effet de distance et l'effet de la profondeur obtenus sur des abaques.

– *Magnitude des ondes de surface M_S* La magnitude des ondes de surface a été proposée par Gutenberg et Richter (1944), à la suite d'études détaillées. Sur les stations long période ($T \geq 20s$) situées à 600 km et plus, les sismogrammes de séismes superficiels sont dominés par les ondes de surface ($\sim 0,05$ Hz.). Les amplitudes de ce type d'onde dépendent de la distance différemment des amplitudes des ondes de volume. Les amplitudes des ondes de surface sont frottements affectés par la profondeur de l'hypocentre. Les séismes profonds ne génèrent pas des amplitudes importantes des ondes de surface. La magnitude des ondes de surface est donnée par la relation (Beldjoudi, 2011) :

$$M_S = \log A_{20} + 1.66 \log \Delta + 2.0 \quad (3)$$

A_{20} : est l'amplitude des ondes de surface de période 20 secondes (généralement c'est l'amplitude des ondes de *Raileigh* de la composante verticale qui est utilisé).

– *Magnitude du moment sismique M_W* : Le moment sismique (M_0) est une meilleure mesure de la taille d'un séisme important il est le plus intrinsèquement représentative de la dimension réelle du séisme. La rupture le long d'une faille implique des forces égales et opposées, qui produisent un couple. Le moment sismique est donné par la relation suivante :

$$M_0 = G * U * A \quad (4)$$

Avec : G est le module de cisaillement en (N/m^2), A es la surface de rupture en m^2 , et U est le glissement moyen sur la faille lors du séisme en (m).

Le moment sismique est mesuré à partir de sismographes utilisant des ondes de très longue période pour lesquelles même une faille avec une très grande surface de rupture apparaît comme une source ponctuelle. Le moment sismique étant une mesure de l'énergie de déformation libérée par toute la surface de rupture, une échelle de magnitude basée sur le moment sismique décrit le plus précisément la taille des plus grands séismes. (Hanks and Kanamori 1979) a conçu une échelle, appelée Moment Magnitude (M_W), qui est liée à un moment sismique comme suit :

$$M_W = \frac{2}{3} \log M_0 - 6 \quad (5)$$

La figure (1.4) montre la comparaison de toutes les échelles de magnitude, on remarque que toutes les échelles saturées pour les grands séismes devant la magnitude de moment. Il est évident que M_b commence à saturer à M_b 5,5 et complète à 6,0. La M_S ne sature pas avant environ 7,25 et elle est complètement saturé à 8,0. M_L commence à saturer à environ 6,5. En raison de cette saturation, il est difficile de relier un type de magnitude à un autre supérieur à 6.

Jusqu'à avant la valeur de 6, on peut considérer que ; $M_W = M_L = M_b = M_S$. Au-delà de cette valeur, il est préférable de spécifier le type de magnitude.

Cependant, en génie parasismique, de nombreuses relations empiriques et alternances sont utilisées sans mention spécifique du type de magnitude. La magnitude est simplement désignée par M (ou m). Dans de tels cas, aucun type spécifique ne doit être associé à la magnitude. Il est souhaitable d'avoir une mesure de magnitude qui ne souffre pas de cette saturation.

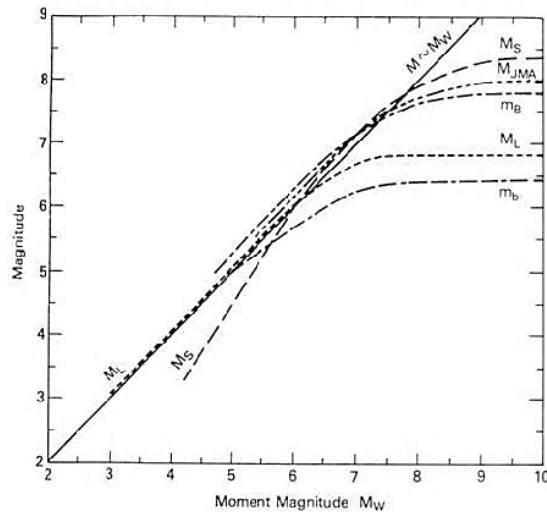


Figure 1.4 Comparaison des échelles de magnitude d'après (Kanamori 1983)

Comme il est indiqué dans le [Tableau 1](#) les magnitudes M_L , M_b , M_S sont limitées par des périodes données, la magnitude locale est applicable pour des séismes à courte distance, elle étant basée sur des amplitudes assez haute fréquence (0.01-1 Hz), elle sature rapidement (sous-estimation de la magnitude dès la magnitude 5.5). La magnitude des ondes de volume M_b est valable pour des ondes sismiques qui ont une période limitée entre (1-5) seconde, celle est applicable pour les séismes profonds. La magnitude des ondes de surface M_S est applicable pour toutes les distances mais sur les ondes de Rayleigh. Pour la valeur de magnitude de moment M_W , liée au moment sismique, elle est applicable dans tous les cas.

Tableau 1.1 La comparaison entre M_W et les autres échelles de magnitude (Kanamori 1983)

Symbol	Magnitude	Application	Période
M_L	locale (Richter)	Séisme à courte distance	0.01 – 1.0
M_b	d'onde de volume	Séismes profond	1.0 – 5.0
M_S	d'onde de surface	Toutes les distances mais les ondes de Rayleigh	20
M_W	de moment sismique	Liée au moment sismique	/

1.5 Paramètres de source sismique

– **Hypocentre** : L'hypocentre est le point d'initiation de la rupture sismique qu'on appelle le foyer. De ce point que sont émises les premières ondes P et S dont les temps d'arrivée aux stations sismologiques permettent de localiser sa position.

- **Épicentre** : L'épicentre se trouve à la verticale de l'hypocentre, en surface. Il est déterminé après un séisme par localisation, notamment en exploitant les enregistrements réalisés par les sismographes de la région concernée.
- **Profondeur focale** : La distance verticale entre l'hypocentre et l'épicentre.

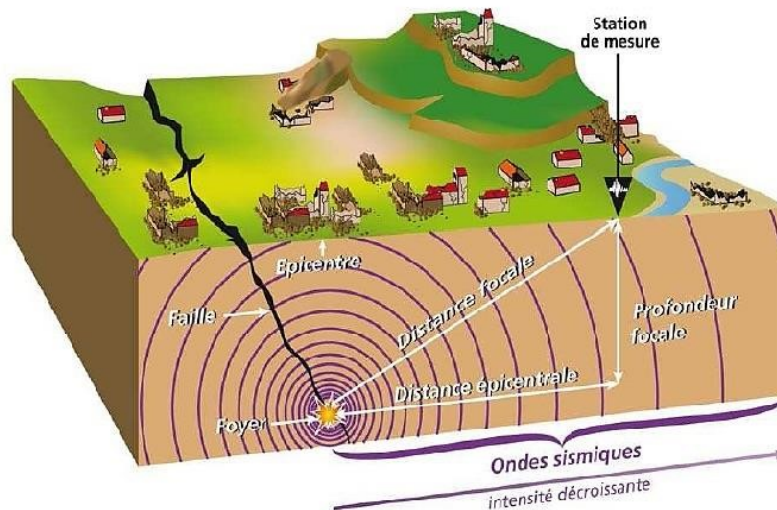


Figure 1.5 les paramètres de source sismiques

1.6 Mécanismes de rupture au foyer

Une faille est une fracture (cassure) des matériaux de l'écorce terrestre, cette fracture accompagnée un glissement (déplacement) d'un bloc par rapport à l'autre.

D'après des recherches faites sur les séismes, les géophysiciens ont constaté qu'un nombre assez important de ces derniers se produit aux voisinages des failles actives connues, autrement dit, le jeu de failles est l'une des causes principales qui engendrent 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.

Les failles sont classées en trois types principaux suivant la nature de la déformation tectonique et la direction du mouvement relatif des blocs séparés par le plan de faille (voir Figure 1.6); on distingue ainsi la (Betbeder-Matibet 2003) :

Faille normale : Qui correspond à une tectonique d'extension ; un des blocs descend par rapport à l'autre sur un plan de faille incliné, produisant un allongement de l'ensemble des deux blocs.

Faille inverse : Qui est comme son nom l'indique, est le contraire de la faille normale ; tectonique de compression et montée d'un bloc sur l'autre le long d'un plan de faille incliné, produisant un raccourcissement de l'ensemble des deux blocs.

Le décrochement : Qui est un mouvement de coulissage horizontal des deux blocs l'un par rapport à l'autre, correspondant à une tectonique de cisaillement dans un plan horizontal ; le décrochement peut être senestre (cas représenté sur la Figure 1.6), c'est-à-dire qu'un



observateur placé l'un des blocs voit mouvement relatif de l'autre bloc s'effectuer vers sa gauche, ou droite dans le cas contraire.

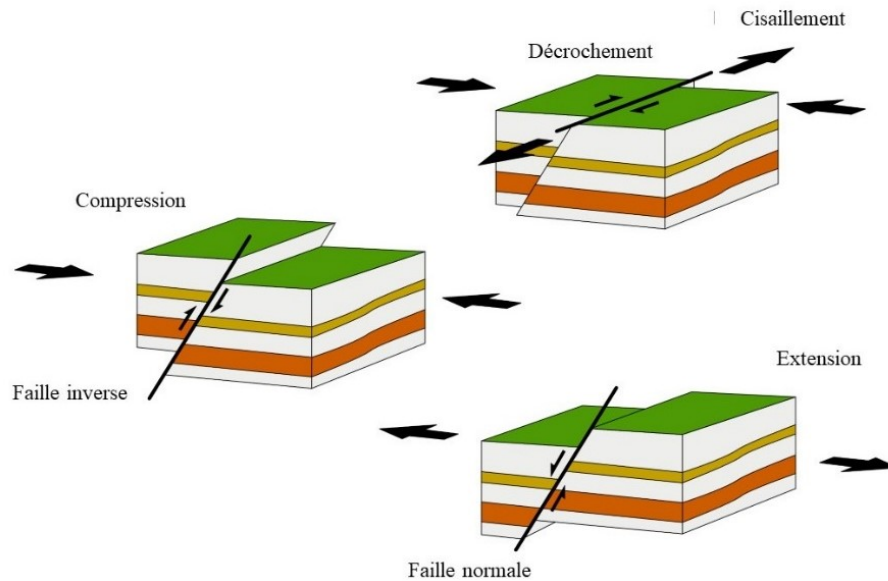


Figure 1.6 Types de failles de rupture

1.7 Les différents types de la distance

Divers types de distances sont employés dans la littérature, notamment par les concepteurs de modèles d'évaluation probabiliste du mouvement du sol (GMPEs). La distance hypocentrale (R_{HYP}) est la plus couramment utilisée, et elle mesure la distance entre le point d'initiation de la rupture et la station sismique concernée. (Figure 1.8). Cependant, pour pouvoir appliquer cette définition, il est nécessaire d'avoir connaissance de la profondeur de l'hypocentre.

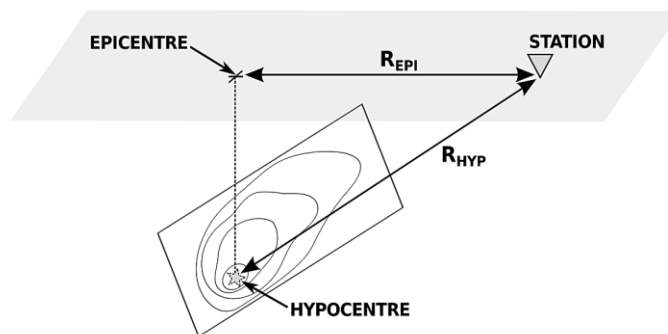


Figure 1.7 Illustration des définitions de la distance Hypocentral (R_{HYP}) et de la distance épacentrale (R_{EPI})

La distance Hypocentrale mesure la séparation entre le point d'origine de la rupture et la station, tandis que la distance épacentrale représente la distance horizontale entre la projection en surface de l'hypocentre (c'est-à-dire l'épicentre) et la station.

- Les distances R_{RUP} et R_{JB}



Les distances de Joyner & Boore (R_{JB}) et de rupture (R_{RUP}) sont moins fréquemment utilisées en moyenne, car elles requièrent une définition préalable des plans de faille. Toutefois, elles sont employées dans les modèles d'évaluation probabiliste du mouvement du sol (GMPEs) basés sur de vastes bases de données. La GMPE (Boore and Thompson 2014), développée sur la base de données des NGA-WEST2 (Ancheta et al. 2014), utilise la distance Joyner & Boore (R_{JB}).

La distance de rupture (R_{RUP}) est définie comme la plus courte distance entre le plan de faille et la station. Quant à la distance Joyner & Boore, elle mesure la plus courte distance horizontale entre la projection en surface du plan de faille et la station. (Figure 1.8).

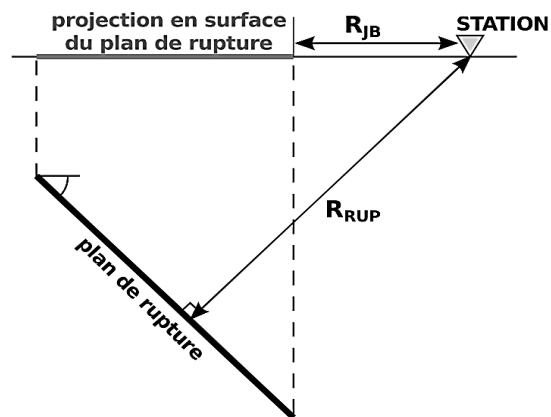


Figure 1.8 définitions des distances de la source au site ; Distance de Rupture (R_{RUP}) et Distance de Joyner et Boore (R_{JB}).

1.8 Paramètres de mouvement du sol

La propagation des ondes élastiques dans un milieu isotrope, homogène et continu est fondée sur la relation contrainte-déformation (loi de Hooke) et la force-accelération (deuxième loi de Newton) et, que tout signal sismique est qualifié d'un train d'ondes élastiques résultant d'une perturbation se propageant sous forme de vibration. Dans le domaine temporel tout train d'ondes se décrit par les paramètres caractéristiques. Les paramètres de mouvement sismique sont nombreux, on s'intéresse aux celui employer par les ingénieurs pour caractériser le potentiel d'endommagement des séismes. Dans cette partie on résume plus de vingt paramètres.

1.8.1 Accélérogrammes

Les accélérogrammes sont la représentation la plus détaillée des tremblements de terre, et contiennent une mine d'informations sur la nature de la secousse. Lorsque les accélérogrammes sont nécessaires, ils peuvent être obtenus grâce aux banques de données réels, ou ils peuvent être générés de manière synthétique. Dans tous les cas, les accélérogrammes utilisés dans la conception parasismique doivent être compatibles avec le niveau de risque sismique défini et ils doivent tenir compte de la nature du mouvement du sol prévu sur le site.



1.8.2 Accélération maximale (PGA); (Liu and Zhang, 1984) ($\vec{F} = m\vec{a}$).

L'accélération maximale (Peak Ground Acceleration, PGA) est définie comme la valeur maximale absolue de l'accélération mesurée sur un accélérogramme, pour une composante spécifique. Ce paramètre est largement utilisé dans les études d'aléa et par les ingénieurs en génie civil car il établit une relation directe entre l'accélération et la force ($\vec{F} = m\vec{a}$). Le PGA est particulièrement sensible aux hautes fréquences et peut également être observé sur le spectre de réponse à la fréquence infinie (ou période nulle). Il est important de souligner que cette valeur dépend de la fréquence maximale d'enregistrement du signal. Par conséquent, le PGA est souvent calculé en appliquant un filtre passe-bas à une fréquence spécifique sur les signaux.

$$\text{PGA} = \text{Max}|a(t)| \quad (1)$$

1.8.3 Vitesse maximale (PGV)

Le PGV (Peak Ground Velocity) représente la valeur maximale absolue de la vitesse mesurée. Il est principalement influencé par des fréquences intermédiaires et est parfois considéré comme plus approprié que le PGA (Liu and Zhang, 1984) lors de l'évaluation des risques liés à des structures de grande envergure telles que les immeubles et les ponts. (Steven Lawrence Kramer 1996).

$$\text{PGV} = \text{Max}|v(t)| \quad (2)$$

1.8.4 Déplacement maximal (PGD)

Le PGD (Peak Ground Displacement) se concentre davantage sur les basses fréquences et est donc également important pour les études sur les structures de grande envergure. Cependant, il est souvent difficile de déterminer précisément le PGD à partir des données réelles en raison des défis liés à la double intégration des signaux accélérométriques (Campbell, 1985 ; Joyner and Boore, 1988). Par conséquent, ce paramètre est moins couramment utilisé que le PGA ou le PGV. De nos jours, les stations GPS permanentes permettent des mesures stables du PGD.

$$\text{PGD} = \text{Max}|d(t)| \quad (3)$$

1.8.5 RMS d'Accélération de vitesse et de déplacement

Un autre paramètre qui peut être utilisé pour estimer le potentiel d'endommagement est la RMS qui est définie comme l'intégrale du carré de l'accélération du sol, ce qui peut être apparenté à une mesure de la capacité en énergie du tremblement de terre. Néanmoins, un mouvement fort du sol à courte durée pourrait avoir la même valeur de RMS qu'un mouvement du sol plus faible à très longue durée.

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_{tot}} \int_0^{tot} a^2(t) dt}, v_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_{tot}} \int_0^{tot} v^2(t) dt}, d_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_{tot}} \int_0^{tot} d^2(t) dt} \quad (4)$$



1.8.6 V_{\max}/A_{\max}

En tant que mesure du contenu fréquentiel d'un mouvement du sol, le rapport V_{\max}/A_{\max} est également lié à la magnitude et à la distance du séisme. Cette dépendance a été étudiée par plusieurs chercheurs, avec un résumé de leurs résultats fournis par McGuire (1978).

$$v_{\max}/a_{\max} = \frac{\text{Max}|v(t)|}{\text{Max}|a(t)|} \quad (5)$$

1.8.7 Intensité d'Arias

L'intensité d'Arias I_a est définie comme l'intégrale sur la durée du signal de la valeur absolue de l'accélération au carré (Arias 1970):

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^T [a(t)]^2 dt \quad (6)$$

L'intensité d'Arias est une mesure de l'énergie du signal, qui prend à la fois en compte l'amplitude et la durée du signal.

1.8.8 Intensité caractéristique

$$I_c = (a_{rms})^2 \sqrt{T_{tot}} \quad (7)$$

Est lié linéairement à un indice de dommage structurel dû aux déformations maximales et énergie hystérétique absorbée.

1.8.9 Densité d'Energie spécifique

$$\text{SED} = \int_0^{T_{tot}} [a(t)] dt \quad (8)$$

1.8.10 Vitesse absolue cumulée

La vitesse absolue cumulée (CAV), est défini comme l'intégrale de l'accélération absolue, elle est représentée mathématiquement par l'équation

Où $a(t)$ est la valeur absolue de l'accélération à l'instant(t), et t_{\max} est la durée totale.

$$\text{CAV} = \int_0^{t_{\max}} [a(t)] dt \quad (9)$$

Bien que nommée vitesse absolue cumulée, le CAV n'est pas directement liée la vitesse d'un séisme, même si elle a la dimension d'une vitesse. Il est évident à partir de la définition de CAV que sa valeur augmente avec le temps jusqu'à ce qu'elle atteigne sa valeur maximale à t_{\max} . Par conséquent, la CAV comprend des effets cumulatifs de la durée du mouvement du sol.

Ceci est un avantage clé que la CAV possède par rapport aux valeurs maximale, ce qui a poussé de considérer cette mesure est la mieux adaptée pour corrélérer le niveau de dommages.



1.8.11 Intensité de logement :

Étant donné que de nombreuses structures ont des périodes fondamentales comprises entre 0,1 et 2,5 s, les ordonnées du spectre de réponse dans cette plage de périodes devraient fournir une indication de la réponse potentielle de ces structures. L'intensité du spectre de réponse (Housner 1965) a donc été définie comme :

$$HI = \int_{0.1}^{2.5} PSV(\xi = 0.05, T) dT \quad (10)$$

C'est-à-dire la zone sous le spectre de réponse de pseudovitesse entre des périodes de 0,1 s et 2,5 s. L'intensité du spectre de réponse, comme indiqué dans l'équation (10), peut être calculée pour tout rapport d'amortissement structural. Elle capture des aspects importants de l'amplitude et de la fréquence contenue (dans la gamme d'importance primordiale pour les structures) en un seul paramètre.

1.8.12 Intensité spectral d'accélération et de vitesse :

Von Thun (1988) a qualifié l'intensité du spectre de réponse pour un amortissement de 5% d'intensité du spectre de vitesse. Pour caractériser le fort mouvement du sol pour l'analyse des barrages en béton, qui ont généralement des périodes fondamentales inférieures à 0,5 s, il a introduit l'intensité spectrale d'accélération et de vitesse définie comme :

$$\int_{0.1}^{0.5} Sa(\xi = 0.05, T) dT, \int_{0.1}^{2.5} Sv(\xi = 0.05, T) dT \quad (11)$$

1.8.13 Accélération maximale soutenue (SMA) et vitesse (SMV) :

Nuttli (1979) a utilisé des pics inférieurs de l'accélérogramme pour caractériser un mouvement fort en définissant l'accélération maximale soutenue pendant trois (ou cinq) cycles comme la troisième (ou cinquième) valeur (absolue) la plus élevée d'accélération dans le signal temporel. La vitesse maximale soutenue a été définie de la même manière. Bien que les valeurs de PHA pour le tremblement de terre de Stone Canyon en 1972 et le tremblement de terre de Koyna en 1967 aient été presque identiques, une inspection visuelle rapide indique que leurs accélérations maximales soutenues (trois ou cinq cycles) étaient très différentes. Pour une structure qui nécessitait plusieurs cycles répétés de mouvement fort pour développer des dommages, le séisme de Koyna serait beaucoup plus dommageable que le mouvement de Stone Canyon, même s'ils avaient presque le même PHA. Pour ces mouvements, l'accélération maximale soutenue serait un meilleur indicateur du potentiel de dommages que le PHA (Nuttli 1979).

1.8.14 Effective Design Accélération (EDA)

La notion d'accélération effective de la conception, avec des définitions différentes, a été proposée par au moins deux chercheurs. Étant donné que les impulsions d'accélération élevée à haute fréquence induisent peu de réponse dans la plupart des structures, Benjamin et al. (1988) ont proposé qu'une accélération de conception efficace soit considérée comme l'accélération maximale qui reste après filtrage des accélérations supérieures à 8 à 9 Hz. Kennedy et al. (1984)



a proposé que l'accélération de conception effective soit supérieure de 25 % à la troisième accélération de pointe la plus élevée (absolue) obtenue à partir d'une analyse temporelle filtrée (Reed et al. 1988).

1.8.15 Période prédominante

Un aspect du changement du contenu fréquentiel avec la distance implique le déplacement du pic du spectre d'amplitude de Fourier vers des fréquences plus basses (ou des périodes plus élevées). En conséquence, la période prédominante augmente avec la distance.

La période prédominante peut être utilisée pour localiser le pic du spectre d'amplitude de Fourier ; cependant, il ne fournit aucune information sur la dispersion des amplitudes spectrales autour de la période prédominante. La bande passante du spectre d'amplitude de Fourier est la plage de fréquences sur laquelle un certain niveau d'amplitude de Fourier est dépassé. La bande passante est généralement mesurée au niveau où la puissance du spectre est la moitié de sa valeur maximale ; ceci correspond à un niveau de $1/|I|$ fois l'amplitude maximale de Fourier. La forme irrégulière des spectres d'amplitude de Fourier individuels rend souvent la bande passante difficile à évaluer. Il est déterminé plus facilement pour les spectres lissés.

1.8.16 Durée significative

La durée d'un fort mouvement du sol peut avoir une forte influence sur les dommages causés par un tremblement de terre. De nombreux processus physiques, tels que la dégradation de la rigidité et de la résistance de certains types de structures et l'accumulation de pressions interstitielles dans les sables meubles et saturés, sont sensibles au nombre d'inversions de charge ou de contrainte qui se produisent lors d'un tremblement de terre. Un mouvement de courte durée peut ne pas produire suffisamment d'inversions de charge pour qu'une réponse dommageable s'accumule dans une structure, même si l'amplitude du mouvement est élevée. D'autre part, un mouvement d'amplitude modérée mais de longue durée peut produire suffisamment d'inversions de charge pour causer des dommages importants.



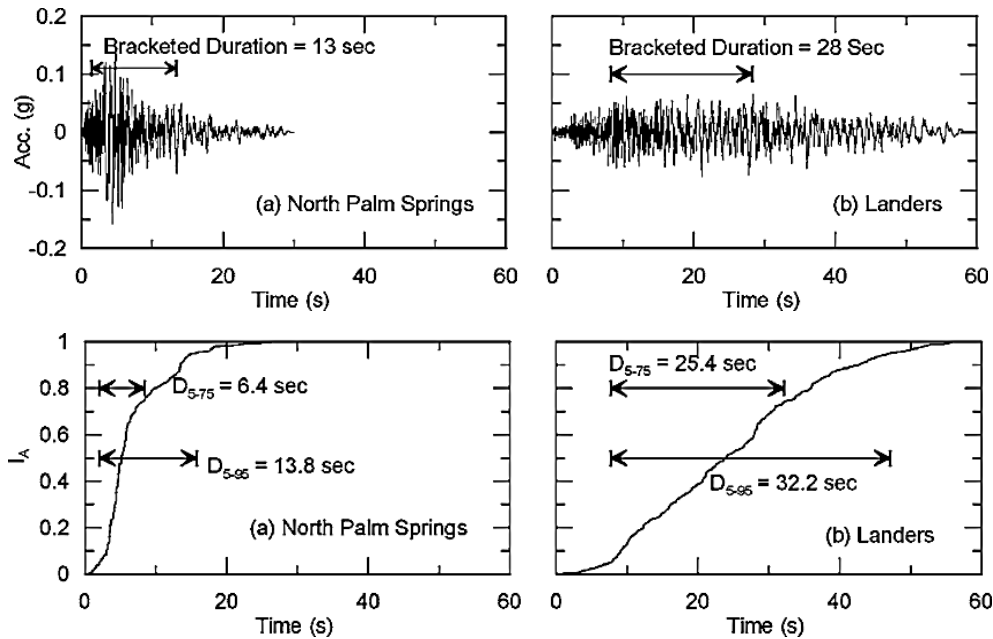


Figure 1.9 Évaluation des paramètres de durée significative D_{a5-75} et D_{a5-95} pour les mouvements du sol enregistrés sur le site de l'aéroport de North Palm Springs (Kempton and Stewart 2006).

