



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A.Mira-BEJAIA
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Magister

Filière : Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème:

**Etude de la propagation du mouvement
sismique dans un dépôt de sol**

Soutenu le :

.....

Présenté par :

M^r BENMAMMAR DJILALI

Membres de jury

M ^r CHELOUAH Nasser	Maître de conférences	Univ. Bejaïa	Président
M ^r KADRI Mohamed	Professeur	Univ. Boumerdes	Rapporteur
M ^r TAHAKOURT A/Kader	Professeur	Univ. Bejaïa	Examineur
M ^r BENDADOUCHE Hocine	Maître de conférences	Univ. Bejaïa	Examineur

Année Universitaire : 2010/2011

RESUME

Le mouvement sismique à la surface libre d'un dépôt de sol provient principalement de la propagation d'ondes de cisaillement (ondes SH) à partir du rocher jusqu'à la surface libre. En général, le dépôt se compose de plusieurs couches ayant des propriétés mécaniques distinctes. Dans le modèle linéaire équivalent qui est le plus utilisé, les couches sont considérées horizontales et gardent un comportement linéaire et élastique durant le calcul de la réponse et les paramètres décrivant le comportement du sol sont réajustés à la fin de chaque itération pendant le calcul. Ce modèle unidimensionnel peut s'avérer insuffisant lorsque les couches ne sont plus horizontales.

Mots clés : Réponse sismique, dépôt de sol, approche linéaire équivalente, spectre de réponse.

ABSTRACT

The earthquake motion on the free surface of a soil deposit is mainly due to the propagation of shear waves (SH waves) from the rock to the free surface. In general, the deposit consists of several layers with different mechanical properties. In the equivalent linear model that is most used, the layers are considered to maintain horizontal and linear elastic behavior during the calculation of the response and the parameters describing the behavior of the soil are adjusted at the end of each iteration during the calculation. This one-dimensional model may be insufficient when the layers are not horizontal.

Keywords: seismic response, soil deposit, equivalent linear approach, response spectrum.

ملخص

حركة الزلزال على سطح الترسب الترايبي رجع ذلك أساسا إلى انتشار موجات القص (موجات SH) من الصخور السطحية إلى السطحية الحرة. بوجه عام، يتكون الترسب الترايبي من عدة طبقات ترسبية ذات خصائص ميكانيكية مختلفة، في المنهج الخطي المتكافئ هذا هو الأكثر استخداما، تعتبر الطبقات الترسبية أفقية للحفاظ على مرونة السلوك الخطي خلال حساب الاستجابة والمعلومات التي تصف سلوك التربة يتم ضبطها في نهاية كل التكرار خلال الحساب. قد يكون هذا نموذج احادي الابعاد قد لا يكون كافي عندما لا تكون الطبقات أفقية.

الكلمات الرئيسية: الاستجابة الزلزالية، الترسب الترايبي، المنهج الخطي المتكافئ، استجابة الطيف.

TABLE DES MATIERES

Table des matières	i
Liste des figures	iv
Liste des tableaux	vii
nomenclature	viii
Introduction générale	1
1. Généralités sur les séismes	3
1.1. Introduction	3
1.2. Origine des séismes	5
1.3. Les ondes sismiques	6
1.4. Données sur les mouvements sismiques	8
1.4.1. Intensité	8
1.4.2. Magnitude	9
1.4.2.1. Magnitude locale de Richter M_L	9
1.4.2.2. Magnitude des ondes de surface M_S	10
1.4.2.3. Magnitude des ondes de love M_b	10
1.4.2.4. Magnitude du moment sismique M_W	11
1.4.2.5. La magnitude de Nuttli, M_n	11
1.4.3. Accélération maximale (PGA)	12
1.4.4. L'intensité Arias I_A	12
1.4.5. La durée totale du mouvement sismique	13
1.4.6. La durée de phase forte	13
1.4.7. Le spectre de réponse	13
1.4.7.1. Spectre de réponse en déplacement	14
1.4.7.2. Spectre de réponse en pseudo-accélération	15

1.4.7.3.	Spectre de réponse en pseudo-vitesse	16
1.4.7.4.	Intensité spectrale I_H	16
1.5.	Facteurs affectant le mouvement sismique	17
1.5.1.	Source et chemin traversé	17
1.5.2.	Magnitude	17
1.5.3.	Distance épacentrale	17
1.5.4.	Direction de la faille	18
1.5.5.	Effet de site	19
2.	Comportement dynamique des sols	22
2.1.	Introduction	22
2.2.	Comportement cyclique du sol	23
2.3.	Courbes $G - \gamma$ et $\xi - \gamma$	23
2.4.	Relations pour déterminer G_{max}	28
2.5.	Relations pour déterminer l'amortissement des sols	32
3.	Modélisation d'une colonne de sol	34
3.1.	Introduction	34
3.2.	Hypothèses liées à notre étude	35
3.3.	Equation de propagation d'onde de cisaillement SH	35
3.4.	Présentation de l'approche linéaire équivalente	36
3.5.	Formulation du problème	37
3.6.	Propagation des ondes de cisaillement harmoniques dans un système unidimensionnel	38
3.7.	Validation de notre programme	42
3.7.1.	Accelerogramme applique à la base	43
3.7.2.	Caractéristiques du profil de sol pour le 1ere cas	43
3.7.3.	Présentation des résultats pour le 1er cas	44
3.7.4.	Caractéristiques du profil de sol pour le 2eme cas	47
3.7.5.	Courbes de réduction	48
3.7.6.	Présentation des résultats pour le 2eme cas	48

4. Application au RPA99	54
4.1. Introduction	54
4.2. Classification des sites selon le RPA 99	54
4.3. Spectre de réponse de calcul règlementaire selon le RPA99	56
4.4. Modélisation d'une colonne de sol pour chaque catégorie de site	58
4.4.1. Courbes de dégradation du sol	58
4.4.2. Accélérogramme appliqué	59
4.4.3. Profils de sol à étudier	59
4.4.4. Présentation des résultats pour un calcul linéaire	61
4.4.4.1. Réponse en accélération des différents profils de sol par un model linéaire	61
4.4.4.2. Calcul des spectres de réponse	68
4.4.5. Présentation des résultats pour un calcul linéaire équivalent	72
4.4.5.1. Réponse en accélération des différents profils de sol par un model linéaire équivalent	72
4.4.5.2. Calcul des spectres de réponse	79
4.4.6. Etude du facteur d'amplification dynamique D	82
4.5. conclusion	86
Conclusion générale	87
bibliographie	89

TABLE DES FIGURES

1.1	Quelques éléments successifs du risque sismique (Tiré de Duval, 1996)	4
1.2	Théorie élastique de Reid	6
1.3	Déformation près de la surface causée par les ondes sismiques.	8
1.4	Relation entre $\log_{10}A$ et R pour le sismomètre Wood-Anderson.	10
1.5	Spectre de réponse en déplacement	15
1.6	Spectre de réponse en pseudo-accélération	15
1.7	Enregistrements typiques d'accélérogrammes en fonction de la distance à l'épicentre	17
1.8	accélération maximale en fonction de la distance source – site	18
1.9	accélération à la surface du site en fonction de l'accélération à la base, type de sol et la profondeur de la base du rocher	19
1.10	Spectres de réponse de Yerba Buena et Treasure Island pour le séisme de Loma Prieta en 1989	20
1.11	Phénomène d'amplification d'un sol stratifié (Tiré de Darendeli, 2001)	21
2.1	schématisation de la réponse d'un sol dans le plan $\tau - \gamma$ lors d'un chargement cyclique	24
2.2	variation du module de cisaillement et de l'amortissement des sables en fonction de la distorsion d'après SEED (1970)	25
2.3	courbes $G - G_{max} - \gamma$ pour différents indice de plasticité de sol (D'après Vucetic & Dobry. 1991)	26
2.4	courbes $\xi - \gamma$ pour différents indice de plasticité de sol (D'après Vucetic & Dobry. 1991)	27
2.5	courbes $G - G_{max} - \gamma$ pour différents indices de plasticité de sol (D'après Sun et al. 1991)	27
3.1	schématisation du model	36
3.2	caractéristiques du profile de sol	38
3.3	Algorithme pour le calcul linéaire équivalent de la réponse d'un site	42
3.4	accélérogramme d'el Centro (1940)	43

3.5	comparaison des réponses en surface libre (accélérations)	44
3.6	comparaison des réponses de la deuxième couche (accélérations)	44
3.7	comparaison des réponses en surface libre (vitesses)	45
3.8	comparaison des réponses de la deuxième couche (vitesses)	45
3.9	comparaison des réponses en surface libre (déplacement)	45
3.10	comparaison des réponses de la deuxième couche (déplacement)	46
3.11	comparaison des accélérations spectrales	46
3.12	comparaison des vitesses spectrales	47
3.13	comparaison des déplacements spectraux	47
3.14	courbes de réduction utilisée pour la première couche	48
3.15	courbes de réduction utilisée pour la deuxième couche	48
3.16	comparaison des réponses en surface libre (accélérations)	49
3.17	comparaison des réponses de la deuxième couche (accélérations)	49
3.18	comparaison des réponses en surface libre (vitesses)	49
3.19	comparaison des réponses de la deuxième couche (vitesses)	50
3.20	comparaison des réponses en surface libre (déplacement)	50
3.21	comparaison des réponses de la deuxième couche (déplacement)	50
3.22	comparaison des accélérations spectrales	51
3.23	comparaison des vitesses spectrales	51
3.24	comparaison des déplacements spectraux	52
4.1	Spectre de réponse élastique normalisée pour les 4 types de sites d'après RPA99	58
4.2	enregistrement de Dar Beida du séisme de 21 mai 2003	59
4.3	Réponse linéaire du profil de sol type S2 composante NS	61
4.4	Réponse linéaire du profil de sol type S2 composante EW	62
4.5	Réponse linéaire du profil de sol type S3 composante NS	63
4.6	Réponse linéaire du profil de sol type S3 composante EW	64
4.7	Réponse linéaire du profil de sol type S4 composante NS	65
4.8	Réponse linéaire du profil de sol type S4 composante EW	66
4.9	Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante NS	68
4.10	Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante EW	68
4.11	Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante NS	69
4.12	Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante EW	69
4.13	Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante NS	70
4.14	Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante EW	70

4.15	Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S2 composante NS	72
4.16	Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S2 composante EW	73
4.17	Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S3 composante NS	74
4.18	Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S3 composante EW	75
4.19	Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S4 composante NS	76
4.20	Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S4 composante EW	77
4.21	Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante NS	79
4.22	Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante EW	79
4.23	Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante NS	80
4.24	Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante EW	80
4.25	Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante NS	81
4.26	Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante EW	81
4.27	Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S2 composante NS	83
4.28	Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S2 composante EW	83
4.29	Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S3 composante NS	84
4.30	Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S3 composante EW	84
4.31	Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S4 composante NS	85
4.32	Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S4 composante EW	85

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Valeurs de k en fonction de I_p (d'après HAR 72)	28
2.2	Relation empiriques pour estimer G_{max} des sols naturels	30
2.3	relation empiriques pour estimer G_{max} des sols remaniés	31
2.4	valeurs représentatives de ξ_{max}	33
3.1	caractéristiques du profil de sol (1 ^{er} cas)	43
3.2	récapitulation des valeurs maximales pour un calcul linéaire	46
3.3	caractéristiques du profil de sol (2 ^{eme} cas)	47
3.4	récapitulation des valeurs maximales pour un calcul linéaire	51
3.5	variation de G pour chaque itération	52
3.6	variation de ξ pour chaque itération	53
4.1	Classification des sites selon le RPA 2003	55
4.2	valeurs de T_1 et T_2 pour chaque classe de sols	57
4.3	Caractéristiques du profil de sol classe S2	60
4.4	Caractéristiques du profil de sol classe S3	60
4.5	Caractéristiques du profil de sol classe S4	60
4.6	valeurs maximales obtenues en toit des couches de chaque profil (cas 1)	67
4.7	valeurs maximales obtenues en toit des couches de chaque profil (cas 2)	78

NOMENCLATURE

symboles	définitions
V_p	Vitesse de propagation des ondes de compression
V_s	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
V_{LR}	Vitesse de propagation des ondes de Love et Rayleigh
ν	Coefficient de poisson
G	Module de cisaillement
G^*	Module de cisaillement complexe
ρ	Masse volumique du sol
η	viscosité dynamique
E	Module de Young
ξ	Amortissement critique
γ	Déformation de cisaillement
u	Déplacement horizontal
t	Temps
z	Profondeur
∂	Operateur de dérivée partielle
k	Nombre d'onde complexe.
ζ	Contrainte de cisaillement
α	Impédance complexe.
h	Épaisseur
T	Période propre
S_A	Spectre de réponse en pseudo-accélération
S_V	Spectre de réponse en pseudo-vitesse
S_D	Spectre de réponse en déplacement
D	Facteur d'amplification dynamique
q_c	Résistance de pointe
P_L	Pression limite
q_u	Résistance en compression simple
E_p	Module pressiométrique

INTRODUCTION GENERALE

Les séismes, sont des phénomènes complexes et dangereux qui causent des dégâts humains et matériels et ils ont des effets importants sur l'activité économique d'un pays ou d'une région. Cette activité est fonction des actifs économiques dont dispose le pays ou la région concernée par le tremblement de terre. Les séismes ont déjà fait des milliers de morts et de blessés, des personnes sans domicile et des villes entières furent endommagées. Au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont amplifiés, et leurs conséquences se sont avérées catastrophiques. Ainsi plusieurs pays dans le monde entier dont l'Algérie, se trouvent confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages pour faire face à ces phénomènes dévastateurs.

Les sollicitations dynamiques qu'un séisme engendre sont diverses, dans la pratique l'étude de la réponse dynamique d'une structure à un séisme oblige l'ingénieur à connaître en premier lieu les caractéristiques mécaniques et dynamiques du sol et l'histoire de la propagation de l'onde sismique de la fracture jusqu'à la surface libre du sol.

Les caractéristiques des mouvements de sol pendant un tremblement de terre à un emplacement donné sont fortement influencées par les conditions locales du site telles que la nature et le type du sol et l'épaisseur des couches constitutives de ce dernier. Ces conditions de site sont généralement la cause majeure de l'amplification des mouvements sismiques. L'évaluation de la réponse d'un site est l'une des problématiques cruciales dans l'ingénierie antisismique. Les ingénieurs dans la pratique comptent sur l'analyse de la réponse dynamique du sol à la surface libre d'un site donné, en tenant compte du comportement non linéaire du sol à des sollicitations cycliques.

Ce présent travail consiste en l'étude de la réponse sismique d'un dépôt de sol multicouche avec la prise en compte du comportement cyclique du sol au cours de l'excitation sismique, le profil de sol sera modélisé comme une colonne verticale constituée d'un nombre de couche considérées horizontalement infinie reposant sur un substratum rocheux, pour le calcul de la réponse sismique on a utilisé la méthode linéaire équivalente qui est une méthode fréquemment utilisée dans la majorité des codes de calcul de la réponse dynamique d'un dépôt de sol tels que (SHAKE, QUAKE, DEEPSOIL, STRATA).

Pour se faire on a développé un programme sous MATLAB pour la méthode linéaire équivalente qui nous permet de calculer la réponse dynamique d'un dépôt de sol multicouche et le calcul des spectres de réponse en tout de chaque couche du profil.

Chapitre 1

Généralités sur les séismes

1.1. Introduction

Les séismes engendrent des vibrations dans le sol, pouvant entraîner sa rupture ou sa liquéfaction et génèrent des mouvements horizontaux et verticaux . Le tremblement de terre de 1971 à San Francisco a fortement endommagé le réseau routier et tout particulièrement les ponts. De plus, l'analyse des dégâts causés par le séisme du Saguenay en 1988 a permis de mettre en évidence des phénomènes d'amplification du signal sismique dus aux caractéristiques des sols. Par ailleurs il a été remarqué que les régions situées sur des sols meubles ont été plus touchées par le séisme que celles situées sur du roc, et ce, quelle que soit la distance à l'épicentre. À la lumière de ces deux points il convient donc de s'intéresser au rôle des sols quant à la vulnérabilité sismique des constructions. En effet, l'analyse de vulnérabilité sismique ne peut se limiter à la seule étude dynamique de la structure [Fig. 1.1]. Donc il faut mettre en évidence les connaissances actuelles, d'une part pour les mécanismes d'apparition des séismes, d'autre part pour la dynamique des sols, et enfin en ce qui concerne la vulnérabilité sismique des constructions [1].

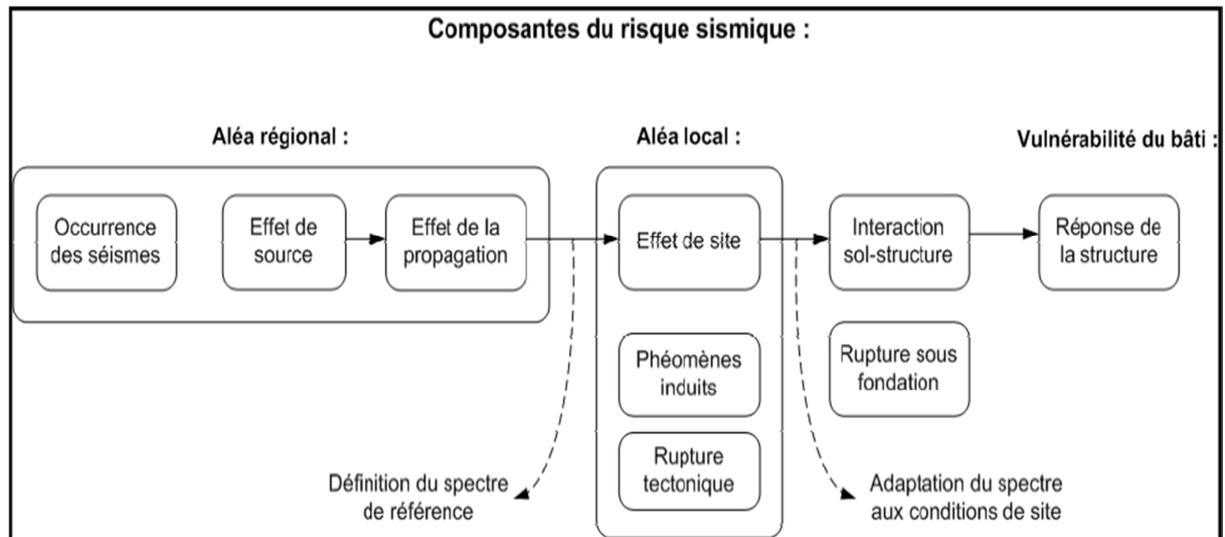


Figure 1.1 Quelques éléments successifs du risque sismique (Tiré de Duval, 1996)

Dans la plupart des régions sismique, l'adoption des techniques visant à réduire les risques liés aux tremblements de terre apparaît comme très ancienne. Pour mieux se protéger contre ces évènements, les spécialistes du domaine du bâtiment ont vu la nécessité de faire appel à d'autres disciplines tel que le génie parasismique pour la compréhension des particularités de l'action sismique. Il est bien nécessaire de de bien comprendre les phénomènes des tremblements de terre qui sont l'origine des forces d'inerties qui se développent dans les structures et le sol [2].

Le calcul parasismique d'un ouvrage dépend tout d'abord du degré d'activité sismique de la région considérée. Plusieurs aspects sismologiques influencent le travail de l'ingénieur en structure. Parmi ceux-ci, on note :

- La distribution des sources sismotectoniques affectant le site de l'ouvrage ;
- Les mécanismes de rupture de chacune de ces sources ;
- L'activité sismique des sources en ce qui concerne la récurrence des magnitudes ;
- L'intensité de vibration au sol émanant de ces sources

1.2. Origine des séismes

Dans les régions sismiques, l'adoption de techniques de construction est conditionnée par la considération du risque sismique de la région, l'action sismique consiste en un mouvement vibratoire et aléatoire du sol de fortes amplitudes dont l'étude passe par la compréhension des mécanismes responsable de sa naissance. On admet généralement que les séismes peuvent s'expliquer par la théorie tectonique des plaques terrestres, d'après cette théorie proposée dans les années 60, la croûte terrestre est formée d'une dizaine de plaques de grande importance qui flottent sur un noyau visqueux. Les continents et les océans reposent sur ces plaques. Selon cette théorie, tous les continents étaient à l'origine reliés et ont commencé à se déplacer il y a environ 200 millions d'années. Ces plaques bougent de 1 à 15 cm par année. En général, on note trois types de mouvement [2]:

- Mouvement latéral : une plaque se déplace latéralement par rapport à une autre ;
- Mouvement divergent : une plaque s'éloigne d'une autre, ce qui forme une tranchée océanique ;
- Mouvement de subduction: deux plaques convergent, ce qui force l'une à s'enfoncer sous l'autre.

Selon cette théorie les séismes surviennent principalement aux frontières de ces plaques et se produisent lorsque la résistance du roc est atteinte créant ainsi une fracture. On peut estimer le taux d'accumulation d'énergie à la frontière de deux plaques (faille), mais on ne peut savoir quand cette énergie sera dissipée. La prédiction des tremblements de terre est encore au stade embryonnaire [2].

À la suite du séisme de 1906 à San Francisco, H.F. Reid a proposé une explication de la cause immédiate d'un tremblement de terre, connue sous le nom de la théorie élastique de Reid, celle-ci pose en principe qu'une faille ne peut bouger tant que des contraintes substantielles ne s'accumulent pas de chaque côté. Ces contraintes s'accumulent par le mouvement graduel de la croûte terrestre. Une distorsion apparaît alors dans le roc, mais la faille maintient sa position originale. Lorsque l'accumulation des contraintes dépasse la résistance du roc, la croûte terrestre reprend soudainement une position libre, sans contraintes. Ce relâchement de la croûte terrestre engendre une dissipation d'énergie soudaine sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes se propagent à travers le globe dans toutes les directions, causant ainsi un tremblement de terre.

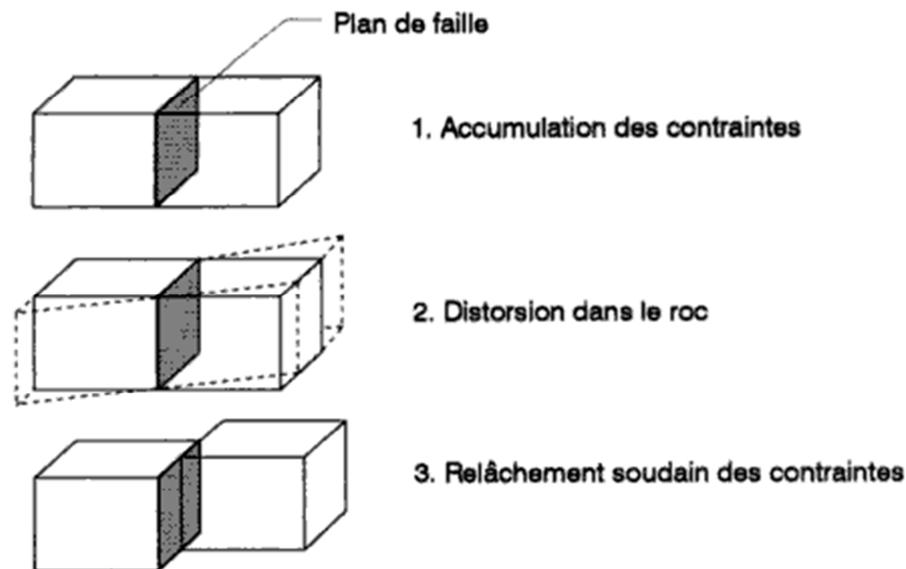


Figure 1.2 Théorie élastique de Reid

1.3. Les ondes sismiques

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer (hypocentre) le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, ce point se situe à une profondeur variant de quelques kilomètres jusqu'à 100 km, alors que l'épicentre c'est le point localisé verticalement au-dessus du point focal à la surface du sol. La profondeur focale c est la distance verticale entre l'hypocentre et l'épicentre.

Les différentes ondes sismiques produites par un tremblement de terre sont divisées en deux types, ondes de volume qui se propagent à l'intérieur de la croûte terrestre et ondes de surface, celle se propageant à la surface du sol [2].

On distingue deux types d'ondes de volume, Ondes primaires (P) des ondes de tension et de compression se propageant dans la direction du front d'ondes, et les ondes secondaires (S) de cisaillement se propageant dans la direction perpendiculaire au front d'ondes.

Les ondes de volume peuvent être décrites par l'équation de Navier pour un milieu infini, homogène, isotrope et élastique en l'absence des forces de volume. Les vitesses de

propagation de des ondes P et de S dans un milieu élastique isotrope avec la une densité ρ , dénoté comme V_p et V_s respectivement, sont comme suit [3] :

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (1.1)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (1.2)$$

Ou ν est le coefficient de poisson, et E le module de Young du milieu élastique. Le rapport entre les vitesses de propagations des ondes P et S est donne comme suit [3]:

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1+\nu)}} \quad (1.3)$$

Pour les sols ordinaire, les valeurs de ν varie entre 0,30 et 0,50 et $0 \leq V_s \leq 0,53V_p$

Les équations (1.2) et (1.3) peuvent être utilisées pour la localisation en temps et en espace la source d'un tremblement de terre [3].

On distingue aussi deux types d'ondes de surface, Ondes de Rayleigh (ondes verticales) et les Ondes de Love (ondes horizontales).

Les ondes primaires sont généralement à haute fréquence et les premières à atteindre une structure. Les ondes secondaires sont à plus basse fréquence, mais possèdent de plus grandes amplitudes et sont responsables de la grande majorité des dommages aux bâtiments. L'amplitude des ondes de volume (primaire et secondaires) se dissipe proportionnellement à $(1/d)$, ou d et la distance de l'hypocentre. L'amplitude des ondes de surface (Rayleigh et love) se dissipe proportionnellement à $(1/\sqrt{d})$. Les ondes de surface se propagent donc sur une plus grande distance [2].