La première définit la durée T_{γ_0} , comme l'intervalle de temps séparant le premier et le dernier pic d'accélération (en valeur absolue) supérieur à une valeur donnée γ_0 (on prend souvent $\gamma_0=0.05$ g). La seconde utilise la fonction croissante $I(t)$ d'après la figure 7 définie par :

$$I(t) = \int_0^t \gamma^2[\tau] d\tau \quad (12)$$

$\gamma[t]$ étant l'accélérogramme considéré ; au-delà du temps $t=T$, fin de la totalité du signal, $I(t)$ a une valeur constante $I(T)$; en divisant $I(t)$ par $I(T)$ on définit la durée T_I comme l'intervalle de temps séparant l'atteinte des valeurs 5% et 95% pour ce rapport (Betbeder-Matibet, 2003).

1.8.17 Paramètre A95

Le niveau d'accélération en dessous duquel 95% de l'intensité totale d'Arias est contenue. Autrement dit, si l'ensemble de l'accélérogramme donne une valeur de I_a égale à 100, le paramètre A95 est le seuil d'accélération tel qu'en intégrant toutes les valeurs de l'accélérogramme en dessous, on obtient un $I_a=95$ (Sarma and Yang, 1987).

1.8.18 Vitesse incrémentale maximale [MIV]

La vitesse incrémentielle maximale (VMI) est définie comme la surface maximale sous la courbe d'accélération entre deux passages par zéro de l'accélérogramme. Les utilisateurs sont renvoyés aux travaux d'Anderson et (Bertero, 1988) et (Guaman, 2010) pour plus d'informations pour la description et la discussion sur le sujet.



1.8.19 Indice de dommage

L'indice de dommage est calculé comme la somme des amplitudes des cycles dans l'accélérogramme élevé à l'exposant c , déterminant l'importance relative des différents cycles d'amplitude, et multiplié par le facteur d'échelle linéaire C tel que proposé par (Malhotra, 2002). Les cycles et les amplitudes de cycle correspondantes pour l'accélérogramme sont identifiés par un algorithme de comptage de flux de pluie tel que décrit par (ASTM,1985), les valeurs de l'exposant c et du multiplicateur C peuvent être définies dans le menu des paramètres de mouvement du sol. La procédure est résumée par (Hancock and Bommer, 2005).

1.8.20 Nombre de cycles effectifs

Le nombre de cycles effectifs est calculé comme la somme des rapports des amplitudes des cycles dans l'accélérogramme divisé par l'amplitude maximale du cycle et élevé à l'exposant c , déterminant l'importance relative des différents cycles d'amplitude, comme proposé par (Malhotra, 2002). Les cycles et les amplitudes de cycle correspondantes pour l'accélérogramme sont identifiés par un algorithme de comptage de flux de pluie tel que décrit par ASTM [1985] et la valeur de l'exposant c peut être définie dans le menu des paramètres de mouvement du sol. La procédure est résumée par (Hancock et Bommer, 2005).

1.8.21 Indice d'impulsivité (IP) (Panella et al., 2017)

L'indice d'impulsivité est un indicateur du caractère impulsif du mouvement du sol et est calculé comme la longueur développée de la vitesse de la série temporelle de vitesse divisée par la vitesse maximale du sol.

1.8.22 Accélération spectrale moyenne ($S_a,avg/AvgS_a$) (Bianchini et al., 2009)

L'accélération spectrale moyenne est calculée comme la moyenne géométrique des ordonnées du pseudo accélération spectrale pour un amortissement de 5 % selon.

1.8.23 Vitesse absolue cumulée standardisée (CAVSTD) (Campbell et Bozorgnia, 2011)

La vitesse absolue cumulée normalisée est définie à partir de l'équation :

$$CAV_{STD} = \sum_{i=1}^N \left(H(PGA_i - 0.025) \int_{i-1}^i |a(t)| dt \right) \quad (13)$$

Où N est le nombre d'intervalles de temps discrets de 1.0s et PGA est la valeur de l'accélération maximale du sol (g) dans l'intervalle de temps i (y compris les première et dernière valeurs). $H(x)$ est la fonction échelon de Heaviside, défini par l'expression :

$$H(x) = \begin{cases} 0 & x < 0 \\ 1 & x \geq 0 \end{cases} \quad (14)$$

1.9 Conclusion

La majorité de paramètres de séisme sont basés sur le signal sismique (accélérogramme) comme ; le pic maximal de l'accélération (PGA). Intensité d'Arias (I_A), durée significative et vitesse absolue cumulée (CAV), et autres paramètres sont basés sur la vitesse du mouvement sismique. On peut dire que le séisme autant que phénomène naturel indépendant dans très peu

de cas présente une menace à l'homme, il devient un phénomène hasardeux principalement. Par conséquent, les séismes sont d'intérêt spécial pour l'ingénieur de structure.



Chapitre 02 :

Génération d'un accélérogramme pour la région de Bouira compatible à un séisme cible

2.1	Introduction	21
2.2	Méthodologie pour l'ajustement spectral du domaine temporel	23
2.3	Sélection des séries temporelles initiales.....	25
2.4	Fonctions de réglage	26
2.5	Présentation de logiciel <i>seismoMatch</i>	28
2.6	Résultats et discussion	29
2.7	Conclusion	33



2.1 Introduction

Les forces sismiques pour l'analyse dynamique non linéaire des structures sont généralement définies en termes de séries temporelles d'accélération dont le spectre de réponse coïncide avec un spectre de réponse cible spécifié. Ce chapitre traite de l'approche spectrale pour générer des séries chronologiques réalistes d'accélération dans le domaine temporel. Une technique avec une fonction de réglage améliorée est utilisée pour modifier les accélérogrammes existants tout en préservant la nature non stationnaire du mouvement du sol. L'application d'une technique d'ajustement par ondelettes assure la stabilité, l'efficacité et la rapidité de la solution numérique.

La conception sismique des structures est généralement basée sur le spectre de réponse de conception obtenu à partir d'une analyse des risques pour une période de retour spécifique. L'étude de l'aléa sismique des risques est ensuite utilisée pour déterminer des scénarios de séisme de contrôle en fonction de la magnitude et de la distance. Pour de nombreuses applications d'ingénierie, telles que la conception d'installations critiques ou de bâtiments de hauteurs irrégulières, des analyses non linéaires dynamiques plus complexes sont souvent effectuées. De telles analyses nécessitent l'utilisation des accélérogramme réel qui reflètent le scénario réel du séisme comme une force d'excitation externe variable dans le temps pour exciter la structure en question.

Les accélérations en fonction du temps pour la conception sont développées en modifiant les enregistrements initiaux réels qui consistent en des enregistrements de tremblements de terre passés représentatifs de l'événement de conception ou de simulations numériques du mouvement du sol. Deux approches existent pour générer ou modifier les signaux sismiques afin qu'elles soient cohérentes avec le spectre de réponse de conception ; la mise à l'échelle et la correspondance spectrale. La mise à l'échelle consiste à multiplier la série temporelle initiale par un facteur constant (scale factor) de sorte que le spectre de la série temporelle mise à l'échelle soit égale ou supérieure au spectre de conception sur une plage de périodes spécifiée. L'approche spectrale consiste à modifier le contenu fréquentiel de la série temporelle pour qu'il corresponde au spectre de conception (réglementaire) à toutes les périodes spectrales.

L'approche spectrale est couramment utilisé dans la pratique de l'ingénierie, le concept d'utilisation de séries temporelles compatibles avec le spectre dans la conception sismique des structures reste controversé pour deux raisons. Premièrement, une série chronologique qui correspond à l'ensemble du spectre de conception représente plus d'un tremblement de terre à la fois puisque le spectre de conception peut être une enveloppe de plusieurs tremblements de terre. Deuxièmement, les séries temporelles compatibles avec le spectre ont un spectre de réponse lisse et sont considérés comme irréalistes par rapport aux spectres de réponse typiques des séismes qui ont tendance à avoir de grands pics.

L'avantage d'utiliser des séries temporelles compatibles avec le spectre est de réduire le nombre de séries temporelles qui doivent être exécutées dans l'analyse sismique. Une règle générale est qu'une série temporelle compatible avec le spectre vaut trois séries temporelles mises à l'échelle en termes de variabilité de la moyenne de la réponse non linéaire des structures (Bazzurro et Tuco 2006). Par exemple, s'il faut des analyses techniques de neuf séries



chronologiques mises à l'échelle pour obtenir une précision de 20 % dans la réponse structurelle moyenne, alors il ne faut que des analyses de trois séries temporelles compatibles avec le spectre pour obtenir la même précision. Si les analyses de séries temporelles sont coûteuses, l'approche compatible avec le spectre peut permettre de réaliser des économies importantes. Un avantage supplémentaire important de l'approche spectrale est que les critères de sélection de la série temporelle initiale ne sont pas aussi stricts que ceux de l'approche de mise à l'échelle. Par exemple, si le mouvement du sol de conception concerne les conditions du site rocheux, des séries temporelles initiales sur les sites de sol profond peuvent être utilisées car le processus spectral corrigera les différences de contenu fréquentiel sur les sites de sol et de roche. L'adoption de l'approche spectrale offre donc plus de choix pour la sélection initiale des séries sismiques temporelles par rapport à l'approche de mise à l'échelle.

Diverses méthodes ont été développées pour modifier une série temporelle de référence afin que son spectre de réponse soit compatible avec un spectre cible spécifique. Une revue des méthodes spectrales est donnée par (Preumont, 1984). Il existe trois approches de base pour l'approche compatible à un spectre donné ; la méthode du domaine fréquentiel, la méthode du domaine fréquentiel avec la théorie des vibrations aléatoires et la méthode du domaine temporel. Les deux premières approches utilisaient la méthode du domaine fréquentiel. Cette méthode ajuste le spectre d'amplitude de Fourier en fonction du rapport du spectre de réponse cible au spectre de réponse de la série temporelle tout en maintenant la phase de Fourier de la série temporelle de référence fixe. Bien que cette approche soit simple, elle présente deux inconvénients. Premièrement, il n'a généralement pas de bonnes propriétés de convergence. Deuxièmement, cela modifie souvent le caractère non stationnaire de la série chronologique à un degré tel qu'elle ne ressemble plus à une série temporelle d'un tremblement de terre. La deuxième approche utilise la théorie des vibrations aléatoires pour effectuer d'importants ajustements initiaux du spectre d'amplitude de Fourier, suivie de la méthode du domaine fréquentiel pour les ajustements à petite échelle. Cette méthode fonctionne généralement bien en termes de séries temporelles d'accélération et de vitesse, mais change souvent le caractère de la série temporelle de déplacement.

La troisième approche de compatibilité spectrale ajuste la série temporelle dans le domaine temporel en ajoutant des ondelettes à la série temporelle initiale. Une procédure d'optimisation formelle pour ce type de correspondance spectrale dans le domaine temporel a été proposée pour la première fois par (Kaul (1978) et a été étendue pour faire correspondre simultanément des spectres à plusieurs valeurs d'amortissement par (Lilhanand et Tseng, 1987, 1988). Bien que la procédure d'ajustement spectral dans le domaine temporel soit généralement plus compliquée que l'approche dans le domaine fréquentiel, elle présente de bonnes propriétés de convergence et préserve dans la plupart des cas le caractère non stationnaire de la série temporelle de référence.

(Abrahamson, 1992) a développé le programme *RspMatch* pour implémenter l'algorithme de Lilhanand et Tseng et a proposé une nouvelle ondelette d'ajustement qui préserve le caractère non stationnaire du mouvement du sol de référence et assure la stabilité et l'efficacité de la solution numérique. Cette ondelette d'ajustement, cependant, ne s'intègre pas à la vitesse et au



déplacement d'extrémité zéro et conduit à une dérive dans la série temporelle de vitesse et de déplacement résultante. Le programme *RspMatch* d'origine nécessite l'application d'une correction de base à la série temporelle d'accélération résultante pour corriger la dérive dans la série temporelle de vitesse et de déplacement correspondante. (Hancock et al., 2006) ont révisé *RspMatch* pour éliminer cette dérive en modifiant les ondelettes d'ajustement. Les fonctions d'ajustement proposées par Hancock et al. (2006) et utilisées dans leur version mise à jour de *RspMatch* (2005) sont constituées des fonctions originales développées par (Abrahamson, 1992) et (Suarez et Montejo, 2005) modifiées pour inclure la correction de ligne de (base baseline correction) dans leur forme fonctionnelle. De plus, des ondelettes supplémentaires sont parfois nécessaires dans *RspMatch* pour éviter la divergence de la solution. Ces ondelettes, néanmoins, ont parfois un succès limité pour assurer la convergence des solutions. (Hancock et al., 2006) ont également permis de faire correspondre les enregistrements d'accélération à un spectre cible de pseudo-accélération avec différents niveaux d'amortissement simultanément.

Dans cette thèse, nous proposons l'utilisation d'une fonction d'ajustement qui permet la solution analytique dans l'algorithme d'ajustement spectral et qui s'intègre facilement à une vitesse et un déplacement nul sans ajouter de correction de ligne de base à sa forme fonctionnelle. La nouvelle version de *SeismoMatch 2022 (Release 1 Build10)* proposé par (Atik & Abrahamson, 2010) et (Hancock et al., 2006), fournit une solution stable et rapide sans introduire de corrections dans les séries temporelles de vitesse et de déplacement résultantes. Il permet également de faire correspondre les enregistrements aux spectres de réponse de pseudo-accélération et d'assurer la convergence et la stabilité de la solution.

2.2 Méthodologie pour l'ajustement spectral du domaine temporel

L'algorithme proposé par (Lilhanand et Tseng, 1987, 1988) et implémenté dans *SeismoMatch* utilise des fonctions d'ondelettes pour modifier la série temporelle initiale de sorte que son spectre de réponse soit compatible avec le spectre de conception. Une hypothèse fondamentale de cette méthodologie est que le temps de la réponse maximale ne change pas à la suite de l'ajustement des ondelettes. Si $a(t)$ est la série temporelle d'accélération initiale, le but est de modifier $a(t)$ de sorte que son spectre de réponse calculé corresponde au spectre cible sur toute la gamme de fréquences tout en conservant des séries temporelles de vitesse et de déplacement réalistes.

La différence entre le spectre cible et le spectre de la série temporelle à une fréquence donnée (ω_t) et amortissement (β_i), appelé le décalage spectral, est donné par :

$$\Delta R_i = (Q_i - R_i)P_i \quad (1)$$

Où Q_i est la valeur spectrale cible, R_i est la valeur spectrale de la série temporelle, et P_i est la polarité de la réponse de crête de l'oscillateur. P_i égal à (1) si l'oscillateur maximum est positive et égal à (-1) si la réponse maximale de l'oscillateur est négative.

En supposant que le temps de la réponse maximale de l'oscillateur, ne sera pas perturbé par l'ajout d'un petit ajustement à $a(t)$, la méthode de base consiste à déterminer une série de temps



de réglage, δa , de sorte que la réponse de l'oscillateur de $\delta a(t)$ à l'instant t_i est égal à ΔR_i pour tous $\delta a(t)$ peut-être écrit comme

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^N b_j f_j \quad (2)$$

Où $f_i(t)$ est un ensemble de fonctions d'ajustement, b_j est l'ensemble des amplitudes de l'ajustement (coefficients à déterminer), et N est le nombre total de points spectraux (paires de fréquence et d'amortissement). La réponse d'accélération de $\delta a(t)$ pour la fréquence ω_i et l'amortissement β_i à l'instant t_i est donné par

$$\delta R_i = \int_0^{\infty} \delta a(t) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (3)$$

Où $h_i(t)$ est la fonction de réponse impulsionnelle d'accélération pour un oscillateur de degré de liberté (1DDL) de fréquence ω_i , d'amortissement β_i et τ est le paramètre de temps d'intégration.

La substitution de l'équation (2) dans l'équation (3) donne :

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j \int_0^{\infty} f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (4)$$

La fonction de réponse impulsionnelle d'accélération est donnée par :

$$h_i(t) = \frac{-\omega_i}{\sqrt{1 - \beta_i^2}} \exp(-\omega_i \beta_i t) \left[(2\beta_i^2 - 1) \sin(\omega'_i t) - 2\beta_i \sqrt{1 - \beta_i^2} \cos(\omega'_i t) \right] \quad (5)$$

Où

$$\omega'_i = \omega_i \sqrt{1 - \beta_i^2} \quad (6)$$

Et $h_i(t) = 0$ pour $t < 0$. Laisser c_{ij} être la réponse au temps t_i pour l' $i^{\text{ème}}$ fréquence et d'amortissement résultant de la fonction d'ajustement $f_i(t)$, alors :

$$c_{ij} = \int_0^{t_i} f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (7)$$

La substitution de l'équation (7) à l'équation (4) donne

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j c_{ij} \quad (8)$$

Si la réponse de la série temporelle d'ajustement, δR_i , est égal au décalage spectral (ΔR_i), alors :



$$\Delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j c_{ij} \quad (9)$$

L'amplitude de chaque ondelette utilisée dans l'ajustement est déterminée par :

$$\mathbf{b} = \mathbf{c}^{-1} \delta R \quad (10)$$

Où \mathbf{c} est une matrice carrée avec des éléments décrivant l'amplitude de chaque degré de liberté de réponse au moment où la réponse doit être ajustée, sous l'action de chaque ondelette.

Etant donné b_j , la série temporelle d'ajustement, $\delta a(t)$, peut être calculée à l'aide de l'équation (2). Nouvelle série temporelle ajustée pour la première itération est donnée par :

$$a_1(t) = a(t) + \gamma \delta a(t) \quad (11)$$

Où γ est un paramètre de repos (entre 0 et 1) pour amortir les ajustements. Dans la deuxième itération, l'algorithme est répété en utilisant la série temporelle ajustée, $a_1(t)$, à la place de $a(t)$. Les itérations se poursuivent jusqu'à ce que la précision souhaitée du spectre cible soit atteinte.

2.3 Sélection des séries temporelles initiales

La sélection idéale des données accélérométriques ayant les mêmes propriétés de source, de distance et de site est une étape primordiale pour une meilleure conception parasismique d'une construction. Ces propriétés comprennent en générale ; la magnitude du tremblement de terre, la distance, le style de faille, le type de sol in-situ. Généralement, il n'y a pas assez d'enregistrements dans la base de données de mouvements forts empiriques pour satisfaire toutes ces conditions. Les alternatives sont d'utiliser des simulations numériques qui ont toutes les caractéristiques souhaitées ou de modérer certaines de ces conditions pour obtenir suffisamment d'enregistrements compatible aux données choisies.

Les mouvements du sol compatibles avec le spectre généré artificiellement sont le résultat de simulations numériques qui peuvent inclure une modélisation détaillée de la propagation des ondes sismiques, du chemin traversé et du site considéré. On note que l'inconvénient d'utiliser de tels mouvements du sol est qu'il y a moins de confiance qu'ils capturent des caractéristiques importantes dans l'analyse non linéaire des structures. Par conséquent, l'utilisation d'enregistrements empiriques, chaque fois que possible, est généralement préférée à l'utilisation de mouvements du sol compatibles avec le spectre généré artificiellement.

Lors de la sélection d'enregistrements empiriques, les paramètres clés qui affectent le caractère non-stationnaire de la forme d'onde sont l'amplitude, la distance et la direction de la directivité (pour les sites situés à proximité de grandes failles). La magnitude est le premier paramètre à inclure pour définir la taille et l'intensité du séisme. Dans la mesure du possible, les enregistrements doivent se situer à moins de 5 de magnitude du séisme de conception. Selon la taille de l'événement, il peut être possible de limiter la magnitude à une plage plus étroite. La distance de la source au site doit être limitée à ± 10 km dans la région de la faille proche mais



peut être étendu à ± 20 km à de plus grandes distances de la faille. Ce choix de distance pour but d'éviter une forte influence sur le contenu fréquentiel des mouvements du sol. C'est donc un paramètre important pour l'approche de mise à l'échelle mais pas aussi important pour la correspondance spectrale tant que les effets extrêmes tels que les sites de sols meubles sont exclus. Trouver un enregistrement avec le même style de faille que le tremblement de terre de conception n'est pas un critère important dans la sélection initiale des accélérogrammes dans dynamique non linéaire.

2.4 Fonctions de réglage

L'algorithme de [Lilhanand et Tseng](#) fournit une bonne solution au problème de compatibilité spectral mais souffre de deux défauts. Tout d'abord, les ondelettes d'ajustement corrompent les séries temporelles de vitesse et de déplacement des accélérogrammes calculés en introduisant une dérive de longue période. Une correction de la ligne de base (baseline correction) est donc nécessaire pour corriger cette dérive résultante dans la série temporelle des déplacements. Deuxièmement, la méthode n'est pas toujours stable et diverge si une mise en correspondance de périodes rapprochées et de plusieurs niveaux d'amortissement est tentée. La clé de la non-stationnarité de la méthode de [Lilhanand et Tseng](#) est la sélection de la fonction de réglage $f_j(t)$. La fonction d'ajustement doit être sélectionnée pour produire des séries temporelles d'accélération compatibles avec le spectre cible. La stabilité numérique et la vitesse de l'algorithme doit également être pris en compte lors de la sélection de la forme de $f_j(t)$. Pour que la méthode fonctionne efficacement, le timing de $f_j(t)$ doit être tel que la réponse de $f_j(t)$ soit en phase avec la réponse maximale $a(t)$. Pour la vitesse numérique, $f_j(t)$ doit être choisi de telle sorte que les éléments de c donnés par l'intégrale de l'équation 7 peuvent être calculés analytiquement. Pour la stabilité numérique, les termes hors diagonale de c doivent être aussi petits que possible.

On présente dans la figure ci-après (figure 3.1) l'accélérogramme du séisme de 21 mai de Boumerdes choisi comme référence pour générer les séries temporelles en accélération dans la région de Bouira. Le spectre cible réglementaire propose dans la réglementation parasismique Algérienne ([RPA99/version, 2003](#)) est utilisé comme une cible qui caractérise les conditions du sol et de la structure au même temps. La figure (3.2) illustre les spectres du RPA99/2003 calculé à partir des équations données par l'article 4.3.3 (page 34, RPA99) dans le cas des trois types de site listé dans le tableau 3.2 (page 15, RPA99).



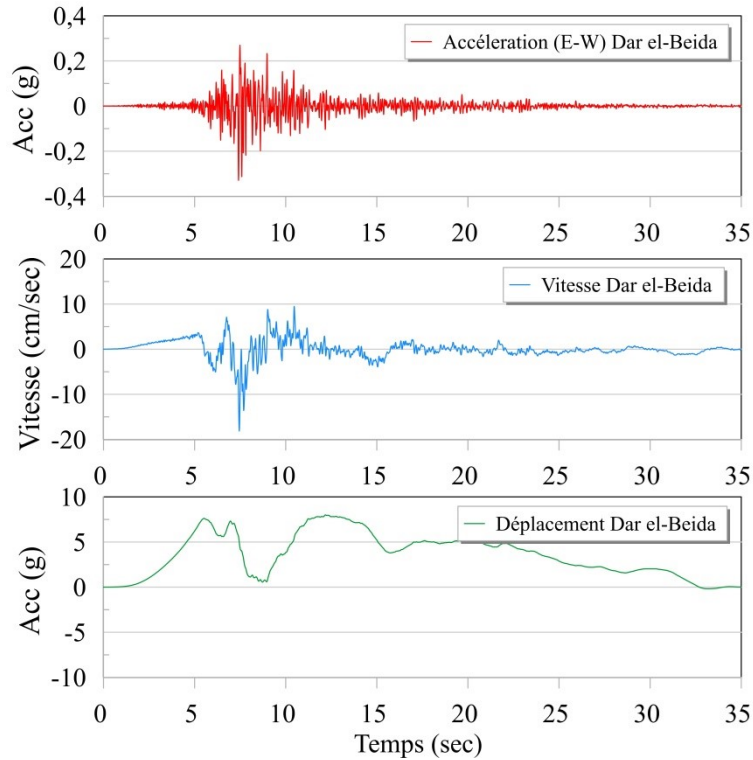


Figure 2.1 enregistrement réel du séisme de Boumerdes, station de Dar-El-Beida (Est-Ouest)

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) le spectre de réponse de calcul en fonction de la période T , se calcul à l'aide des relations suivantes :

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

Avec : g : La constant gravitationnelle.

R : coefficient de comportement global de la structure

A : coefficient d'accélération de zone.

Q : facteur de qualité

η : Facteur de correction d'amortissement

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

On applique les conditions du spectre de réponse règlementaire dans le cas de la région de Bouira pour les trois sites d'implantation possible (rocheux, ferme, et meuble) pour un bâtiment à usage courant (habitation ne dépasse pas 300 habitats avec une hauteur inférieure à 48m). Le système constructif du bâtiment est considéré comme portique autostable avec remplissage en maçonnerie rigide.



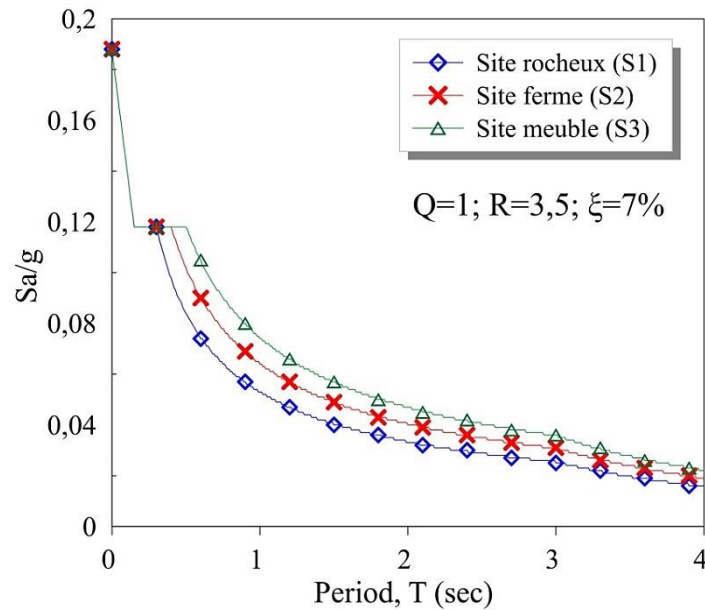


Figure 2.2 Spectre du règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 pour différents sites compatibles à la région de Bouira

2.5 Présentation de logiciel *seismoMatch*

SeismoMatch est un logiciel capable d'ajuster les accélérogrammes de tremblement de terre pour correspondre à un spectre de réponse cible spécifique, en utilisant l'algorithme d'ondelettes proposé par (Atik & Abrahamson, 2010) et (Hancock et al., 2006). Il est également possible d'adapter simultanément plusieurs accélérogrammes, et d'obtenir un spectre moyen compatible dont l'écart maximal respecte une tolérance prédéfinie. Certaines de ses caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ Adaptation simultanée d'un certain nombre d'accélérogrammes, puis la création d'un spectre approprié moyen inadapté, respecte une tolérance prédéfinie.
- ✓ Possibilité d'utiliser ce logiciel en combinaison avec des outils de sélection des secousses sismique vérification de pertinence pour définir les suites adéquates pour l'analyse dynamique non linéaire des structures nouvelles ou existantes.
- ✓ Capacité de lecture d'accélérogrammes simples définies dans les deux valeurs multiples ou par formats de ligne (les deux formats les plus populaires utilisés par les bases de données de mouvements forts) ou de la lecture d'un certain nombre d'accélérogrammes en même temps (si elles sont définies dans la simple valeur par format de ligne).

La création du spectre cible en suivant les règles de l'RPA99 version 2003, en calculant le spectre d'un accélérogramme spécifique ou en chargeant simplement un spectre défini par l'utilisateur. En outre, *SeismoMatch* dispose également d'un module dans lequel un utilisateur peut combiner plusieurs accélérogrammes appropriés afin d'obtenir un spectre moyen combiné qui remplit les exigences de l'utilisateur concernant la moyenne maximal inadapté.

La figure suivante présente l'interface d'utilisateur contient les différentes menus et fonctions.



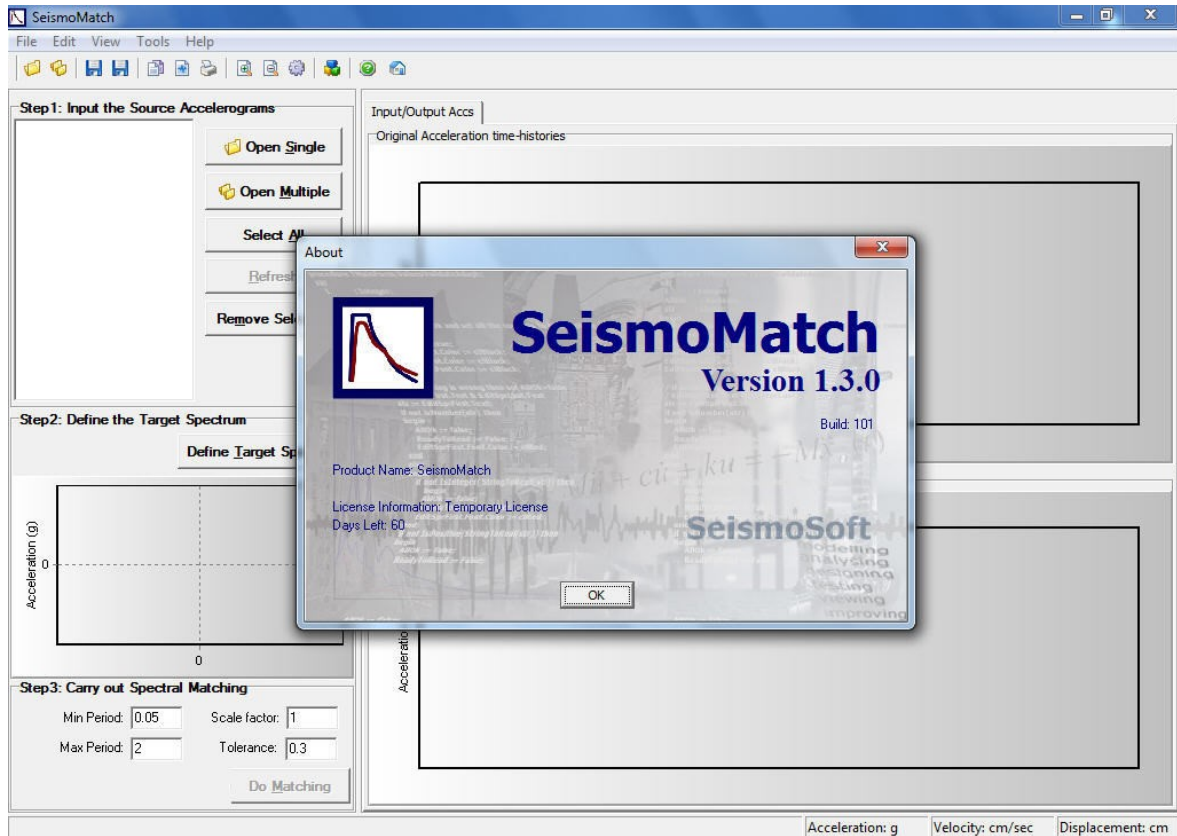


Figure 2.3 Préface du logiciel *SeismoMatch* version 1.3.0 2022.

Après d'entrée l'accélérogramme de référence dans notre cas est le séisme de Bumerdes la composante Est-Ouest de la station de Dar-El-Beida qui enregistre la valeur maximale de PGA (de l'ordre de 0.33g), une correction est effectuée sur cette composante accélérométrique pour corriger et nettoyer tous les bruits contenant dans le signal. La figure (3.2) montre la correction du signal accélération, vitesse, et déplacement.

2.6 Résultats et discussion

Les résultats obtenus après la génération des accélérogramme sont montrés dans les figures ci-après. Dans les figures on donne un aperçu sur la méthodologie employée pour obtenir un enregistrement compatible à la région de Bouira.



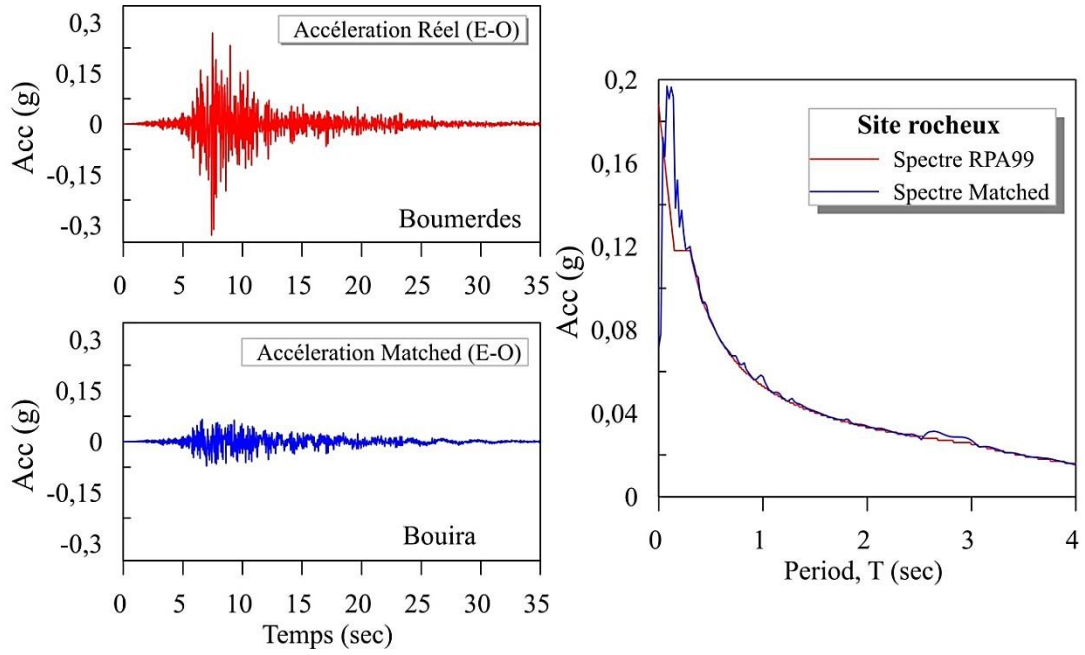


Figure 2.4 résultats cas des sites rocheux (S1)

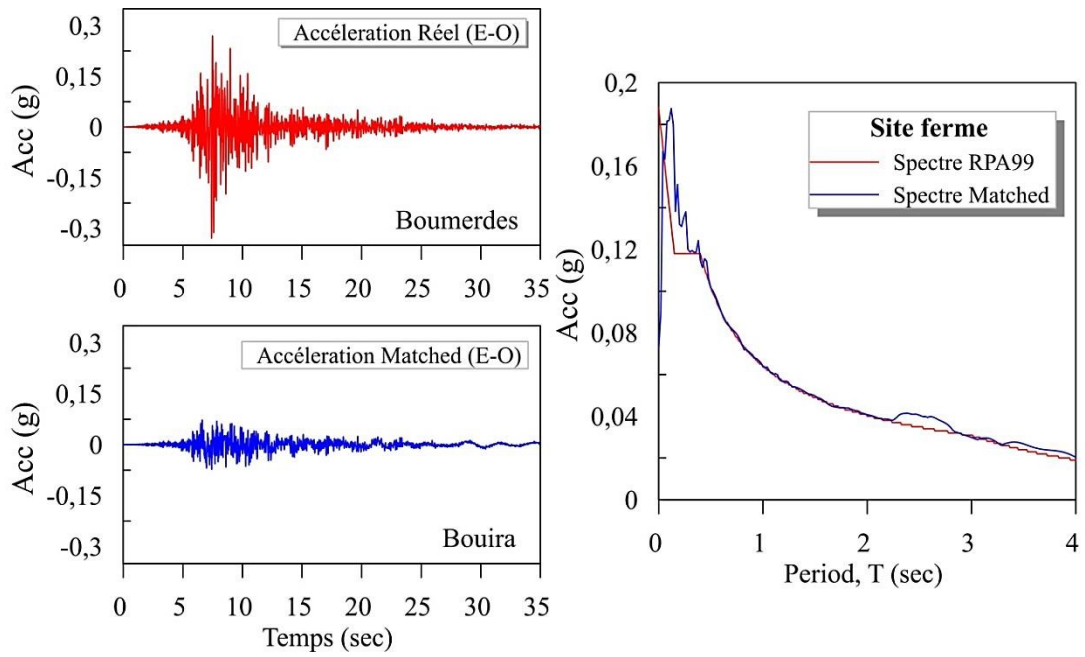


Figure 2.5 résultats cas des sites ferme (S2)



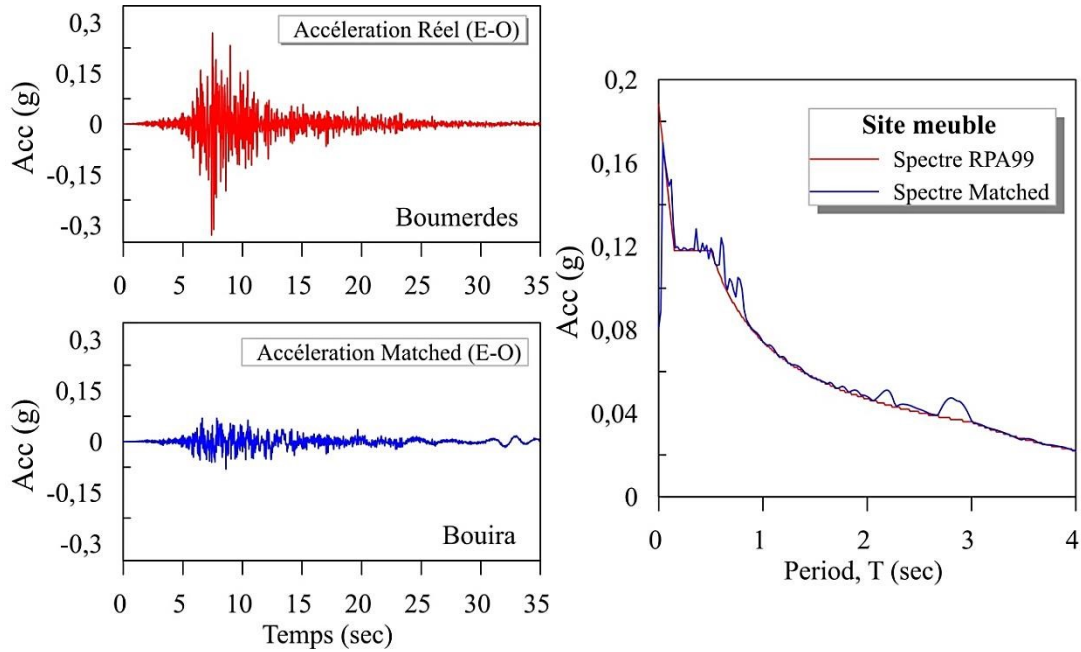


Figure 2.6 résultats cas des sites meuble (S3)

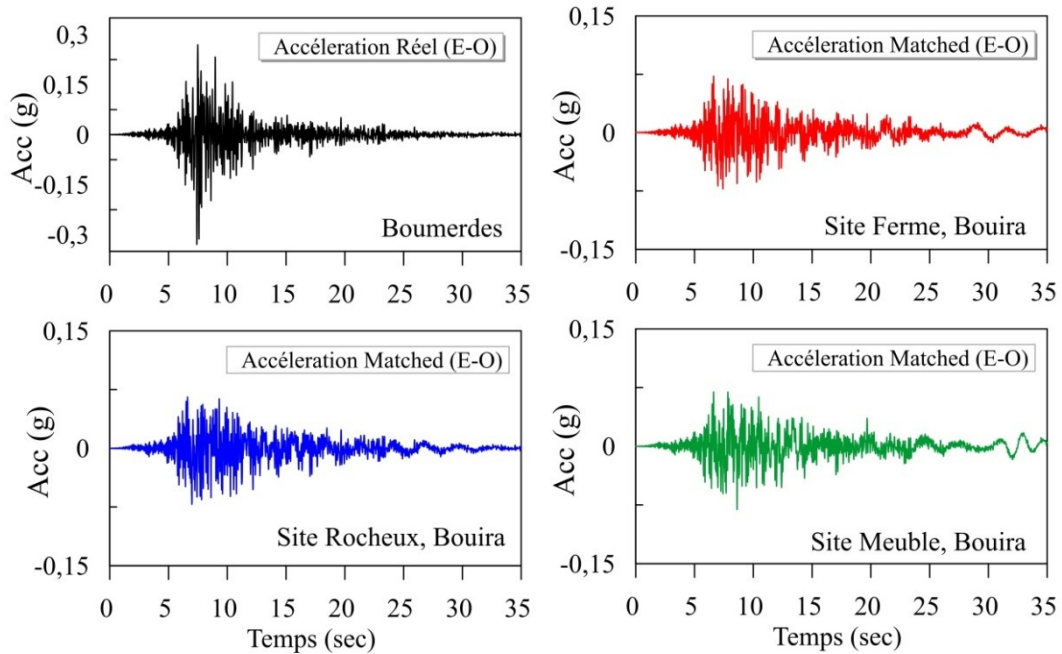


Figure 2.7 Accélérogrammes obtenus pour la région d'étude.

D'après les figures (2.4), (2.5) et (2.6) on remarque que les valeurs maximales d'accélération obtenue après la procédure de génération des accélérogramme compatible pour les différents sites sont généralement dans l'intervalle 0,07g et 0,08g pour la région d'étude (Bouira) alors que la valeur maximale de PGA pour le séisme réel du 21 mai à Boumerdes est de l'ordre 0,33g.

On remarque aussi que la partie de mouvement sismique fort commence à partir de 5^{ème} seconde pour tous les accélérogrammes, et se termine à la 12^{ème} seconde pour le séisme réel de Boumerdes et à la 20^{ème} seconde pour les autres accélérogrammes générée.



On constate aussi que les trois accélérogrammes générées dans la région de Bouira ont la même enveloppe (forme générale).

En utilisant les algorithmes de Newmark, on calcule les spectres de réponses en accélération, vitesse et déplacement avec une valeur d'amortissement égale à 5%. D'après la figure 3.7 on remarque que pour certaines périodes (0-0.5 sec) tous les sites présentent les mêmes valeurs spectrales, et au-delà de cette valeur (>0.5sec) les valeurs varient d'un site à un autre.

On constate aussi que les sites de sols meubles (S3, d'après RPA 99 la vitesse de cisaillement pour les premiers 30m de profondeur varie entre $200 < V_{s,30} < 400$ m/sec), ont toujours des valeurs de spectre d'accélération supérieures à celles des deux autres sites.

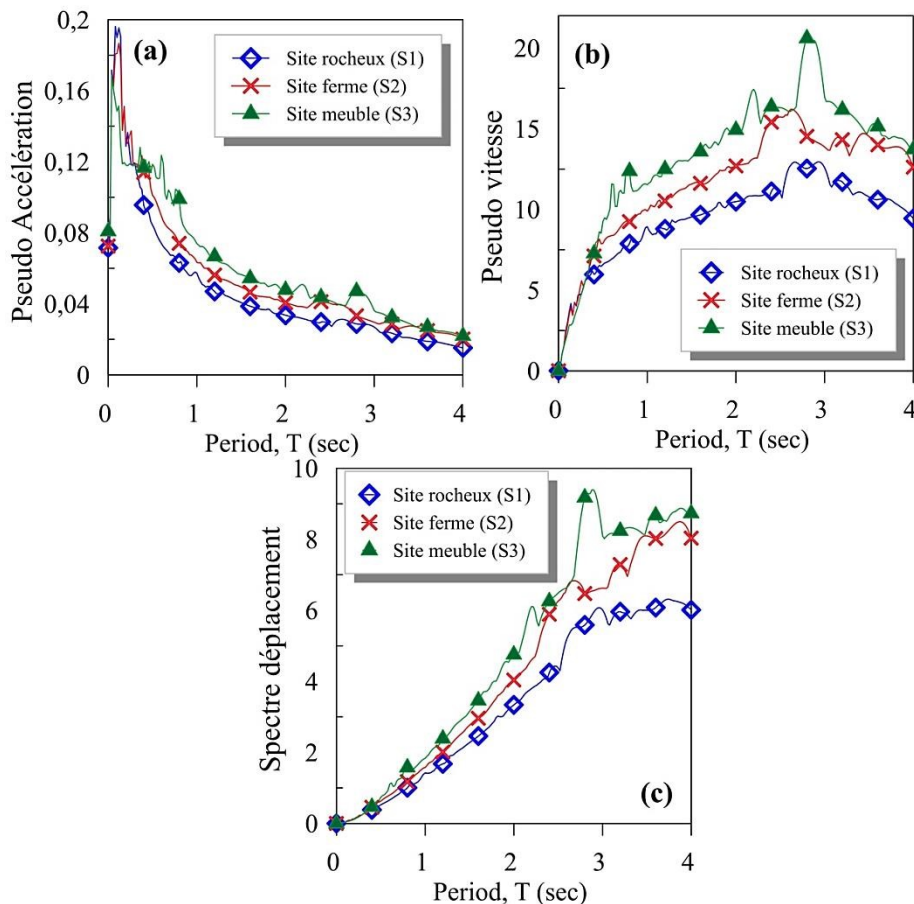


Figure 2.8 Spectres obtenus à partir des accélérogrammes matchés ; (a) Pseudo accélération, (b) Pseudo vitesse, (c) déplacement.

Le tableau suivant donne les résultats de calcul des paramètres (indice) sismique des quatre accélérogrammes obtenues. On remarque qu'il y a une grande différence entre les valeurs dans les paramètres pour le composante Boumerdes réel (site de forte sismicité, zone III d'après RPA99) et les trois composantes générées à la région de Bouira (site de moyenne sismicité IIb) site (rocheux, ferme, meuble).



Tableau 2.1 Paramètres sismique des accélérogrammes générés par la présente méthode

Accélérogrammes	Boumerdes	Bouira S1	Bouira S2	Bouira S3
Max Accélération (g)	0,33158	0,07154	0,07251	0,08081
Max vitesse (cm/sec)	18,21266	6,47563	7,97479	8,59042
Max Déplacement (cm)	8,00428	6,00189	4,678	6,64968
Vmax/Amax (sec)	0,05599	0,09227	0,11211	0,10836
Accélération RMS (g)	0,03454	0,01295	0,01319	0,0132
RMS de vitesse (cm/sec)	2,05299	1,65701	2,10892	2,41631
Déplacement RMS (cm)	4,26684	2,49147	2,28235	2,82309
Intensité des airs (m/sec)	0,6434	0,0905	0,09387	0,09393
Intensité caractéristique	0,03798	0,00872	0,00896	0,00897
Densité Energitique (cm ² /sec)	147,51726	96,09838	155,66454	204,34987
Vitesse absolue cumulée (cm/sec)	581,95623	273,10069	287,5984	297,46785
Intensité spectrale d'accélération (g*sec)	0,19676	0,04929	0,05233	0,04887
Intensité spectrale de vitesse (cm)	50,65598	22,05561	25,85549	30,47535
Accélération maximale soutenue (g)	0,24183	0,06561	0,06922	0,06927
Vitesse maximale soutenue (cm/sec)	9,57508	5,36867	6,64108	7,49043
Accélération efficace de la conception (g)	0,27089	0,05685	0,0529	0,05218
Paramètre A95 (g)	0,32908	0,06954	0,07123	0,07897
Période prédominante (sec)	0,1	0	0	0
Durée significative (sec)	9,875	14,67	16,76	23,22
Vitesse incrémentielle maximale (cm/sec)	18,30073	5,48729	7,63702	9,06716
Indice de dommage (g) ^c	2,54982	0,35054	0,34182	0,28144
Nombre de cycles effectifs	3,52847	14,13873	10,36832	11,97548
Indice IP	31,99376	41,93609	35,72119	34,39508
Sa, avg (g)	0,10351	0,05588	0,06603	0,07407
CAV (g*sec)	0,41861	0	0	0

2.7 Conclusion

Une méthode améliorée pour la génération d'un accélérogramme compatible avec un spectre cible est présentée dans ce chapitre. Une ondelette de correction améliorée a été utilisée pour l'ajustement des mouvements du sol enregistré. En conséquence la présente méthode ne nécessite pas de correction de base (baseline correction) de l'enregistrement ajusté après chaque passage. L'application de la nouvelle ondelette assure la stabilité et la convergence du spectre correspondant. La nouvelle version de *SeismoMatch* (2022) permet aussi aux enregistrements sismiques d'être ajusté pour une cible de pseudo-spectral.

On peut conclure que, les accélérogrammes obtenues pour la région d'étude (Bouira) peuvent être appliqués dans le domaine de la conception dynamique non linéaire des futurs projets de bâtiment à usage d'habitation.



Chapitre 03 :

Développement de l'énergie sismique (Spectres de demande)

4.1	Introduction	35
4.2	Calcul de spectre élastique et inélastique	37
4.3	Équation du bilan énergétique	39
4.4	Application sur un modèle 1DDL	41
4.5	Calcul des termes d'énergie dans le cas d'un système 1DDL	41
4.6	Résultats et discussion	44
4.7	Conclusion	48



3.1 Introduction

Les codes sismiques actuels sont généralement basés sur l'utilisation de spectres de réponse dans le calcul de la demande sismique des structures. Cette étude évalue l'utilisation du concept d'énergie dans la détermination de la demande sismique en raison de son potentiel à surmonter les lacunes trouvées dans les méthodes actuelles basées sur les spectres de réponse. L'accent de cette étude est mis sur le calcul de l'entrée et spectres de demande d'énergie plastique directement dérivés de l'équation de bilan énergétique par rapport au mouvement du sol en champ lointain sélectionné obtenu à partir de la base de donnée accéléromètres de centre *Pacific Earthquake Engineering Research* (PEER). Classification des sols selon Nationale Programme de Réduction des Risques Sismique (NERHP) et les caractéristiques du comportement structurel. Le concept et la méthodologie sont décrits au moyen d'analyses temporelles non linéaires approfondies de systèmes à Un seule Degré De Liberté (1DDL). Les spectres proposés d'entrée et de demande d'énergie plastique intègrent différents types de sol, modèle constitutif élastique parfaitement plastique, 5% visqueux rapport d'amortissement différents niveaux de ductilité et différentes intensités sismiques.

Les procédures actuelles de conception de structures parasismiques considèrent généralement les forces latérales induites par les forts mouvements du sol comme charges équivalentes. Les méthodes d'analyse sismique et les codes de conception actuels reposent principalement sur les capacités de résistance et de déplacement des éléments structuraux, tels que [ASCE/SEI 7-10 \(2010\)](#), [FEMA 356 \(2000\)](#), [Eurocode 8 \(2004\)](#) et le code turc ([Turkish disgn code, TEK 2018](#)) des tremblements de terre. Cependant, un autre paramètre important, l'énergie, n'a pas été explicitement spécifié dans la détermination de l'effet du tremblement de terre. Avec une meilleure connaissance des caractéristiques des forts mouvements du sol et la disponibilité d'outils efficaces pour calculer la réponse structurelle, des approches plus rationnelles peuvent désormais être mises en œuvre pour la prédiction des effets sismiques comme base pour le développement de disposition de conception parasismiques appropriées.

L'utilisation du concept d'énergie semble avoir un grand potentiel dans l'analyse des demandes sismiques et la conception des éléments structuraux puisqu'une telle approche inclut à la fois les caractéristiques de résistance et de déplacement de la structure ainsi que le comportement hystérétique des éléments structuraux. Ce sujet a été initialement discuté par [Housner](#) lors de la première conférence mondiale sur le génie parasismique (1st WCEE, 1956). Ensuite, divers chercheurs ont appliqué les principes énergétiques à l'analyse sismique et à la conception des éléments structuraux. Particulièrement dans les années 1980, l'utilisation d'algorithmes basés sur l'énergie a gagné en popularité parmi les chercheurs ([Zahrah and Hall 1984](#), [Akiyama 1985](#), [Bertero and Uang 1988](#), [Kuwamura and Galambos 1989](#)). L'utilisation de l'analyse et de la conception des structures basées sur l'énergie a été discutée dans le cadre d'une conférence à Bled, en Slovénie ([Fajfar and Krawinkler 1992](#)), où les chercheurs ont convenu que les codes de construction de la prochaine génération prendraient en compte cette approche.



L'utilisation de spectres d'énergie offre un grand potentiel pour identifier la résistance structurelle contre les effets induits par les tremblements de terre car ils couvrent un large éventail de caractéristiques structurelles et de mouvement du sol lié à l'analyse sismique (Fajfar and Vidic 1994a). Cet avantage vient avec une question comme comment appliquer les spectres de demande d'énergie dans la détermination de la demande sismique sur les structures et par conséquent la conception des éléments structuraux (Fajfar and Vidic 1994b). Certains chercheurs ont déjà proposé plusieurs indices pour le calcul de l'énergie induite par le tremblement de terre et sa dissipation pour les systèmes élastiques (Decanini and Mollaioli 1998) et inélastiques (Decanini and Mollaioli 2001). En raison de la nature aléatoire des enregistrements de mouvement du sol lors des tremblements de terre, les indices proposés ont dû être basés sur des hypothèses simplificatrices (Manfredi 2001). Cependant, étant donné que les caractéristiques de réponse structurelle et les enregistrements de mouvement du sol affectent fortement la demande sismique, un spectre de demande énergétique doit être dérivé avec soin en tenant compte des diverses propriétés de la structure et des enregistrements sismiques (Chai 2004). Récemment, certains chercheurs se sont concentrés sur la relation entre la demande sismique et la réponse structurelle en utilisant des principes énergétiques tels que la courbe de capacité des structures (Lee lataviwat and al. 2009).