La vitesse de propagation des ondes de Love et de Rayleigh est notée V_{LR} et donnée par l'équation (Bolt, 1999) suivante :

$$V_{LR} \approx 0,92V_s \quad (1.4)$$

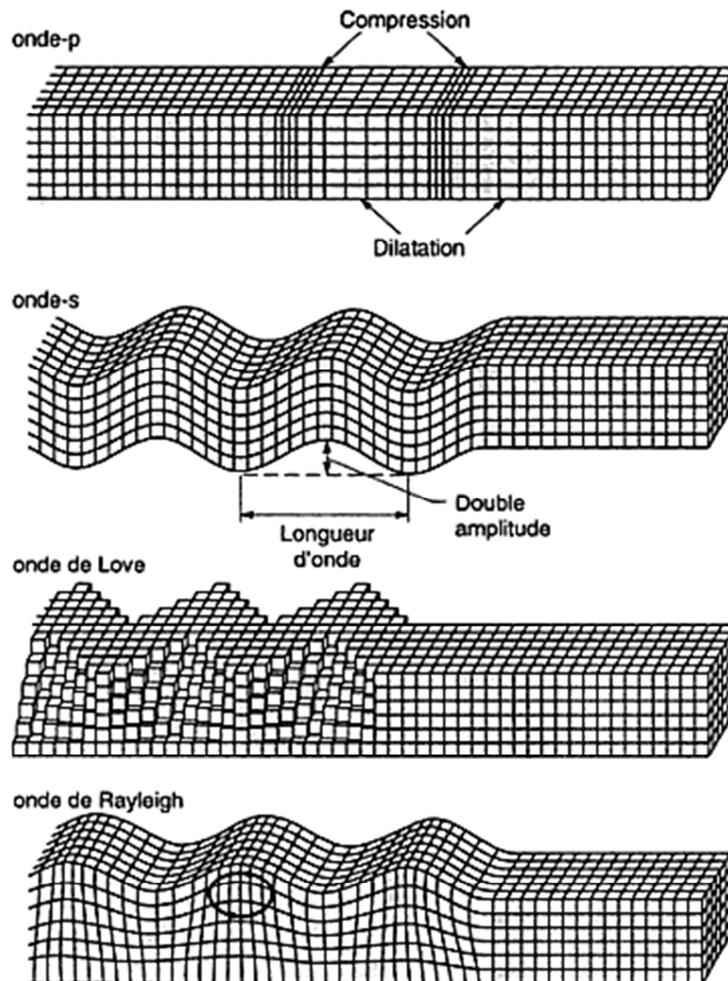


Figure 1.3 Déformation près de la surface causée par les ondes sismiques.

1.4. Données sur les mouvements sismiques

1.4.1. Intensité

En 1902, un sismologue italien (G. Mercalli) a introduit une échelle d'intensité, cette échelle a été modifiée par la suite par des sismologues californiens (H.O. Wood et F. Neumann, 1931) afin de mieux l'adapter aux techniques modernes de construction. Connue sous le nom d'échelle de Mercalli modifiée (I_{MM}), en 1964 des sismologues européens (Medvedev, Sponheuer et Karnik) ont créé l'échelle MSK qui est utilisée en Europe, elle comporte 12 degrés note généralement en chiffre romain et ne diffère guère de l'échelle (I_{MM}). Ces deux échelles nous donnent un récit subjectif de l'ampleur local des dégâts et ne sont pas des mesures scientifique du mouvement de sol, entre autre elles sont fonction de la distance de l'épicentre et de la qualité de la construction du site considéré [2].

1.4.2. Magnitude

Au début des années 30, C.F. Richter, professeur de géophysique au (California Institute of Technology), cherchait une méthode rationnelle pour décrire la dimension relative d'un séisme par rapport à un autre ; à l'époque, on utilisait seulement les échelles d'intensité. Il a adopté le sismomètre de torsion développé par H.O. Wood et J. Anderson pour approfondir son concept. Cet instrument possède une période naturelle de 0,8 s, un amortissement critique de 80 % et une amplitude statique des ondes de 2800. L'amplification et le rapport entre l'amplitude lue sur le sismogramme et l'amplitude réelle du mouvement de sol. Pour construire son échelle de magnitude, Richter (1935) a considéré la relation entre l'amplitude maximale de l'instrument A et la distance de l'épicentre R . Il a observé que les courbes $\log_{10}A$ vs R sont essentiellement parallèles pour deux séismes quelconques. Il a choisi une courbe particulière qu'il a appelé le séisme de référence. Il a alors défini la magnitude locale d'un séisme par la différence entre son amplitude et l'amplitude du séisme de référence (Richter, 1958) [2].

1.4.2.1. Magnitude locale de Richter M_L

La magnitude M_L mesure l'amplitude spectrale du mouvement au sol dans une plage de fréquences de 1 à 5 Hz. Plusieurs modifications ont été faites suite aux travaux initiaux de Richter qui ont mené à une variété d'échelles de magnitude se basant sur différents types d'ondes sismiques et différentes plages de fréquences, la valeur de la magnitude d'un séisme n'est pas unique et dépend du type d'ondes considéré. En plus de la magnitude locale utilisée presque uniquement en Californie, elle est exprimée par l'équation suivante [2] [4] :

$$M_L = \log_{10}A - \log_{10} A_0 \quad (1.5)$$

A = Amplitude en mm lue sur le sismogramme généré par le sismomètre Wood-Anderson

A_0 = Amplitude en mm du séisme de référence pour la même distance de l'épicentre.

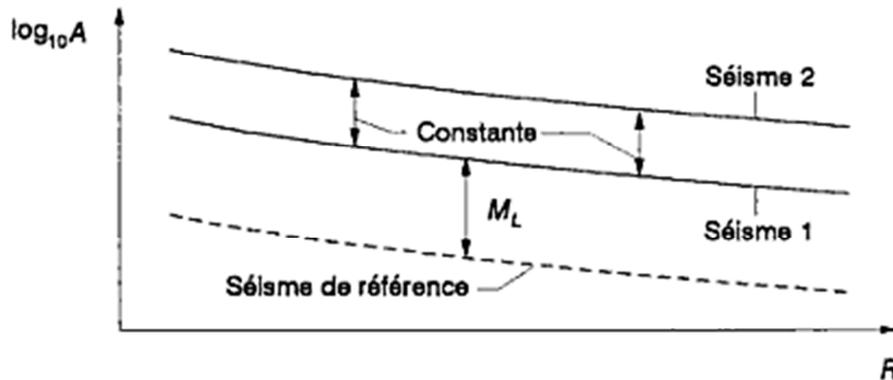


Figure.1.4 Relation entre $\log_{10}A$ et R pour le sismomètre Wood-Anderson.

1.4.2.2. Magnitude des ondes de surface M_s

C'est une mesure des amplitudes des ondes de Love et de Rayleigh, avec une période de 20 second et une longueur d'onde d'environ 60 kilomètres, qui sont communs pour des tremblements de terre très éloignés, par exemple où l'épicentre est situé à plus de 2 000 kilomètres. M_s est employé pour de grands tremblements de terre. Cependant, il ne peut pas être employé pour caractériser les séismes profonds et faibles. Cette limitation est due aux caractéristiques des ondes de love et de Rayleigh. Le rapport entre l'amplitude A , la période T , la distance Δ et le M_s est donné par [3] [4] :

$$M_s = \log\left(\frac{A}{T}\right) + 1.66 \log(\Delta) + 3.3 \quad (1.6)$$

ou Δ = Mesurée en degré

A = amplitude en microns

T = Période en second

1.4.2.3. Magnitude des ondes de love M_b

Propose par Gutenberg en 1945 pour des tremblements de terre très profonde, cette échelle se base sur l'amplitude des ondes primaire, pour une fréquence de 1Hz, enregistrées à des distances de l'hypocentre de plus de 2 000 km [2].

$$M_b = \log_{10}\left(\frac{A}{T}\right) + \sigma(\Delta) \quad (1.7)$$

Avec $\sigma(\Delta)$ une fonction de la distance épacentrale, A est l'amplitude maximale mesurée, et T est la période dominante du signal

1.4.2.4. Magnitude du moment sismique M_W

Cette mesure de la dimension (l'énergie dégagée) d'un séisme est beaucoup plus récente. Le moment sismique est : la rigidité du roc, multipliée par la surface de rupture, multipliée par la longueur de rupture [2] [4].

$$M_0 = G \times S \times A \quad (1.8)$$

M_0 = Moment sismique

G = Module de cisaillement du roc

S = Longueur de rupture moyenne

A = Surface de rupture

La magnitude du moment sismique est donnée par la relation suivante :

$$M_W = 0.67 \log(M_0) - 1.70 \quad (1.9)$$

1.4.2.5. La magnitude de Nuttli, M_n

Proposée par O.W. Nuttli (1973), utilisée par la commission géologique du Canada. Cette échelle se base sur l'amplitude maximum des ondes de surface de Rayleigh à une fréquence de 1 Hz [2].

$$M_n = -0,1 + 1,66 \log_{10} R + \log_{10} \frac{A}{KT} \quad (1.10)$$

R = Distance à l'épicentre (km)

A = Amplitude lue sur le sismogramme

K = Amplitude du sismomètre utilisé (x 1000)

T = Période naturelle du sismomètre utilisé (s)

La magnitude de Nuttli est valable pour des distances de l'épicentre supérieures à 50 km et pour des instruments ayant une période naturelle inférieure à 1,3 s.

D'autres échelles de magnitudes existent ; elles sont habituellement basées sur les amplitudes maximum A de certaines ondes enregistrées par des sismographes. La corrélation générale entre la grandeur M et A est comme suit (Reiter, 1990) [5]:

$$M = \log_{10}(A) + f(d, h) + C_S + C_R \quad (1.11)$$

$f(d, h)$ et une fonction de la distance épacentrale d et la profondeur de hypocentre h

C_S Est une correction due aux effets de la station

C_R Est une correction due aux effets régionaux

1.4.3. Accélération maximale (PGA)

La valeur de l'accélération maximale en surface (Peak Ground Acceleration) est le premier paramètre qui sert de base à la classification des enregistrements, d'où de nombreuses études visant à trouver des corrélations entre ce terme et les dommages observés. On la retrouve en dynamique de sols dans la prévision d'un risque de liquéfaction [5]. Ce facteur ne peut représenter à lui seul le pouvoir destructeur d'un séisme sur un site car on a observé des séismes de niveau élevé ne donnant pas suite à des dommages importants. Inversement certains séismes de faibles accélérations ont produit des destructions massives intuitivement on peut penser que le paramètre de niveau n'est pas suffisant. En effet, si des niveaux faibles de sollicitations sont maintenus longtemps, leur effet pourrait se révéler catastrophique.

Afin de compléter la connaissance du mouvement, il est nécessaire d'introduire ici une autre idée, celle de durée pendant laquelle se produit la secousse.

1.4.4. L'intensité Arias I_A

Il est adapté pour quantifier le potentiel destructeur d'un enregistrement puisqu'il contient dans sa définition, et l'influence du niveau d'accélération, et l'influence de la durée de sollicitation. Il rend compte de l'énergie sismique présente sur un site qui est bien à l'origine de l'endommagement d'une structure. On trouve ici la justification de son emploi étendu pour déterminer une durée représentative des effets destructeurs d'un séisme. ARIAS (1970) a défini I_A comme [6]:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} \Gamma^2(t) dt \quad (1.12)$$

Avec

t_f Durée totale de l'enregistrement,

$\Gamma(t)$ Valeur de l'accélérogramme.

L'intensivité Arias connaît un regain d'intérêt : à partir d'enregistrements réels de surface, KAYEN et MITCHELL (1997) ont calculé l'intensité Arias correspondant à un mouvement sismique bidirectionnel et ont pu ainsi remonter au facteur de sécurité des couches sous-jacentes vis-à-vis du risque de liquéfaction. Par ailleurs, l'intensité Arias semble raisonnablement corrélée aux dommages observés sur des structures (EPRI, 1988) [6].

1.4.5. La durée totale du mouvement sismique

Ce terme est lié au seuil de déclenchement des appareils (souvent 0.01g) et n'a donc pas réellement un sens physique. De plus, on constate que seule une portion de l'accélérogramme ayant une amplitude relativement forte, induira un effet majeur sur un système quelconque, la portion de faible mouvement semble alors un paramètre pertinent car ayant une signification physique [6].

1.4.6. La durée de phase forte

Elle est liée à la durée qui s'est écoulée entre la première et dernière excursion au-dessus d'un niveau d'accélération fixe. Elle est due aux travaux d'AMBRASEYS et SARMA (1967) qui ont utilisé un seuil de 0.03g, puis reprise par différents auteurs avec des seuils différents : 0.05g, ou définis comme des pourcentages de l'accélération maximale [6].

1.4.7. Le spectre de réponse

Le spectre de réponse élastique d'un signal donne une vision non plus temporelle du mouvement sismique mais une vision fréquentielle [6]. Il est élaboré à partir de la réponse maximale d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique en terme de déplacement, de vitesse ou d'accélération, exprimée en fonction de sa période propre, de sa pulsation propre ou bien de sa fréquence propre. En général, le spectre de réponse dépend de l'excitation sismique, du taux d'amortissement critique, de la loi de comportement et de la ductilité des structures étudiées. Pour le dimensionnement d'une structure, la connaissance de la variation temporelle de l'effort n'est pas obligatoirement nécessaire et seule la valeur maximale de cette grandeur est requise, L'introduction de la notion de spectre de réponse de la sollicitation $\ddot{U}(t)_{sol}$ permet d'accéder directement à cette grandeur. Si on a une réponse $U(t)$ d'un oscillateur de période T_1 et le taux d'amortissement ξ_1 , une valeur maximale du déplacement de la masse intervient à l'instant t_{max} , et vaut U_{max} , il est possible de répéter l'opération précédente pour une collection d'oscillateurs de période T et de pourcentages

d'amortissement critiques variables. Pour chaque réponse on ne retient que la valeur maximale du déplacement [7]. La synthèse de ces spectres (déplacement, pseudo-vitesse, pseudo-accélération) est apportée par une représentation tri-logarithmique des différents résultats. Le spectre de réponse le plus employé est celui en pseudo-accélération car relié à la force élastique développée dans le système [6].

Si l'on possède un nombre suffisant d'enregistrements liés à un séisme, on peut définir un spectre qui sera le reflet fréquentiel du séisme en question. Cependant, pour une région donnée, deux séismes distincts pourront donner des spectres de réponse bien dissemblables. En définitive, il est impossible de prévoir le spectre de réponse d'un séisme à venir sur un site donné. Ainsi les organismes normatifs ont-ils proposé des spectres dit standards (spectres de calcul) en pseudo-accélération qui donneront une solution partielle à cette carence.

Pour leur élaboration, on a retenu, à chaque abscisse f , l'ordonnée correspondant à la moyenne des réponses maximales de différents enregistrements (représentatifs de séismes distincts) augmentée de leur écart-type. Les enregistrements sont ici normalisés à une même accélération maximale, $1 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$, et la valeur d'amortissement pivot ξ de l'oscillateur retenue est de 5 %. Il faut noter que certains enregistrements présentent une vitesse non nulle en fin de mouvement ce qui se traduira sur le spectre par des déplacements excessifs à basses fréquences. Afin de se prémunir de ce phénomène, on a l'habitude d'appliquer à l'accélérogramme une "Baseline correction" qui permet d'obtenir une vitesse nulle en fin d'enregistrement. A noter que cet artifice n'est nécessaire que pour les fréquences du spectre inférieures à 0, 4 Hz car, pour les fréquences intermédiaires et pour les hautes fréquences, il n'apporte rien de plus au calcul (NEWMARK et *al.*, 1973). Cependant, il devient nécessaire lorsque l'on étudie des systèmes fortement non linéaires [6].

1.4.7.1. Spectre de réponse en déplacement

C'est la valeur maximale en déplacement relatif de la masse M de l'oscillateur par rapport à son support et non son déplacement absolu. Il est possible de répéter l'opération précédente pour une collection d'oscillateurs de périodes propres T et de pourcentages d'amortissement critique variables. Pour chaque réponse, on ne retient que la valeur maximale de déplacement que l'on notera S_D [8].

$$S_D(T, \xi) = \max U(T, \xi, t) \quad (1.13)$$

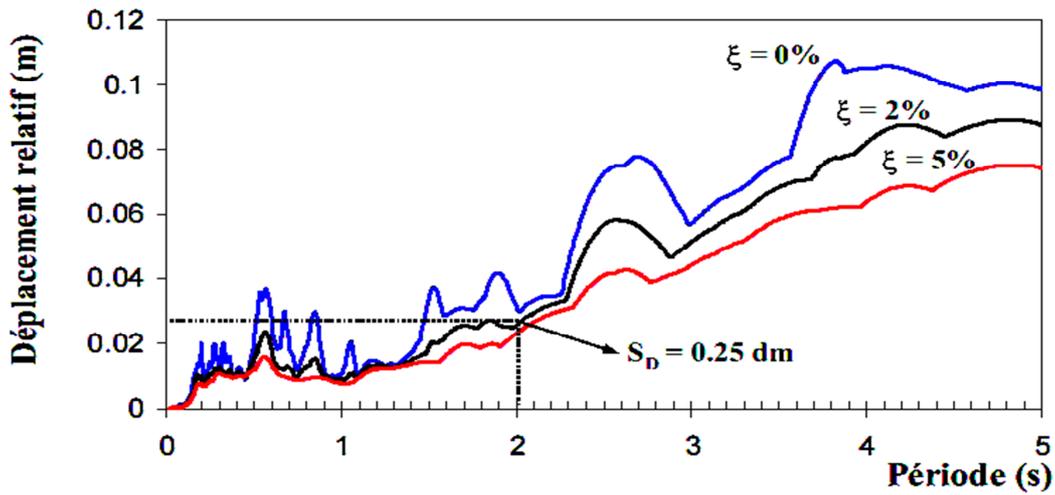


Figure 1.5 Spectre de réponse en déplacement

1.4.7.2. Spectre de réponse en pseudo-accélération

C'est la valeur maximale en accélération de la masse M de l'oscillateur, les efforts élastiques dans le système pouvaient être obtenus à partir du produit de masse par la pseudo-accélération. Il est donc intéressant d'introduire un spectre de réponse en pseudo-accélération $S_A(T, \xi)$ [8], défini par :

$$S_A(T, \xi) = \max[\omega^2 U(T, \xi, t)] = \omega^2 S_D(T, \xi) \quad (1.14)$$

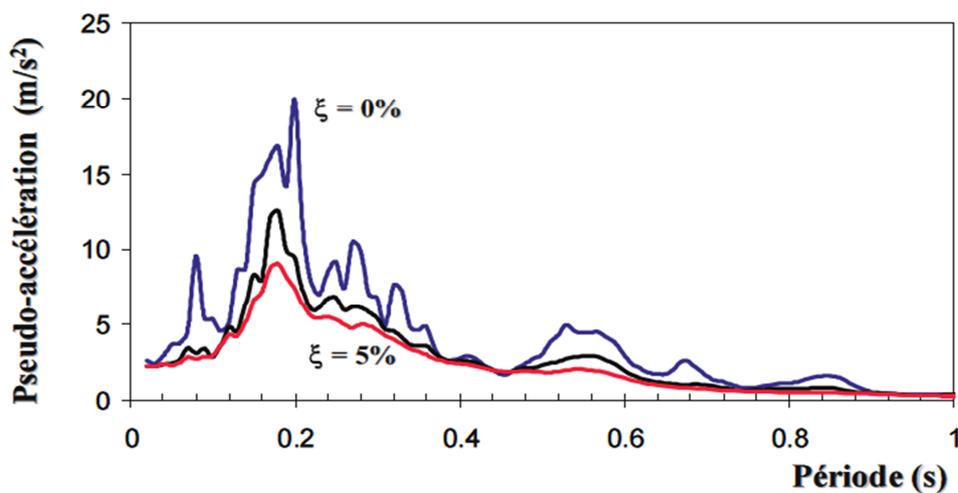


Figure 1.6 Spectre de réponse en pseudo-accélération

1.4.7.3. Spectre de réponse en pseudo-vitesse

De même, on peut définir un spectre de pseudo-vitesse relative $S_V(T, \xi)$. Ces grandeurs

sont reliées par la relation suivante [8] :

$$S_A(T, \xi) = \omega S_V(T, \xi) = \omega^2 S_D(T, \xi) \quad (1.15)$$

Une fois connu le spectre de réponse en pseudo-accélération, l'effort élastique maximal développé dans l'oscillateur est donné par [8] :

$$F_{Smax} = M S_A(T, \xi) \quad (1.16)$$

1.4.7.4. Intensité spectrale I_H

Housner (1952) a défini l'intensité spectrale (SI pour Spectral Intensity ou I_H) comme suite :

$$I_H = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, \xi) dT \quad (1.17)$$

Où $S_v(T, \xi)$ est le spectre de réponse en pseudo-vitesse d'un oscillateur de période propre comprise entre 0.1 s et 2.5 s, et d'amortissement ξ généralement pris égal à 20% pour les sols. L'expression de I_H en fonction de la période n'est pas opportune et peut être modifiée en utilisant une formulation fréquentielle [6] :

$$I_H = \int_{0.4}^{10} \frac{S_v(f, \xi)}{f^2} df \quad (1.18)$$

Cette dernière forme permet de constater que plus l'énergie sismique sera concentrée vers les basse fréquences, plus I_H sera grand et l'intensité des dommages devra aller dans le même sens, ce qu'ont confirmé certaines observations (Saragoni, 1981). I_H n'est donc pas lié uniquement à une notion de dépassement de seuil maximal (principe des spectres de réponse). Ainsi l'utilisation d'une intégrale se justifie-t-elle. Par ailleurs, I_H est bien une mesure de l'intensité d'un séisme car les contraintes maximales sont directement proportionnelles aux valeurs de S_v (EPRI, 1988). La plage 0,1 s à 2.5 s soit 0.4 Hz à 10 Hz correspond à la plage des fréquences sensibles pour les structures, plus largement, il s'agit de la plage des fréquences qui induit les dommages les plus intenses aux structures [6].

1.5. Facteurs affectant le mouvement sismique

Les facteurs primaires affectant les caractéristiques du mouvement à la base d'un séisme sont :

1.5.1. Source et chemin traversé

Le mécanisme et les caractéristiques de la source d'un séisme et le chemin traversé de des ondes sismique ont une influence forte sur les caractéristiques du mouvement de base. Ces facteurs affectent les ondes de surface et de volumes et la quantité relative d'énergie qui est transmise en différents types d'ondes sismiques [9].

1.5.2. Magnitude

La quantité de l'énergie dégagé par un séisme affecte fortement l'amplitude, contenu en fréquence et durée de mouvement d'un séisme [9].

1.5.3. Distance épacentrale

L'amplitude de mouvement de sol atténué à mesure que la distance de l'endroit du dégagement d'énergie augmente. Habituellement la composante vertical du mouvement de sol atténué plus rapidement que la composante horizontale. La période prédominante du mouvement de sol augmente également avec l'augmentation de la distance épacentrale. Un site sur une distance très courte de l'emplacement de la faille peut mener à une augmentation très grande de la vitesse et de l'accélération au de sol, la figure suivante montre la variation de l'accélération horizontale en fonction de la distance de la source du séisme au site [9].

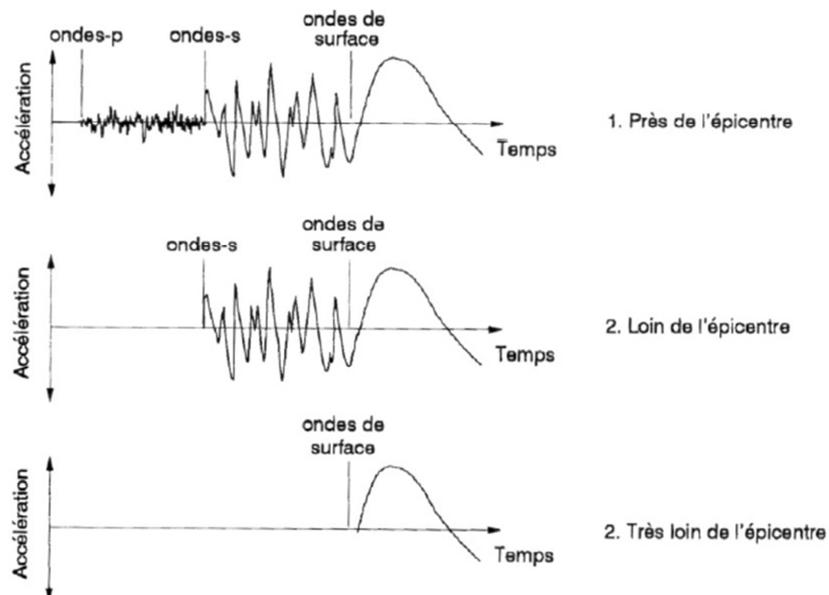


Figure 1.7 Enregistrements typiques d'accélérogrammes en fonction de la distance à l'épicentre.

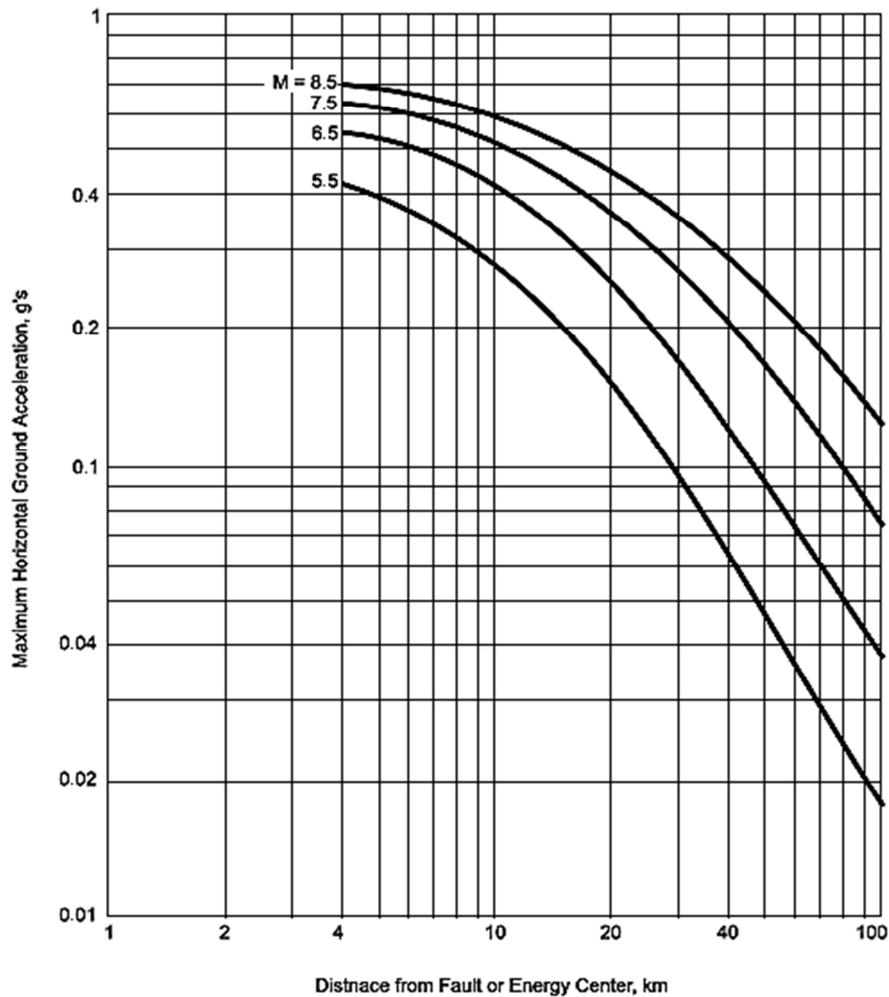


Figure 1.8 accélération maximale en fonction de la distance source – site

1.5.4. Direction de la faille

Les tremblements de terre de la petite grandeur sont fréquemment produits par les sources qui peuvent être représentées par un point, puisque la rupture de la faille elle est de quelques kilomètres. Réciproquement, pour de grands tremblements de terre, les traces de rupture de la faille peuvent être de quelques centaines de kilomètres de long. Dans le dernier cas, le rayonnement d'onde sismique est influencé par les dimensions de source. Les ondes se propagent dans la direction de la faille plus intensément que dans d'autres directions. Ceci affecte la distribution de l'intensité de tremblement de terre, et par conséquent affecte la distribution des dommages causés par le séisme [3].