Les codes du bâtiment actuels utilisent les spectres de réponse élastique, qui sont construits en prenant les valeurs extrêmes de l'analyse temporelle pour un système à un seul degré de liberté (1DDL) excité par un ensemble d'enregistrements de mouvement, pour définir la demande sismique (Chopra 2006). L'approche du spectre de réponse indique uniquement les réponses maximales et ne tient pas compte de la perte de certaines informations précieuses telles que le contenu fréquentiel total et la durée des enregistrements de tremblements de terre qui sont importants dans la conception sismique (Gupta 1990). Exprimer la demande induite par le tremblement de terre en termes d'énergie inclut explicitement le niveau de dommage depuis le contenu fréquentiel et la durée du mouvement, alors que ces caractéristiques ne sont pas couvertes dans les spectres de réponse car il ne prend en compte que les valeurs de réponse maximales tout au long de l'historique d'excitation (Bertero and Uang 1988).

L'étude actuelle vise à définir la demande sismique sur les structures sous la forme de spectres d'entrée et de demande d'énergie plastique. Ceci est accompli en effectuant des analyses approfondies de l'historique du temps appliquées aux systèmes 1DDL. Tout au long des analyses, les types de séismes de proximité (NF) et de champ lointain (FF), les intensités sismiques, les classes de site et les modèles de comportement constitutifs des systèmes 1DDL couplés aux niveaux de ductilité sont pris en compte, tout en utilisant l'équation du bilan énergétique afin de dériver la demande sismique pour les énergies transmises et dissipées. La pratique actuelle de conception basée sur la force utilise le facteur de réduction de charge (R) afin de définir la réponse inélastique de la structure à condition qu'il existe une capacité de déformation suffisante. Cependant, dans l'approche basée sur l'énergie, la ductilité de déplacement (μ) est sélectionnée pour l'évaluation de la performance inélastique de la structure car elle inclut les méthodologies de conception basées sur le déplacement et également basées sur les performances (Benavent-Climent et al. 2010). Dans le calcul des spectres basés sur



l'énergie en utilisant des enregistrements de tremblements de terre du 21 mai de Boumerdes sélectionnés de la base de données du centre génie sismique d'Algérie (CGS) avec différentes stations. Un processus de filtrage supplémentaire a été effectué afin de corriger les mouvements du sol qui ont été utilisés dans les analyses. Des analyses temporelles non linéaires des systèmes 1DDL ayant un modèle de comportement élasto-plastique (bilinéaire) a été effectuées pour une gamme de périodes (0.5, 1.0, 1.5, 2.0) sec. Les résultats des analyses temporelles non linéaires ont ensuite été utilisés dans l'équation du bilan énergétique afin d'obtenir les valeurs spectrales des énergies d'entrée et plastiques.

3.2 Calcul de spectre élastique et inélastique

Les spectres de réponse à l'accélération élastique et inélastique sont obtenus à l'aide d'une version récente du logiciel *SeismoSpect*. Les spectres sont calculés au moyen de l'intégration dans le temps de l'équation de mouvement d'une série de systèmes à un seul degré de liberté (voir ci-dessous), à partir desquels les quantités de réponse maximales de déplacement, de vitesse et d'accélération sont ensuite obtenues et tracées en période, fréquence ou déplacement par rapport aux graphiques d'amplitude, communément appelés spectres de réponse. Pour plus de détails sur ces procédures, les méthodes sont bien présentées dans la littérature (par ex. [Clough et Penzien, 2003](#) ; [Chopra, 2006](#)).

Le spectre de réponse élastique en accélération illustre l'accélération maximale de chaque réponse d'oscillateurs simples lorsqu'ils sont soumis à une excitation sismique. Dans une première approximation, le comportement sismique de structures simples peut être assimilé à la réponse d'un oscillateur à un degré de liberté, avec une fréquence propre et un taux d'amortissement spécifiques. En supposant que la structure présente un comportement élastique linéaire, le spectre de réponse permet d'accéder directement au mouvement subi par le centre de gravité de la structure. Par conséquent, le spectre de réponse constitue une représentation extrêmement utile pour l'ingénierie parasismique.

- ***Le spectre élastique***

L'utilisateur a la possibilité de modifier le niveau d'amortissement visqueux associé à ce spectre élastique, défini ici comme un pourcentage de la valeur d'amortissement critique, et comportant généralement des valeurs allant de 0 à 5 % ([Chopra, 2006](#)). Des valeurs d'amortissement supérieures à cette limite peuvent également être utilisées pour produire des spectres sur-amortis.

- ***Le spectre inélastique***

Ce type de spectres tente de reproduire une réponse structurelle non linéaire réelle au moyen d'une représentation élasto-plastique du système. De cette manière, l'énergie dissipée par hystérésis est explicitement modélisée, seule une quantité d'amortissement visqueux relativement faible (généralement pas plus de 5%) étant ajoutée au système, pour représenter en quelque sorte des mécanismes de dissipation d'énergie non hystérétiques.



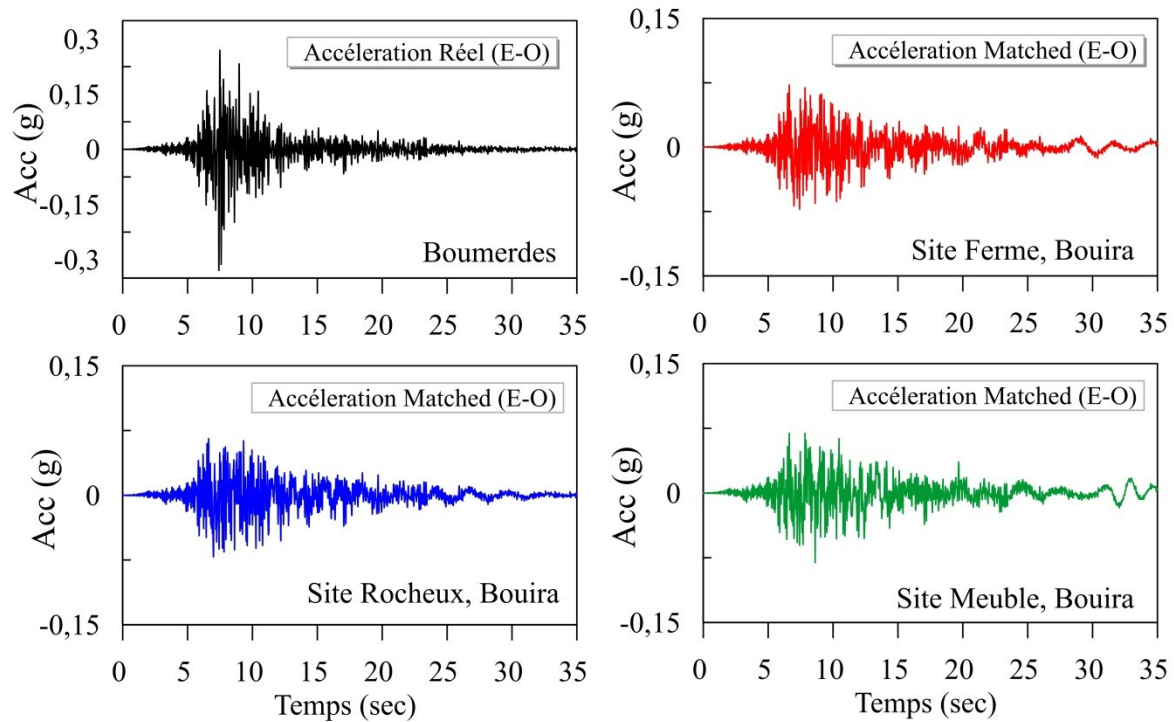


Figure 3.1 Accélérogrammes obtenus pour la région de Bouira et compatible au séisme de Boumerdes 21 mai 2003.

Après l'utilisation logiciel *SeismoSpect* on a obtenu les quatre spectres de réponses, dans le premier spectre on a une accélération réelle de séisme de Boumerdes en fonction de temps on remarque une grande augmentation par rapport à la région de Bouira pour chaque site ; pour la région de Boumerdes l'accélération maximale est presque 0,38 g et pour Bouira et presque 0.10 g.



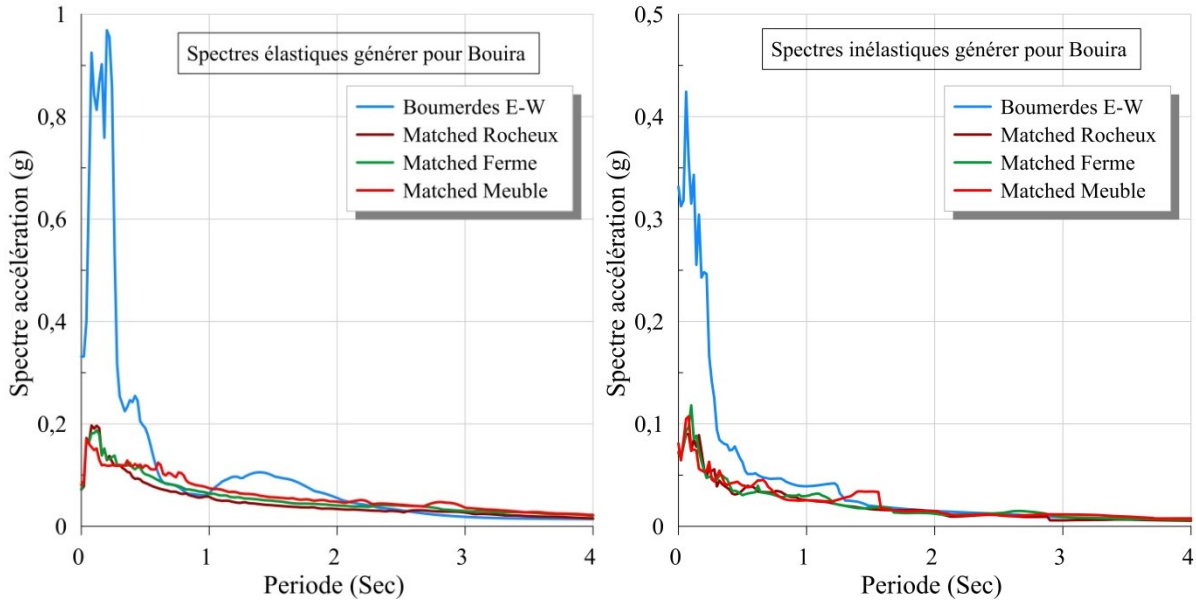


Figure 3.2 Spectre élastique et inélastique pour les accélérogramme générés à la région de Bouira et compatibles au séisme de Boumerdes.

3.3 Équation du bilan énergétique

L'équation du bilan énergétique est dérivée en intégrant directement l'équation du mouvement par rapport à la réponse de déplacement relatif du système illustré à la figure 3.1 (Uang and Bertero 1990).

$$\int m\ddot{u}(t)du + \int c\dot{u}(t)du + \int f_s du = - \int m\ddot{u}_g(t)du \quad (1)$$

Avec : m la masse de la structure, \ddot{u} l'accélération relative, et c le coefficient d'amortissement. u : représente le déplacement relatif, \dot{u} la vitesse relative, \ddot{u}_g est l'accélération du sol, et f_s la force de résistance. La réponse du système est prise par rapport au niveau du sol (système à base fixe) au lieu d'une réponse absolue pour une représentation simple des termes d'énergie (Figure 3.1)

Les termes du côté gauche de l'équation 1 représentent les composantes énergétiques de la structure, à savoir l'énergie cinétique (E_K), d'amortissement (E_D) et absorbée (E_A). Le côté droit de l'équation représente l'énergie d'entrée totale (E_I) qui est imposée à la structure.

Alors :

$$E_K + E_D + E_A = E_I \quad (2)$$



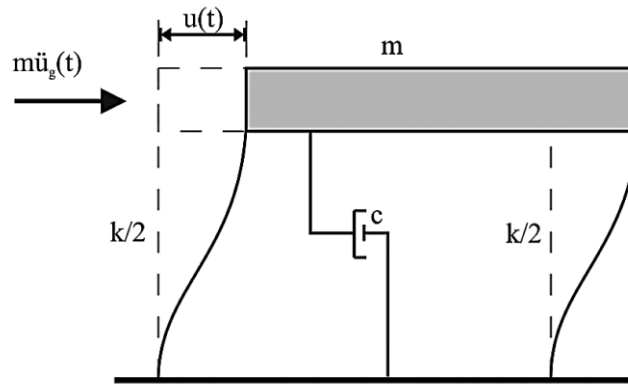


Figure 3.3 Système 1DDL à base fixe

Le terme d'énergie absorbée (E_A) comprend également les énergies de déformation (E_S) et plastique (E_P) résulte par la réponse élastique et inélastique du système, respectivement, elle est exprimée par :

$$E_A = E_S + E_P \quad (3)$$

Par conséquent, la forme finale de l'équation du bilan énergétique devient :

$$E_K + E_D + (E_S + E_P) = E_I \quad (4)$$

L'énergie de déformation élastique (E_S) est calculée en utilisant la rigidité élastique (k) du système comme suit :

$$E_S = \frac{u^2(t)}{2k} \quad (5)$$

L'énergie dissipée par les déplacements inélastiques pourrait être déterminée en calculant l'aire de l'enveloppe obtenue par la relation force-déplacement (Wong and Yang 2002). Analytiquement, l'énergie plastique (E_P) pourrait également être calculée en soustrayant les énergies cinétique, d'amortissement et élastique de l'énergie d'entrée, comme exprimé dans l'équation 6.

$$E_P = E_I - (E_K + E_D + E_S) \quad (6)$$

L'énergie d'entrée (E_I) transmise à la structure pendant toute la durée du séisme est stockée et dissipée par ces quatre composants, comme le montre l'organigramme de la figure 3.2. Ces composants peuvent être séparés en deux groupes : les énergies stockées et dissipées. Les énergies de déformation élastique et cinétique sont des composantes emmagasinées qui diminuent à la fin du mouvement lorsqu'aucune excitation n'existe, alors que les énergies d'amortissement et plastique sont dissipées tout au long du mouvement.

Les énergies dissipées sont critiques dans l'évaluation et la conception des structures. Certaines études (Decanini and Mollaioli 2001, Manfredi 2001, Lopez-Almansa et al. 2013) ont suggéré qu'il existe une relation cohérente entre l'entrée et les énergies plastiques. Par conséquent, au lieu de :



partir des énergies d'entrée à des fins de conception (Wong 2004), la demande d'énergie peut être dérivée des procédures directes grâce à l'évaluation d'une large gamme de résultats d'analyses temporelles non linéaires (Fajfar and vidic 1994b).

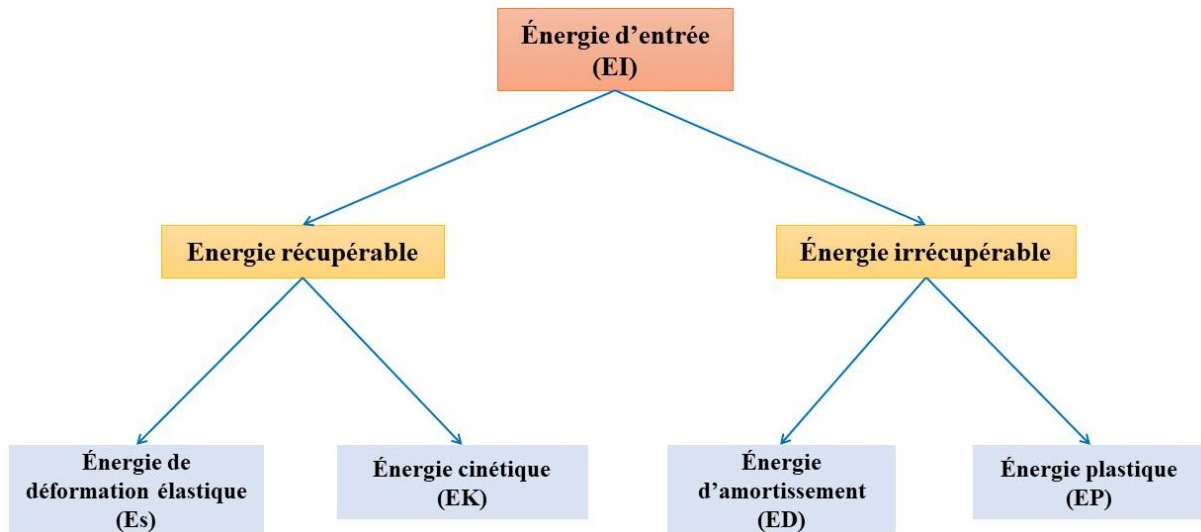


Figure 3.4 Composants énergétiques pour un système physique amorti.

3.4 Application sur un modèle 1DDL

La méthodologie pour déterminer les spectres de demande d'énergie repose sur la dérivation directe des termes d'énergie à travers l'équation du bilan énergétique. Une colonne en porte-à-faux à masse forfaitaire (1kg) avec une section d'articulation plastique potentielle près de son support fixe est utilisée pour calculer les valeurs spectrales dans la réponse non linéaire (bilinéaire ; élasto-plastique) et les analyses temporelles de l'énergie. Un modèle bilinéaire élastique parfaitement plastique, est considéré dans le calcul des valeurs spectrales.

En évaluant diverses caractéristiques telles que la masse, le rapport de ductilité, le modèle de comportement, l'intensité sismique et l'état du sol, un ensemble complet d'équations décrivant les spectres de demande d'énergie lissés est proposé avec un exemple numérique. Lissage des spectres est réalisée en appliquant des analyses de régression linéaire et non linéaire à l'aide des valeurs moyenne plus un écart type des nombreuses formes d'onde spectrales des analyses d'histoire temporelle de l'énergie filtrée. En outre, une procédure de mise à l'échelle quadratique est introduite pour le calcul des valeurs d'énergie spectrale à différentes intensités sismiques

3.5 Calcul des termes d'énergie dans le cas d'un système 1DDL

Un l'aide d'un logiciel informatique (*Bispec* Version 2.0) a été développé afin de déterminer les valeurs d'énergie pour le calcul des spectres d'entrée sismique et de demande d'énergie plastique. Sur la base des paramètres d'entrées la procédure de résolution du problème est illustrée en quatre étapes successives, comme suit :



- **Etape 1 :**

Les historiques temporels des séismes, la plage des niveaux de ductilité, les valeurs initiales de rigidité et les conditions de masse variables, les modèles de comportement structurel et le taux d'amortissement constant de 5 % ont été utilisés comme paramètres d'entrée pour effectuer les analyses définies ci-après.

- **Etape 2 :**

Des analyses temporelles linéaires et non linéaires ont été effectuées à l'aide du programme informatique (Bispec Version 2.0) qui est capable d'appliquer plusieurs modèles constitutifs par des paramètres de contrôle, comme le montre la figure 3.3.

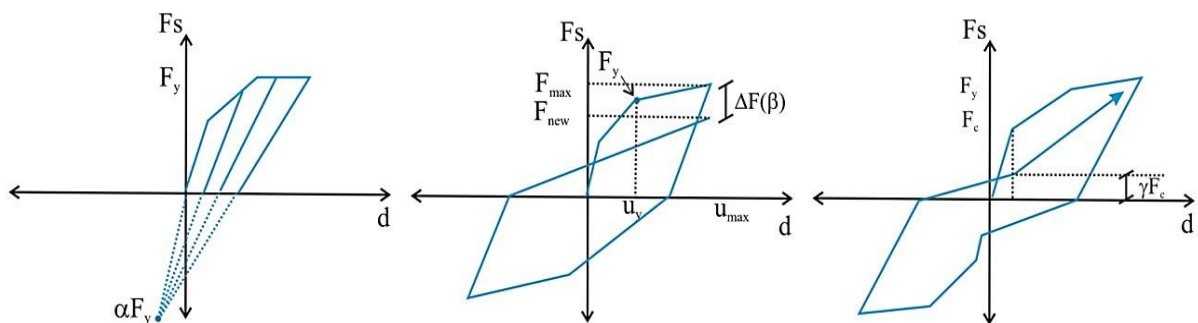


Figure 3.5 Paramètres de contrôle utilisé dans *Bispec* Ver. 2.0 (Reinhorn and Sivaselvan 1999).

HC, HBD, HBE, HS, IBIL et EI3 se réfèrent respectivement à la dégradation de la rigidité, à la dégradation de la résistance basée sur la ductilité, à la dégradation de la résistance contrôlée par l'énergie, au pincement, à l'idéalisation et au rapport de rigidité post-rendement aux paramètres de rigidité initiaux.

Dans la figure 3.5, α , β et γ sont les valeurs qui décrivent le changement de la rigidité, de la résistance et du pincement des courbes d'hystérésis, respectivement. Les intervalles de ces paramètres de modification ont certaines limites dans le programme *Bispec* version 2.0. En utilisant ces paramètres de contrôle utilisés dans six modèles constitutifs différents, à savoir les modèles élastiques parfaitement plastiques (EPP), bilinéaires, Takeda et Clough avec et sans pincement (léger et sévère), comme le montre la figure 4.6. Un modèle de comportement élasto-plastique bilinéaire a été choisi pour effectuer l'analyse temporelle dynamique non linéaire dans le but de représenter une large gamme de structures telles que du béton armé, de l'acier et/ou de la maçonnerie.



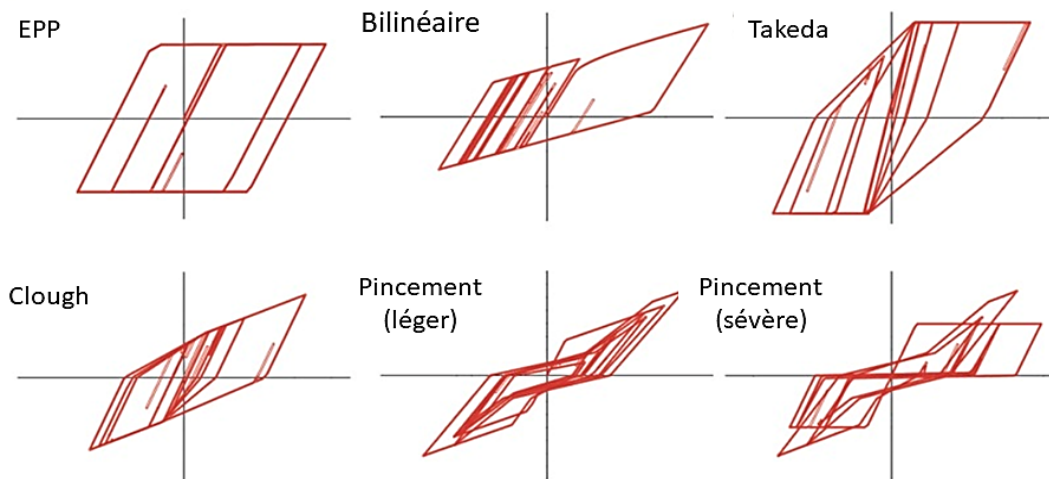


Figure 3.6 Les modèles de comportement hystérétiques constitutifs et les réponses

Les structures répondant dans la plage de réponse inélastique sont supposées avoir la capacité de se déformer jusqu'à un déplacement ultime au-delà du niveau de rupture défini par un facteur de ductilité (μ), comme illustré à la Figure suivante (3.7)

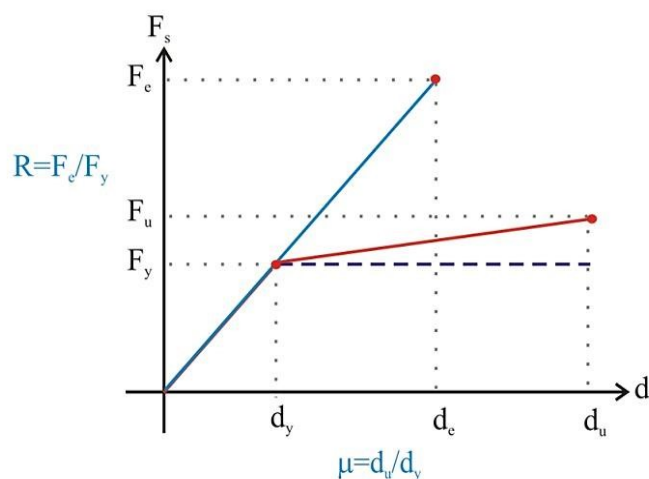


Figure 3.7 Définition de la ductilité (μ) en comportement inélastique

Lors de tout événement sismique crédible, la structure subit de nombreuses charges d'inversion cycliques et de nombreux déplacements cycliques d'amplitude aléatoire. Afin d'éviter toute confusion, l'approche à ductilité constante est privilégiée dans les calculs pour être cohérente avec le niveau de comportement non linéaire attendu des systèmes sous différents enregistrements de séismes. L'approche à ductilité constante (Chopra 2006) est obtenue en modifiant la limite d'élasticité du système ainsi que la rigidité initiale (k_1), de manière itérative, jusqu'à ce que la ductilité cible soit atteinte.

La procédure d'itération de l'approche à ductilité constante est illustrée à la figure 3.8. Le calcul pour atteindre la ductilité cible est effectué par un algorithme référencé par Kunnath et



Hu (2004). La convergence de l'itération est vérifiée par le paramètre de contrôle prédéfini de ductilité lorsqu'il atteint un niveau inférieur à $\pm 1\%$ de la ductilité cible.

À première vue, cette hypothèse peut sembler trompeuse en ce qui concerne la relation entre la configuration des armatures et la limite d'élasticité des sections en béton armé (Priestley and al. 2007), cependant, on suppose que la rigidité initiale est pas affectée par la modification du niveau de rendement du système (Kunnath and Hu 2004). Par conséquent, la construction d'un spectre d'énergie par l'utilisation d'une ductilité constante pourrait être utilisée dans la détermination de la demande sismique pour divers états inélastiques.

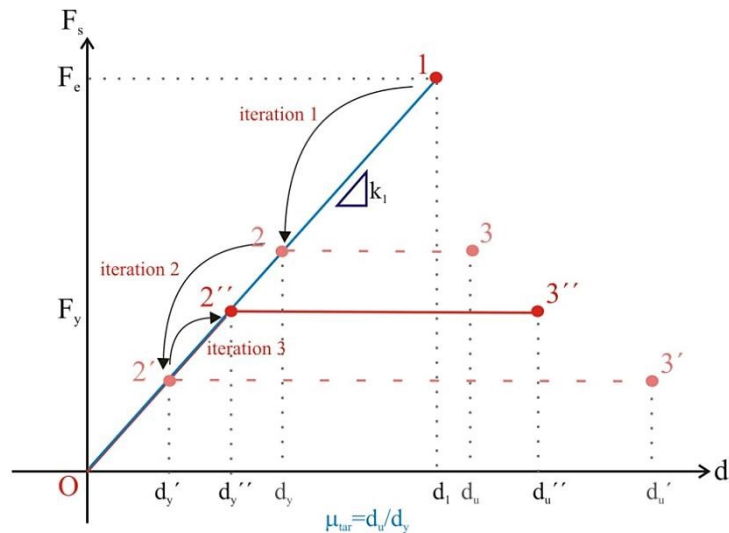


Figure 3.8 Définition de la ductilité (μ) en comportement inélastique

- Etape 3 :

Les termes d'énergie sont déterminés à partir des résultats d'analyses temporelles non linéaires effectuées à l'étape précédente, et les valeurs spectrales sont conservées pour l'étape suivante. Ce processus est répété dans une plage de périodes 1DDL et d'historiques temporels de séisme donnés.

- Etape 4 :

Les spectres de demande d'énergie d'entrée (E_I) et d'énergie plastique (E_P) sont tracés par rapport à la plage de périodes donnée. Pour généraliser les spectres de demande d'énergie, les analyses de régression linéaire et non linéaire sont effectuées à la fin de chaque niveau de ductilité. La courbe moyenne plus un écart type est tracé à l'aide des valeurs calculées des spectres de demande d'énergie. Enfin, le processus de lissage est appliqué à cette ligne de tendance moyenne obtenue.

3.6 Résultats et discussion

Dans cette partie on a utilisé un logiciel nommé *Bispec* pour effectuer l'analyse dynamique non linéaire d'un système 1DDL avec un modèle bilinéaire (élasto-plastique). *Bispec* est un logiciel d'analyse spectrale non linéaire qui effectue une analyse temporelle dynamique



unidirectionnelle et bidirectionnelle d'un système dynamique simple sous des enregistrements de mouvement du sol sismique. Il peut être utilisé par les Ingénieurs, les Étudiants et les Chercheurs pour :

- ✓ Calculez les spectres de réponse des mouvements du sol de conception ;
- ✓ Étudiez la sensibilité de la réponse structurale aux propriétés structurales telles que la résistance, la rigidité et la forme de la courbe hystérétique force-déplacement ;
- ✓ Effectuez des analyses paramétriques d'un grand nombre d'enregistrements de mouvement du sol ;
- ✓ En savoir plus sur le comportement dynamique.

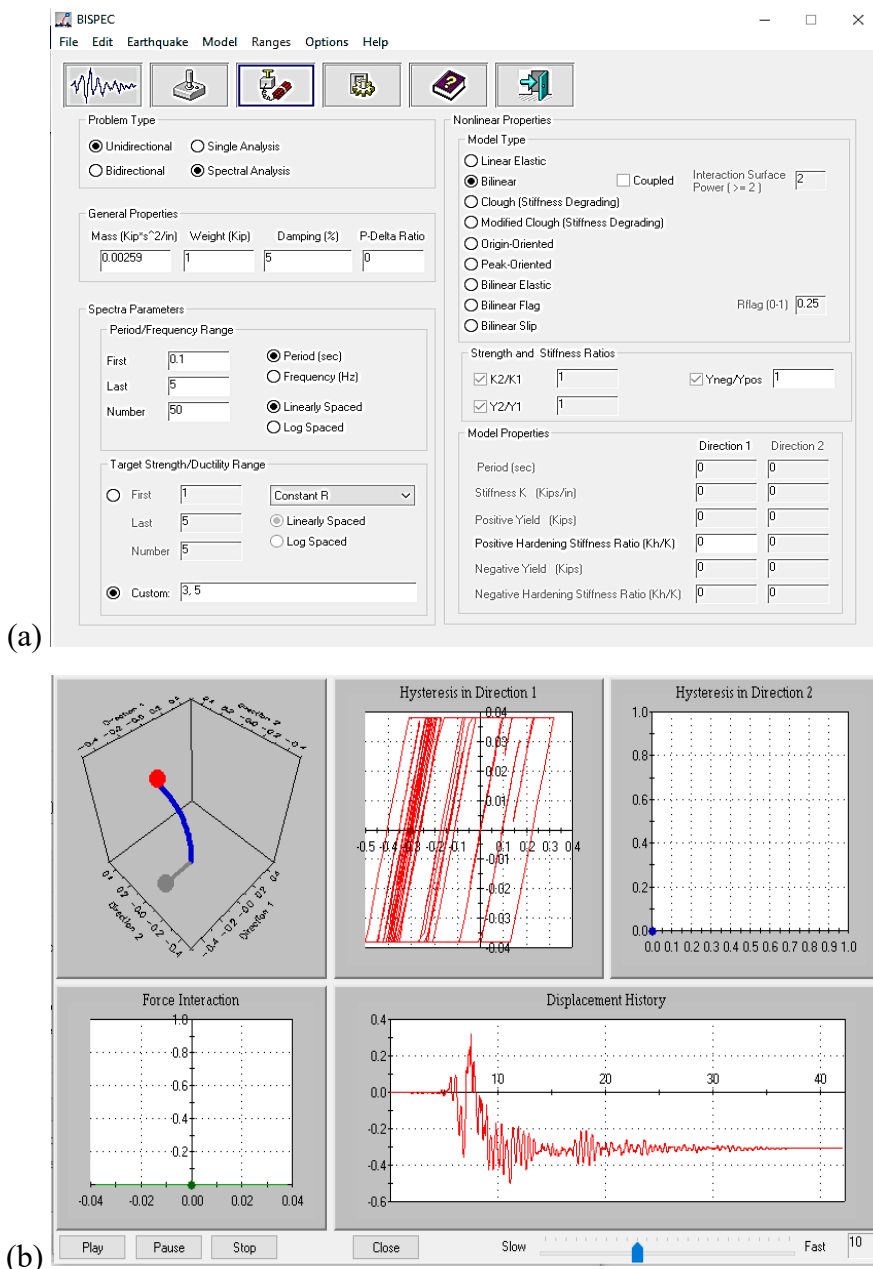


Figure 3.9 Présentation du logiciel utilisé pour le calcul de la réponse d'un système 1DDL : (a) l'interface du logiciel *Bispec* V 2.00, (b) résultat de calcul dynamique non linéaire.



On utilise *Bispec* pour calculer les spectres linéaires et non linéaires avec un amortissement constant = 5% et ductilité constante ($R = 3.5$). On applique la même démarche pour les quatre séismes obtenu dans le chapitre trois, on obtient les résultats montrés sur les figures ci-dessus.

La figure 3.10 représente le diagramme Force-déplacement ($F_s-\varepsilon$) pour différentes période ($T=0.5 ; 1.0 ; 1.5$ et 2.0 sec) avec un modèle de comportement bilinéaire (élasto-plastique).

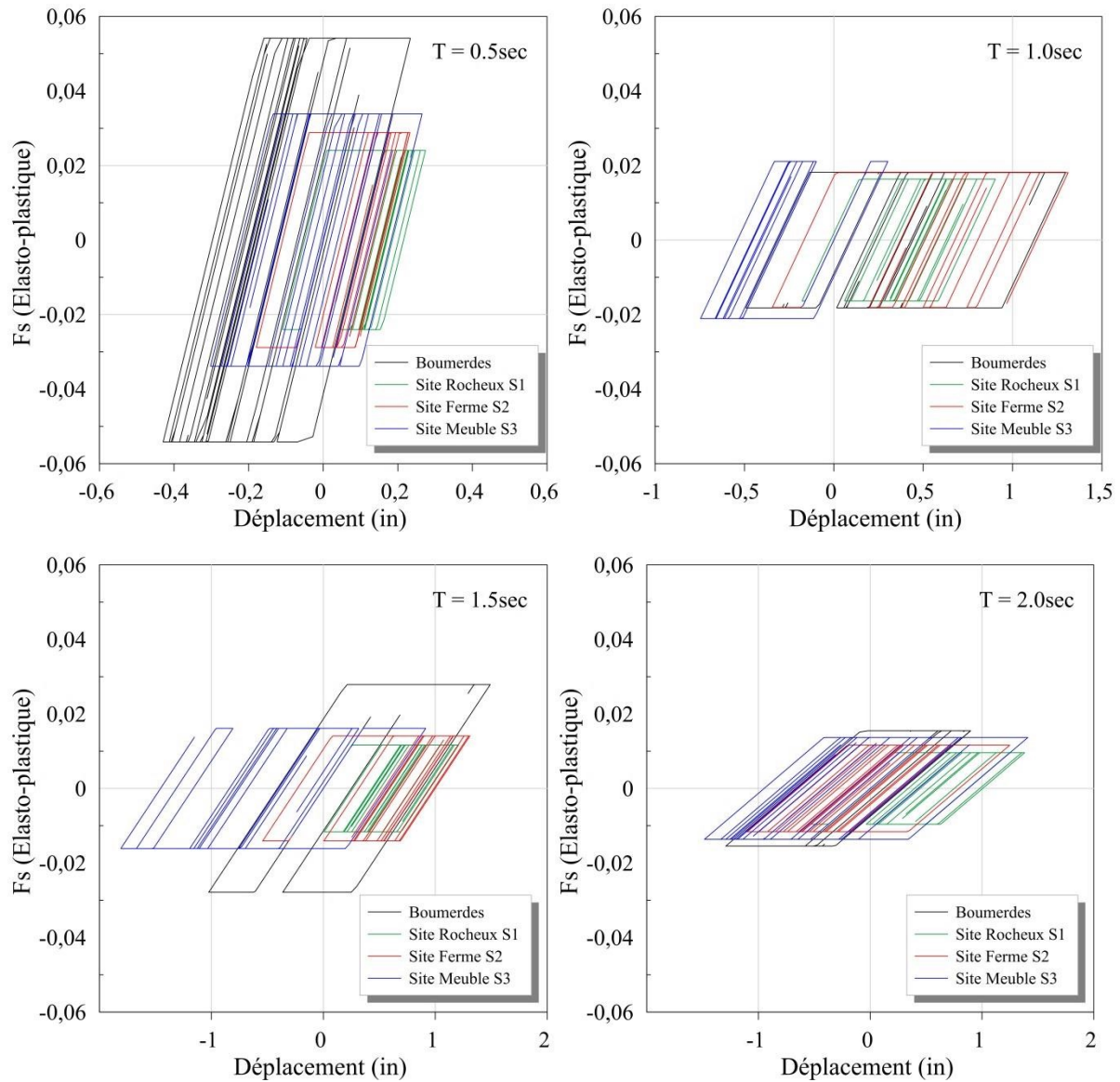


Figure 3.10 Diagramme de Force-déplacement ($F_s-\varepsilon$) pour différentes période ($T=0.5 ; 1.0 ; 1.5 ; 2.0$) sec modèle de comportement bilinéaire (élastoplastique).

Les graphes de la figure 3.10 représentent le couple de force-déplacement à chaque instant (t) pour les différentes structures considérées. On constate un déplacement maximal est enregistré pour les systèmes de faible périodes (<0.5 sec). La valeur diminue en augmentant la période des structures. On remarque aussi que pour les structures à période élevée (2.0 sec) la force élastique F_s est presque identique pour les deux régions (Boumerdes et Bouira).



D'après la figure 3.11 on a constaté que pour un même système (1DDL ayant un période fixe) avec la même masse (m) l'énergie d'inertie est variable d'un site à un autre. On remarque aussi pour les systèmes ayant un période égale à 1.0sec ; l'énergie d'inertie est presque similaire pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira. Ces structures (période 1.0sec) sont généralement des bâtiments qui ne dépassent pas 10 étages. Par contre les structures ayant un période de 0.5sec (généralement des structures inférieures à 5 étages) l'énergie d'inertie est forte pour le site meuble et faible aux autres sites (ferme et rocheux).

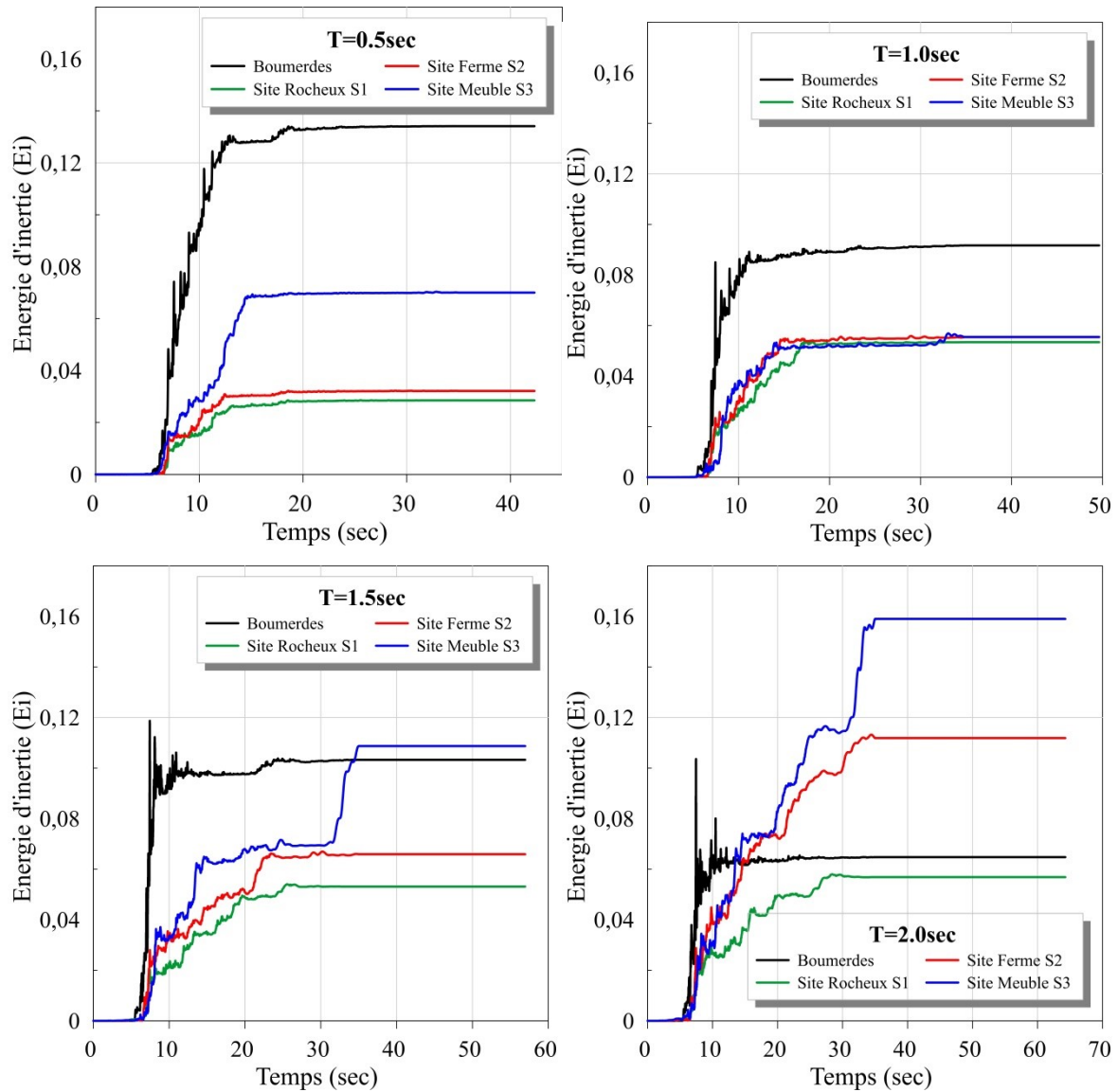


Figure 3.11 Energie entrée (E_i) par accélérogramme d'un système 1DDL pour le séisme de Boumerdes et les trois séisme générer pour la région de Bouira, trois cas de periodes ($T=0.5$; 1.0; 1,5 ; 2.0) sec sont considérés. Un modèle bilinéaire élastoplastique ($\xi=5\%$ et $R=3.5$) est appliqué.



3.7 Conclusion

Lors des séismes modérés et forts, les structures peuvent avoir un comportement non linéaire et dissiper une partie de l'énergie sismique par une action inélastique. Pour tenir compte de la capacité d'absorption d'énergie de la structure, les codes sismiques permettent d'utiliser des facteurs de modification de la réponse, appelés coefficient de comportement (R). Lors de ce chapitre on a constaté que pour le même système (IDDL ayant une période fixe) avec la même masse (m) l'énergie d'inertie est variable d'un site à un autre.



Chapitre 04 :

Étude comparative d'un bâtiment en R+6 par la méthode dynamique non linéaire temporelle

4.1	Introduction.....	50
4.2	Aperçu sur les méthodes d'analyse sismique.....	50
4.3	Analyse temporelle non linéaire	52
4.4	Méthode de spectre de réponse	52
4.5	Fonction de temps	53
4.6	Excitation de mouvement au sol	53
4.7	Logiciel utilisé pour la modélisation (Etabs)	54
4.8	Présentation d'ouvrages	54
4.9	Caractéristiques géométriques de la structure.....	55
4.10	Prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires.....	55
4.10.1	Prédimensionnement du plancher à corps creux	55
4.10.2	Prédimensionnement du plancher à dalle pleine	56
4.10.3	Prédimensionnement de l'escalier.....	56
4.10.4	Pré-dimensionnement des poutres.....	57
4.11	Calcul de la descente de charge	57
4.12	Pré-dimensionnement des poteaux.....	59
4.13	Vérification des exigences du RPA	61
4.14	Spectre de réponse	61
4.15	Calcul dynamique	62
4.15.1	Propriétés non linéaires	62
4.15.2	Modélisation dynamique	62
4.15.3	Rotules plastiques	63
4.15.4	Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux	63
4.16	Discussion des résultats	72
4.17	Conclusion	75



4.1 Introduction

La conception sismique de la structure est basée sur la spécification du mouvement du sol représenté par l'action sismique. Ainsi, la conception antisismique de toutes structures classées importante en fonction de la fréquence sismique est très importante pour surmonter les dommages structurels. Cependant, les forces sismiques sont différentes et imprévisibles. Les outils de CAO doivent donc être utilisés pour analyser les structures sous toute forme de forces statique et dynamique. Les tremblements de terre développent des intensités différentes à différents endroits et les dommages induits dans les bâtiments à ces endroits sont également différents selon le type de structure. Par conséquent, il est nécessaire d'étudier le comportement sismique des bâtiments à ossature pour différentes intensités sismiques. Les intensités sismiques en termes de diverses réponses telles que l'effort tranchant à la base, le déplacement latéral constituant un outil important pour un bon dimensionnement vis-à-vis des séismes. Différents types d'analyses sont utilisés pour identifier la résistance sismique et le comportement du bâtiment sous les fréquences sismiques appliquées.

Dans ce chapitre on présentera une étude détaillée de la réponse dynamique non linéaire d'un immeuble en R+6 vis-à-vis d'une charge sismique réel et artificielle.

4.2 Aperçu sur les méthodes d'analyse sismique

Pour la détermination des réponses sismiques, il est nécessaire d'effectuer une analyse dynamique de la structure. L'analyse peut être effectuée sur la base de l'action externe, du comportement de la structure ou des matériaux de structure et du type de modèle structurel sélectionné. En fonction du type d'action externe et du comportement de la structure, l'analyse peut être classée comme : (1) analyse statique linéaire, (2) analyse statique non linéaire, (3) analyse dynamique linéaire ; et (4) Analyse dynamique non linéaire. Une analyse statique linéaire ou une méthode statique équivalente peut être utilisée pour une structure régulière avec une hauteur limitée. L'analyse dynamique linéaire peut être effectuée par la méthode du spectre de réponse. La différence significative entre l'analyse dynamique linéaire et statique linéaire est le niveau des forces et leur répartition le long de la hauteur de la structure. L'analyse statique non linéaire est une amélioration par rapport à l'analyse statique ou dynamique linéaire dans le sens où elle permet un comportement inélastique de la structure. Une analyse dynamique non linéaire est la seule méthode pour décrire le comportement réel d'une structure lors d'un séisme. La méthode est basée sur l'intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement en considérant la déformation élasto-plastique de l'élément de structure.

Analyse statique équivalente : Cette procédure ne nécessite pas d'analyse dynamique, cependant, elle tient compte de la dynamique du bâtiment de manière approximative. La méthode statique est la plus simple - elle nécessite moins d'efforts de calcul et est basée sur la formule donnée dans le code de pratique. Tout d'abord, le cisaillement de base de conception est calculé pour l'ensemble du bâtiment, puis il est réparti sur la hauteur du bâtiment. Les forces latérales à chaque niveau de plancher ainsi obtenues sont réparties sur les différents éléments résistants aux charges latérales.



Analyse dynamique linéaire : L'analyse dynamique linéaire peut être effectuée de deux manières, soit par la méthode de superposition de modes, soit par la méthode du spectre de réponse et par la méthode de l'historique temporel élastique. Cette analyse produira mieux l'effet des modes de vibration supérieurs et la répartition réelle des forces dans la plage élastique. Ils représentent une amélioration par rapport à l'analyse statique linéaire. La différence significative entre l'analyse statique linéaire et l'analyse dynamique linéaire est le niveau de force et leur distribution le long de la hauteur de la structure.

Analyse statique non linéaire : L'analyse statique non linéaire est une amélioration par rapport à l'analyse statique ou dynamique linéaire car elle permet le comportement inélastique de la structure. La méthode suppose toujours un ensemble de charges latérales incrémentielles statiques sur la hauteur de la structure. La méthode est relativement simple à mettre en œuvre et renseigne sur la résistance, la déformation et la ductilité de la structure et la répartition des sollicitations. Cela permet d'identifier les éléments critiques susceptibles d'atteindre les états limites lors du séisme, auxquels il convient d'accorder une attention lors du processus de conception et de détail. Mais cette méthode contient de nombreuses hypothèses limitées, qui négligent le comportement des modèles de chargement, l'influence des modes supérieurs et l'effet de la résonance. L'analyse push over a acquis une grande popularité de nos jours malgré ces lacunes, cette méthode fournit une estimation raisonnable de la capacité de déformation, en particulier pour les structures qui répondent principalement selon le premier mode.

Analyse dynamique non linéaire : Une analyse dynamique non linéaire de l'analyse temporelle inélastique est la seule méthode pour décrire le comportement réel de la structure lors d'un séisme. L'analyse temporelle est une analyse étape par étape de la réponse dynamique d'une structure à un chargement spécifié qui peut varier avec le temps. L'analyse temporelle est utilisée pour déterminer la réponse sismique d'une structure sous le chargement dynamique d'un séisme représentatif. Cette méthode est basée sur l'intégration numérique directe des équations différentielles des mouvements en considérant la déformation élasto-plastique de l'élément de structure. Cette méthode capte l'effet d'amplification dû à la résonance, la variation des déplacements à divers niveaux d'une trame, une augmentation de la durée du mouvement et une tendance à la régularisation des mouvements en résultent d'autant que le niveau augmente de bas en haut. (Alhamd Farqaleet, 2016).



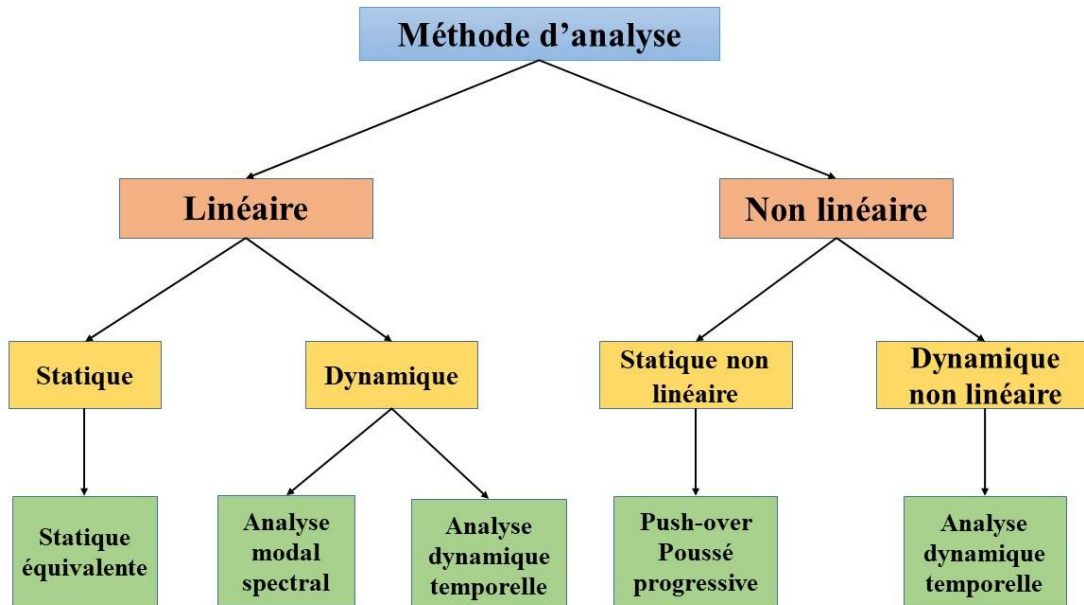


Figure 4.1 Les différentes méthodes d'analyses des structures

4.3 Analyse temporelle non linéaire

Afin d'examiner le comportement non linéaire exact des structures, une analyse temporelle non linéaire doit être effectuée. Dans cette méthode, la structure est soumise à de vrais enregistrements de mouvement du sol (Mrunmayi et Patil, 2015), cela rend cette méthode d'analyse assez différente de toutes les autres méthodes d'analyse approchée car les forces d'inertie sont directement déterminées à partir de ces mouvements du sol et les réponses du bâtiment soit en déformations soit en efforts sont calculées en fonction du temps, compte tenu des propriétés dynamiques de l'ouvrage.

Dans Etabs, l'analyse temporelle non linéaire peut être effectuée comme suit :

- Les modèles représentant les bâtiments sont créés et les charges verticales (charge permanente et surcharge d'exploitation), les propriétés des barres et les comportements non linéaires des barres sont définis et affectés au modèle.
- L'enregistrement du mouvement du sol est défini comme une fonction de l'accélération en fonction du temps. Ci-après, l'analyse et les paramètres d'historique temporel sont définis afin d'effectuer une analyse d'historique temporel non linéaire. Le temps total de l'analyse est le nombre de pas de temps de sortie multiplié par la taille du pas de temps de sortie. Pour faire correspondre l'historique temporel aux spectres de réponse cible, il existe deux options dans ETABS (Gaurav Kapgate and Budhlani, 2018).