1.5.5. Effet de site

Les caractéristiques de site affectent la fréquence et la durée d'un tremblement de terre. Les structures fondées sur la roche, seront généralement soumises à des vibrations de courte période (haute fréquence), alors que sur un site stratifié la période d'excitation est très grande (basse fréquence). Le rapport entre la période de la réponse du site et celle de la structure est important pour l'estimation des effets d'amplification ; ceci est connu sous le nom de résonance du site [3].

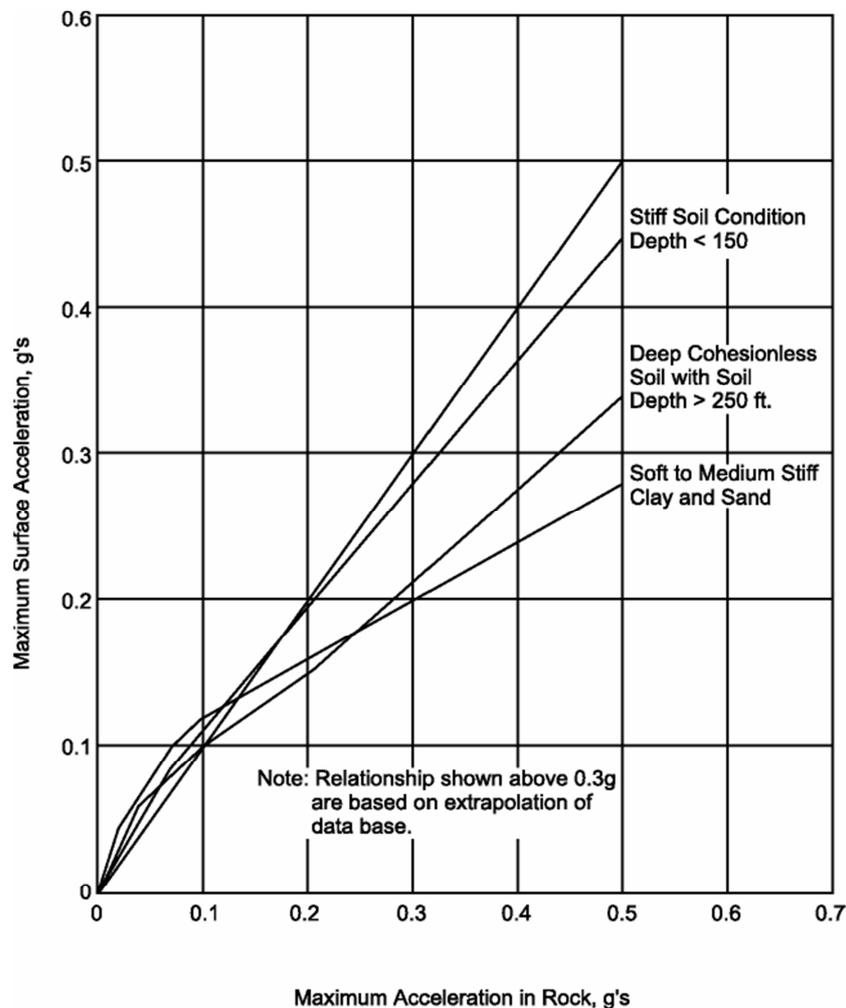


Figure 1.9 accélération à la surface du site en fonction de l'accélération à la base, type de sol et la profondeur de la base du rocher.

Pour un événement sismique unique, la forme du spectre de réponse sera dépendante du site sur lequel l'accélérogramme a été enregistré [14]. Le site va influencer sur l'amplitude du spectre de réponse (amplification ou amortissement) ainsi que sur la période fondamentale. L'amortissement est un paramètre qui permet à un système physique mis en vibration à une

fréquence égale à sa fréquence de résonance, de maintenir une amplitude de déplacement limitée [10].

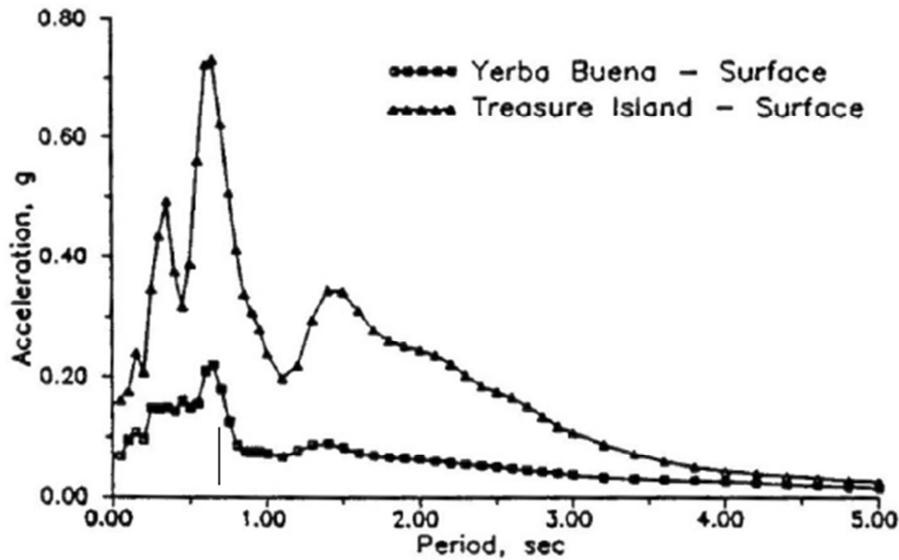


Figure 1.10 Spectres de réponse de Yerba Buena et Treasure Island pour le séisme de Loma Prieta en 1989.

Lorsque le signal sismique traverse des couches de sol moins rigides, on remarque souvent une amplification de l'accélération [Fig. 1.11]. Par exemple, l'ajout d'une couche de sol molle entre deux couches de sol rigides introduit de nouvelles fréquences de vibrations et change significativement la fonction d'amplification [18]. Un des cas d'amplification les plus connus est le séisme de Mexico qui a eu lieu en 1985. En effet, la ville de Mexico, située à 400km de l'épicentre, a été fortement touchée, particulièrement pour les immeubles de 9 à 14 étages qui présentent une période proche de 2 secondes, soit celle correspondant à l'accélération maximale pour le spectre de réponse du site. Cette amplification est due à l'épaisse couche de sédiments qui constitue le sol affleurant : la ville de Mexico est implantée sur une ancienne baie [15] [16]. Un autre exemple intéressant est celui de Treasure Island, qui est une île artificielle située dans la baie de San Francisco voisine d'une île naturelle (Yerba Buena). Des enregistrements ont été faits sur les deux îles lors du tremblement de terre de Loma Prieta en 1989 et comparés à des simulations numériques de plusieurs logiciels parmi lesquels Shake. Il apparaît que l'accélération maximale pour Yerba Buena est de 0,2g pour une période de 0,7s et qu'elle est de 0,75g pour une période de 0,8s dans le cas de Treasure Island [Fig. 1.10] [17]. Il faut remarquer que l'île artificielle est constituée exclusivement de sols mous sur une hauteur de 100m alors que pour l'île de Yerba Buena, le roc est présent dès 15m de

profondeur. À la lumière de ces exemples il est évident que l'on ne peut minimiser l'influence du sol sur la réponse d'un ouvrage [10].

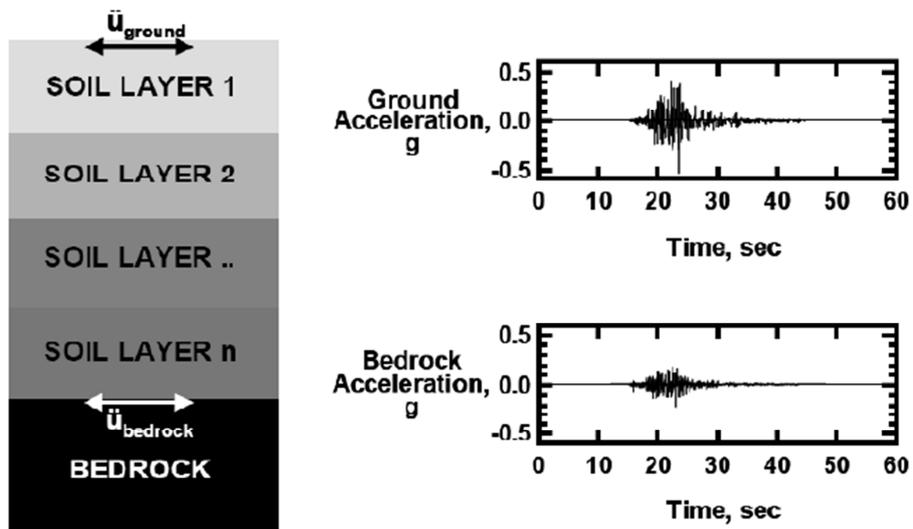


Figure 1.11 Phénomène d'amplification d'un sol stratifié [19]

En règle générale on fait état des phénomènes d'amplification pour des sols mous. Or les couches rocheuses amplifient parfois les signaux plus que les couches sédimentaires, en particulier lorsque la fréquence dépasse 4 à 5 Hz [20]. Cependant, les facteurs d'amplification des sols sédimentaires vont de 2 à 3 alors que ceux du roc sont généralement inférieurs à 2. De plus, des chercheurs japonais ont remarqué, après une étude statistique, que les accélérations étaient maximales sur le roc alors que les déplacements et les vitesses étaient maximaux sur des sols mous [20].

2.1. Introduction

L'une des connaissances de base, nécessaire pour évaluer la réponse dynamique du sol lors d'un séisme, est l'étude de ses propriétés dynamique sous chargements cycliques dans son état naturel. Les recherches sur le comportement des sols sous chargement cycliques peuvent être divisées en deux grandes catégories [11]:

-Des études liées aux propriétés du sol en petites déformations (i.e. $\gamma \leq 10^{-5}$) où le comportement peut être considéré élastique. Dans ce domaine, si l'on effectue une décharge, le trajet suivi dans le plan contrainte-déformation est identique à celui suivi lors de la charge ; à la fin de la sollicitation il n'y a pas de déformations résiduelles et le sol retrouve son état initial [11].

-Des études concernant spécialement la variation du module de cisaillement G et du coefficient d'amortissement ξ avec la déformation cyclique de cisaillement γ pour différents types de chargements cycliques (i.e. moyennes et grandes déformations) [11].

Lorsque l'amplitude du déviateur du tenseur de déformation devient plus important (i.e. $\gamma > 10^{-5}$), le sol présente un comportement anélastique avec des déformations irréversibles, le comportement des sols est représenté par les courbes $G-\gamma$ et $\xi-\gamma$, est considéré comme une caractéristique fondamentale du comportement des sols soumis à des chargements cycliques depuis les travaux pionniers de Seed et Idriss (1968, 1970) qui ont été à l'origine de l'approche linéaire équivalente, malgré ses limitations, cette méthode est devenue, grâce à sa grande souplesse d'utilisation, un outil d'analyse privilégié chez les ingénieurs [12].

2.2. comportement cyclique du sol

Le sol est un matériau très complexe et la description de son comportement par des modèles théoriques nécessite le recours à des lois de comportement très élaborées comportant parfois un nombre élevé de paramètres.

On distingue deux classe de modèles de comportement des sols aux chargements dynamiques : d'une part, le modèle simplifié a peu de paramètres et adaptés pour des applications spécifiques et pour des types de sols spécifiques tels que les sables, les argiles molles, et argiles sur consolidées ; d'autre part, les modèles relativement complets avec un nombre élevés de paramétrés. Ces derniers peuvent dans certains cas se réduire à des modèles simplifiés spécifiques à une application ou à un matériau en supprimant certains aspects ou en fixant les valeurs de certains paramétrés.

La variation du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement avec la déformation cyclique de cisaillement, représentée par les courbes $G/\xi-\gamma$, est considérée comme une caractéristique fondamentale du comportement des sols soumis à des charges cycliques depuis les travaux pionniers de Seed et Idriss (1968-1970) qui ont été à l'origine de l'approche linéaire équivalente [12].

2.3. Courbes $G-\gamma$ et $\xi-\gamma$

Lorsqu'on soumet un échantillon de sol à des sollicitations cycliques de cisaillement son comportement se caractérise dans le plan effort-déformation par des boucles $\tau = f(\gamma)$

appelées courbes d'hystérésis. Les extrémités des boucles correspondant à des cycles d'amplitudes différentes sont situées sur la courbe de premier chargement passant par l'origine. Leur surface et inclinaison dépendent de l'amplitude de la distorsion au cours du cycle [12].

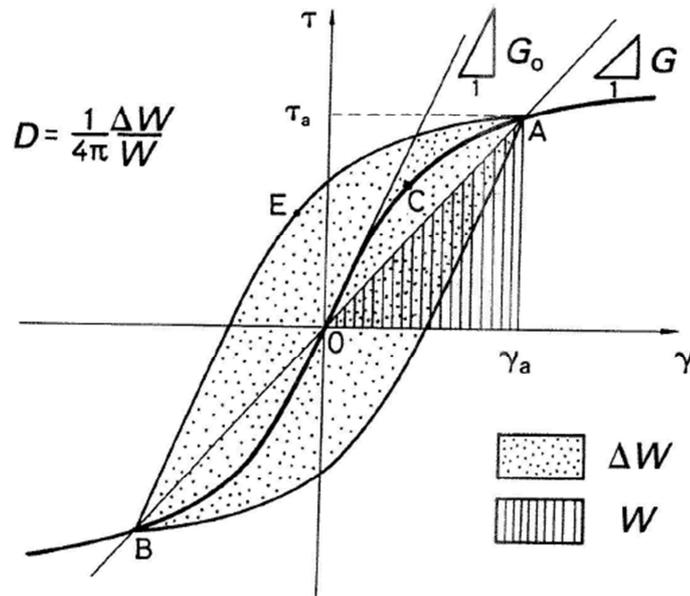


Figure 2.1 schématisation de la réponse d'un sol dans le plan $\tau - \gamma$ lors d'un chargement cyclique

On définit la boucle d'hystérésis par le module sécant G , qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle, et le coefficient d'amortissement D caractérisant l'énergie dissipée par le matériau au cours d'un cycle :

$$G = \tau_c / \gamma_c \tag{2.1}$$

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w} \tag{2.2}$$

Δw est l'aire de la boucle hystérétique et w est l'énergie de déformation emmagasinée durant le cycle.

$$w = \frac{1}{2} G \gamma_c^2 \tag{2.3}$$

G_{max} est la pente à l'origine de la courbe de premier chargement. Il représente le module de cisaillement du sol pour les très faibles déformations et est défini par ;

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2.4)$$

Ou ρ est la masse volumique du sol et V_s la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol.

Les paramètres G et D ainsi définis dépendent de l'amplitude de distorsion cyclique γ_c . Cette dépendance est illustrée par les courbes $G - \gamma$ et $\xi - \gamma_c$ comme le montre les figures (2.2) et (2.3), Cette caractéristique présente deux avantages :

- G/G_{max} et ξ sont des paramètres sans dimensions, ce qui permet d'établir des courbes spécifiques à différents types de sols ;
- G_{max} peut être obtenu à partir de mesures de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s in situ.

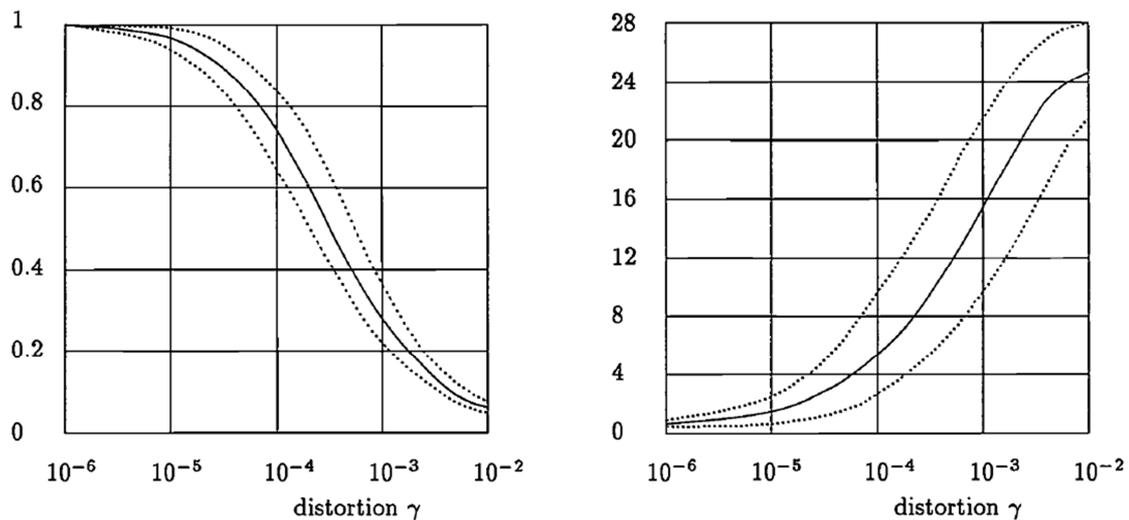


Figure 2.2 variation du module de cisaillement et de l'amortissement des sables en fonction de la distorsion d'après SEED (1970).

Des courbes expérimentales ont été établies pour différents types de sols [Seed & Idriss, 1970 ; Hardin & Drenvich, 1972 ; Seed et al, 1986 ; Vucetic & Dobry, 1991]. Ces courbes donnent la variation du module de cisaillement normalisé G/G_{max} et du coefficient d'amortissement ξ en fonction de la distorsion cyclique γ_c . Elles sont obtenues à partir d'essais cycliques à déformations contrôlées ou N cycles d'amplitude constante γ_c sont appliqués au sol. De cette façon, l'influence de N sur G et sur ξ pour une amplitude γ_c donnée peut être évaluée directement en laboratoire [12].

Dobry et Vucetic (1987) ont résumé les effets de différents facteurs sur G_{max} , G/G_{max} et ξ en se basant sur les résultats d'un nombre important d'études. Il en sort que le module de cisaillement G_{max} dépend de la contrainte effective, de l'indice des vides, du degré de surconsolidation, de l'indice de plasticité, de l'âge géologique et de l'histoire du chargement.

Les figures (2.3) et (2.4) présentent les courbes proposées par Vucetic et Dobry (1991) pour des sols normalement consolidés et surconsolidés avec différents indices de plasticité, des courbes similaires (figure 2.5) sont également proposées par Sun et al. (1988).

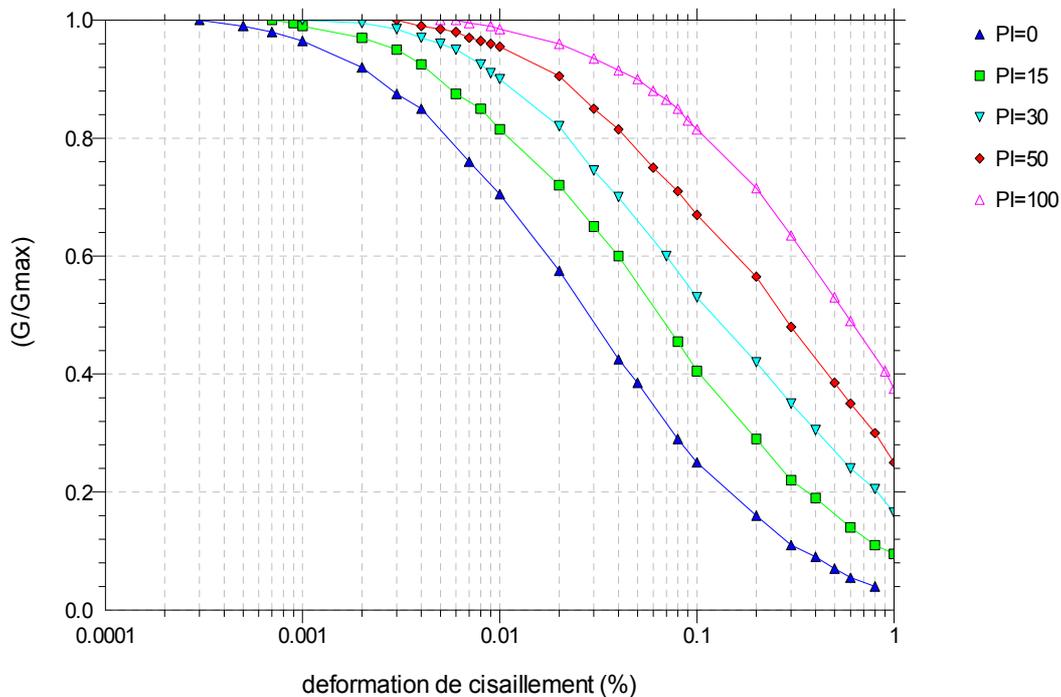


Figure 2.3 courbes $G/G_{max} - \gamma$ pour différents indices de plasticité de sol (D'après Vucetic & Dobry, 1991)

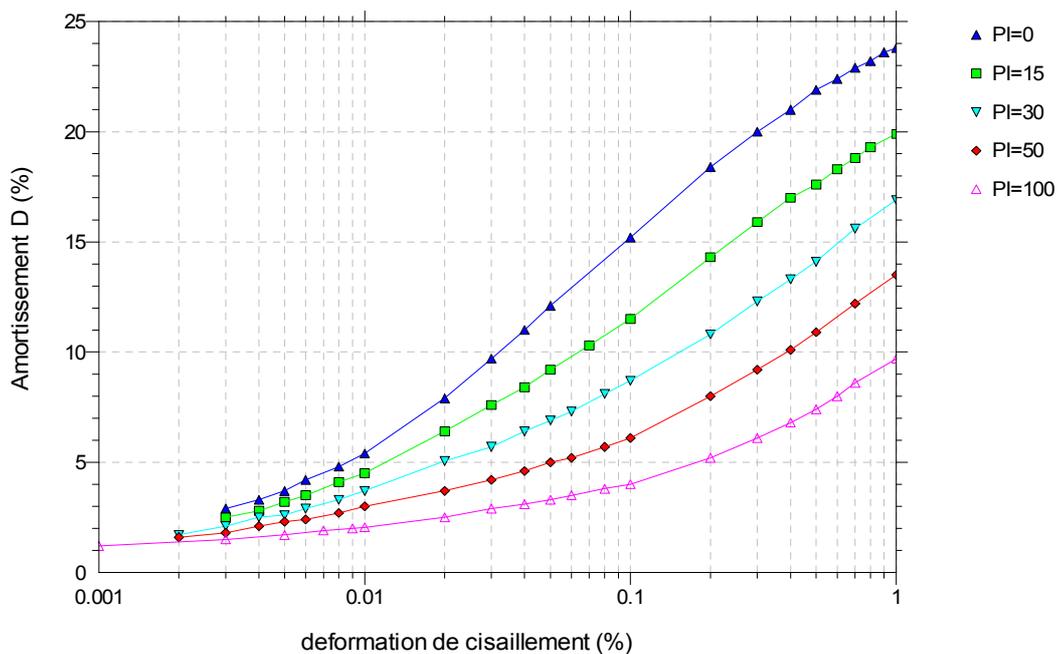


Figure 2.4 courbes $\xi - \gamma$ pour différents indice de plasticité de sol
(D'après Vucetic & Dobry. 1991)

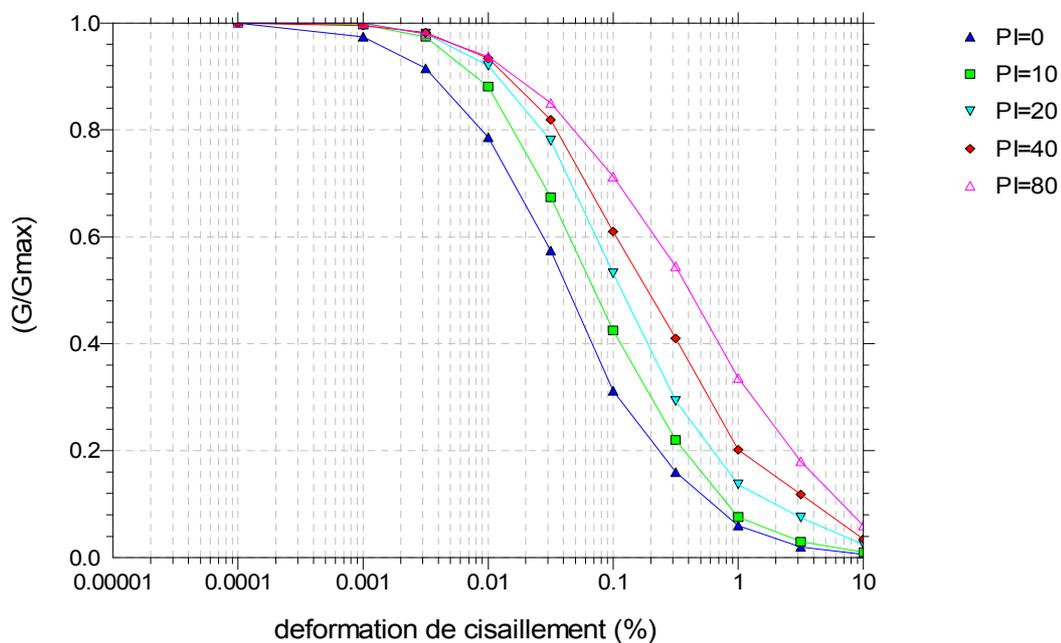


Figure 2.5 courbes $G/G_{max} - \gamma$ pour différents indices de plasticité de sol
(D'après Sun et al. 1991)

2.4. Relations pour déterminer G_{max}

Afin de prendre en compte l'effet du degré de surconsolidation OCR dans les argiles, Hardin propose une relation plus générale qui peut être utilisée autant pour les sables que pour les argiles (relation 2.5). D'après les expériences, la valeur de OCR a beaucoup d'influence dans le module des argiles avec un grand indice de plasticité I_p .

$$G_{max} = AF(e)OCR^k p_{ref}^{(1-n)} p'^n \quad 2.5$$

L'indice k variant entre 0 et 0.5 pour I_p compris entre 0 et 100% tableau 2.1

$I_p(\%)$	0	20	40	60	80	>100
k	0.00	0.18	0.31	0.41	0.48	0.5

Tableau 2.1 Valeurs de k en fonction de I_p (d'après HAR 72).