4.4 Méthode de spectre de réponse

L'analyse du spectre de réponse (RSA) est une méthode largement utilisée pour la conception des bâtiments. Conceptuellement, la méthode est une simplification de l'analyse modale, c'est-à-dire une analyse de l'historique des réponses (ou de l'historique temporel) (RHA) utilisant la



décomposition modale, qui bénéficie des propriétés du concept de spectre de réponse. Le but de la méthode est de fournir des estimations rapides de la réponse maximale sans qu'il soit nécessaire d'effectuer une analyse de l'historique des réponses. Ceci est très important car l'analyse du spectre de réponse (RSA) est basée sur une série de calculs rapides et simples, tandis que l'analyse de l'historique temporel nécessite la solution de l'équation différentielle du mouvement dans le temps. Malgré sa nature approximative, la méthode est très utile car elle permet l'utilisation du spectre de réponse, un moyen très pratique pour décrire l'aléa sismique (Kaushal and Gupta, 2020, Kangle and. Yerudkar, 2020)

4.5 Fonction de temps

L'analyse temporelle permet une évaluation linéaire ou non linéaire de la réponse structurelle dynamique sous chargement qui peut varier en fonction de la fonction temporelle spécifiée. Équations d'équilibre dynamique, données par :

$$r(t) = k u(t) + C \frac{d}{dt} u(t) + M \frac{d^2}{dt^2} u(t) \quad (1)$$

Pour résoudre cette équation, on utilise des méthodes d'intégration modale ou directe. Les logiciels CSI (Sap2000 ou Etabs) gèrent les conditions initiales d'une fonction temporelle différemment pour les cas de charge temporelle linéaire et non linéaire. Les cas linéaires commencent toujours à zéro, donc la fonction de temps correspondante doit également commencer à zéro.

Les cas non linéaires peuvent soit partir de zéro, soit continuer à partir d'un cas précédent. En partant de zéro, la fonction de temps est simplement définie pour démarrer avec une valeur nulle. Lorsque l'analyse continue à partir d'un cas précédent, on suppose que la fonction temporelle continue également par rapport à sa valeur de départ. Un long enregistrement peut être divisé en plusieurs analyses séquentielles qui utilisent une seule fonction avec des heures d'arrivée. Cela évite d'avoir à créer plusieurs fonctions modifiées (Kaushal and Gupta, 2020).

4.6 Excitation de mouvement au sol

La sélection de la charge sismique à des fins de conception et/ou d'évaluation n'est pas une tâche facile en raison des incertitudes liées à la nature même des excitations sismiques. Une approche possible pour le traitement de la charge sismique consiste à supposer que la structure est soumise à un ensemble d'enregistrements qui sont plus susceptibles de se produire dans la région où la structure est située (Kaushal and Gupta 2020, Lagaros and Mitropoulou 2015).



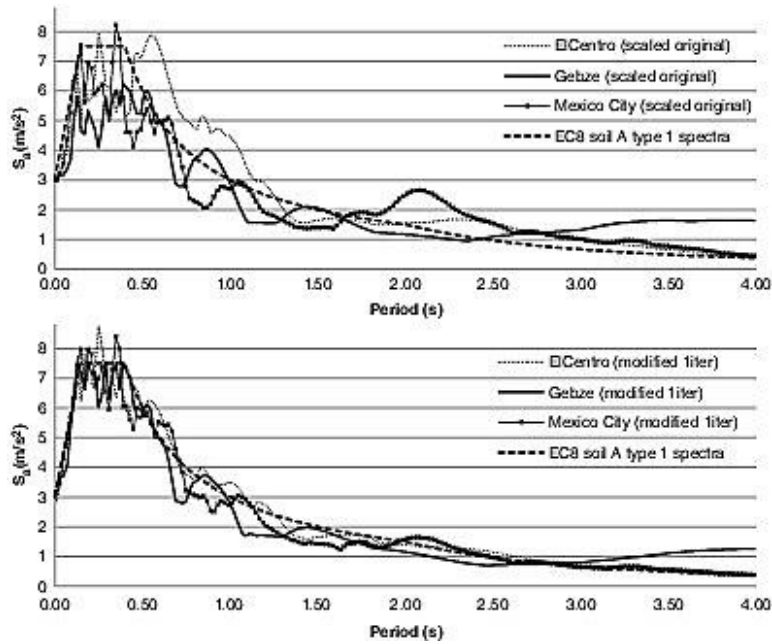


Figure 4.2 spectres de réponse des accélérogrammes artificiel généré (Kaushal and Gupta 2020).

Cette figure montre l'exemple d'un code générateur d'accélérogramme artificiel basé sur le concept de spectre cible. La ligne discontinue représente le spectre de calcul donné par L'Eurocode pour un site de sol rocheux (A) Les lignes solide sont les spectres de réponses des accélérogrammes générés à la base des séismes El-Centra, Gebze, et Mexico respectivement.

4.7 Logiciel utilisé pour la modélisation (Etabs)

ETABS est l'un des outils informatiques les plus puissants pour l'analyse structurelle. La modélisation 3D, la visualisation et l'apprentissage automatique basé sur des règlements de conception sont quelques-unes des caractéristiques uniques de ce logiciel. ETABS prend également en charge plusieurs modèles analytiques tels que l'analyse modale, avec spectre de réponse, par analyse temporelle ou analyse temporelle non linéaire. ETABS signifie Analyse tridimensionnelle (3D) étendue des systèmes de construction. La note de calcul est générée directement dans le logiciel avec les détails complets du dimensionnement et ferrailage. Le logiciel permet aussi la génération rapide de modèles utilisant le concept de l'analyse temporelle similaires. Différents matériaux peuvent être affectés aux éléments structuraux d'un même modèle, tels que l'acier, le béton, le composite ou tout autre matériau défini par l'utilisateur.

4.8 Présentation d'ouvrages

La structure étudiée est un bâtiment composé de Rez-de-Chaussée+6 étages et un sous-sol à usage multiple ; le rez-de-chaussée et le premier étage sont conçus pour un usage commercial et les autres niveaux à usage d'habitation. Le projet sera implanté à la wilaya de Bouira, zone classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Ver.2003) de moyenne sismicité



(Zone IIa). L'ouvrage est classé comme un Bâtiment d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

Pour la suite du chapitre on va considérer que l'ouvrage sera implanté dans trois sites de sol différent (rocheux, ferme et meuble). On note que l'ouvrage est déjà étudié par les étudiantes [Khabou A. et Ghennam Y. \(2021\)](#) par la méthode dynamique spectrale modale.

4.9 Caractéristiques géométriques de la structure

La structure étudiée présente en plan et en élévation, les dimensions suivantes :

Tableau 4.1 : Dimensions en plan et en élévation.

Longueur totale	19.55m
Largeur totale	15.60m
Hauteur totale	28.90m
Hauteur de sous-sol	03.40m
Hauteur de RDC	03.40m
Hauteur 1 ^{er} étage	03.40m
Autres étages	03.06m
Hauteur acrotère	0.60 m

Données des matériaux

Tableau 4.2 : les données techniques de structure

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

4.10 Prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003, CBA 93, BAEL 91 mod 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

4.10.1 Prédimensionnement du plancher à corps creux

Selon BAEL 91 modifié 99, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ Tel que } L = \min(L_{X\max}, L_{Y\max})$$

h_t : représente l'épaisseur du plancher.

$L_{X\max}$: Distance maximal entre nus d'appuis dans le sens transversal.



$L_{Y \max}$: Distance maximal entre nus d'appuis dans le sens longitudinal.

On adopte $h_t = 20$ cm donc le plancher est de type (16 + 4)cm.

4.10.2 Prédimensionnement du plancher à dalle pleine

L'épaisseur du plancher doit vérifier les conditions suivantes :

a) Résistance au feu

$e = 15$ cm Pour une heure de coupe de feu.

$e = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5$ cm Pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet $e = 15$ cm.

b) Résistance à la flexion

Dalles reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité, dans notre cas la dalle à une portée : $L_x = 4.80$ m

Donc on a : $13.71 \text{ cm} \leq e \leq 16$ cm

On prend $e = 15$ cm

c) Condition de flèche (BAEL 91 mod 99/B.6.5, 3)

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}$ Si la portée L est au plus égale à 5 m.

$f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000}$ Si la portée L est supérieure à 5 m.

Dans notre cas : $L_{\max} = 4.80$ m

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1.0$ m avec une épaisseur $e = 15$ cm.

$$G = 25 \times e \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad Q = 1.50 \text{ KN/ml}$$

On a :

$$f_{\max} = \frac{5qL_x^4}{348EI}$$

On obtient alors :

$$e \geq \left(\frac{60 \times q \times L_x^4}{384 \times E \times b \times 0.96} \right)^{\frac{1}{3}} = 11.21 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15$ cm, pour toutes les dalles pleines.

4.10.3 Prédimensionnement de l'escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer dans les différents niveaux de la structure. Nous utilisons la formule de BLONDEL :



Hauteur de contre marche : $14 \leq h \leq 20$ on prend $h=17$ cm

Le Giron : on a : $54 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 25 < g < 32$ on prend $g = 30$ cm

La hauteur des étages de notre bâtiment : $h_e=3.40$ m

Nombre de marches :

$n = \frac{h_e}{h} \Rightarrow n = \frac{340}{17} = 20$ marches (10 + 10), on aura 10 marches et 9 contremarches

Tableau 4.3 : Différentes conditions à vérifier

Épaisseur (e) (palier et paillasse)	Marches et contre marches
$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ $e \geq \max[\text{portée}/30, 10]$	$59 \leq 2h + g \leq 64$ (Relation de Blondel)

Tableau 4.4 : Prédimensionnement des éléments d'escalier

	Palier		Pallisse	
	Épaisseur (cm)	Langueur (cm)	Langueur (cm)	Emmarchement (cm)
	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$		$L_p = \frac{l}{\cos \alpha}$	
RDC	15	120	318	120
Etage courant	15	120	318	120

4.10.4 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003. Les résultats sont présentés dans le tableau qui suit.

Tableau 4.5 : Prédimensionnement et vérification des poutres

	BAEL 91		RPA 99/03		
	Hauteur (cm) (h)	Largueur (cm) (b)	Hauteur (h)	Largueur (b)	$\frac{h}{b}$
	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$h \geq 30$	$b \geq 20$	$1 \leq h/b \leq 4$
Poutres principales $L_{\max}=4.8\text{m}$	50	30	Vérifiée		
Poutres secondaires $L_{\max}=3.9\text{m}$	40	30			
Poutres palières	35	30			

4.11 Calcul de la descente de charge

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux ou à celui des équipements. Elles correspondent au mobilier, au matériel aux matières en dépôt et aux personnes et pour le mode normal de l'occupation



- l'évaluation des charges d'exploitations est faite d'après le DTR BC 2.2, on distingue les valeurs citées dans le tableau suivant pour notre structure.

Tableau 4.6 Les surcharges d'exploitation.

	éléments	Q (kN/m ²)	
1	Acrotère	1	
2	Plancher Terrasse (inaccessible)	1	
3	Escalier	2,5	
4	Balcon	3,5	
5	Plancher étage courant	Habitation	1,5
		Commercial	4

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que le plafond, l'enduit et les revêtements. On résume dans le tableau suivant les valeurs des charges permanentes

Tableau 4.7 Charge permanentes des planchers et des escaliers.

		Les éléments de structure			
Matériaux de construction		Poids surfacique(KN/m ²)			
Description	γ KN/m ³	Plancher		Escalier	
		Etage courant	Terrasse inaccessible	Dalle palier	Dalle volée
Gravillon	0.2	/	1.00	/	/
Etanchéité	6	/	0.12	/	/
Béton pente 1.5%	22	/	1.76	/	/
Isolation (liège)	4	/	0.16	/	/
Plancher corps creux	2.8	2.80	2.80	/	/
Enduit plâtre	10	0.20	0.20	/	0.20
Carrelage	22	0.44	/	0.44	0.44
Mortier de pose	20	0.4	/	0.4	0.40
Sable	18	0.36	/	0.36	0.36
Cloison de répartition	9	0.9	/	/	/
Poids de la marche	25	/	/	/	2.125
Poids de la paille	25	/	/	/	2.75
Garde-corps	/	/	/	/	1
Poids du palier	25	/	/	3.75	/
Enduit en ciment	18	/	/	0.36	/



Tableau 4.8 Charge permanentes des balcons, d'acrotère, et des murs.

Matériaux de construction		Les éléments de la structure		
		Poids surfacique(KN/m ²)		Poids linéaire (KN/ml)
Description	γ KN/m ³	Murs	Balcon	Acrotère
Brique (15cm)	/	1.3	/	/
Brique (10cm)	9	0.9	/	/
Enduit plâtre	10	0.2	/	0.067
Enduit de Ciment	18	0.36	0.36	/
Poids propre	25	/	/	1.975
Gravillon	0.2	/	1.00	/
Etanchéité	6	/	0.12	/
Béton pente 1.5%	22	/	1.76	/
Isolation (liège)	4	/	0.16	/
Dalle pleine B.A	25	/	3.75	/
Totale		2.76	7.15	2.042

4.12 Pré-dimensionnement des poteaux

Les règles BAEL91 mod99 recommandent d'utiliser la section réduite pour calculer la section du béton. D'après le (BAEL91 mod 99/B.8.4. 1)

$$B_r \geq \frac{\alpha \times N_U}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e}{\gamma_s} \left(\frac{A}{B_r}\right)} \quad (1)$$

Avec :

B_r : Est la section réduite du poteau $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$

A: Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{C28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable ou transitoire (SDT).

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle (SA).

f_e : La limite d'élasticité de l'acier utilisé.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire (SDT).

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle (SA).

α : Est coefficient en fonction de l'élançement mécanique. qui prendre les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$



On constante $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement) on trouve :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.71$$

D'après RPA99/version 2003 :

$$\frac{A}{B_r} = 0.8\% \text{ (Zone IIa)}$$

Alors : $B_r \geq 0.66N_u$, avec : $[B_r]$ cm², $[N_u]$ kN

Nous pouvons distinguer trois types de poteaux : poteau de rive. Poteau central et poteau d'angle. On maintient le poteau le plus chargé (poteau central), qui est présenté par une surface de chargement plus grande. Cette surface est égale à $S = 16.56 \text{ m}^2$.

On note que ce poteau est localisé au voisinage de la rive. Pour cela, et d'après les recommandations (**BAEL 91 article B.8.1. 1**) on majore la surface prise par le poteau avec les valeurs suivantes :

- 15% pour poteau centraux dans le cas de bâtiment à deux travées.
- 10% pour les poteaux entre trois travées et plus.

$$S_{\text{maj}} = 1.1 \times S = 1.1 \times 16.56 = 18.216 \text{ m}^2$$

• Les charges

Pour avoir du poids des poteaux on doit majorer la charge surfacique au niveau des plancher terrasse et étage courant de 10%.

$$G_{\text{maj}} = 1.1 \times G$$

- Pour Terrasse inaccessible :

$$G_{\text{terrasse maj}} = 1.1 \times G = 1.1 \times 6.04 = 6.65 \text{ KN/m}^2$$

- Pour un étage courant :

$$G_{\text{maj}} = 1.1 \times G = 1.1 \times 5.1 = 5.61 \text{ KN/m}^2$$

• La combinaison d'actions

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 Descente de charge sous poteau central.

N	G (KN/m ²)	G _{maj} (KN/m ²)	G _{tot} (KN)	Q (KN/m ²)	Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	Section (cm)
6	6.04	6.65	131.6	1.5	27.32	218.646	144.30	14.01	30*30
5	5.1	5.61	137.58	3	54.64	486.34	320.98	19.91	30*30
4	5.1	5.61	143.56	4.35	79.23	798.99	527.33	24.96	35*35
3	5.1	5.61	149.54	5.55	101.09	1152.51	760.66	29.58	35*35
2	5.1	5.61	157.68	6.6	120.22	1545.70	1020.16	33.94	40*40
1	5.1	5.61	165.82	7.5	136.62	1974.48	1303.16	38.09	40*40
RDC	5.1	5.61	176.46	8.25	150.28	2438.12	1609.15	42.11	45*45
S/sol	5.1	5.61	189.92	8.95	163.03	2939.05	1939.63	46.04	50*50



Tableau 4.10 : Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Choix (cm)	I (m ⁴)	i (m)	L _f (m)	λ	Vérification (λ < 50)
6	30*30	6.75*10 ⁻⁴	0.0866	2.14	24.71	CV
5	30*30	6.75*10 ⁻⁴	0.0866	2.14	24.71	CV
4	35*35	1.25*10 ⁻³	0.1010	2.14	21.18	CV
3	35*35	1.25*10 ⁻³	0.1010	2.14	21.18	CV
2	40*40	2.13*10 ⁻³	0.1154	2.14	18.54	CV
1	40*40	2.13*10 ⁻³	0.1154	2.38	20.62	CV
RDC	45*45	3.41*10 ⁻³	0.1299	2.38	18.32	CV
S/sol	50*50	5.20*10 ⁻³	0.1443	2.38	16.49	CV

4.13 Vérification des exigences du RPA

Pour une construction dans la zone IIa, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes selon **RPA99/ (Article 7.4.1)** :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}\text{cm}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

b_1, h_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur d'étage

➤ Pour le sous-sol et le RDC :

- $\min\{50 ; 50\} = 45\text{cm} \geq 25\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée
- $\min\{45 ; 45\} = 45\text{cm} \geq \frac{340}{20} = 17\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \rightarrow$ Vérifiée

➤ Pour les autres étages :

- $\min\{30 ; 30\} = 30\text{ cm} \geq 25\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée
- $\min\{30 ; 30\} = 40\text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \rightarrow$ Vérifiée

4.14 Spectre de réponse

L'action sismique pour le calcul spectral modale est représentée par le spectre de calcul réglementaire du RPA99 version 2003, donnée par l'article 4.3.3, sous forme de quatre équations (RPA99, eq. 4.13). Il dépend de plusieurs paramètres tel que :

- Coefficient d'accélération de zone A = 0,15
- Facteur de qualité = Q = 1,15
- Coefficient de comportement R = 3,5
- Période caractéristique T1 = 0,15
- Période caractéristique T2 = 0,50



- Pourcentage d'amortissement critique $\xi = 7,00$
- Facteur de correction d'amortissement $\eta = 0,88$

A l'aide d'un outil informatique nommé (Paramètres RPA99 Version 0.5.0.1) développé par [Maamar DLIUAH](#), on obtient les valeurs du spectre de réponse pour le calcul modal.

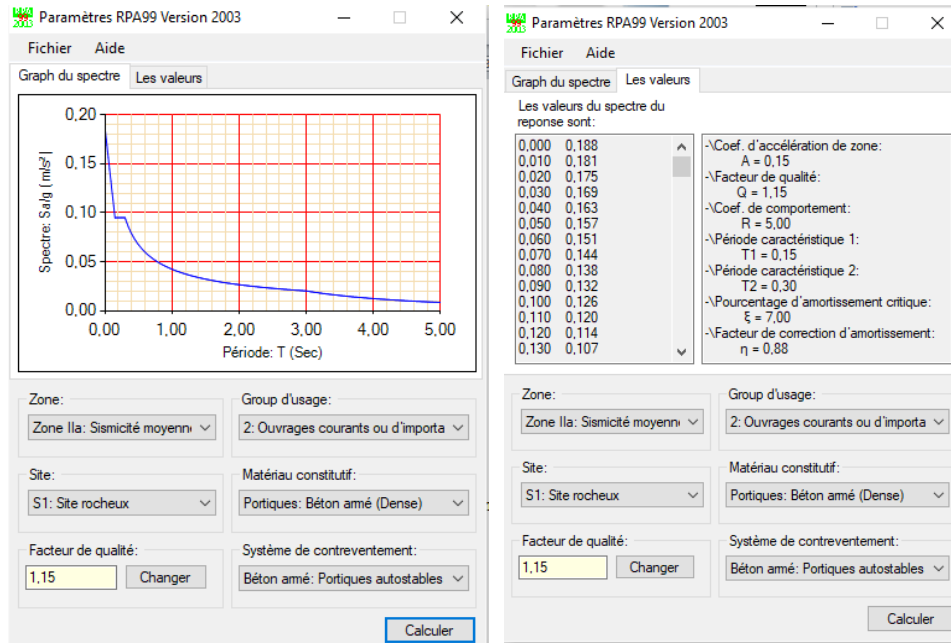


Figure 4.3 Spectre de réponse réglementaire donnée par RPA99 avec les paramètres de choix pour l'analyse modale spectrale

4.15 Calcul dynamique

4.15.1 Propriétés non linéaires

Deux types de propriétés non linéaires sont disponibles pour l'élément Frame (barre) : les limites de tension/compression et les rotules plastiques. Lorsque des propriétés non linéaires sont présentes dans l'élément, elles n'affectent que les analyses non linéaires. Les analyses linéaires à partir des conditions nulles (l'état non contraint) se comportent comme si les propriétés non linéaires n'étaient pas présentes. Les analyses linéaires utilisant la rigidité de la fin d'une analyse non linéaire précédente utilisent la rigidité de la propriété non linéaire telle qu'elle existait à la fin du cas non linéaire.

4.15.2 Modélisation dynamique

Les rotules avec un comportement bilinéaire (élasto-plastique) sont affectées à tous les éléments barre (*Frame*) (poteaux de poutres) pour représenter le comportement non linéaire de la structure entière. Il existe deux façons de représenter la rotule après la création du modèle d'analyse :

- Rotule encastrée dans l'élément.
- Rotule en tant qu'élément de liaison séparé.

La dernière méthode, qui n'est actuellement disponible aux logiciels de CAO. ETABS, il permet de prendre en compte le comportement de la rotule dans les cas de charge sismique temporelle du modèle non linéaire (FNA). L'analyse FNA est généralement beaucoup plus rapide que l'analyse temporelle à intégration directe non linéaire. Les deux types de modélisation peuvent utiliser l'analyse statique non linéaire et l'analyse temporelle d'intégration directe non linéaire.

Lorsque la rotule est modélisée en tant qu'élément de liaison, l'élément barre (*Frame*) est divisé à l'emplacement de la rotule en sous-éléments distincts, et un élément de liaison de longueur nulle est créé qui contient la propriété de la rotule et relie les sous-éléments des portiques. Une très petite quantité de masse axiale et d'inertie de rotation est ajoutée aux deux joints de connexion pour améliorer la convergence lors des itérations.

4.15.3 Rotules plastiques

Les rotules plastique sont des points sur une structure où l'on s'attend à ce que la fissuration et l'élasticité se produisent relativement à ce nœud, de sorte qu'ils présentent un fort déplacement en flexion (ou cisaillement). On approchant de sa résistance ultime sous chargement cyclique. Ou en autre, ce sont des endroits où l'on s'attend à voir des fissures et/ou éclatement des nœuds (perte de la résistance)

La structure après un choc sismique, à chaque extrémité des poutres et des poteaux, on constate des fissures à une distance très proche de l'articulation, c'est là que l'on s'attend à insérer des rotules dans les poutres et les poteaux dans le modèle d'analyse correspondant. Plusieurs modèles de comportement des rotules sont disponibles. Les rotules de flexion appelées « PMM » sont utilisés pour les poutres, et rotule à cisaillement axiales «P» on employer pour les poteaux. Les deux types sont insérés aux extrémités des poteaux et des poutres.

Les rotules plastique représentent principalement la relation force-déplacement localisée d'un un élément par son élasticité et ses phases inélastiques sous charges sismiques.

4.15.4 Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

Les éléments élastiques linéaires sont utilisés pour modéliser les poutres et les poteaux, tandis que le comportement non linéaire des éléments est représenté par l'introduction des rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier (S. Oguz, 2005).

Un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation, est utilisé pour définir le comportement non linéaire (Etabs, 2018).



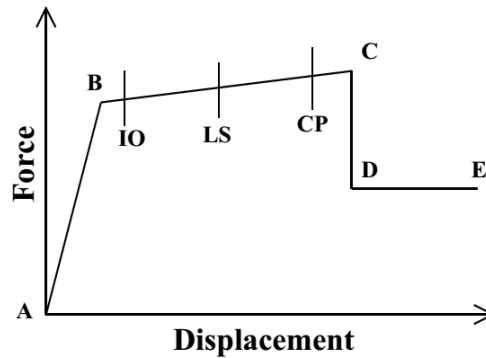


Figure 4.4 La courbe du comportement des rotules élasto-plastique (Force vs. Déplacement) utilisé pour la modélisation.

La partie A-B représente la phase élastique de la section, tandis que le point C marque le début de la phase de dégradation de la section, également connue sous le nom de chute de résistance.

Le segment C-D est caractérisé par des contraintes résiduelles qui permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre sa déformation maximale.

Le Point E est responsable pour la défaillance de la section.

Les points (A, B, C, D, E) des différents types de rotules sont déterminés par un certain nombre de facteurs, notamment l'effort normal, les caractéristiques du béton, le type d'élément et les dimensions ([California Seismic Commission, 1996](#)).

La figure suivante (Fig.4.5) montre l'emplacement des rotules plastique dans tous les éléments barres. Une vue sur un portique et une vue en 3D sont présentées.

On applique les charges sismiques développées dans le chapitre précédent, on obtient les résultats décrit dans les sections suivantes Pour le séisme réel de Boumerdes la premier rotule élastique (IO) est apparue à la 4^{ème} seconde. On constate que la rupture ce produit entre la 5^{ème} et 6^{ème} seconde.

Pour les trois accélérogramme généré à la région de Bouira pour différente sites (rocheux, ferme, et meuble), on constate que pour le site rocheux, la rupture (IO+CP) se produit à la 5^{ème} seconde, pour le site ferme à la 5.5^{ème} seconde, et pour site meuble à la 5.2 seconde. A ce stade on voit l'apparitions de quatre (4) rotules de type (IO) et quatre rotules (CP).

Pour les poutres des rotules de type flexion (Default M3) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres (voir figure 4.6)



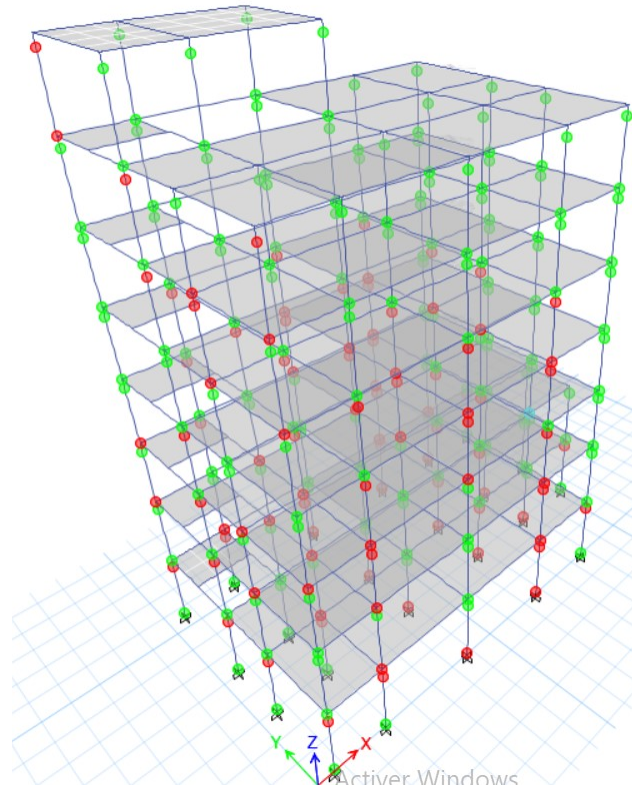
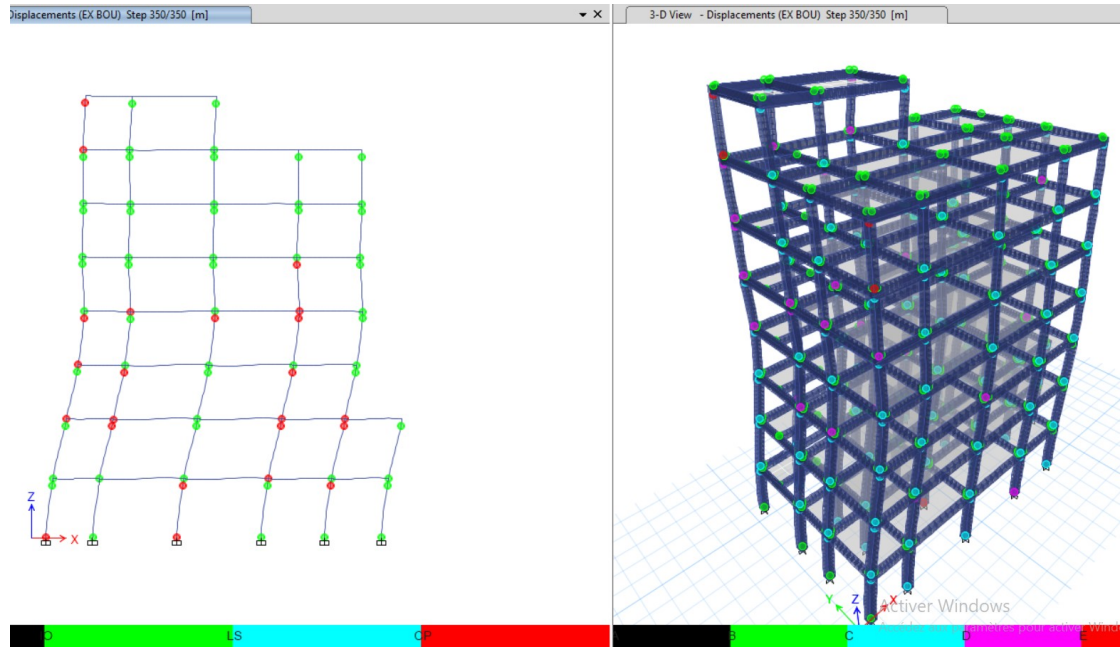


Figure 4.5 Model 3D sous Etabs avec prise en compte des rotules plastique dans les poutres et poteaux



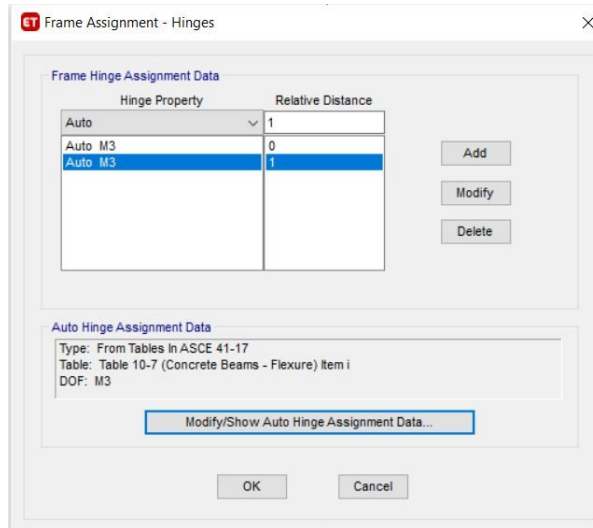
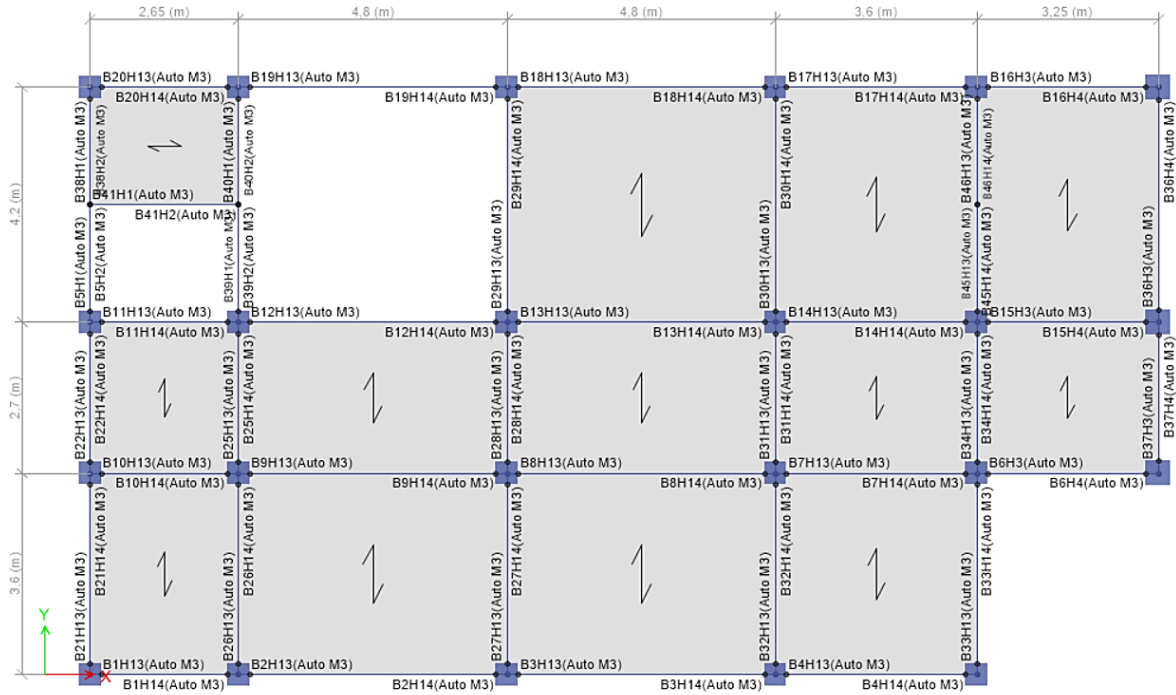


Figure 4.6 déclaration des rotules plastique dans les poutres.

Les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœuds) dans les deux sens sont introduites dans la case "Relative Distance" pour chaque type de rotule "Hinge Property" Les caractéristiques des différentes catégories de rotules plastiques sont définies par défaut par le logiciel en utilisant les règlements ATC40 et FEMA 273.

Pour les poteaux, les rotules placées sont de type de force axial et moment de rotation nommé par défaut (PMM). Ils sont introduits aux niveaux des zones nodales des poteaux.



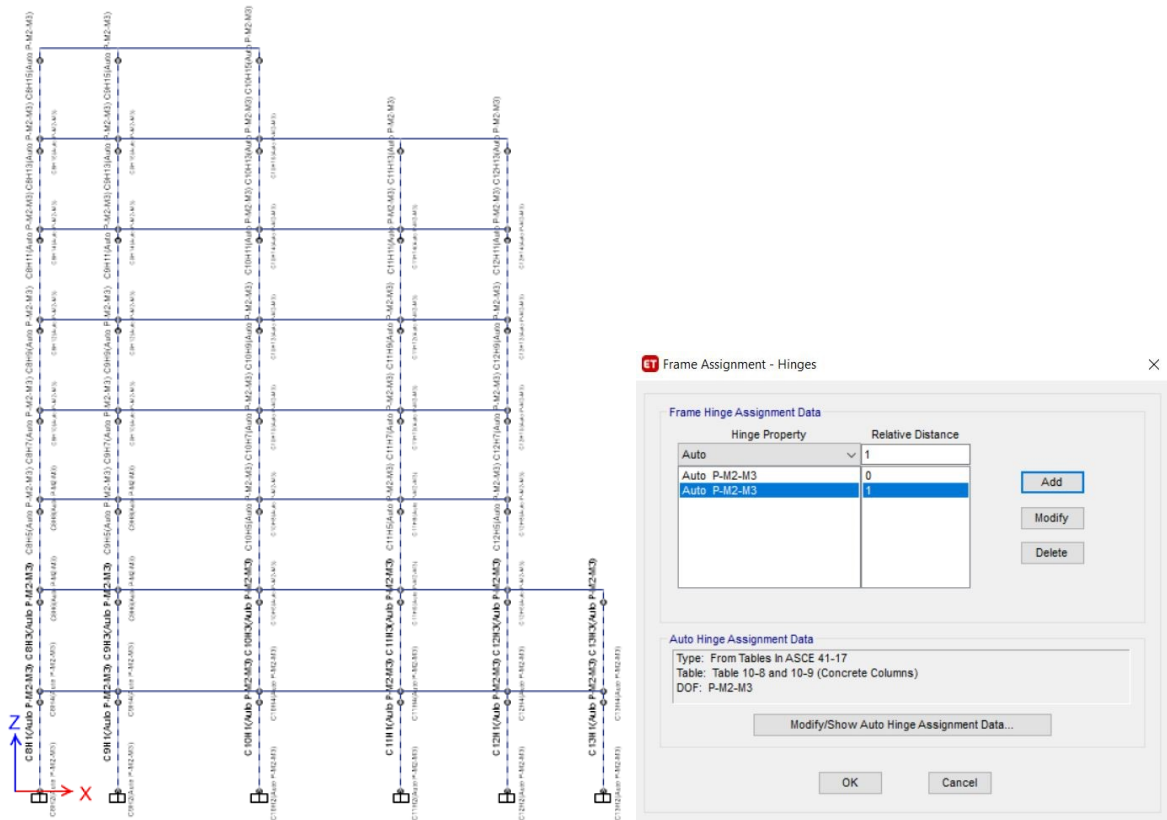


Figure 4.7 déclaration des rotules plastique dans les poteaux.

La figure 4.8a, b représente la répartition latérale de l'effort tranchant dans les deux directions (x-x) et (y-y) pour les différents étages. On remarque que l'effort tranchant augmente progressivement avec la hauteur et que la valeur maximale est observé au niveau de 7^{ème} étage avec une valeur 94,17 KN dans le sens (x-x) et 103,54 KN dans le sens (y-y)



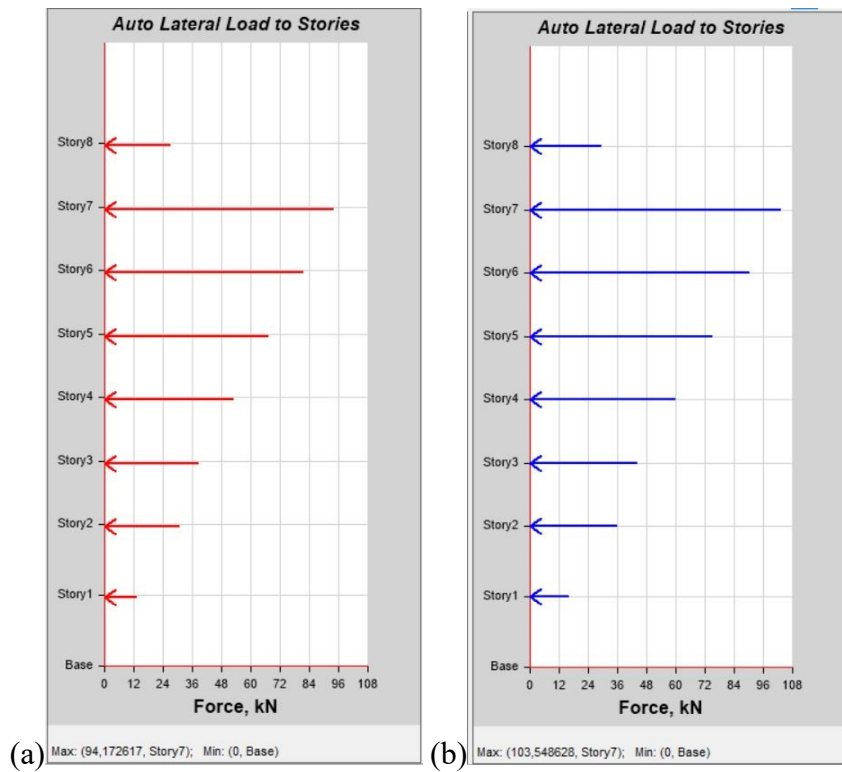


Figure 4.8 Distribution de la force latérale par rapport aux étages dans le sens (a) (x-x) et (b) pour le sens (y-y).

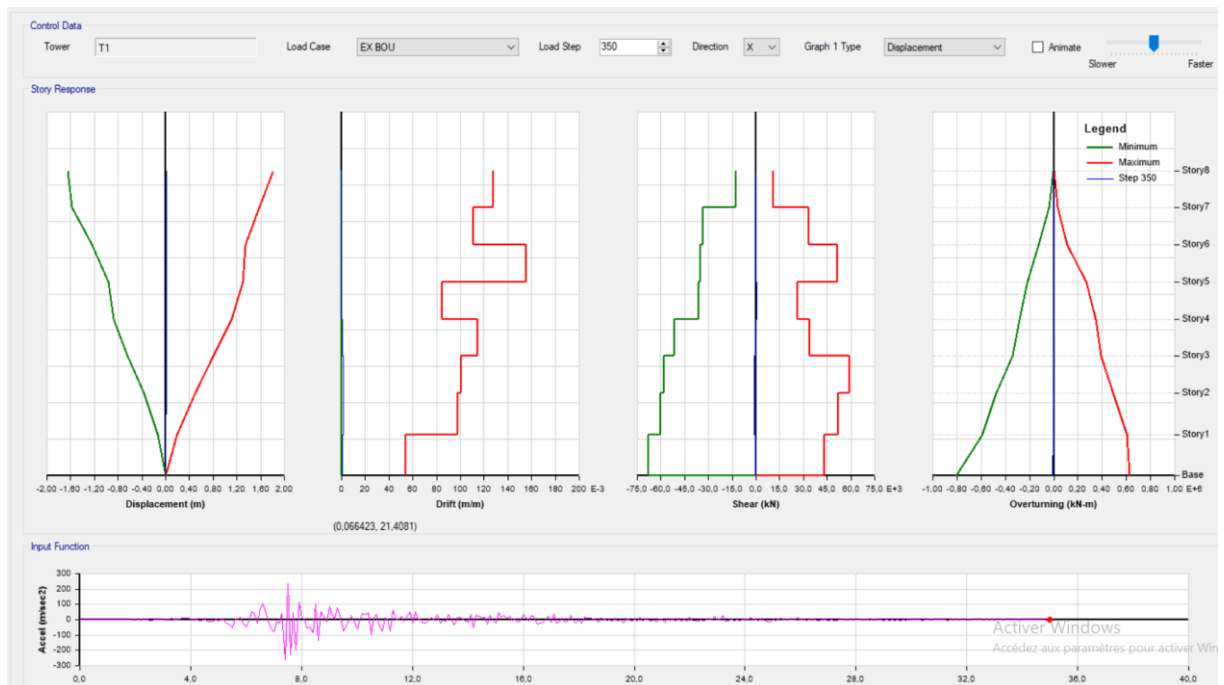


Figure 4.9 résultat de modélisation pour différentes valeurs de sortie par rapport à l'input (accélération de Boumerdes)



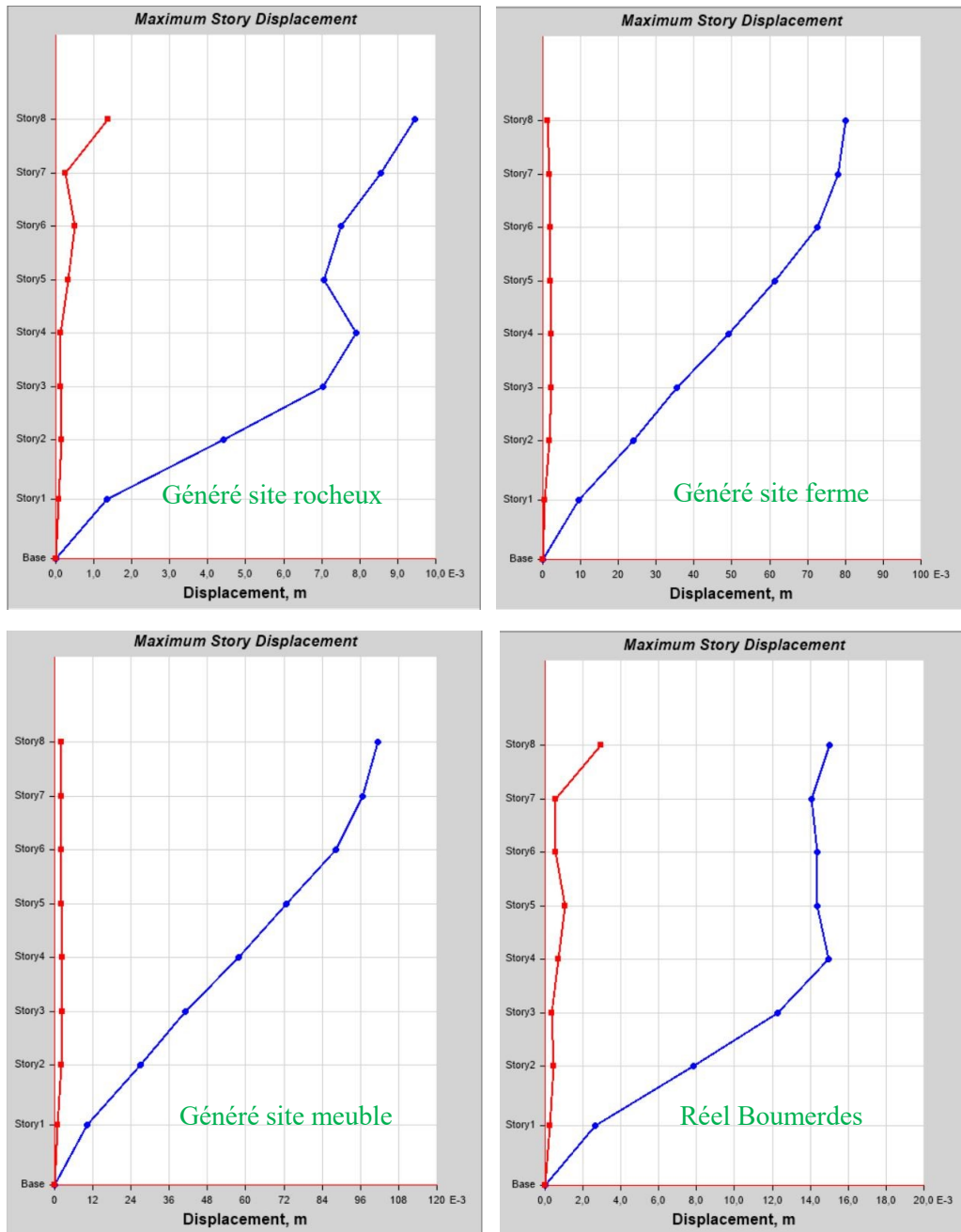


Figure 4.10 Réponse du déplacement des étages selon axe (x-x) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes à la 35ème seconde.



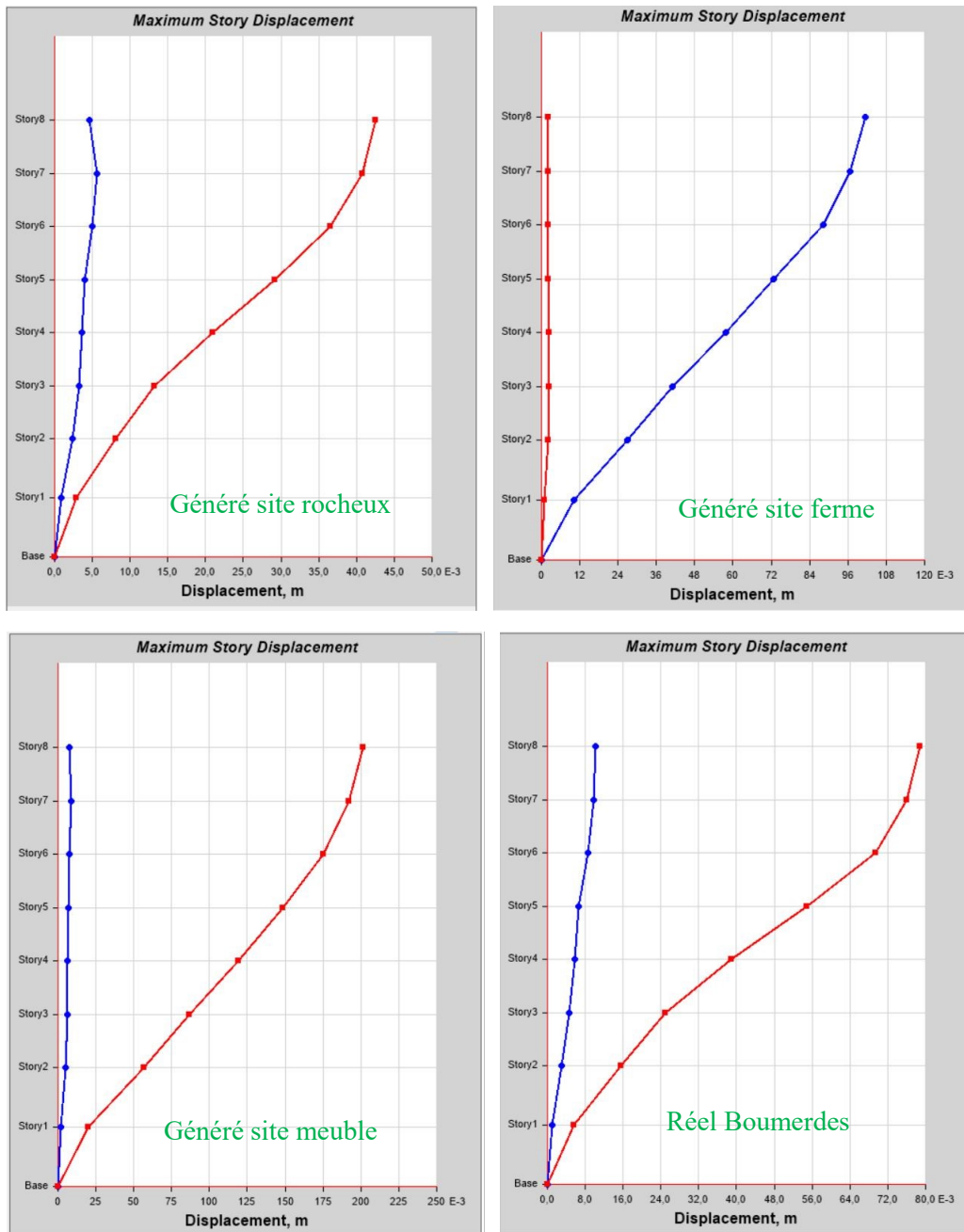


Figure 4.11 : Réponse en déplacement des étages selon axe (y-y) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes à la 35^{ème} seconde.

On note que dans l'analyse modale spectrale l'évolution de la réponse de la structure ne peut pas être estimée en fonction de temps, uniquement la réponse maximale et calculée. Pas d'information sur le temps ou la valeur maximale de la réponse est enregistré, contrairement à la présente méthode (analyse dynamique non linéaire temporelle) là où on peut tracer l'évolution de l'effort tranchant à la base à chaque instant (t), d'où trouve le maximum pour tout l'historique de temps. Les graphes des figures 4.12 et 4.13 représentent l'évolution des efforts tranchants F_x et F_y en fonction de temps. On voit clairement que l'allure générale dépend principalement de la force d'excitation (accélérogramme d'entrée). Le maximum est enregistré à



la 12^{ème} seconde dans la direction (x-x) pour le séisme de Boumerdes et le site rocheux de Bouira. Pour les autres sites (ferme et meuble) le maximum est constaté au 10^{ème} sec.

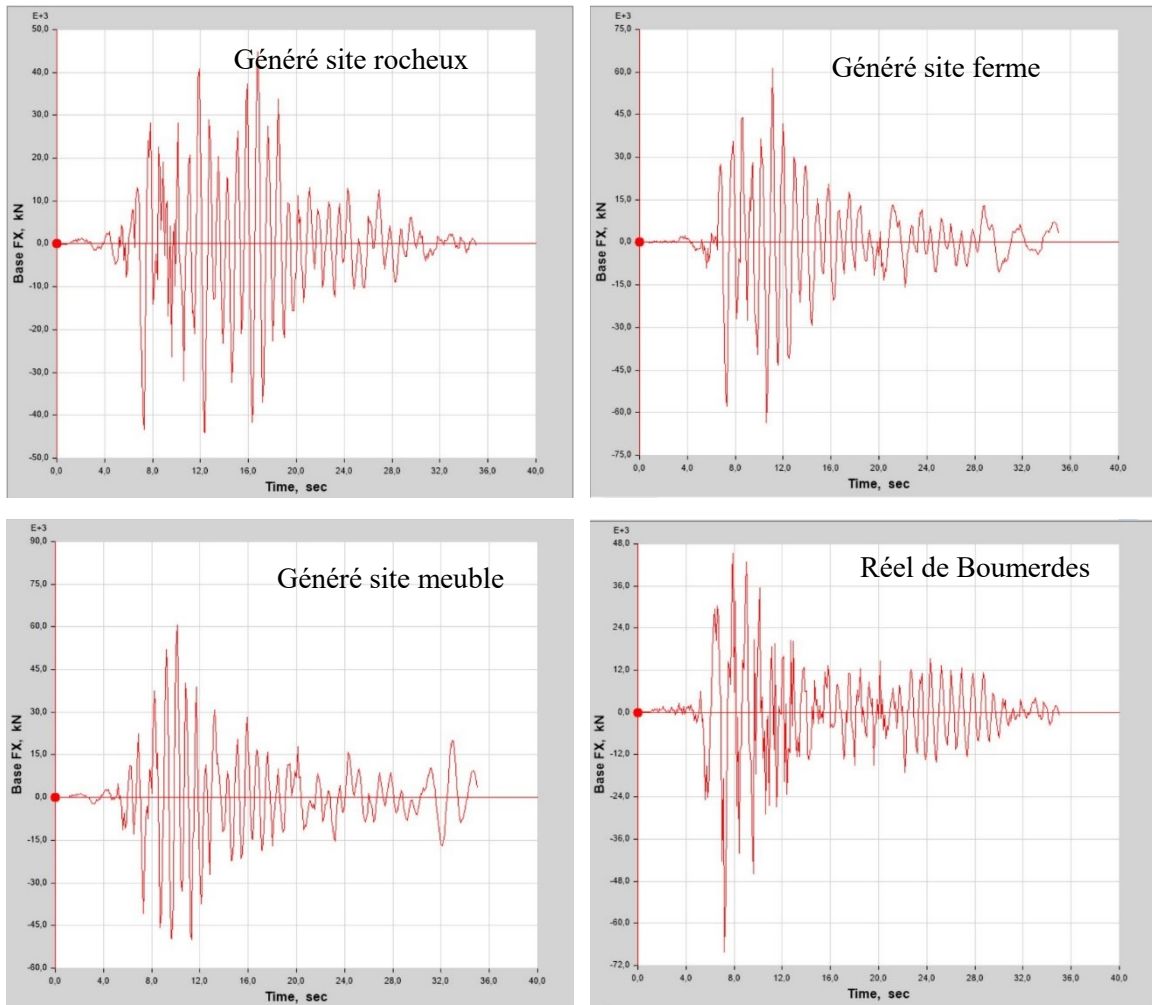


Figure 4.12 La force à la base en fonction du temps selon axe (X-X) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes.