Ces hypothèses sont valables pour des sols remaniés construits dans des conditions isotropes. Elles ne devraient pas être utilisées pour des sols naturels qui sont principalement hétérogènes et anisotropes à cause de leur histoire géologique plus complexe. Pour estimer la valeur du module de cisaillement G_{max} d'argiles et de sables naturels, la relation la plus utilisée est celle proposée par Hardin [HAR 78]. Pour obtenir cette relation, Hardin inclut des résultats des essais in-situ et des essais en laboratoire sur des échantillons non remaniés. Dans cette relation l'influence du rapport de surconsolidation OCR, de l'indice de plasticité I_p , de l'indice des vides e et de la contrainte effective de confinement σ'_0 sont prises en compte :

$$G_{max} = 625 \frac{OCR^k}{0.3 + 0.7e^2} (\sigma'_0 \cdot p_a)^{0.5} \quad (2.6)$$

où P_a est la pression atmosphérique exprimée dans les mêmes unités que σ'_0 l'effet de I_p est introduit par l'intermédiaire de l'indice k comme pour les argiles remaniées (tableau 2.1)

D'autre part, Ishibashi [ISH 92] montre que pour des argiles de faible plasticité la courbe de $G/G_{max} - \gamma$ varie également en fonction de la contrainte de confinement σ'_0 . Cet effet diminue lorsque I_p augmente. A partir de ces résultats Ishibashi et Zhang [ISH 93a] proposent une relation pour trouver les courbes de $G/G_{max} - \gamma$ des matériaux argileux en fonction de l'indice de plasticité I_p et de la contrainte de confinement σ'_0 . Cette relation est de la forme :

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, I_p)(\sigma'_0)^{m(\gamma, I_p) - m_0} \quad (2.7)$$

Avec

$$K(\gamma, I_p) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(I_p)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (2.8)$$

$$m(\gamma, I_p) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 I_p^{1.3}) \quad (2.9)$$

Plusieurs travaux ont été faits pour caractériser le comportement élastique des sols remaniés et non-remaniés. L'un des buts principaux de ces travaux était de donner des relations empiriques permettant de déterminer la valeur de G_{max} selon la nature des sols en question. quelques-unes de ces relations proposées dans la littérature sont données dans les tableaux suivants.

Type du sol	G_{max}	Référence	Test
Argiles			
Limoneuse (Portugal) $I_p = [40 - 42\%]$ $e = [1.32 - 2.0]$ $\sigma'_0 = [20 - 200]kPa$	$520 \frac{(5-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5**}$	Santos [SAN 99]	RC
Alluviales NC (Japon) $I_p = [40 - 85\%]$ $e = [1.8 - 3.5]$ $\sigma'_0 = [20 - 1000]kPa$	$141 \frac{(7.32-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.6**}$	Kokusho <i>et al.</i> [KOK 82]	CT
Argile & Sable limon (Grèce) $I_p = [5 - 66\%]$ $e = [0.36 - 1.36]$ $\sigma'_0 = [50 - 400]kPa$	$1421 \frac{1}{e^{1.505}} \sigma_0^{0.623**}$	Kallioglou <i>et al.</i> [KAL 99]	RC
Argile $OCR < 3$ (Mexique) $I_p = [91 - 237\%]$ $e = [4.0 - 9.37]$ $\sigma'_0 = [100 - 350]kPa$	$122 p_a \left(\frac{1}{I_p - I_c}\right)^{(I_p - I_c)} \left(\frac{\sigma'_0}{p_a}\right)^{0.82*}$	Romo et Ovando [ROM 95]	RC
Argile Raides (Grèce) $e = [0.4 - 1.10]$ $\sigma'_0 = [20 - 200]kPa$	$835 \frac{(3.78-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.49**}$	Anastasiadis et Pitilakis [ANA 96]	RC
* p_a = pression atmosphérique, G_{max} dans les mêmes unités que σ'_0 et p_a ** G_{max} et σ'_0 en kPa			

Tableau 2.2 Relation empiriques pour estimer G_{max} des sols naturels.

Type du sol	G_{max}	Référence	Test
Argiles			
Faible plasticité $e = [0.6 - 1.5]$ $\sigma'_0 = [240 - 700]$ kPa	$3230 \frac{(2.973-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5**}$	Hardin et Black [HAR 68]	RC
Kaolinite $I_p = 35\%$ $e = [1.1 - 1.3]$ $\sigma'_0 = [70 - 550]$ kPa	$4500 \frac{(2.97-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5**}$	Marcuson et Wahls [MAR 72]	RC
Bentonite $I_p = 60\%$ $e = [1.8 - 2.4]$ $\sigma'_0 = [70 - 550]$ kPa	$445 \frac{(4.4-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5**}$	Marcuson et Wahls [MAR 72]	RC
Sables			
Toyoura $e = [0.59 - 0.81]$ $\sigma'_0 = [25 - 200]$ kPa	$900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.4} p_a^{0.6*}$	Iwasaki <i>et al.</i> [IWA 78]	RC CTS
Toyoura $e = [0.59 - 0.81]$ $\sigma'_0 = [25 - 200]$ kPa	$8400 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5*}$	Kokusho [KOK 80b]	RC CT
Hostun $e = [0.65 - 0.79]$ $\sigma'_0 = [25 - 600]$ kPa	$12 \frac{(1.61-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5**}$	El Hosri [ELH 84]	LRC
Ottawa $e = [0.37 - 0.79]$ $\sigma'_0 = [24 - 287]$ kPa	$6900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5**}$	Hardin et Richart [HAR 63]	RC CTS
Monterey N.0 $e = []$ $\sigma'_0 = [25 - 200]$ kPa	$3230 \frac{(2.973-e)^2}{1+e} \sigma_0^{0.5**}$	Hardin et Drnevich [HAR 72] Dobry <i>et al.</i> [DOB 82]	RC CTS
* p_a = pression atmosphérique, G_{max} dans les mêmes unités que σ'_0 et p_a ** G_{max} et σ'_0 en kPa			

Tableau 2.3 relation empiriques pour estimer G_{max} des sols remaniés.

G_{max} : Module de cisaillement maximum

e : Indice des vides ;

OCR : Coefficient de surconsolidation ;

P_a : Pression atmosphérique ;

σ_m : Contrainte principale effective moyenne ;

K : Exposant qui dépend de l'indice de plasticité du sol (tableau 2.1);

2.5. Relations pour déterminer l'amortissement des sols ξ

De façon similaire que pour le cas du module de cisaillement des sols, plusieurs études ont été réalisées afin d'étudier l'effet de différents paramètres, tels que la distorsion, le type de sol, le type d'essai, etc. sur le coefficient d'amortissement ξ . comme pour le cas des courbes $G/G_{max} - \gamma$, la contrainte de confinement a une influence importante sur les courbes $\xi - \gamma$ des argiles de faible plasticité. Afin de montrer cette influence, Ishibashi et Zhang [ISH 93a] proposent une relation pour trouver les courbes d'amortissement à partir de la relation donnée pour les courbes $G/G_{max} - \gamma$ (relation 2.7).

Cette relation est de la forme :

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 Ip^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (2.10)$$

B.O.Hardin et V.P.Dernevich (1972) ont présenté l'équation suivante reliant l'amortissement critique et le module de cisaillement.

$$\xi = \xi_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (2.11)$$

Où ξ est la fraction d'amortissement critique maximal qui se produit lorsque $G=0$ dont quelques valeurs sont données dans le tableau suivant :

Type de sol	ξ_{max}
Sable sec et propre	0.01 (33 - 1.5 (log N))
Sable saturé et propre	0.01 (28 - 1.5 (log N))
Silt saturé	0.01 (26 - $\sigma'_m{}^{0.5} + 0.7f^{0.5} - 1.5(\log N)$)
Argile saturée	0.01 (31 - (3+0.3 f) $\sigma'_m{}^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5(\log N)$)
N : nombre de cycle de chargement	
σ'_m : contrainte principale effective moyenne (kg/cm ²)	
f : fréquence moyenne du chargement	

Tableau 2.4 valeurs représentatives de ξ_{max} .

Conclusion

Afin de décrire théoriquement le comportement des sols sous charges cycliques, les chercheurs ont développé plusieurs modèles de comportement [10]. Il y a tout d'abord les modèles élastiques, qui ne sont réalistes que dans le cas de très petites déformations. Le modèle le plus généralement utilisé est le modèle viscoélastique linéaire équivalent, qui permet de tenir compte de certaines non-linéarités pour des matériaux donnés.

En règle générale on fait appel à des modèles unidimensionnels, d'utilisation rapide et plus simple que les modèles bi ou tridimensionnels. Enfin, il existe des modèles non linéaires beaucoup plus réalistes. Bien qu'ils représentent une avancée fondamentale dans le domaine de la dynamique des sols ces modèles restent complexes d'utilisation [10].

Dans notre cas d'étude on va opter pour le model viscoélastique linéaire équivalent, le chapitre suivant sera consacré à la modélisation d'une colonne de sol en utilisant cette méthode.

Chapitre 3

Modélisation d'une colonne de sols

3.1. introduction

Dans le vrai environnement séismique, l'amplification des mouvements des sols est très compliquée. L'amplification dans la direction horizontale ou verticale peut être liée aux ondes de surface et à la conversion entre les ondes de cisaillement et les ondes de compression néanmoins, dans analyses géotechnique l'amplification du mouvement horizontal rapporte principalement à propager verticalement des ondes de cisaillement (ondes SH) a partir du rocher jusqu'à la surface libre. et l'amplification du mouvement vertical se rapporte principalement aux ondes de compression verticalement.

Le model de comportement à employer dans tous les calculs doit raisonnablement rendre compte du comportement des sols en petite et grande déformation, les courbes d'hystérétique nous donne le type de modélisation nécessaire pour obtenir les résultats sensés. Si les déformations de cisaillement sont de l'ordre de $10^{-6} - 10^{-5}$, les non linéarités sont très faibles et une théorie élastique suffit à retracer les phénomènes sous-jacents. Lorsque les

déformations sont de l'ordre de $10^{-4} - 10^{-3}$, les propriétés dissipatives doivent être prises en compte par l'introduction d'un amortissement qui peut être de nature visqueuse ou hystérétique suivant le matériau étudié. Si les déformations sont supérieures à quelques 10^{-3} , le modèle doit permettre un bon suivi des non linéarités qui deviennent prépondérantes, un modèle incrémental semi empirique ou plus théorique et alors nécessaire [6].

3.2. Hypothèses liées à notre étude

Nous considérons un modèle plan, nous étudierons la réponse d'une colonne de sol constituée de N couches horizontales supposées infinies dans le sens horizontal et reposée sur un fond rocheux. Nous prendrons les hypothèses de travail suivant :

- Les ondes sismiques sont à propagation verticale issue du rocher à la base de la colonne du sol.
- le champ de contraintes est réduit à des sollicitations de type cisaillement horizontal engendrées par l'arrivée d'ondes SH.
- La surface libre du sol est non chargée (réponse en champ libre).
- Le mouvement sismique sera unidirectionnel et impose à la base.

3.3. Equation de propagation d'onde de cisaillement SH

La surface du sol étant libre, le champ de contraintes est uniforme à une profondeur Z , le problème bidimensionnel se réduit alors à un problème unidimensionnel. Ainsi, prendrons-nous comme objet d'étude une colonne de sol de largeur unité. La propagation des ondes de cisaillement dans le sens verticale induit uniquement un déplacement des particules du sol dans le sens horizontal. Le déplacement u est [13]:

$$u = u(z, t) \tag{3.1}$$

L'équation d'onde de cisaillement s'écrit :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \tag{3.2}$$

Avec

u : Déplacement horizontal a une profondeur z

ρ : Masse volumique du sol

G : Module de cisaillement du sol

η : viscosité dynamique

Dans le cadre de notre étude nous adapterons la méthode linéaire équivalente pour la résolution de l'équation (3.2), cette méthode résout les équations dans le domaine fréquentiel.

3.4. Présentation de l'approche linéaire équivalente

La méthode linéaire équivalente a été développée par Seed et Idriss au début des années 70, par la suite elle a été introduite dans plusieurs codes de calcul pour l'approximation du comportement non linéaire des sols sous l'effet de chargement cyclique. Les codes qui utilisent l'analyse linéaire équivalente en pratique sont :

SHAKE (Schnabel et al 1972), QUAD-4 (Idriss et al 1973) et FLUSH (Lysmer et al 1975).

SHAKE est un programme utilisé généralement pour l'analyse sismique de la réponse d'un dépôt de sol . QUAD-4 et FLUSH sont les versions en 2-D de SHAKE [12].

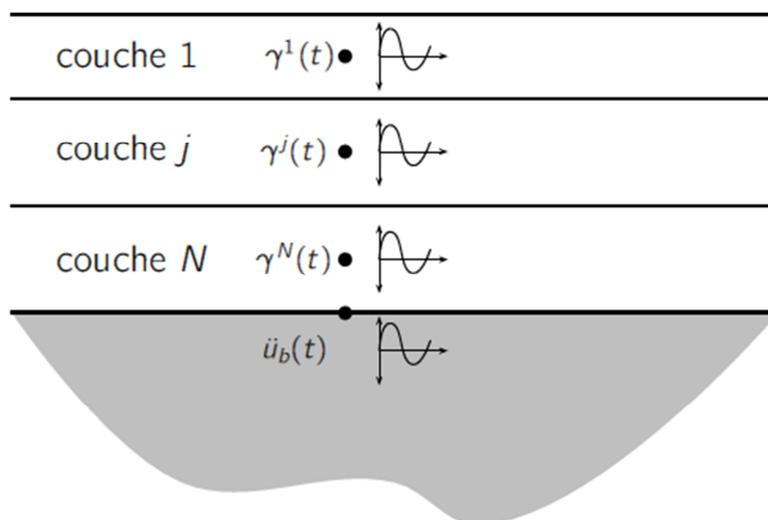


Figure 3.1 schématisation du model

La méthode linéaire équivalente permet le calcul des déformations et les contraintes de cisaillement dans chaque couche d'un profil de sol horizontalement posé (figure 3.1), ce dernier peut être soit un profil stratifié, soit issu d'une discrétisation d'un profil continu hétérogène en N couches homogènes posé sur une roche élastique, soumis à un

accélérogramme a la base, Il s'agit alors de résoudre un problème de propagation d'ondes planes (ondes SH) au travers d'un milieu multicouches. Dans chaque couche sont présentes deux ondes que l'on pourrait qualifier d'incidente et réfléchie (réflexion à l'interface entre deux couches successives) [13].

Le principe de la méthode linéaire équivalente est d'approcher les non linéarités du sol par des calculs élastiques linéaires successifs (itération) afin d'obtenir des propriétés mécaniques compatibles avec le champ de déformations (actualisation du module de cisaillement G et le coefficient d'amortissement D pendant chaque itération) . Pour se faire on utilise les courbes de réductions $G/G_{max} - \gamma$ et $\xi - \gamma$ cités dans le chapitre précédent.

Comme l'approche linéaire équivalente a besoin d'une valeur du module de cisaillement G et de l'amortissement ξ constante pour chaque couche du profil de sol, le problème se réduit à déterminer les valeurs de paramètres correspondantes au niveau de distorsion γ expérimentée. Pour développer cette approche, il est nécessaire de définir d'une façon objective le niveau de distorsion γ (variable dans le temps) sur chaque couche. Traditionnellement, on emploie une distorsion effective γ_{eff} d'origine empirique mais qui peut être calculée par la relation suivante :

$$\gamma_{eff}^i = R_\gamma \gamma_{max}^i \quad 3.3$$

$$\text{Avec } R_\gamma = \frac{M-1}{10}$$

Où γ_{max}^i est la distorsion calculée dans la couche i ; R_γ est le rapport entre la distorsion maximale et la distorsion effective et M la magnitude du séisme. La valeur de R_γ est généralement prise $R_\gamma = 65 \%$.

Comme le niveau de distorsion dans chaque couche dépend des valeurs des paramètres du modèle linéaire équivalent, il est nécessaire de suivre un processus itératif pour assurer que les valeurs des paramètres employés soient compatibles avec le niveau effectif de distorsion obtenu. Bien que la convergence ne soit pas absolument garantie, on atteint des valeurs successives des paramètres avec des différences de moins de 5%.

3.5. Formulation du problème

La théorie considère la réponse dynamique d'un profil de sol due à la propagation vertical de l'onde de cisaillement à travers un système de sol constitué de N couches horizontalement posées et supposées infinies dans le sens horizontal.

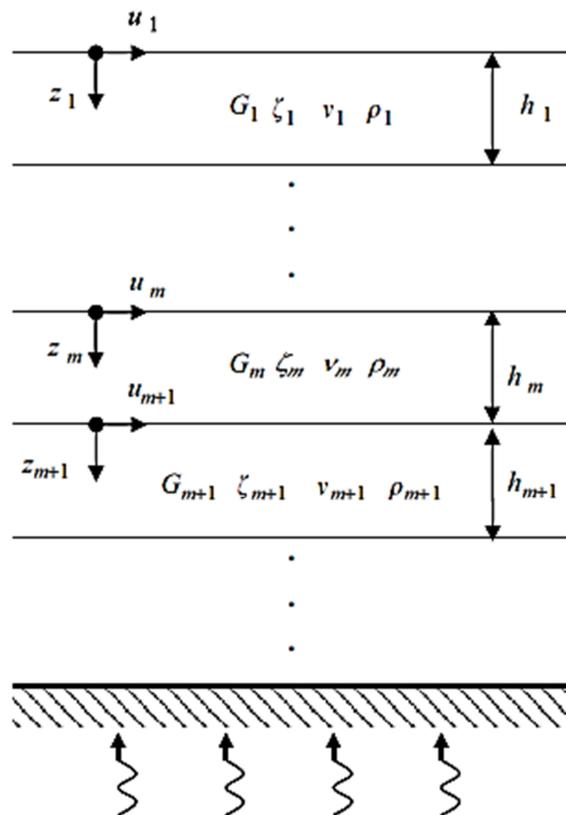


Figure 3.2 caractéristiques du profile de sol

3.6. Propagation des ondes de cisaillement harmoniques dans un système unidimensionnel

La propagation des ondes de cisaillement dans le sens verticale induit uniquement un déplacement des particules du sol dans le sens horizontal qui sera noté u Qui satisfait l'équation d'ondes (3.2) [13].

$$u = u(z, t) \tag{3.4}$$

La fonction de déplacement harmonique avec une fréquence ω peut-être écrite sous la forme suivante:

$$u(z, t) = U(z).e^{i\omega t} \tag{3.5}$$

La substitution de l'équation (3.5) dans (3.2) donne une équation différentielle ordinaire de la forme suivante :

$$(G + i\omega\eta) \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \rho\omega^2 U \quad (3.6)$$

La solution générale de l'équation (3.6) est :

$$U(z) = E e^{ikz} + F e^{-ikz} \quad (3.7)$$

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{(G+i\omega\eta)} = \frac{\rho\omega^2}{G^*} \quad (3.8)$$

Avec :

k : Est le nombre d'onde complexe.

G^* : Le module de cisaillement complexe.

L'amortissement critique ξ est relié par la viscosité η par :

$$\omega\eta = 2G\xi \quad (3.9)$$

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\xi) \quad (3.10)$$

Les équations (3.5) et (3.7) donne la solution de l'équation d'onde pour un mouvement harmonique de fréquence ω exprimée sous la forme suivante :

$$u(z, t) = E e^{i(kz+\omega t)} + F e^{-i(kz-\omega t)} \quad (3.11)$$

Le premier terme représente l'onde incidente et le deuxième terme représente l'onde réfléchie dans le sens opposé à l'onde incidente. Cette équation est valable pour toutes les couches constituant le profil du sol.

En introduisant les coordonnées locales de chaque couche, le déplacement aux limites inférieure et supérieure de la couche m est :

$$u_m(Z = 0) = (E_m + F_m) \cdot e^{i\omega t} \quad (3.12)$$

$$u_m(Z = h_m) = (E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m}) \cdot e^{i\omega t} \quad (3.13)$$

La contrainte de cisaillement dans le plan horizontal est donnée par la relation suivante :

$$\zeta(z, t) = G \frac{\partial u}{\partial z} + \eta \frac{\partial u}{\partial z \partial t} = G^* \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.14)$$

De l'équation (3.11) on aura :

$$\zeta(z, t) = ikG^*(Ee^{ikz} - Fe^{-ikz})e^{i\omega t} \quad (3.15)$$

Et les contraintes de cisaillement aux limites supérieures et inférieures de la couche m respectivement sont :

$$\zeta(z = 0) = ik_m G_m^*(E_m - F_m)e^{i\omega t} \quad (3.16)$$

$$\zeta(z = h_m) = ik_m G_m^*(E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m})e^{i\omega t} \quad (3.17)$$

Les contraintes et les déplacements doivent être continue dans toutes les interfaces entre deux couches successives m et $m + 1$. Par conséquent, par les équations (3.12), (3.13), (3.16) et (3.17)

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m} \quad (3.18)$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{G_m^* k_m}{G_{m+1}^* k_{m+1}} (E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) \quad (3.19)$$

La soustraction et l'addition des équations (3.18) et (3.19) donne par les amplitudes E_{m+1} et F_{m+1} de l'onde incidente et réfléchi de la couche $m+1$, en fonction des termes des amplitudes de la couche m :

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (3.20)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (3.21)$$

α_m : C'est l'impédance complexe.

$$\alpha_m = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} = \left(\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*} \right)^{1/2} \quad (3.22)$$

Ce qui est encore indépendant de la fréquence.

A la surface libre, la contrainte de cisaillement doit être nulle. En outre, l'équation (3.15) avec $\zeta_1 = 0$ et $z_1 = 0$ donne $E_1 = F_1$

i.e. les amplitudes de l'onde incidente et réfléchi sont égales à la surface libre du sol. Commençant par la première couche, l'utilisation répétée de la formule de récurrence, les

équations (3.20) et (3.21) mènent aux rapports suivants entre les amplitudes au niveau de la couche m et la surface libre de la couche de surface [18].

$$E_m = e_m(\omega)E_1 \quad (3.23)$$

$$F_m = f_m(\omega)E_1 \quad (3.24)$$

Les fonctions de transfert e_m et f_m sont simplement les amplitudes pour le cas $E_1 = F_1 = 1$, et peuvent être déterminées en substituant cette condition dans les formules de récursion ci-dessus.

D'autres fonctions de transfert sont facilement obtenues à partir des fonctions e_m et f_m . La fonction de transfert $A_{n,m}$ entre le déplacement au niveau n et m est définie par :

$$A_{n,m}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} \quad (3.25)$$

Et par la substitution des équations (3.12), (3.23) et (3.24) on obtient:

$$A_{n,m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad (3.26)$$

En basant sur ces équations la fonction de transfert peut être calculée entre deux couches quelconques dans le système. Par conséquent, si le mouvement est connu dans n'importe quelle couche, le mouvement peut être calculé dans n'importe quelle autre couche.

Les amplitudes, E et F peuvent être calculés ainsi pour toutes les autres couches dans le système, les contraintes et l'accélération peuvent être dérivée de la fonction de déplacement. L'accélération est exprimée par l'équation suivante :

$$\ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 (E e^{i(kz+\omega t)} + F e^{-i(kz-\omega t)}) \quad (3.27)$$

Et la contrainte par :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial z} = ik (E e^{i(kz+\omega t)} - F e^{-i(kz-\omega t)}) \quad (3.28)$$

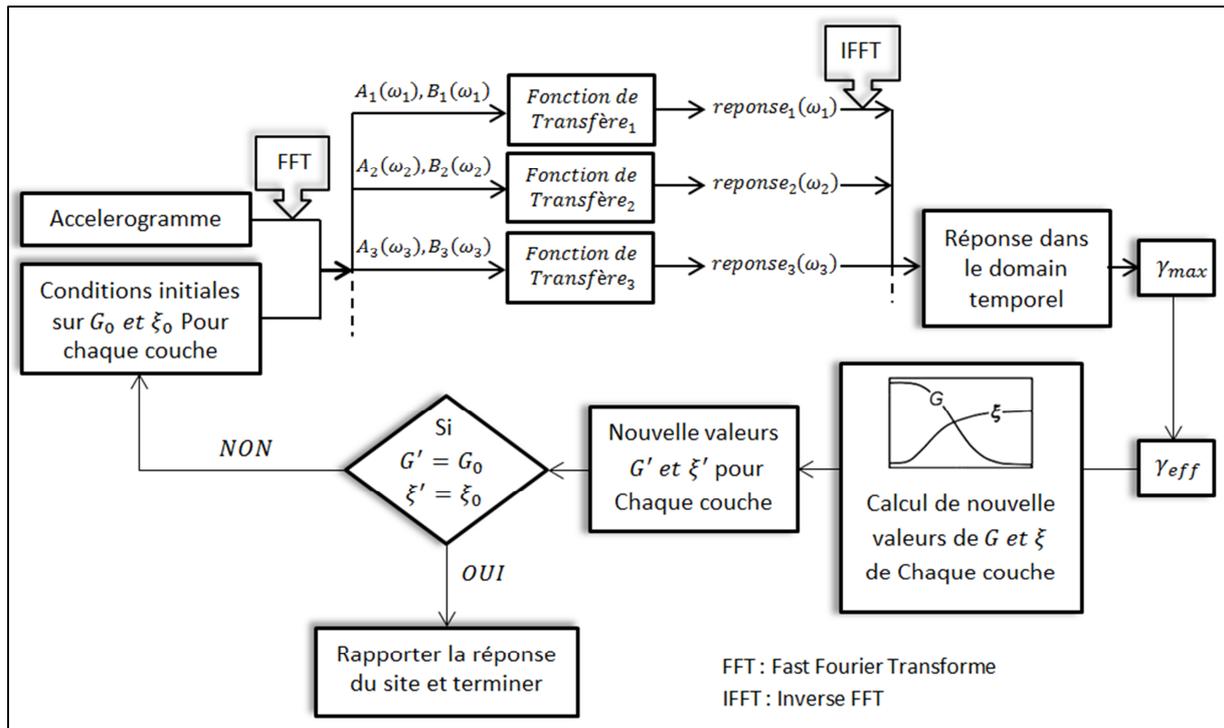


Figure 3.3 Algorithme pour le calcul linéaire équivalent de la réponse d'un site

3.7. Validation de notre programme

Lorsque l'on considère notre profil de sol comme un milieu stratifié horizontalement, la méthode de résolution des équations de la dynamique est exactement celle exposée dans le chapitre précédent, nous avons fait un programme (LEM) sous MATLAB nous permettant de retrouver numériquement le champ de distorsions à une profondeur z selon le procédé indiqué par l'organigramme de la méthode linéaire équivalente (fig.3.3), comme cette méthode se base sur un processus itératif, si l'on s'arrête à la première itération, on obtient numériquement le champ de déformations élastique lié aux propriétés mécaniques introduites en entrée G_{max} et ξ_{max} , dans chaque couche, l'accélération est déduite, puis par intégration successive, le déplacement ainsi que les déformations de cisaillement. Par Transformée Inverse de Fourier, la solution dans le domaine temporel est rétablie.

Cette validation peut être effectuée en comparant les réponses en accélération, déplacement et vitesse, ainsi que leurs spectres de réponse avec les résultats obtenus par le logiciel SHAKE. On va prendre deux cas d'exemples de profil multicouche:

- 1^{er} cas : un profil composé de trois (2) couches sédimentaires de caractéristiques différentes avec un comportement linéaire du sol
- 2eme cas : le même profil que le 1^{er} cas avec prise en charge du comportement non linéaire des couches de sol.

3.7.1. Accelérogramme applique à la base

Pour le signal d'entre on va utiliser l'accélérogramme du séisme d'El Centro (1940) qui est inclus dans le logiciel SHAKE avec les caractéristiques suivantes

- Magnitude : 7.1
- Distance épacentrale : 12 km
- Pic accélération : 0.3435 g

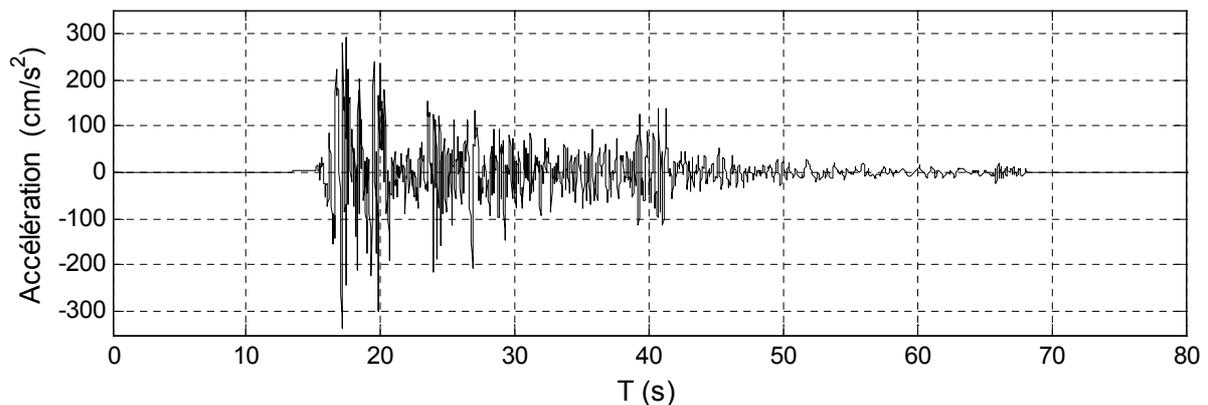


Figure 3.4 accélérogramme d'el Centro (1940)

3.7.2. Caractéristiques du profil de sol pour le 1ere cas

couches	h (m)	ρ (kn/m^3)	G_{max} (MPa)	Courbe G/G_{max}	Courbe ξ %
Couche 1	15	18	150	1	5
Couche 2	15	19.6	380	1	5
substratum	∞	25	1200	1	2

Tableau 3.1 caractéristiques du profil de sol (1^{er} cas)

3.7.3. Présentation des résultats pour le 1^{er} cas

Les figures suivantes montrent les résultats obtenus par le programme LEM en comparaison avec ceux obtenus par le logiciel SHAKE, pour une colonne de sol composée de 2 couches reposant sur substratum rocheux de nature élastique. Les résultats suivants sont obtenus à la face supérieure de chaque couche du profil.

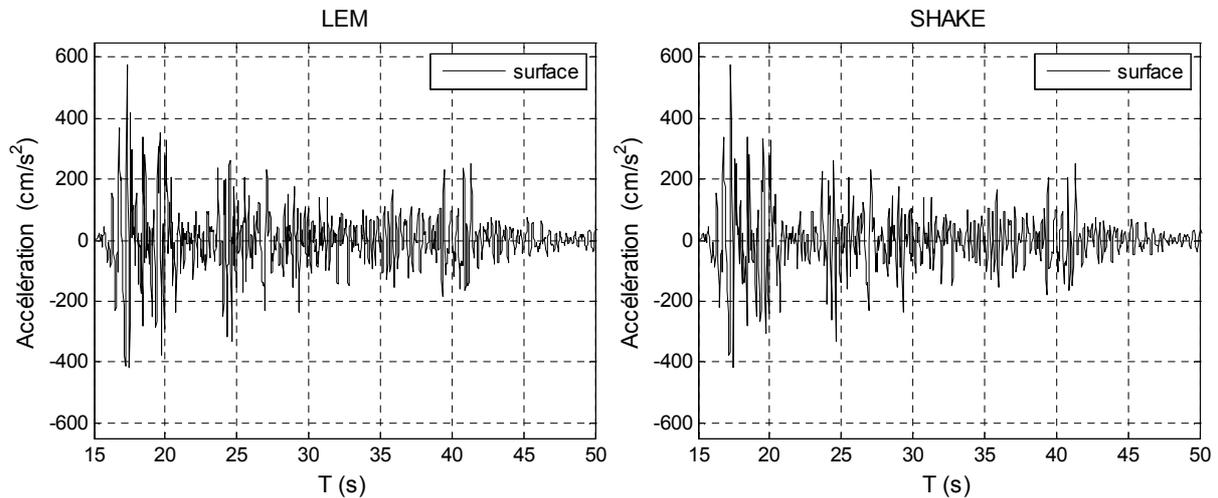


Figure 3.5 comparaison des réponses en surface libre (accélérations)

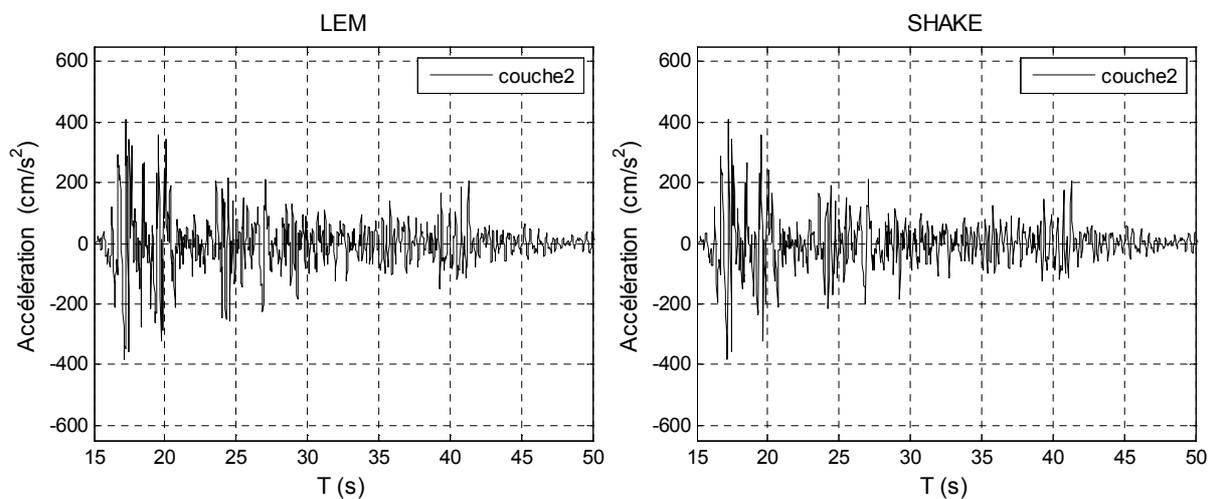


Figure 3.6 comparaison des réponses de la deuxième couche (accélérations)

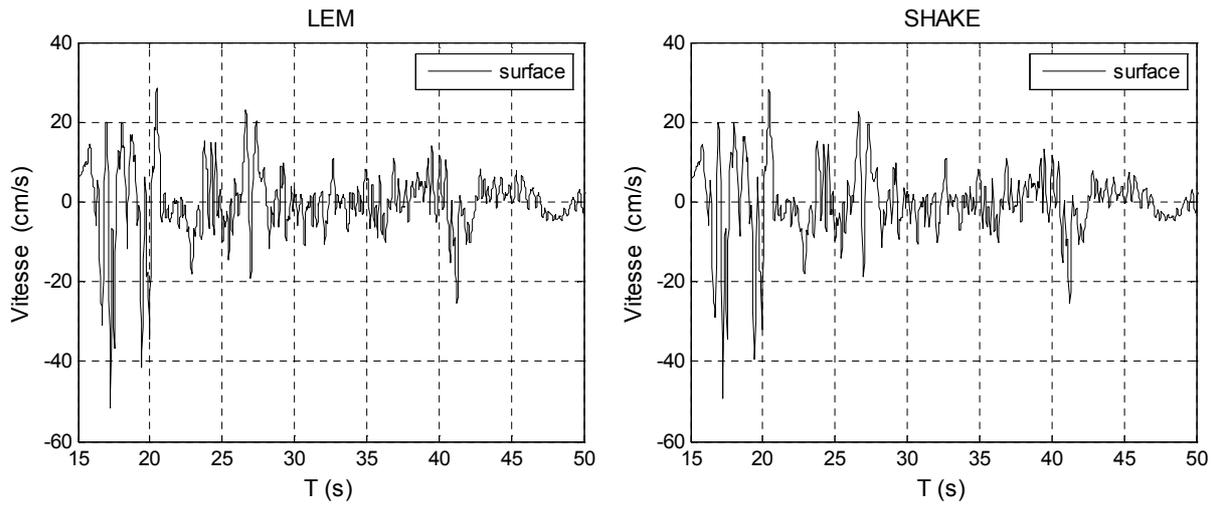


Figure 3.7 comparaison des réponses en surface libre (vitesses)

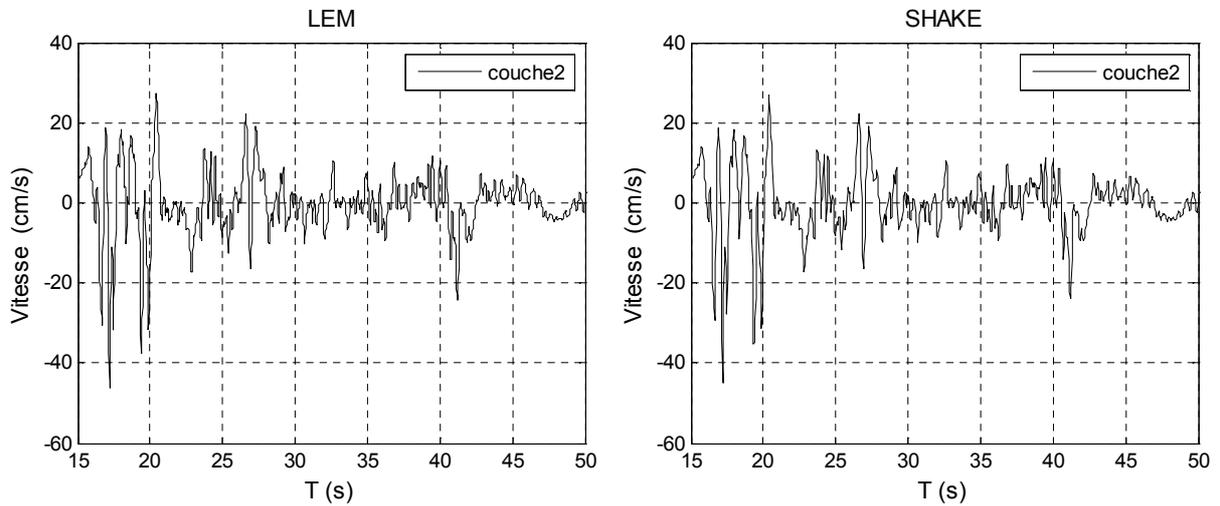


Figure 3.8 comparaison des réponses de la deuxième couche (vitesses)

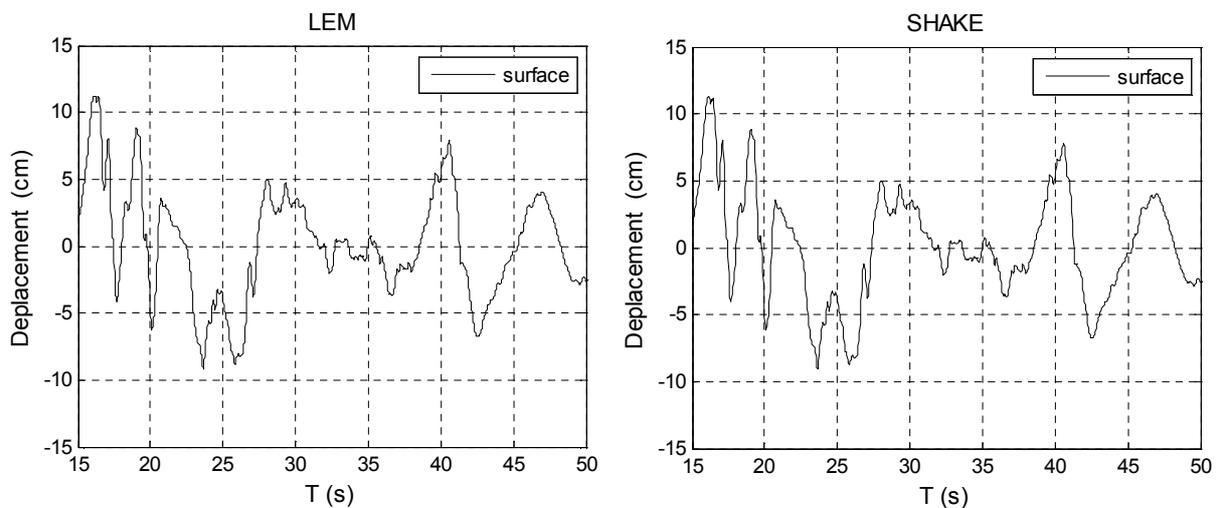


Figure 3.9 comparaison des réponses en surface libre (déplacement)

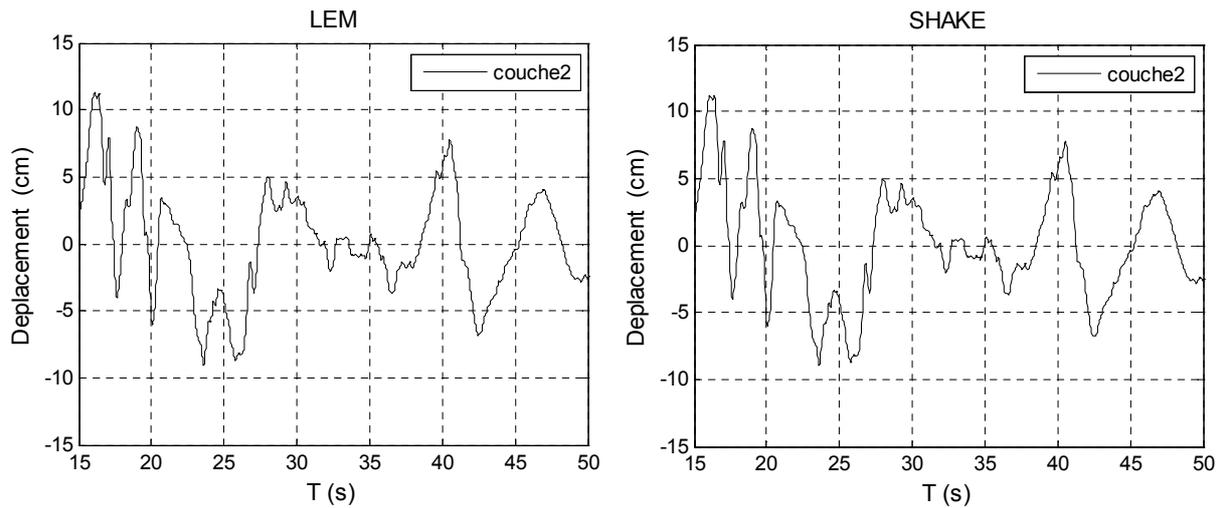


Figure 3.10 comparaison des réponses de la deuxième couche (déplacement)

Dans le tableau suivant on montre la similitude des résultats obtenus pour un calcul linéaire par le programme qu'on a développé avec les résultats obtenus par le logiciel SHAKE.

	A_{max} LEM (cm/s^2)	A_{max} SHAKE (cm/s^2)	V_{max} LEM (cm/s)	V_{max} SHAKE (cm/s)	D_{max} LEM (cm)	D_{max} SHAKE (cm)
Couche 1	576.57	575.85	51.56	49.5	11.29	11.30
Couche 2	409.05	409.07	45.97	45.10	11.26	11.20
Substratum	337.20	337.20	36.52	36.51	11.14	11.14

Tableau 3.2 récapitulation des valeurs maximales pour un calcul linéaire

- Comparaison entre les spectres de réponse calculés avec le programme LEM et SHAKE pour un amortissement $\xi = 5\%$

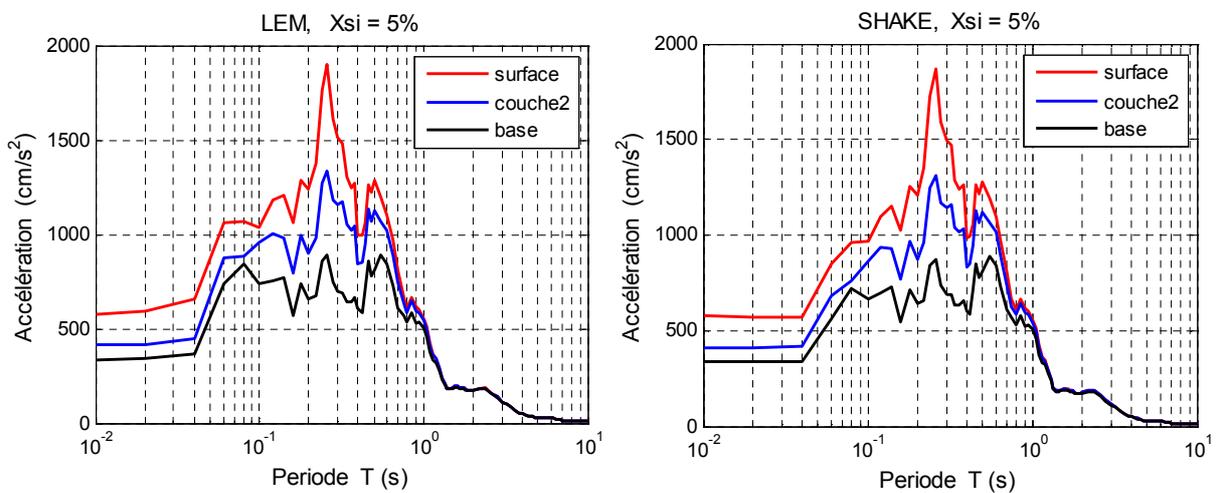


Figure 3.11 comparaison des accélérations spectrales

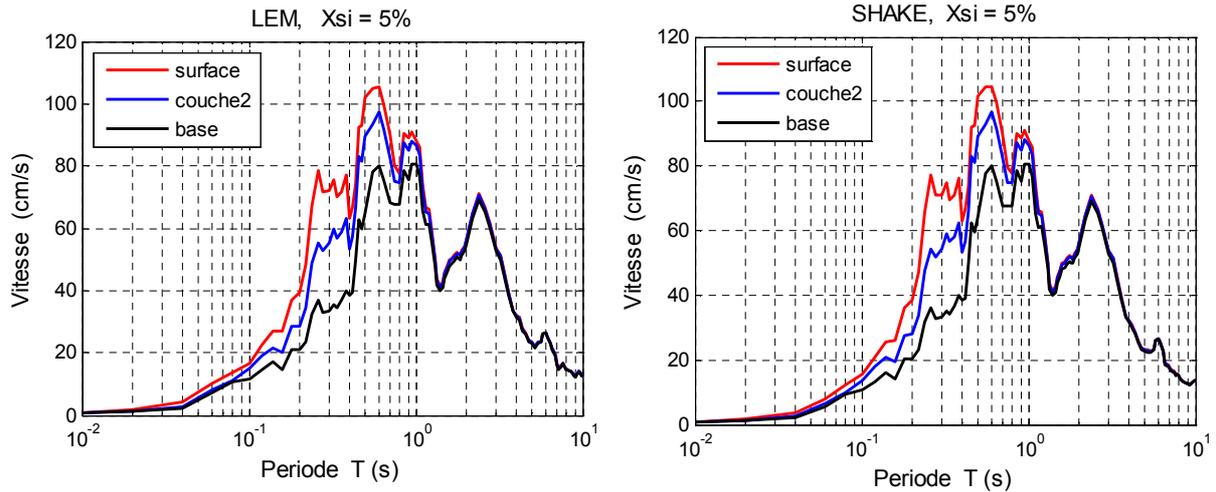


Figure 3.12 comparaison des vitesses spectrales

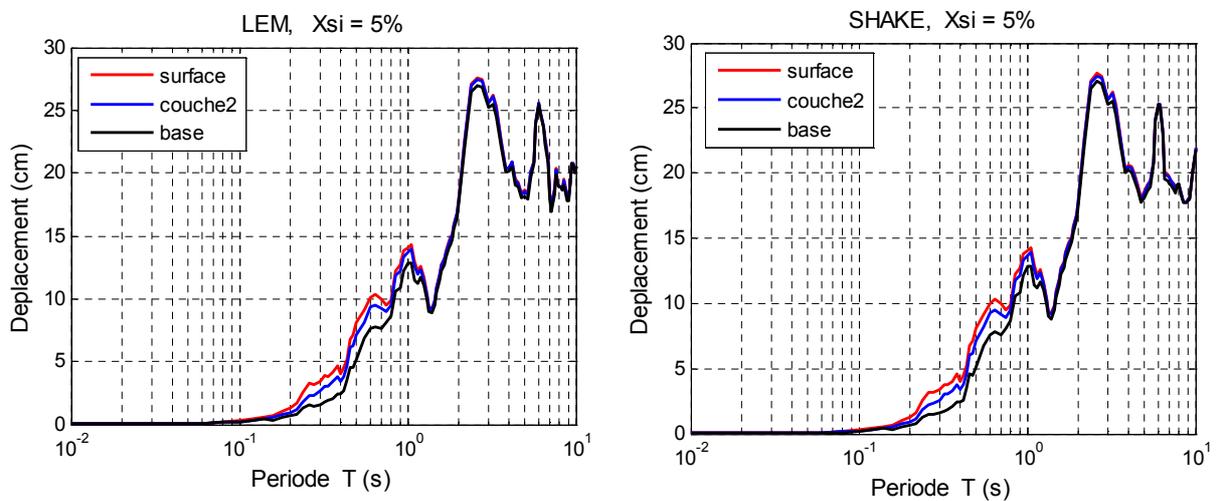


Figure 3.13 comparaison des déplacements spectraux

A partir de ces graphes, on note que les résultats obtenus par notre programme pour un calcul linéaire sont très proches des résultats donnés par le programme Shake.

3.7.4. Caractéristiques du profil de sol pour le 2eme cas

couches	h (m)	ρ (kn/m^3)	G_{max} (MPa)	Courbe G/G_{max}	Courbe ξ %
Couche 1	15	18	150	Sand (Seed and Idriss1970)	Sand (Idriss 1990)
Couche 2	15	19.6	380	Clay (Seed & Sun 1989)	Clay (Idriss 1990)
substratum	∞	25	1200	1	2

Tableau 3.3 caractéristiques du profil de sol (2^{eme} cas)

3.7.5. Courbes de réduction

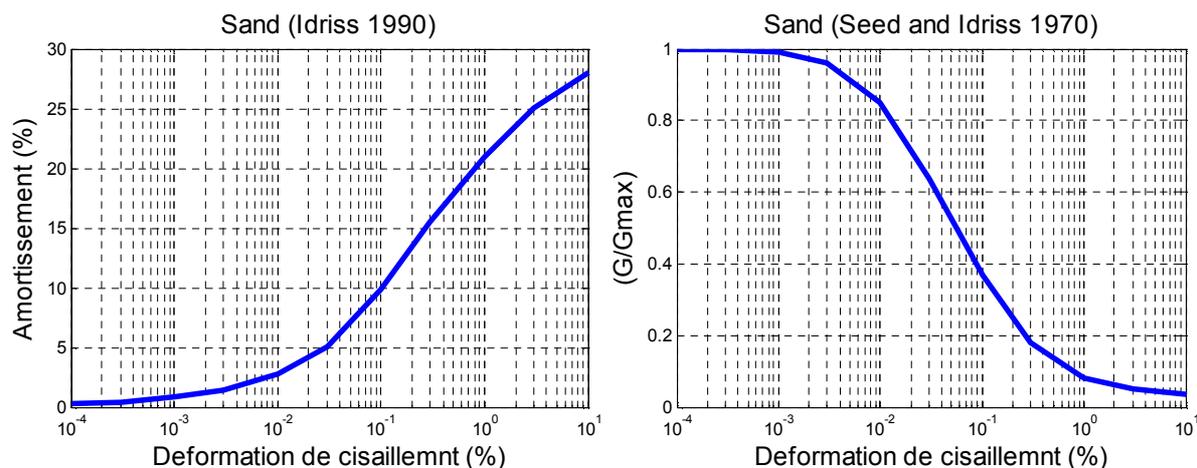


Figure 3.14 courbes de réduction utilisée pour la première couche

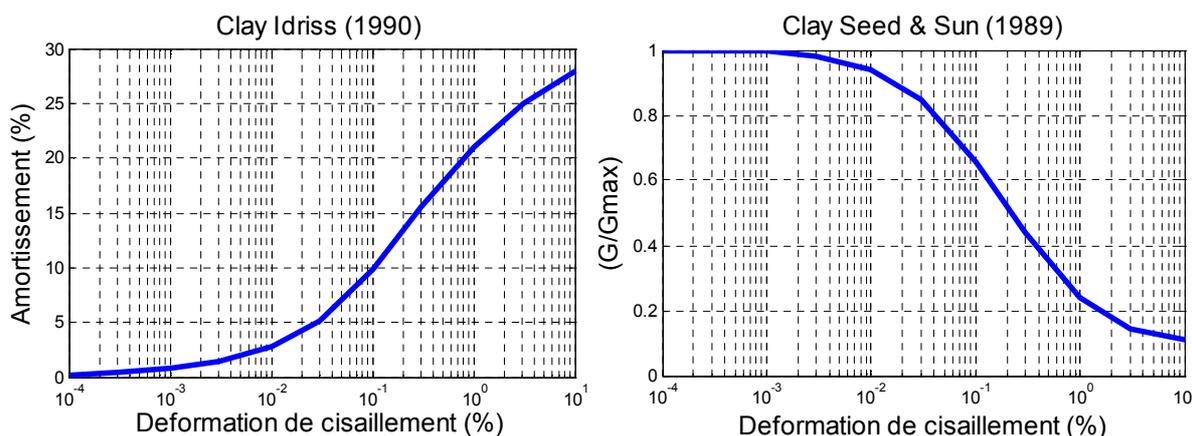


Figure 3.15 courbes de réduction utilisée pour la deuxième couche

3.7.6. Présentation des résultats pour le 2^{ème} cas

Les figures qui suivent montrent les résultats obtenus par le programme LEM en comparaison avec ceux obtenus par le logiciel SHAKE, pour une colonne de sol composée de 2 couches avec un comportement non linéaire du sol, reposant sur substratum rocheux de nature élastique. Les résultats suivants sont obtenus au toit de chaque couche dans le profil.