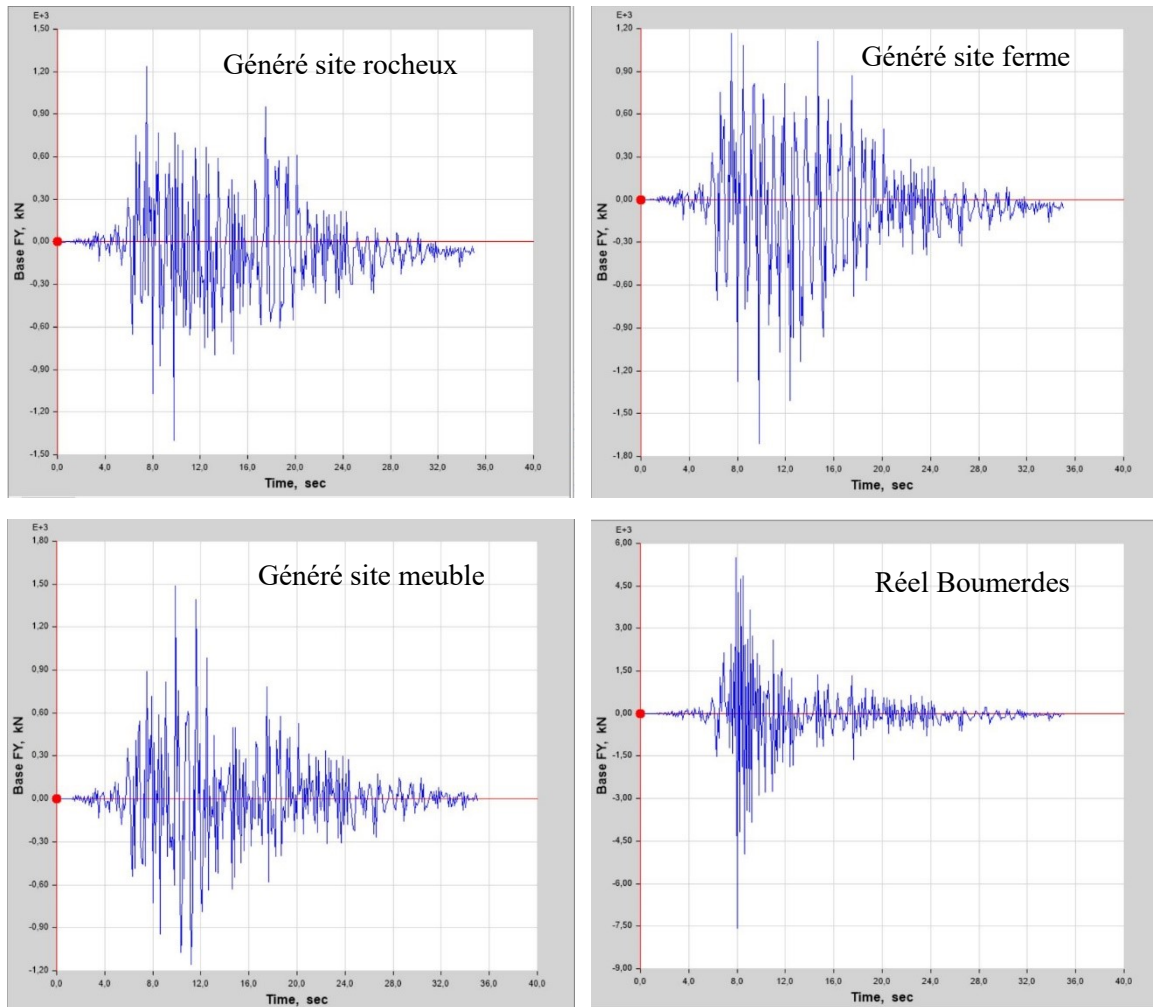


Figure 4.13 La force à la base en fonction du temps selon l'axe (Y-Y) pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui de Boumerdes.

4.16 Discussion des résultats

Les figures 4.14 et 4.15 représentent les déplacements des étages obtenus après le calcul dynamique non linéaire dans le sens (x-x) et (y-y) respectivement pour les trois accélérogrammes générés pour la région de Bouira et celui réel du séisme de 21 mai à Boumerdes.

On remarque que le déplacement du bâtiment dans le sens (x-x) pour le site rocheux généré pour la région de Bouira et celui de Boumerdes (réel) sont similaires avec une valeur maximale de l'ordre de 10mm au sommet. Pour les sites meuble et ferme générés pour la région de Bouira, on constate la même tendance avec une valeur de déplacement importante (de l'ordre de 100 mm) que le site rocheux.



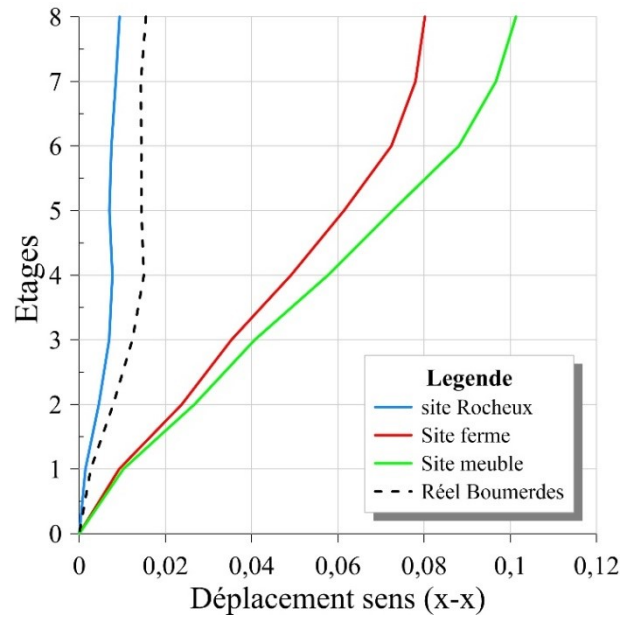


Figure 4.14 comparaison des déplacements des étages obtenus après le calcul dynamique non linéaire dans le sens (x-x) (Nonlinear Time History Analysis)

Cette remarque est constatée aussi dans l'autre direction (x-x) avec un déplacement maximale égale à 8mm pour le séisme de Boumerdes et de 160mm pour le site ferme et 200mm pour le site meuble généré à la région de Bouira.

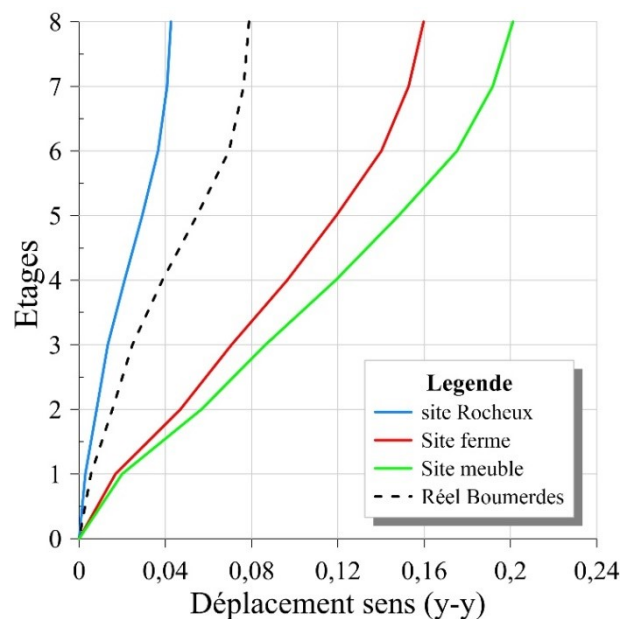


Figure 4.15 comparaison des déplacements des étages obtenus après le calcul dynamique non linéaire dans le sens (y-y) (Nonlinear Time History Analysis)

La figure (4.16) représente la distribution de l'effort tranchant par rapport la hauteur du bâtiment dans les deux sens de calcul considérés. Les quatre lignes du graphe marquent les différentes actions sismiques employées dans la modélisation.



On remarque qu'il y a une similarité dans la distribution de la force pour le site rocheux de Bouira et l'accélérogramme réel de Boumerdes dans les deux directions. La même remarque est constatée pour les sites ferme et meuble.

La valeur maximale de l'effort tranchant est marquée dans la direction (y-y) avec une valeur de l'ordre de 5000 KN alors que la valeur maximale dans l'autre direction est égale à 3500KN.

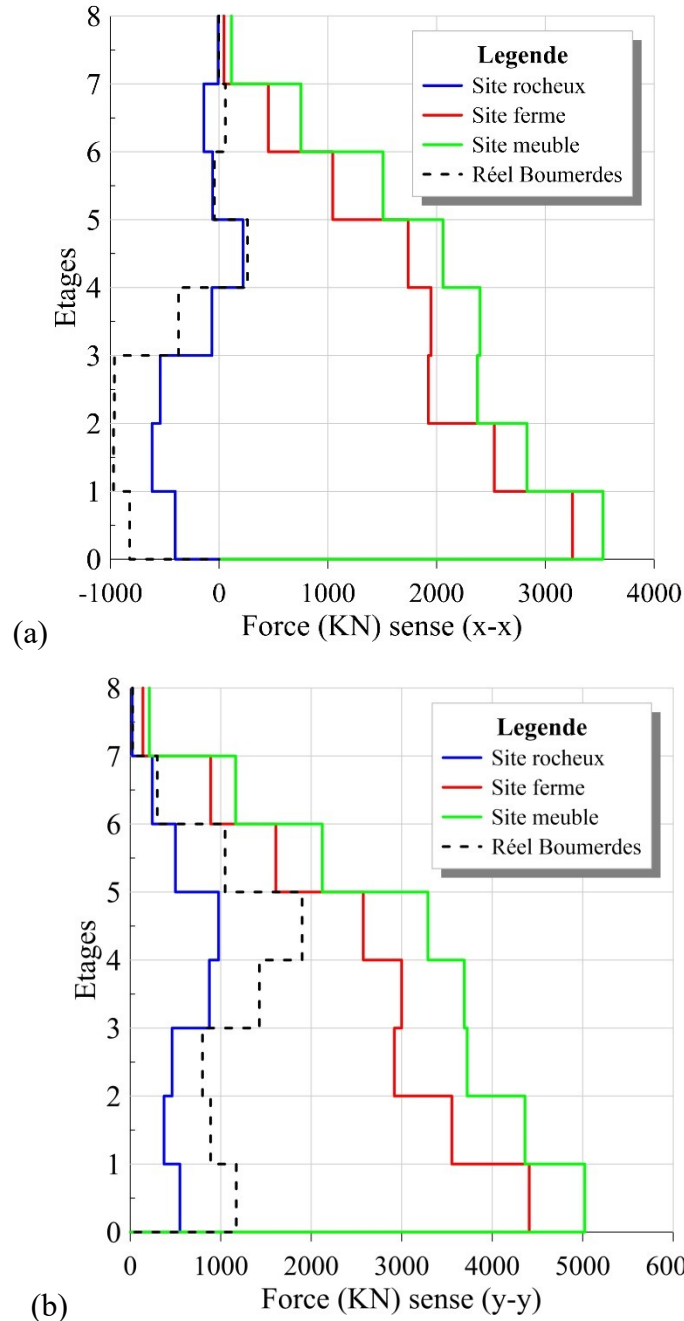


Figure 4.16 Répartition d'effort tranchant à la base dans les deux directions (a) direction (x-x) et (b) direction (y-y) et cela pour les quatre actions sismiques considérés



4.17 Conclusion

A travers cette étude comparative de calcul dynamique par accélérogramme d'un bâtiment sis à Bouira situé dans des sites différents, on conclut que les résultats de l'effort tranchant et du déplacement sont très différentes. La variation de l'effort tranchant est de l'ordre de 500% pour les sites fermes et meubles comparant aux sites rocheux. Et de même pour les déplacements, ils sont de l'ordre de 5 fois par rapport au site rocheux et le site de Boumerdes (accélérogramme de Dar-El-Beida).



Conclusion générale

La détermination des paramètres de mouvement du sol est cruciale car elle permet d'estimer le potentiel désastre des dommages causés par un séisme. Il est également essentiel d'utiliser ces paramètres lors de la conception et du calcul des structures.

Ce mémoire présente une méthode améliorée de génération d'un accélérogramme compatible avec un spectre réglementaire cible. Les mouvements du sol enregistrés ont été ajustés à l'aide d'une ondelette de correction améliorée. Par conséquent, la méthode actuellement utilisée ne nécessite pas de correction de base (correction de base) de l'enregistrement ajusté après chaque passage.

L'application de la présente technique de génération d'accélérogramme garantit la convergence et la stabilité du spectre correspondant. La nouvelle version de *SeismoMatch* (2022) offre la possibilité d'adapter les enregistrements sismiques à une cible pseudo-spectral. Il est possible de déduire que les accélérogrammes obtenus pour la région d'étude (Bouira) peuvent être utilisés pour la conception dynamique non linéaire des futurs projets de construction destinés à l'habitation dans la région de Bouira.

Lors des séismes modérés et forts, les structures peuvent avoir un comportement non linéaire et dissiper une partie de l'énergie sismique par une action inélastique. Pour tenir compte de la capacité d'absorption d'énergie de la structure, les codes sismiques permettent d'utiliser des facteurs de modification de la réponse, appelés coefficient de comportement (R). Lors de ce chapitre on a constaté que pour le même système (1DDL ayant une période fixe) avec la même masse (m) l'énergie d'inertie est variable d'un site à un autre.

A travers de l'étude comparative d'un bâtiment sis à Bouira situé dans des sites différents par la méthode dynamique non linéaire par accélérogramme, on conclut que les résultats de l'effort tranchant et du déplacement sont très différents. La variation de l'effort tranchant est de l'ordre de 500% pour les sites fermes et meubles comparant aux sites rocheux. Et de même pour les déplacements, ils sont de l'ordre de 5 fois par rapport au site rocheux et le site de Boumerdes (accélérogramme de Dar-El-Beida).



Références bibliographique

- Abrahamson N.A., 1992. "Non-stationary spectral matching". *Seismological Research Letters*, Vol. 63, No. 1, p. 30.
- Akiyama,H, 1985. "Earthquake-Resistant limit-state Design for Buildings", University of Tokyo press.
- Al-Atik L., Abrahamson N.A., 2010. "An improved method for nonstationary spectral matching". *Earthquake Spectra*, Vol. 26, No. 6, pp. 601-617.
- Alhamd Farqaleet, Jamia Millia Islamia, 2016. "Dynamic analysis of multi-story RCC building" *International journal of engineering research & technology (IJERT)*, Vol. 3, Issue 3.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010. "Minimum Design loads for buildings and other structures", ASCE/SEI 7-10 Standard, Reston, VA.
- Ancheta, Timothy D., Robert B. Darragh, Jonathan P. Stewart, Emel Seyhan, Walter J. Silva, Brian S. J. S. J. Chiou, Katie E. Wooddell, Robert W. Graves, Albert R. Kottke, David M. Boore, Tadahiro Kishida, and Jennifer L. Donahue. 2014. "NGA-West2 Database". *Earthquake Spectra* 30(3):989–1005.
- Arias, A. 1970. "A Measure of Earthquake Intensity". *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, edited by Hansen. Cambridge, Pp. 438–83.
- ASTM [1985] Cycle counting in fatigue analysis, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 03.01, Designation E1049-85
- Bazzurro, P., and Luco, N., 2006. "Do scaled and spectrum-matched near-source records produce biased nonlinear structural responses", in *Proc. of the 8th U. S. National Conf. on Earthquake Engin.*, San Francisco, California.
- Beldjoudi H., (2011). "Etude de la sismicité du Nord Algerien". Thèse de Doctorat. Université de Tlemcen.
- Benavent-Climent, A., Lopez-Almansa, F., and Bravo-Gonzalez, D. A., 2010. "Design energy input spectra for moderate-to-high seismicity regions based on Colombian earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30, 1129–1148.
- Benjamin J.R., Associates [1988] "A criterion for determining exceedance of the Operating Basis Earthquake," EPRI Report NP-5930, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Bertero, V.V., and Uang, C.M., 1988. "Implications of Recorded Earthquake Ground Motions on Seismic Design of Building Structures", Reserch Report, UCB/EERC-88/13, University of California at Berkeley, Los Angeles, CA.



- Betbeder-Matibet, J. 2003. "Phénomènes Sismiques". Hermes Science Publications.
- Bianchini, M., Diotallevi, P., and Baker, J. W., [2009]. "Prediction of Inelastic Structural Response Using an Average of Spectral Accelerations" 10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR09), Osaka, Japan.
- Boore, David M. and Eric M. Thompson. 2014. "Path Durations for Use in the Stochastic-Method Simulation of Ground Motions". Bulletin of the Seismological Society of America 104(5):2541–52.
- CALIFORNIA SEISMIC COMMISSION, 1996. "Applied Technology Council (ATC-40)", California.
- Campbell K.W., Bozorgnia Y. [2011]" Prediction equations for the standardized version of cumulative absolute velocity as adapted for use in the shutdown of U.S. nuclear power plants", Nuclear Engineering and Design, Vol. 241, pp. 2558–2569.
- Campbell, K. W. (1985). Strong motion attenuation relations : a ten-year perspective. Earthquake spectra, 1(4) :759–804
- Chopra, A.K, 2006. "Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering", 3rd Edition, prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 876 pp.
- Clough, R. W., and Penzien, J., 2003. "Dynamics of Structures", Computers & Structures, Berkeley, CA, 731 pp.
- Decanini, L, D., and Mollaioli, F., 1998. "Formulation of elastic earthquake input energy spectra", Earthquake Engineering and structural Dynamics 27, 1503-1522.
- Decanini, L, D., and Mollaioli, F., 2001. "An energy-based methodology for the assessment of seismic demand", Soil Dynamic and Earthquake Engineering 21, 113-137.
- Etabs, 2018. "Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures", Detailed Tutorial Including Pushover Analysis, Berkeley, California, USA.
- European Committee for Standardization (CEN), 2004. 'Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance', B-1050, Brussels.
- Fajfar P., Vidic T., and Fischinger M., 1994. "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement." Earthquake Engineering & Structural Dynamics 23(5):507–21.
- Fajfar, P., and Krawinkler, H., 1992. 'Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings', Elsevier Applied Science, New York, 316 pp.
- Fajfar, P., and Vidic, T., 1994a. Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 23, 507–521.
- Fajfar, P., and Vidic, T., 1994b. 'Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy', Earthquake Engineering and Structural Dynamics 23, 523–537.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), 2000. "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356, Washington D.C.



- Filiatrault, A. 1996. "Éléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique Des Structures". Éditions de l'École polytechnique de Montréal.
- Gaurav Kapgate, Prof. D. L. Budhlani, 2018. "Nonlinear time history analysis of structure with and without shear wall". International journal of Scientific & Engineering Research (IJSER), Vol.6, Issue 2.
- Guaman J.W. [2010]. Empirical Ground Motion Relationship for Maximum Incremental Velocity, Master's Thesis, University of Notre Dam.
- Gupta, A. K., 1990. Response Spectrum Method in Seismic Analysis and design of Structures, CRC Press, Boca Raton, FL, 181 pp.
- Gutenberg, B. and Richter, C. F., 1942. "Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration," Bull. Seis. Soc. Am. 32(3), 163-191.
- Gutenberg, B. and Richter, C. F., 1956. "Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration (second paper)", Bull. Seis. Soc. Am. 46(2), 105-145.
- Hancock J. and Bommer J. [2005] "The effective number of cycles of earthquake ground motion" Earthquake Engineering and Structural Dynamics; Vol. 34, pp. 637-664.
- Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., McCoy E., Mendis R., 2006. "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets". Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10 pp. 67-89.
- Hanks, Thomas C. and Hiroo Kanamori. 1979. "A Moment Magnitude Scale". in Journal of Geophysical Research B: Solid Earth.
- Housner, G. 1965. "Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault". In 3rd World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand, Pp. V3, 94-112.
- Housner, G. W., 1956. "Limit design of structures to resist earthquakes", in Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, CRC Press, Boca Raton, FL, 181 pp 1-13
- Joyner, W. B. and Boore, D. M. (1988). Measurement, characterization, and prediction of strong ground motion. In Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Proc. Am Soc. Civil Eng. Geotech. Eng. Div. Specialty Conf, pages 27-30
- Kanamori, Hiroo, 1983. "Magnitude Scale and Quantification of Earthquakes". Tectonophysics 93(3-4):185-99.
- Kangle S. R., D. S. Yerudkar, 2020. "Response spectrum analysis for regular multi story structure in seismic zone III" International journal of engineering research & technology (IJERT), Vol. 9, Issue 09.
- Kaul, M. K., 1978. "Spectrum-consistent time-history generation", ASCE J. Eng. Mech. EM4, 781-788.



- Kaushal Vijay Rathod, Sumit Gupta, 2020. “A nonlinear time history analysis of ten story rec building”. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), Vol. 7, Issue 6.
- Kempton, Justin J. and Jonathan P. Stewart. 2006. “Prediction Equations for Significant Duration of Earthquake Ground Motions Considering Site and Near-Source Effects”. Earthquake Spectra 22(4):985–1013.
- Kennedy RP, Short SA, Merz KL, et al. (1984). “Engineering characterization of ground motion. Task I. Effects of characteristics of free-field motion on structural response”, CA: Structural Mechanics Associates Inc.
- Khabou A. et Ghennam Y., 2021. “Calcul du spectre de réponse inélastique à ductilité constante pour le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes”, these master spécialité Structures, département Génie Civil, Université Bouira.
- Kunnath, S. K., and Hu, Q., 2004. “Evaluation of cyclic demand in ductile RC structures”, in Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 290.
- Kuwamura, H., and Galambos, T. V., 1989. Earthquake load for structural reliability, Journal of Structural Engineering 115, 1446–1462.
- Lagaros, Nikos D., Chara Ch. Mitropoulou, and Manolis Papadrakakis. 2015. “Time History Seismic Analysis.” in Encyclopedia of Earthquake Engineering. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, Pp. 3751–67.
- Leelataviwat, S., Saewon, W., and Goel, S. C., 2009. “Applications of energy balance concept in seismic evaluation of structures”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 135, 113–121.
- Lilhanand K., Tseng W.S., 1988. “Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra”. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol II, 819-824.
- Liu, H. and Zhang, Q. (1984). Ground-motion features and earthquake destructiveness. In Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, PrenticeHall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, pages 881
- Lopez-Almansa, F., Yazgan, A. U., and Benavent-Climent, A., 2013. “Design energy input spectra for high seismicity regions based on Turkish registers”, Bulletin of Earthquake Engineering 11, 885–912.
- Malhotra PK. [2002]. “Cyclic-demand spectrum” Earthquake Engineering and Structural Dynamics; Vol. 31, pp. 1441–1457.
- Manfredi, G., 2001. “Evaluation of seismic energy demand”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics journal 30, 485–499.
- McGuire, R.K. (1978) FRISK: Computer Program for Seismic Risk Analysis Using Faults as Earthquake Sources. United States Geological Survey Open-File Report No. 78-1007, U.S. Geological Survey, Washington DC.



- Mrunmayi Gursale, P. S. Patil, 2015. "Comparative parametric study of linear and nonlinear behavior of multi storey structures". International journal of research in engineering & technology (IJRET), Vol. 04, Issue 04.
- Naeim F, 2001."The Seismic Design Handbook". Boston, MA, U.S.A: Kluwer Academic Publishers.
- Nuttli, Otto W., 1979. 'The Relation of Sustained Maximum Ground Acceleration and Velocity to Earthquake Intensity and Magnitude'. US Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Panella D.S., Tornello M.E., Frau C. [2017]. "A simple and intuitive procedure to identify pulse-like ground motions" Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 94, pp. 234-243.
- Preumont, A., 1984. "The generation of spectrum compatible accelerograms for the design of nuclear power plants". Earthquake Eng. Struct. Dyn. 12, 481–497.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., and Kowalsky, M. J., 2007. "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS PRESS, Pavia, Italy, 721 pp.
- Reed, J. W., N. Anderson, N. C. Chokshi, R. P. Kennedy, W. J. Metevia, D. K. Ostrom, and J. D. Stevenson. 1988. "A Criterion for Determining Exceedance of the Operating Basis Earthquake". Final Report. United States.
- Reinhorn, A. M., and Sivaselvan, M., 1999. "Hysteretic Models for Cyclic Behavior of Deteriorating Inelastic Structures", Tech. Rep. MCEER-99-0018, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- RPA99, 2003. "Algerian Earthquake Resistant Regulations". National Center of Applied Research in Earthquake Engineering. Algiers.
- S. Oguz, 2005. "Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures", Phd Thesis, Turkey: Natural And Applied Sciences of The Middle East Technical University.
- Sarma, S. K. and K. S. Yang, 1987. "An Evaluation of Strong Motion Records and a New Parameter A95". Earthquake Engineering & Structural Dynamics 15(1):119–32.
- Steven Lawrence Kramer, 1996. "Geotechnical Earthquake Engineering". 1st edition. edited by Pearson.
- Suarez, L. E., and Montejo, L. A., 2005. "Generation of artificial earthquakes via the wavelet transform". Int. J. Solids Struct. 42, 5905–5919.
- T. K. Datta, 2010. "Seismology". In Seismic Analysis of Structures, edited by J. Wiley, Pp. 1–39.
- Turkish Earthquake Code (TEC), 2018. "Specification for Structures to be Built in Disaster Areas", Ministry of Public Works and Settlement, Government of the Republic of Turkey, Ankara.
- Uang, C. M., and Bertero, V. V., 1990. "Evaluation of seismic energy in structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 19, 77–90.



-
- Von Thun, J. Lawrence. 1988. "Earthquake Ground Motions for Design and Analysis of Dams". *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II-Recent Advances in Ground-Motion Evaluation* 20:463–81.
- Wong, K. F., 2004. "Inelastic seismic response analysis based on energy density spectra", *Journal of Earthquake Engineering* 8, 315–334.
- Wong, K. F., and Yang, R., 2002. "Earthquake response and energy evaluation of inelastic structures", *Journal of Engineering Mechanics* 128, 308–317.
- Zahrah, T. F., and Hall, W. J., 1984. "Earthquake energy absorption in SDOF Structures", *Journal of Structural Engineering* 110, 1757–1773.