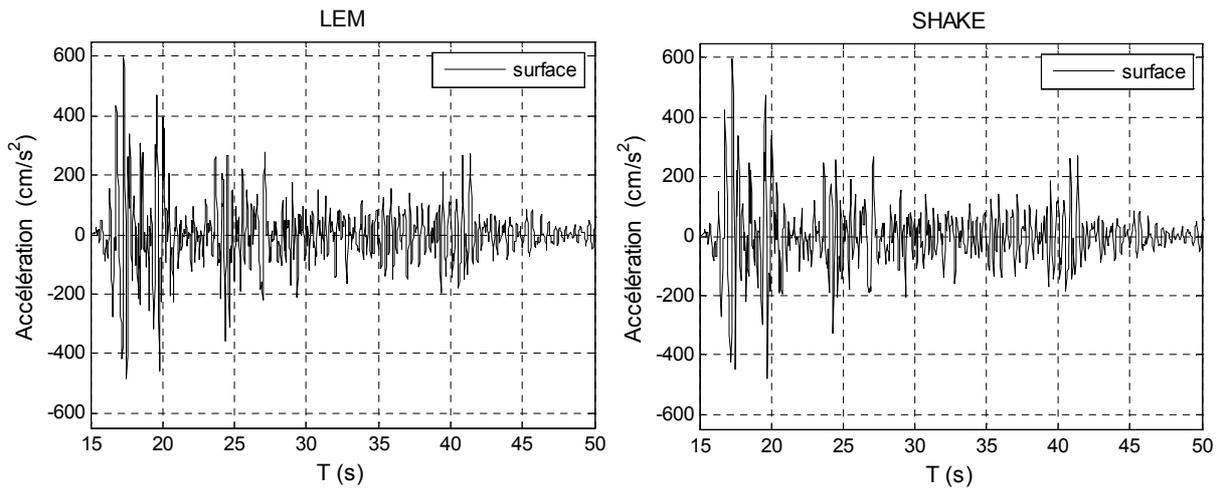


Figure 3.16 comparaison des réponses en surface libre (accélérations)

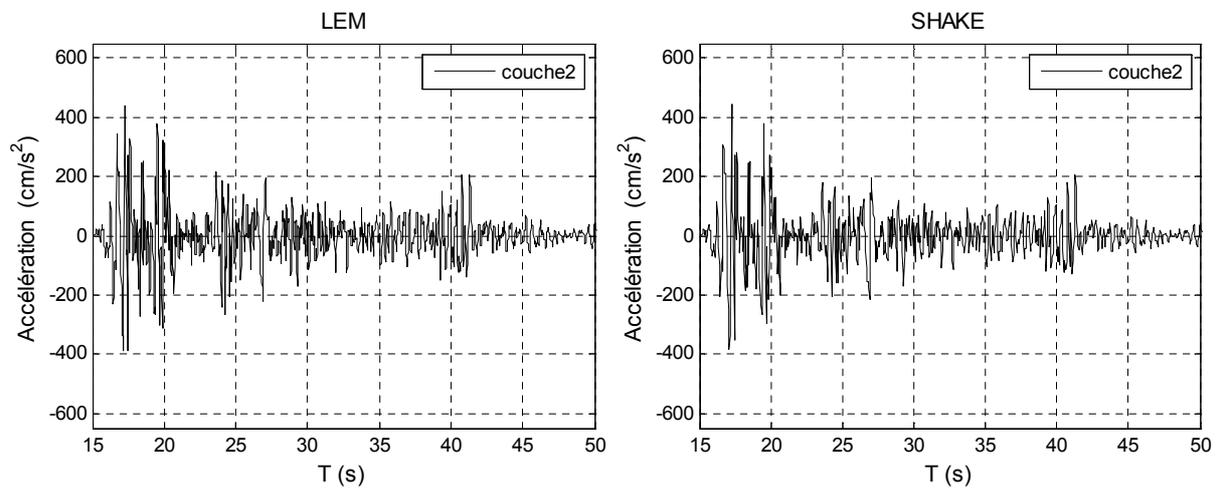


Figure 3.17 comparaison des réponses de la deuxième couche (accélérations)

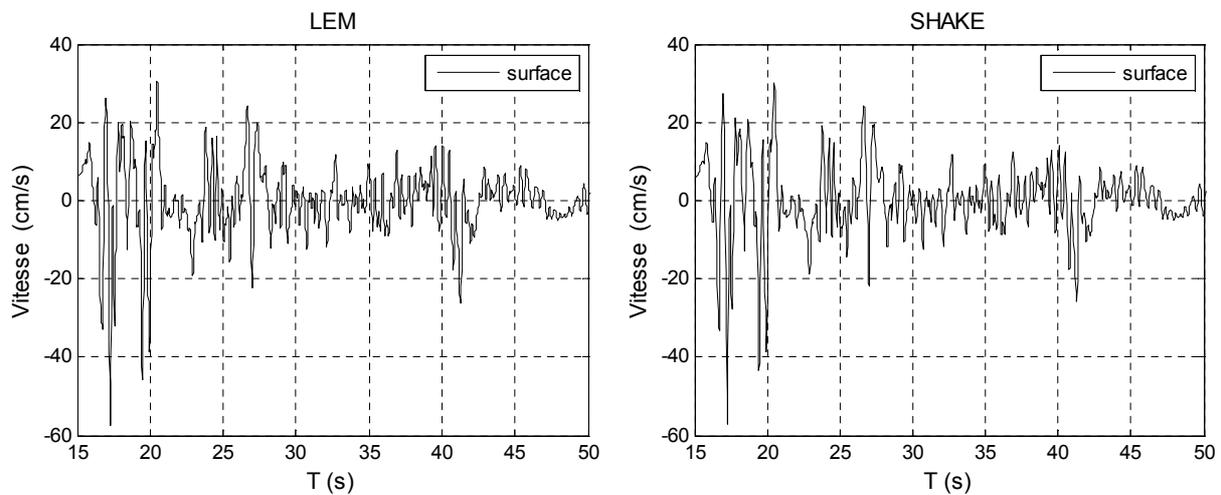


Figure 3.18 comparaison des réponses en surface libre (vitesses)

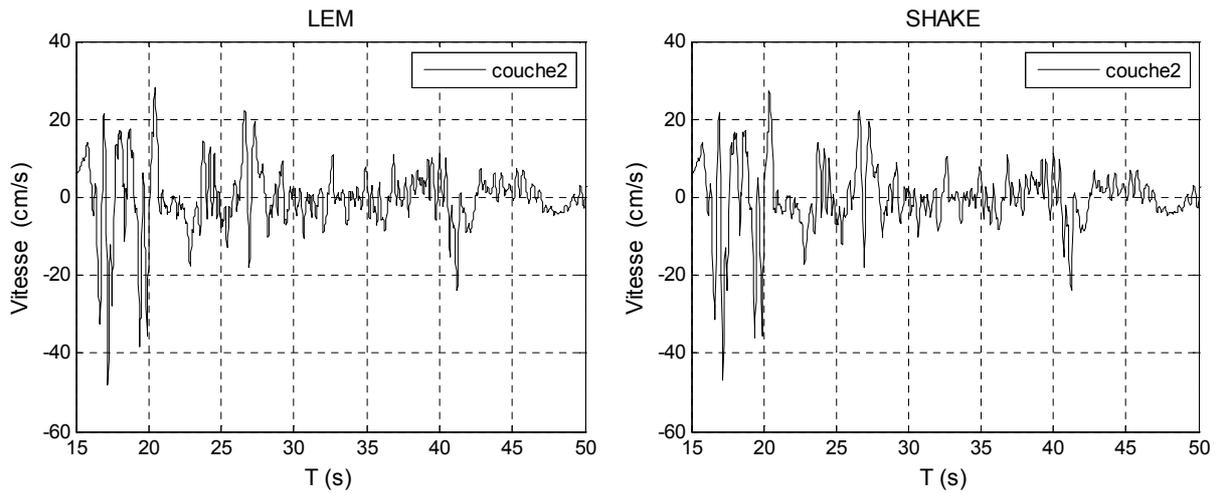


Figure 3.19 comparaison des réponses de la deuxième couche (vitesses)

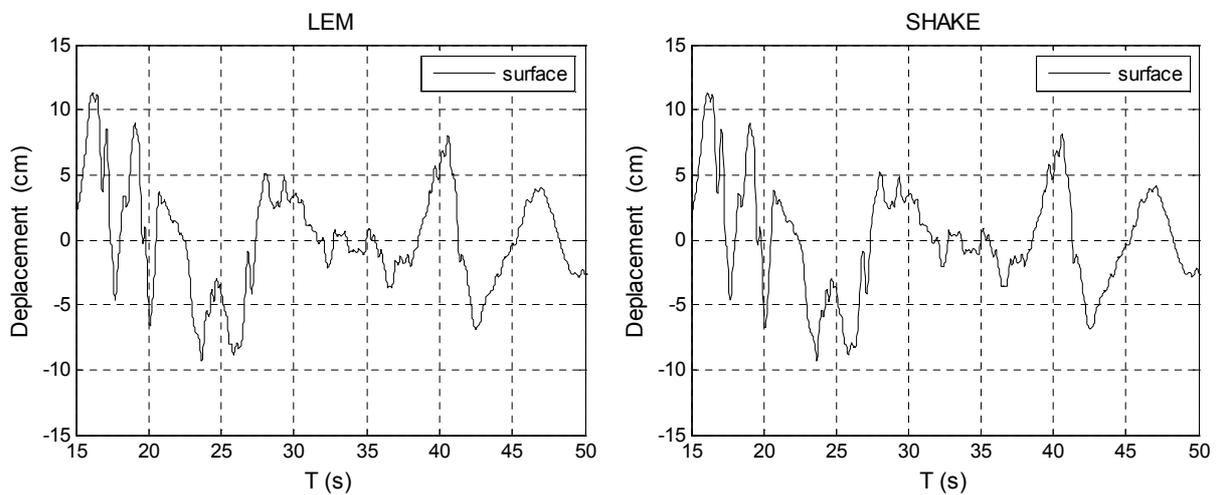


Figure 3.20 comparaison des réponses en surface libre (déplacement)

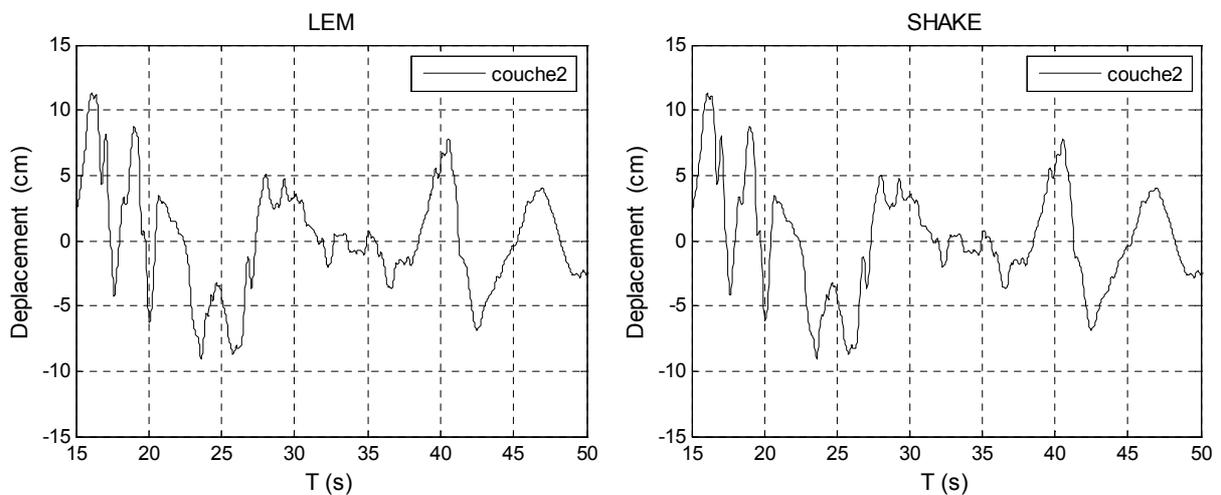


Figure 3.21 comparaison des réponses de la deuxième couche (déplacement)

Dans le tableau suivant on montre la similitude des résultats obtenus pour un calcul linéaire équivalent par le programme qu'on a développé avec les résultats obtenus par le logiciel SHAKE.

	A_{max} LEM (cm/s^2)	A_{max} SHAKE (cm/s^2)	V_{max} LEM (cm/s)	V_{max} SHAKE (cm/s)	D_{max} LEM (cm)	D_{max} SHAKE (cm)
Couche 1	597.93	585.66	57.60	63.30	11.32	11.50
Couche 2	440.66	447.33	48.25	48.90	11.27	11.30
rock	337.20	337.20	36.51	36.51	11.14	11.14

Tableau 3.4 récapitulation des valeurs maximales pour un calcul linéaire équivalent

- Comparaison entre les spectres de réponse calculés avec le programme LEM et SHAKE pour un amortissement $\xi = 5\%$

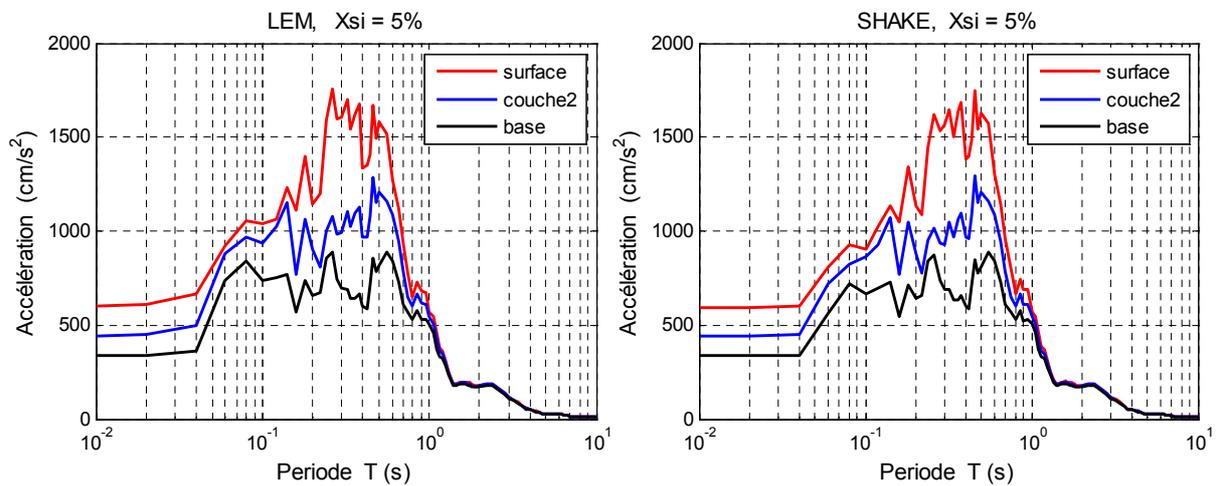


Figure 3.22 comparaison des accélérations spectrales

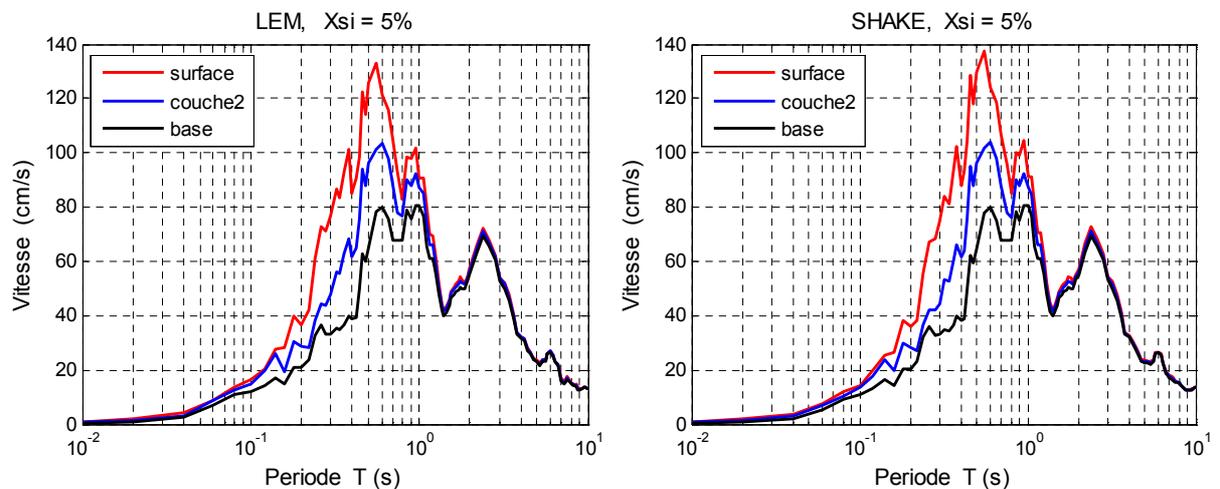


Figure 3.23 comparaison des vitesses spectrales

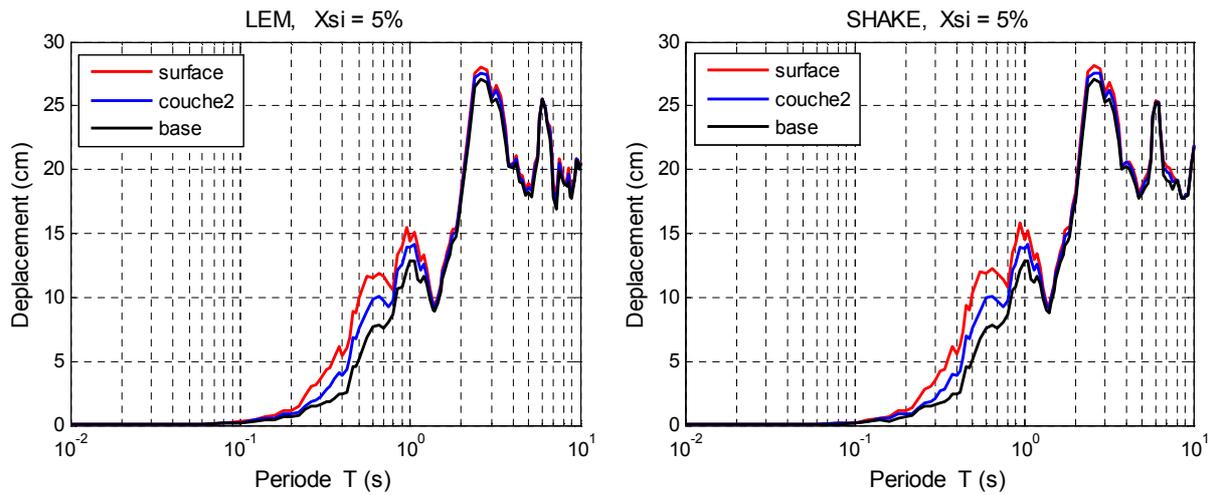


Figure 3.24 comparaison des déplacements spectraux

Les tableaux suivants on montre la convergence du module de cisaillement G (**tableau 3.5**) et l'amortissement ξ (**tableau 3.6**) avec sept itérations de calcul pour un calcul linéaire équivalent obtenus par le programme développé.

itération	G (Kpa) (couche1)	Erreur (%)	G (Kpa) (couche2)	Erreur (%)
1	150000.00		380000.00	
2	90742.16	24.6146	320052.16	8.5633
3	84157.33	3.7649	318148.31	0.2983
4	83098.38	0.6331	317936.58	0.0333
5	82913.25	0.1115	317904.16	0.0051
6	82880.44	0.0198	317898.63	0.0009
7	82874.61	0.0035	317897.66	0.0002

Tableau 3.5 variation de G pour chaque itération

itération	ξ (%) (couche1)	Erreur (%)	ξ (%) (couche2)	Erreur (%)
1	5.00		5.00	
2	5.71	6.63	5.22	2.15
3	6.47	6.24	5.34	1.14
4	6.60	0.99	5.35	0.09
5	6.62	0.15	5.36	0.09
6	6.62	0.00	5.36	0.00
7	6.62	0.00	5.36	0.00

Tableau 3.6 variation de ξ pour chaque itération

Conclusion

La formulation mathématique du problème de propagation des ondes de cisaillement dans le cas d'une colonne de sol multicouche a été élaboré dans ce chapitre, et un programme basé sur un calcul numérique itératif a été développé et validé par la suite en comparaison avec le code SHAKE.

Les résultats obtenus dans cette analyse montrent que l'effet de site a une influence très importante sur la réponse dynamique d'un dépôt de sol. Les résultats montrent aussi que le signal sismique est largement modifié en surface libre.

Le chapitre suivant sera destiné à une vérification des résultats d'un cas d'exemple en terme de spectre de réponse, avec les spectres de réponse proposés par le règlement parasismique algérien, le facteur d'amplification dynamique des sols sera aussi abordé.

Chapitre 4

Application au RPA

4.1. Introduction

Une grande partie de l'Algérie est sismique et beaucoup de sites présentent les conditions géologiques, topographiques et géotechniques qui favorisent l'apparition des effets locaux en général et les effets d'amplification en particulier. Les règles parasismiques Algériennes, RPA99 (CGS, 2003), dans son volet cartes de zonage sismique, fournissent des accélérations de zonage estimées au rocher. Les différents types de sols sont pris en charge à travers des spectres de réponse normalisés.

4.2. Classification des sites selon le RPA 99

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Les différentes catégories des sites sont les suivantes :

- S1 (site rocheux)

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_S) \geq à 800m/s.

– S2 (site ferme)

Dépôt de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_S \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

– S3 (site meuble)

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_S \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

– S4 (site très meuble)

- dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

- dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥ 800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 - < 800$
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	$\geq 200 - < 400$
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥ 100 <200

Tableau 4.1 Classification des sites

- (a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles.
- (b) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité $I_p > 20$, une teneur en eau naturelle $W_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $Cu < 25 \text{ kPa}$ et une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 150 \text{ m/s}$.

Pour un site composé de plusieurs couches avec différentes vitesses d'ondes de cisaillement la vitesse moyenne pour classifier le site est donnée par la formule suivante

$$\overline{V_s} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{s_i}}\right)} \quad (4.1)$$

Avec

V_{s_i} : vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i)

h_i : Épaisseur de la couche (i)

4.3. Spectre de réponse de calcul règlementaire selon le RPA99

A chaque catégorie de site est associé un spectre de réponse en accélération, en considérant les périodes caractéristiques du tableau 1. Selon le RPA99, la forme du spectre élastique normalisé en accélération en fonction de la période T se calcule à l'aide des relations suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité

Les périodes caractéristiques T_1 et T_2 de chaque catégorie de site sont données dans le tableau suivant :

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau 4.2 valeurs de T_1 et T_2 pour chaque classe de sols

La forme du spectre élastique normalisé en accélération en fonction de la période T , pour un amortissement critique de 5 % et sans tenir compte ni du type ni de la qualité de l'ouvrage, se calcule à l'aide des relations suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{1.5T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 (1.25A) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 (1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.4)$$

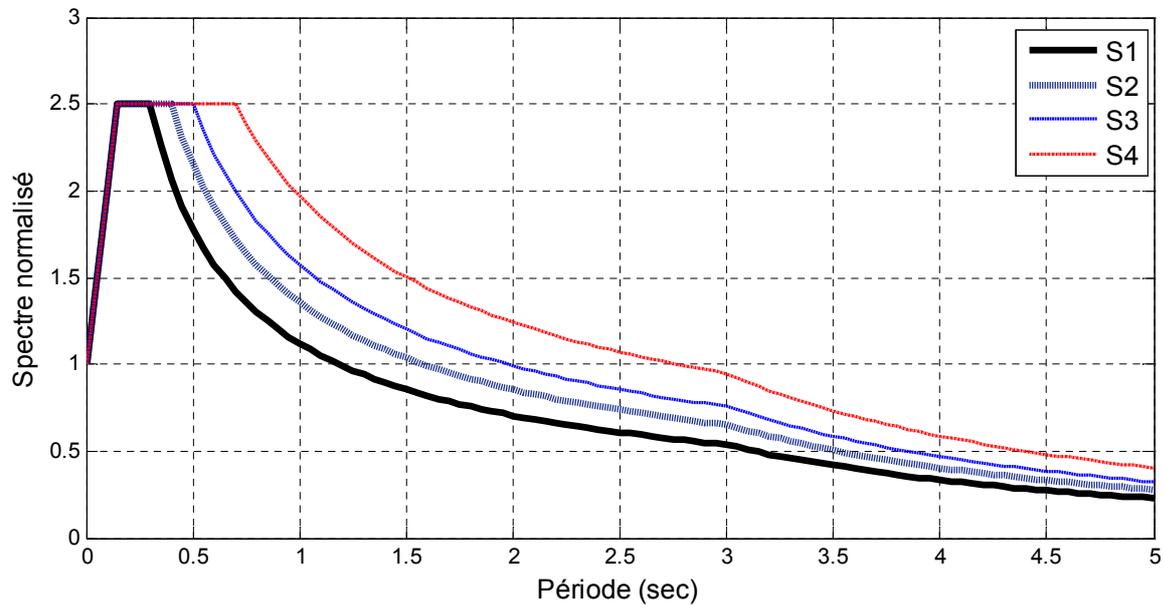


Figure 4.1 Spectre de réponse élastique normalisée pour les 4 types de sites d'après RPA99

4.4. Modélisation d'une colonne de sol pour chaque catégorie de site

Le choix s'est porté sur la modélisation de sols hétérogènes comportant un nombre de couches variables. Les modèles de classe de site sont directement inspirés des caractéristiques indiquées dans le chapitre de classification des sites dans le RPA99 modifié 2003, en se basant uniquement sur la vitesse de propagation des ondes de cisaillement pour chaque colonne de sol.

4.4.1. courbes de dégradation du sol

Comme on peut le voir dans le **Tableau 4.1**, la catégorie de site peut être interprétée selon la vitesse des ondes de cisaillement. D'autre part, on peut déterminer la classe équivalente pour une colonne de sol située au-dessus de la couche rocheuse et composés d'un certain nombre de couches de sol nettement différentes en calculant les paramètres moyens de l'ensemble des couches. Dans notre étude on va effectuer en premier cas un calcul en considérant que le sol a un comportement linéaire puis en deuxième cas avec un comportement non linéaire du sol en utilisant les courbes de réduction $G - \gamma$ et $\xi - \gamma$.

4.4.2. Accélérogramme appliqué à la base rocheuse

L'excitation qu'on va appliquer à la base c'est l'enregistrement de Dar Beida du séisme de 21 mai 2003 qui a frappé la région de Boumerdes d'une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter.

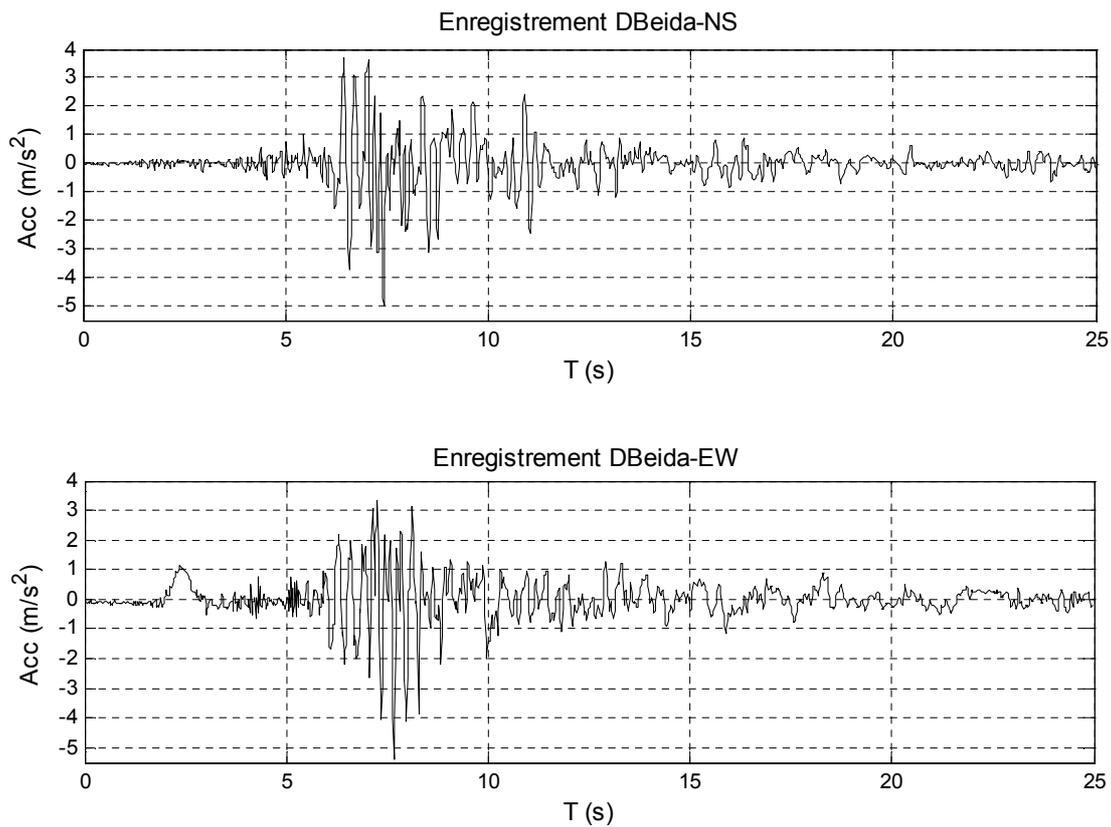


Figure 4.2 enregistrement de Dar Beida du séisme de 21 mai 2003

4.4.3. Profils de sol à étudier

Pour le choix des profils de sol on va prendre 3 profils chacun représente une classe de sol (S2, S3 et S4), et chaque profil est composé de 3 couches de caractéristiques différentes. Les caractéristiques des différent profil sont données dans les tableaux suivants :

Couches	H (m)	ρ (kn/m ³)	V_s (m/s)	Courbe G – γ	Courbe $\xi - \gamma$
Gravier	0-10	20	460	Gravel (Seed et al.)	Gravel (Seed et al.)
Sable	10-20	21	520	Sand (Seed & Idriss) upper-bound	Sand (Seed & Idriss) upper-bound
Argile	20-30	22	600	Clay (seed & sun 1989)	Clay-(Sun & al.) Upper Bound
Substratum rocheux	∞	24	1200	linéaire	linéaire

Tableau 4.3 Caractéristiques du profil de sol classe S2

Couches	H (m)	ρ (kn/m ³)	V_s (m/s)	Courbe G – γ	Courbe $\xi - \gamma$
Gravier	10	19	220	Gravel (Seed et al.)	Gravel (Seed et al.)
Sable	10	21	300	Sand (Seed & Idriss) Average	Sand (Seed & Idriss) Average
Argile	10	21	380	Clay (Seed and Sun 1989)	Clay (Idriss 1990)
Substratum rocheux	∞	24	1200	linéaire	linéaire

Tableau 4.4 Caractéristiques du profil de sol classe S3

Couches	H (m)	ρ (kn/m ³)	V_s (m/s)	Courbe G – γ	Courbe $\xi - \gamma$
Gravier	10	19	130	Sand (Seed & Idriss) Lower Bound	Sand (Seed & Idriss) Lower Bound
Sable	10	19	180	Sand (Seed & Idriss) Lower Bound	Sand (Seed & Idriss) Lower Bound
Argile	10	20	260	Clay (Seed and Sun 1989)	Clay (Idriss 1990)
Substratum rocheux	∞	24	1200	linéaire	Linéaire

Tableau 4.5 Caractéristiques du profil de sol classe S4

4.4.4. Présentation des résultats pour un calcul linéaire

4.4.4.1. Réponse en accélération des différents profils de sol

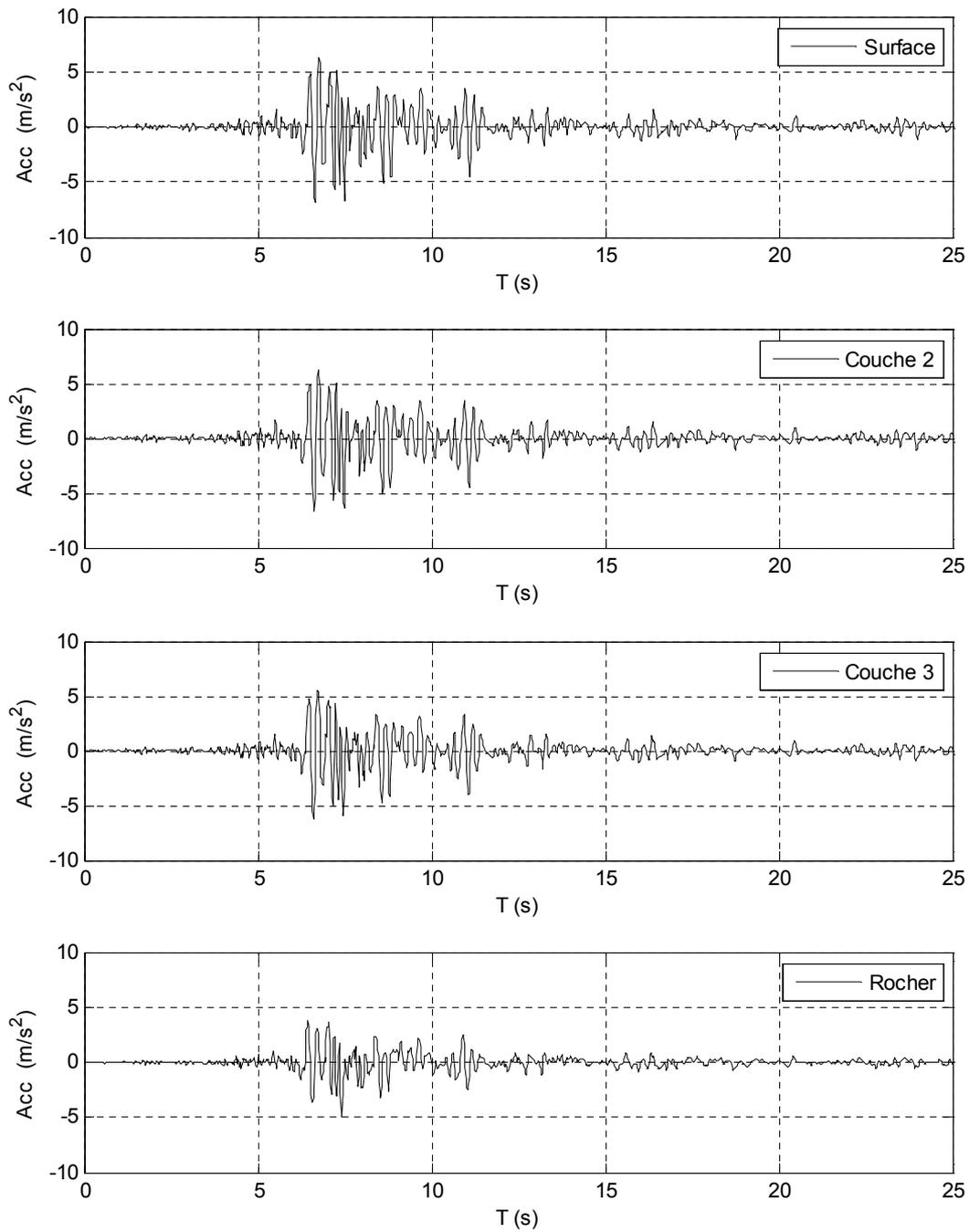


Figure 4.3 Réponse linéaire du profil de sol type S2 composante NS

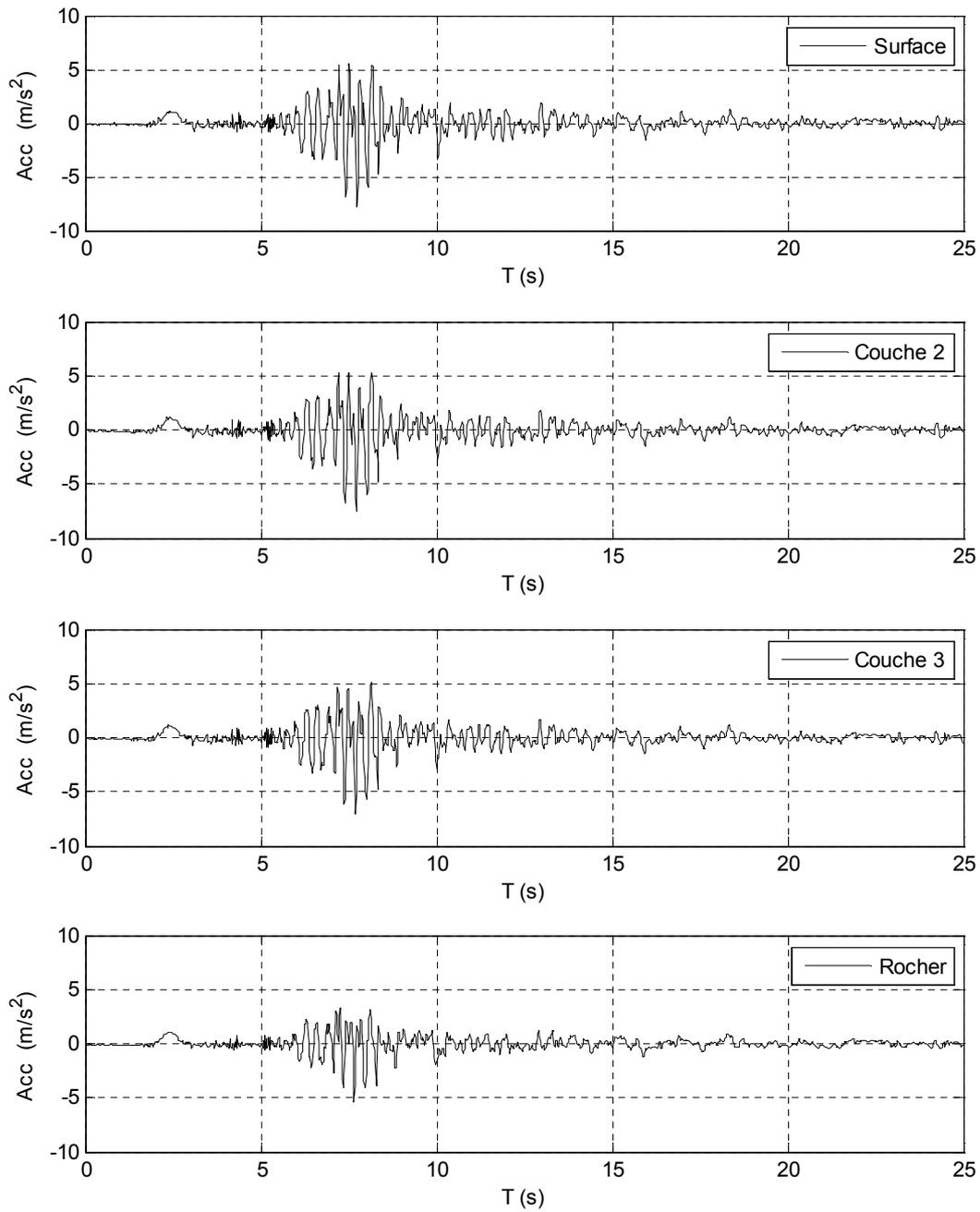


Figure 4.4 Réponse linéaire du profil de sol type S2 composante EW

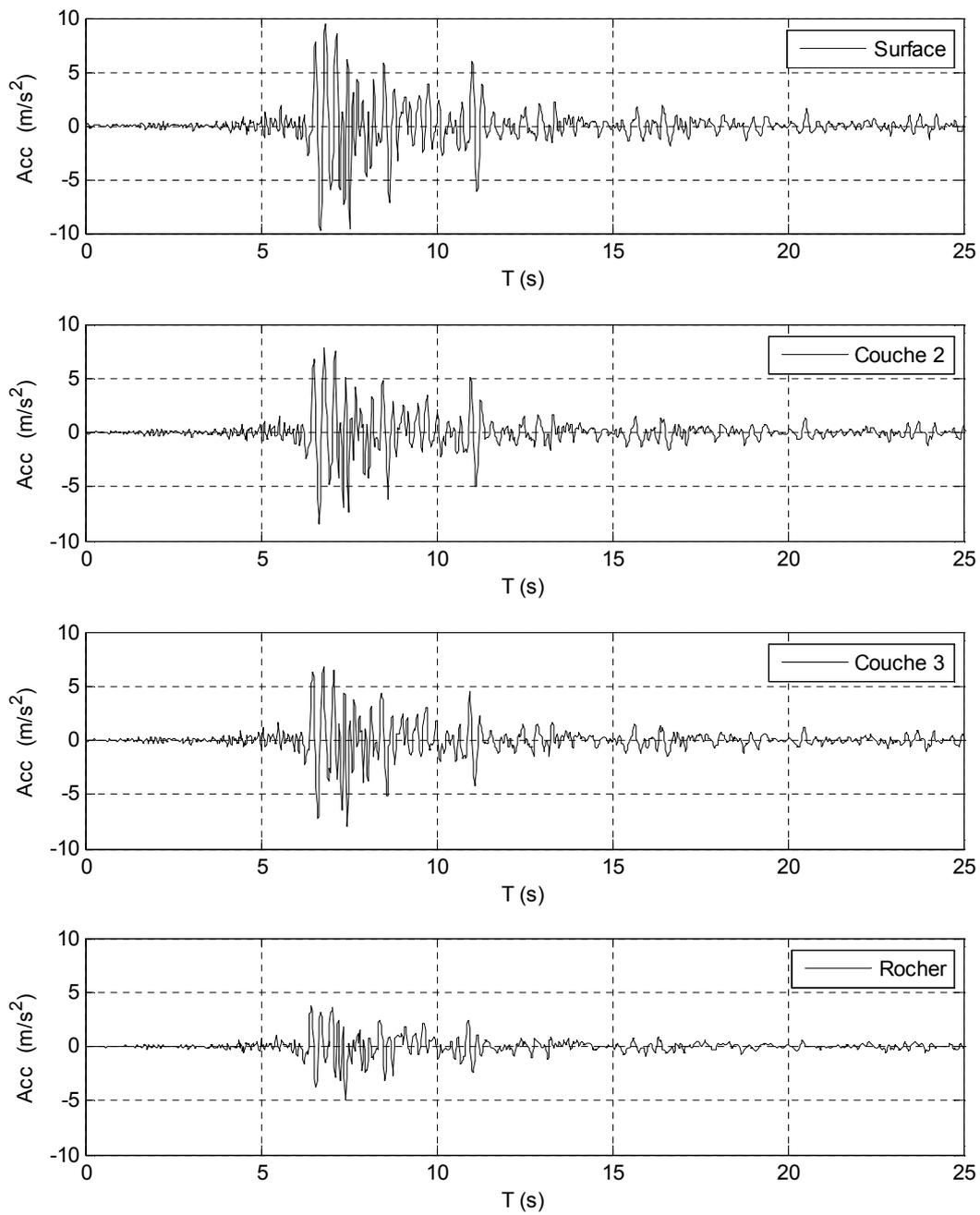


Figure 4.5 Réponse linéaire du profil de sol type S3 composante NS

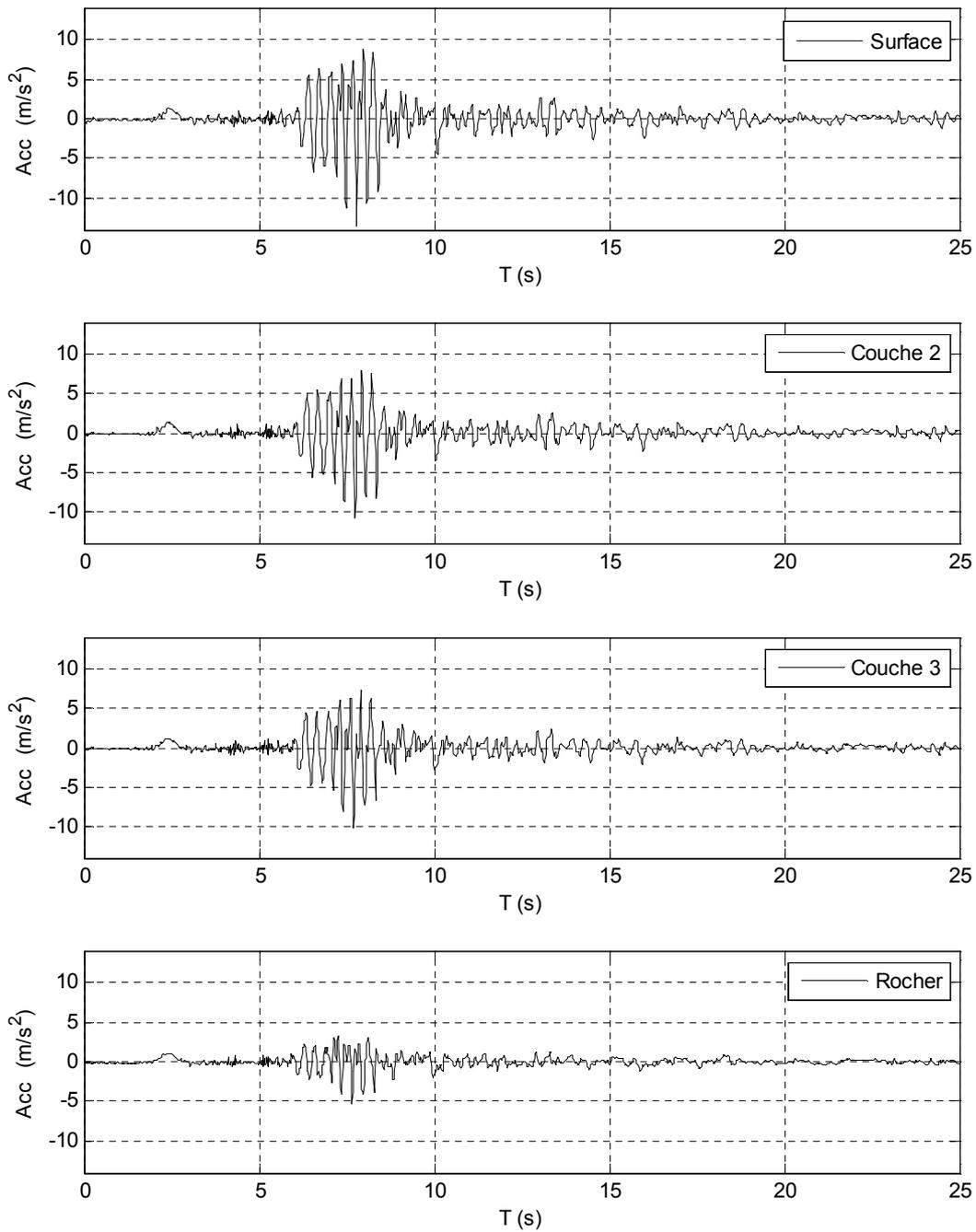


Figure 4.6 Réponse linéaire du profil de sol type S3 composante EW

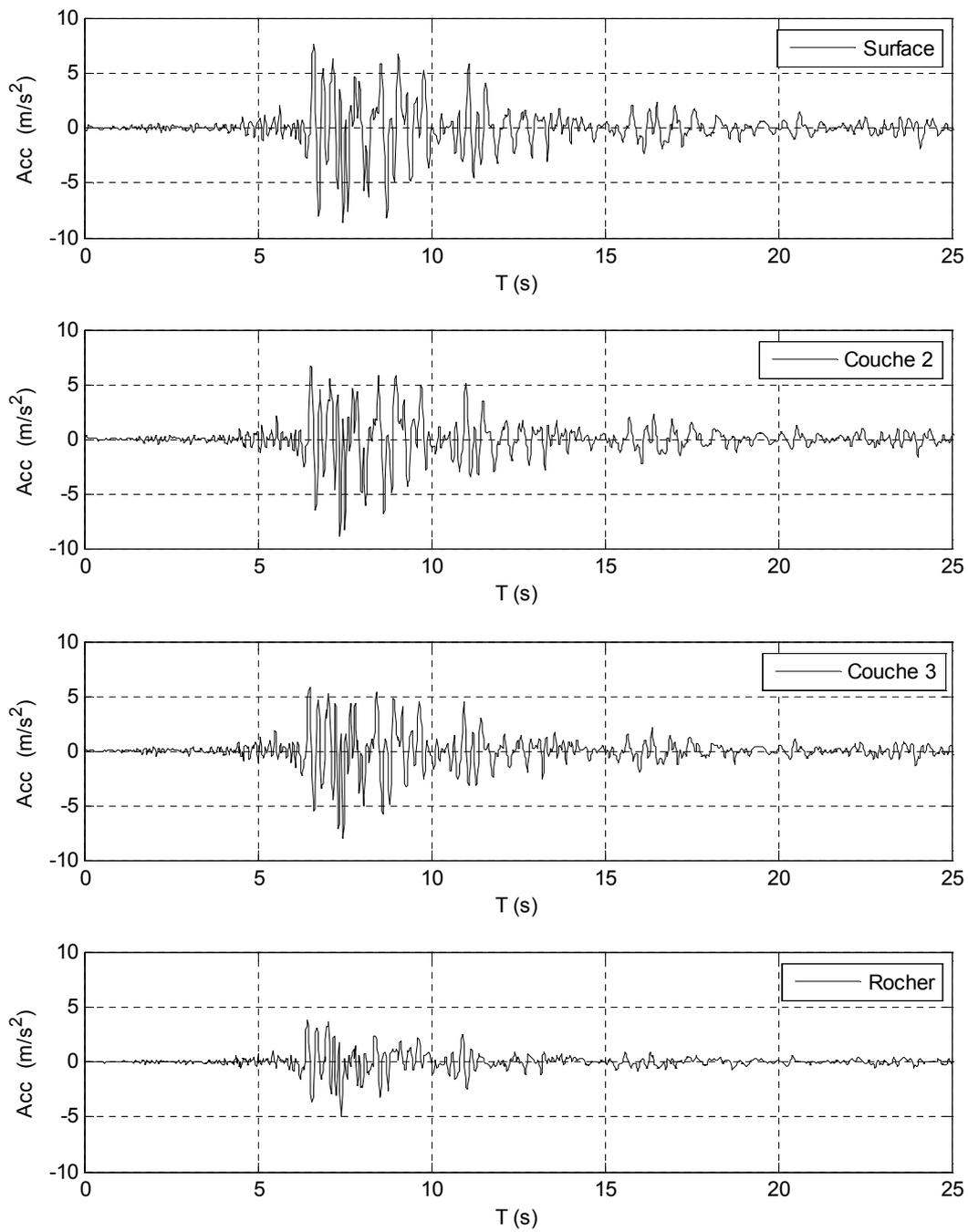


Figure 4.7 Réponse linéaire du profil de sol type S4 composante NS

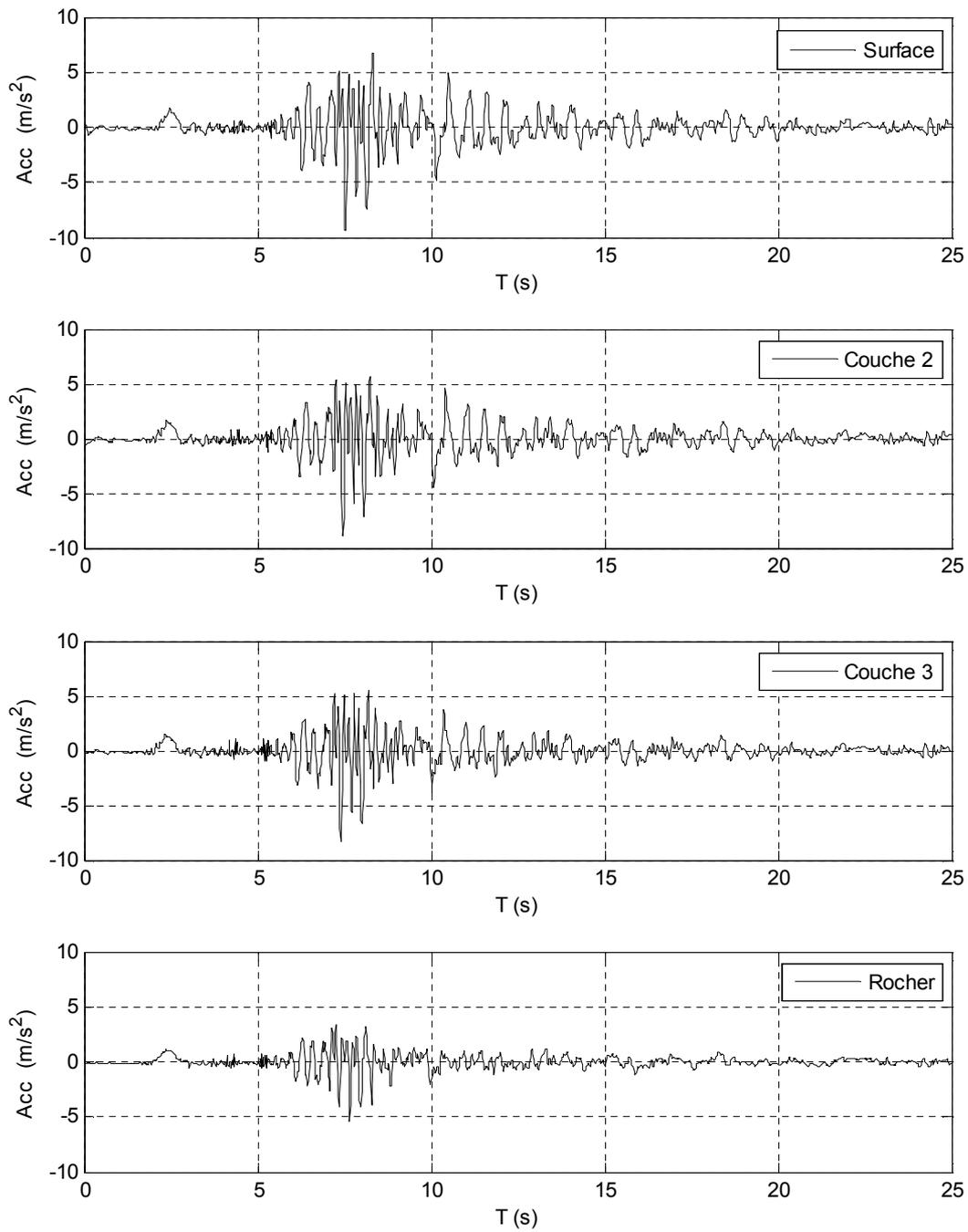


Figure 4.8 Réponse linéaire du profil de sol type S4 composante EW

Le tableau récapitulatif suivant montre les différents résultats obtenus par l'analyse linéaire au toit de chaque couche pour les différents profils de sol.

profil	couche	Composante NS			Composante EW		
		Acc_{max} (cm/s^2)	V_{max} (cm/s)	D_{max} (cm)	Acc_{max} (cm/s^2)	V_{max} (cm/s)	D_{max} (cm)
S2	C1	680.22	52.80	19.55	784.93	36.50	29.26
	C2	617.65	52.43	19.57	746.92	35.84	29.29
	C3	626.84	51.24	19.56	699.82	33.50	29.29
S3	C1	978.33	66.33	19.86	1346.52	52.33	29.62
	C2	838.16	58.57	19.82	1078.13	47.65	29.61
	C3	800.61	54.12	19.76	1013.13	44.24	29.57
S4	C1	864.28	72.93	20.85	939.43	49.35	30.55
	C2	896.33	71.71	20.47	892.85	46.13	30.50
	C3	797.31	64.41	19.62	828.44	43.67	30.10
	Rocher	501.16	42.34	19.37	537.86	29.08	29.15

Tableau 4.6 valeurs maximales obtenues en toit des couches de chaque profil

Les figures (fig. 4.3 jusqu'à fig. 4.8) donnent les réponses en accélération des profils de sol en toit de chaque couche pour les différents type de sol classés par le RPA99 v2003, au séisme de Boumerdes 2003. On remarque que le signal sismique a été amplifié en allant du rocher jusqu'à la surface du profil de sol, d'après le tableau (4.6), on voit bien que l'accélération et la vitesse de propagation des ondes sismique ont été très amplifiées pour les sols S3 et S4 contrairement pour le sol S2, et pour le déplacement on remarque qu'il varie peu par-rapport au déplacement de la base.

4.4.4.2. Calcul des spectres de réponse.

Les figures suivantes donnent les accélérations spectrales correspondant aux accélérations calculées à la surface libre de chaque type de sol pour un comportement élastique du sol, pour un taux d'amortissement de 5%.

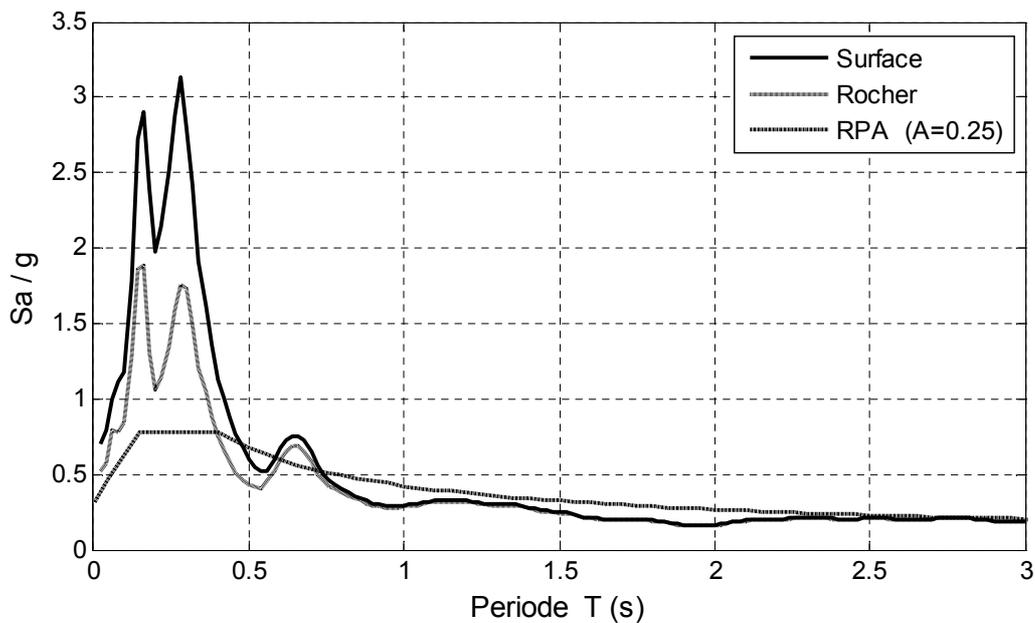


Figure 4.9 Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante NS

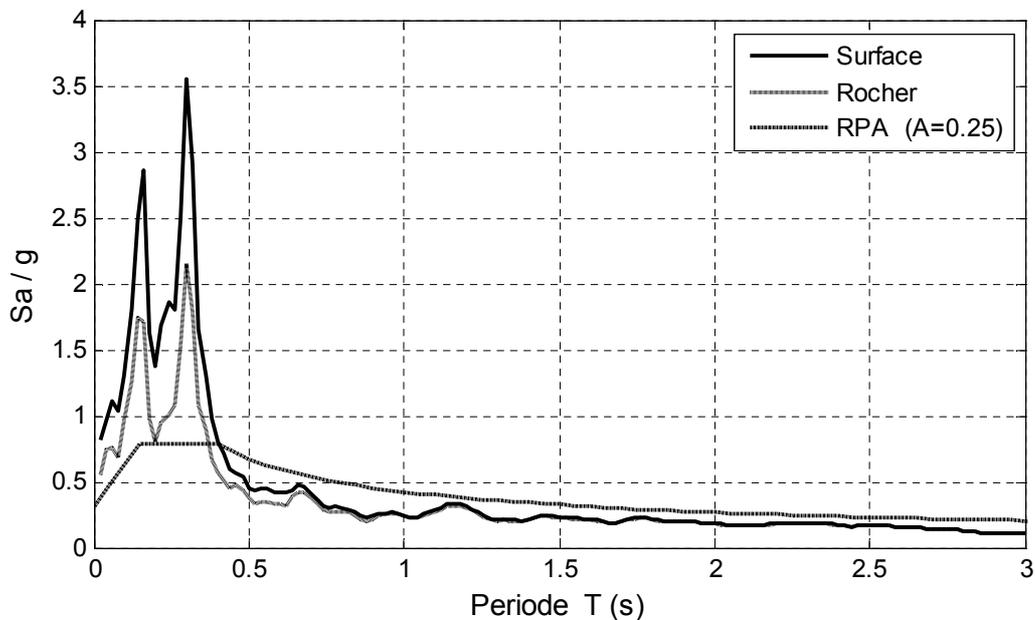


Figure 4.10 Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante EW

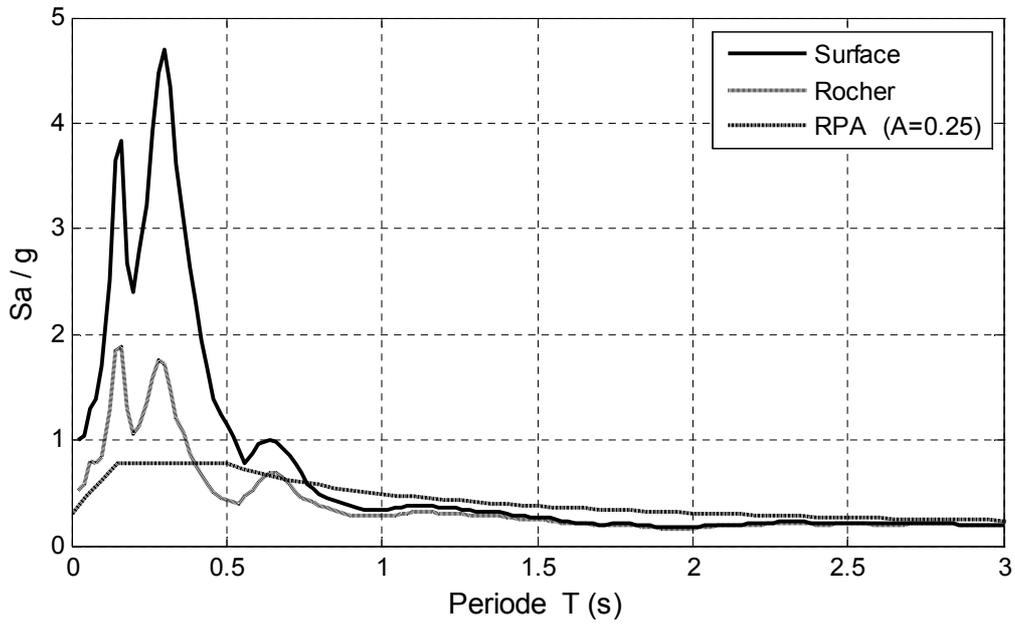


Figure 4.11 Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante NS

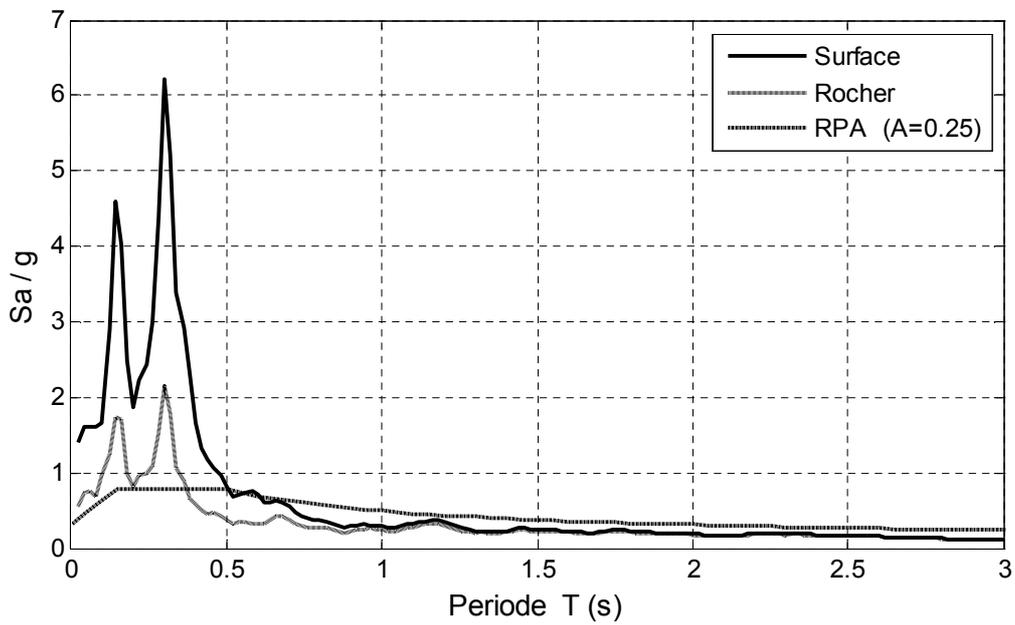


Figure 4.12 Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante EW

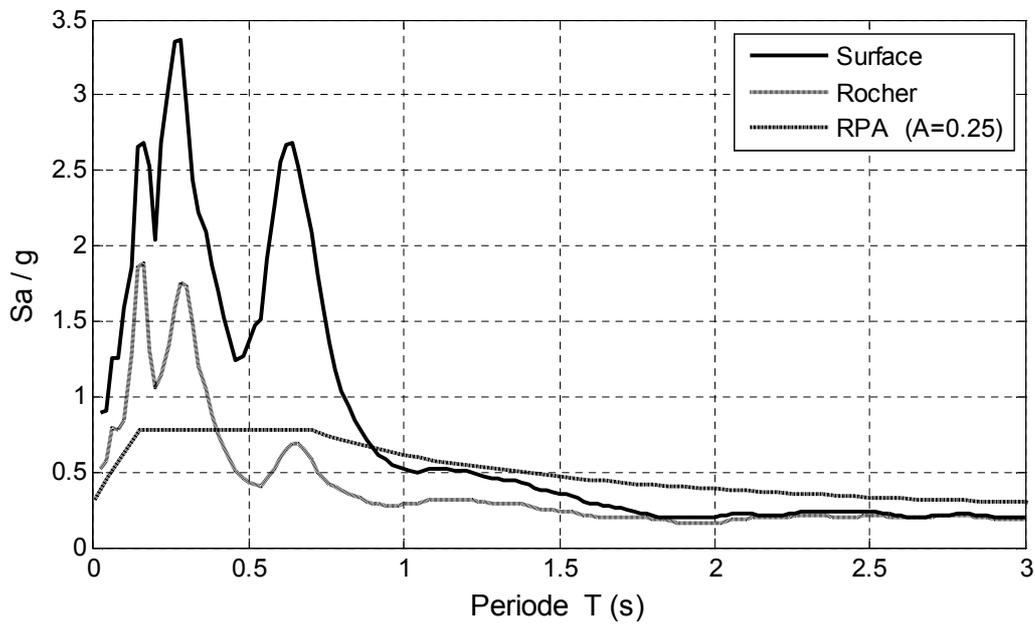


Figure 4.13 Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante NS

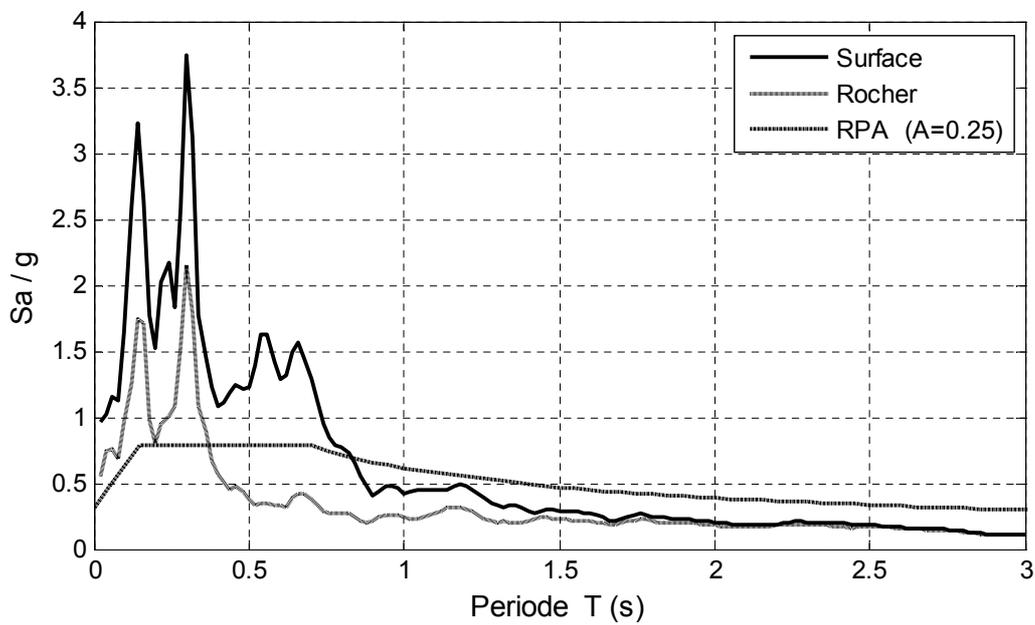
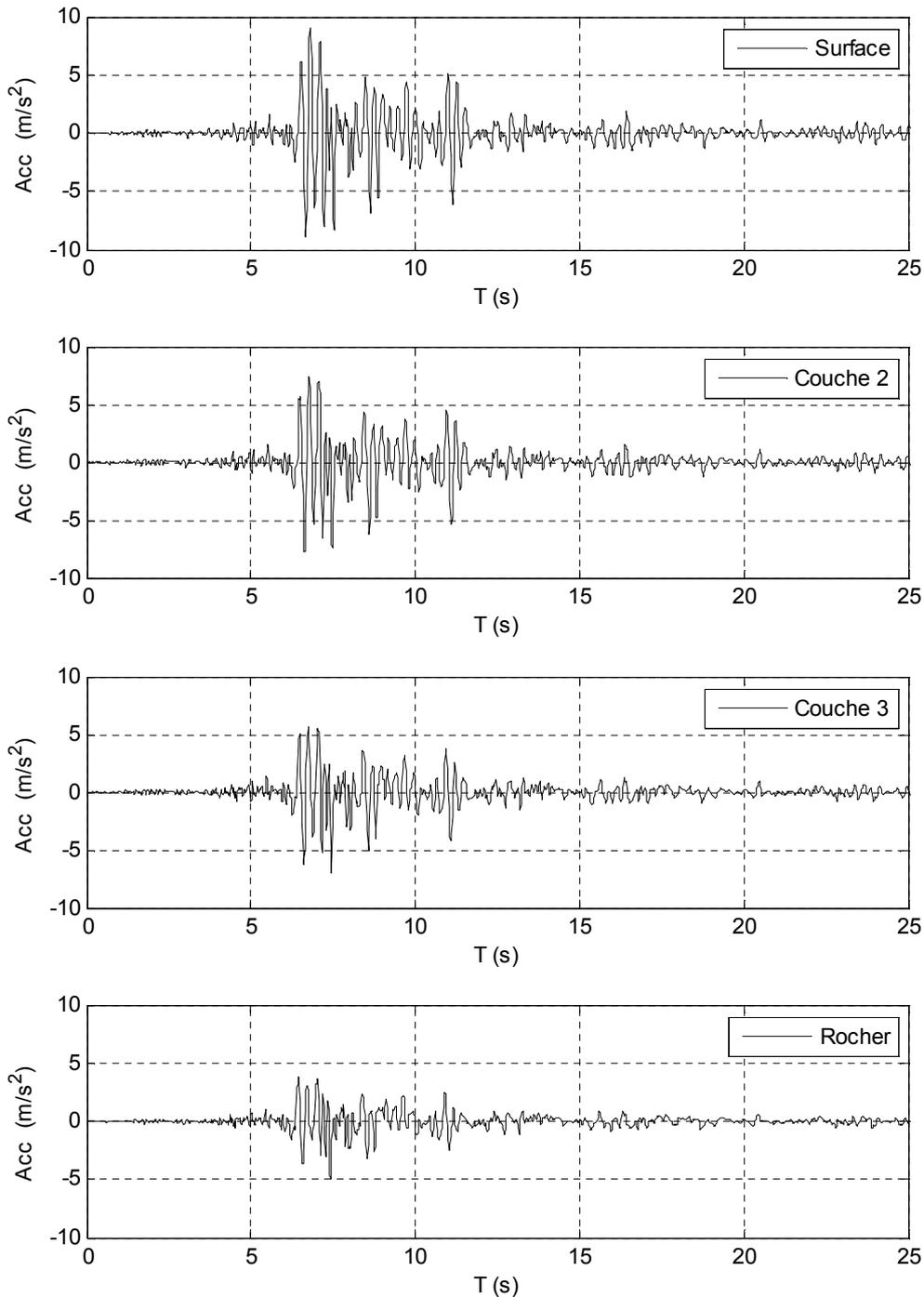


Figure 4.14 Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante EW

Ces spectres montrent que des amplifications importantes se sont produites et dépasse largement le spectre réglementaire du RPA99, notamment dans le palier des petites périodes, $T < 0.4S$ pour le site S2, $T < 0.5S$ pour le site S3 et $T < 0.9s$ pour le site S4, et pour des périodes supérieures à celles citées on remarque que le spectre réglementaire RPA99 enveloppe les spectres calculés à la surface libre des profils de sols, dans ce cas le risque concerne uniquement les structures ayant des petites périodes propres, ces dernières entrent en résonance avec le sol sur lequel elles seront construites. Dans ce cas, les résultats obtenus sont valables uniquement si le sol se comporte comme un matériau élastique, ou les caractéristiques mécaniques ne changent pas au cours du chargement cyclique, or on sait bien que le sol présente des caractéristiques inélastiques dans la gamme des grandes déformations, pour cela on va effectuer un deuxième cas d'analyse dans lequel on va tenir compte de l'inélasticité du sol.

4.4.5. Présentation des résultats pour un calcul linéaire équivalent

4.4.5.1. Réponse en accélération des différents profils de sol

**Figure 4.15** Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S2 composante NS

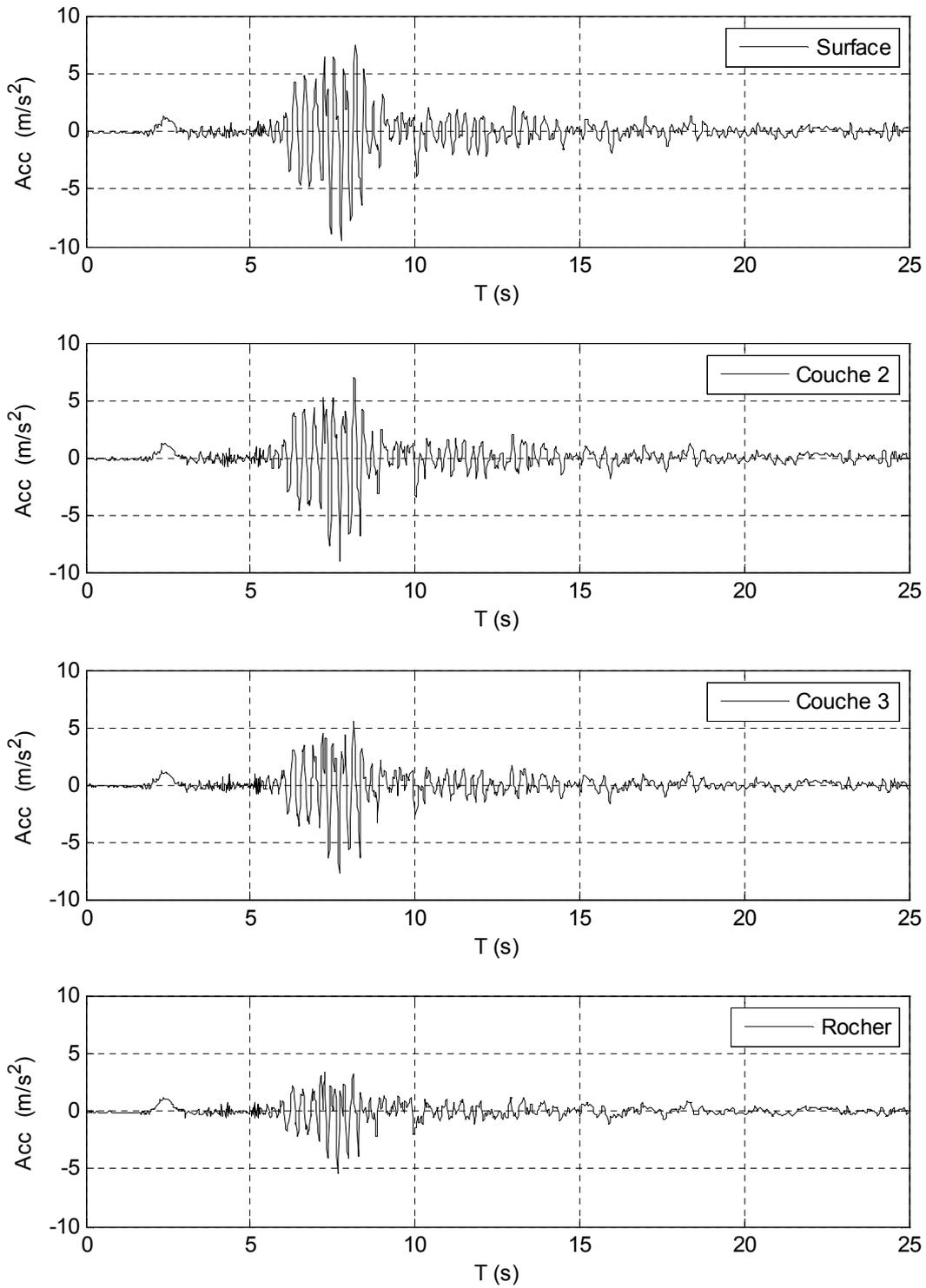


Figure 4.16 Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S2 composante EW

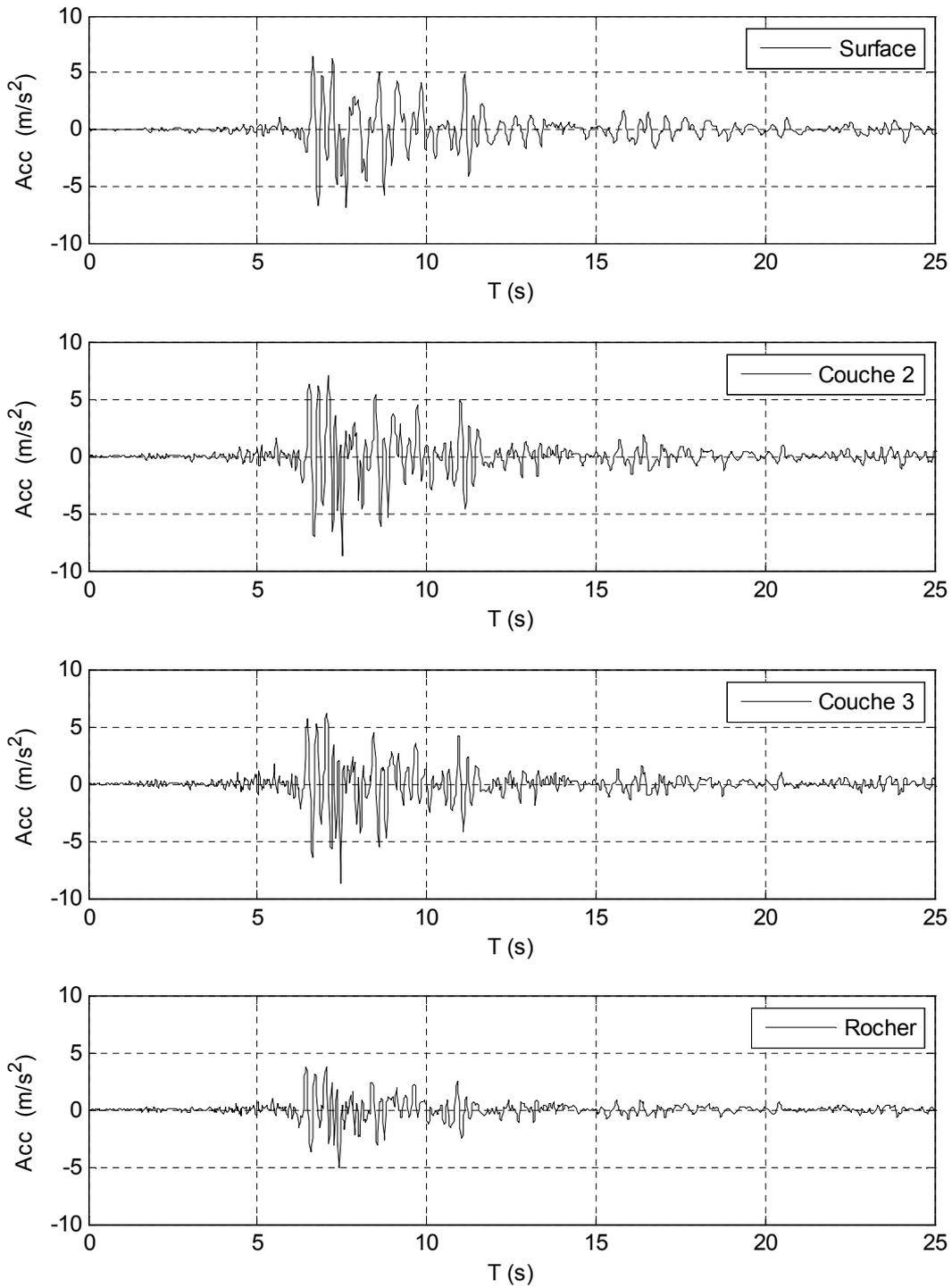


Figure 4.17 Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S3 composante NS

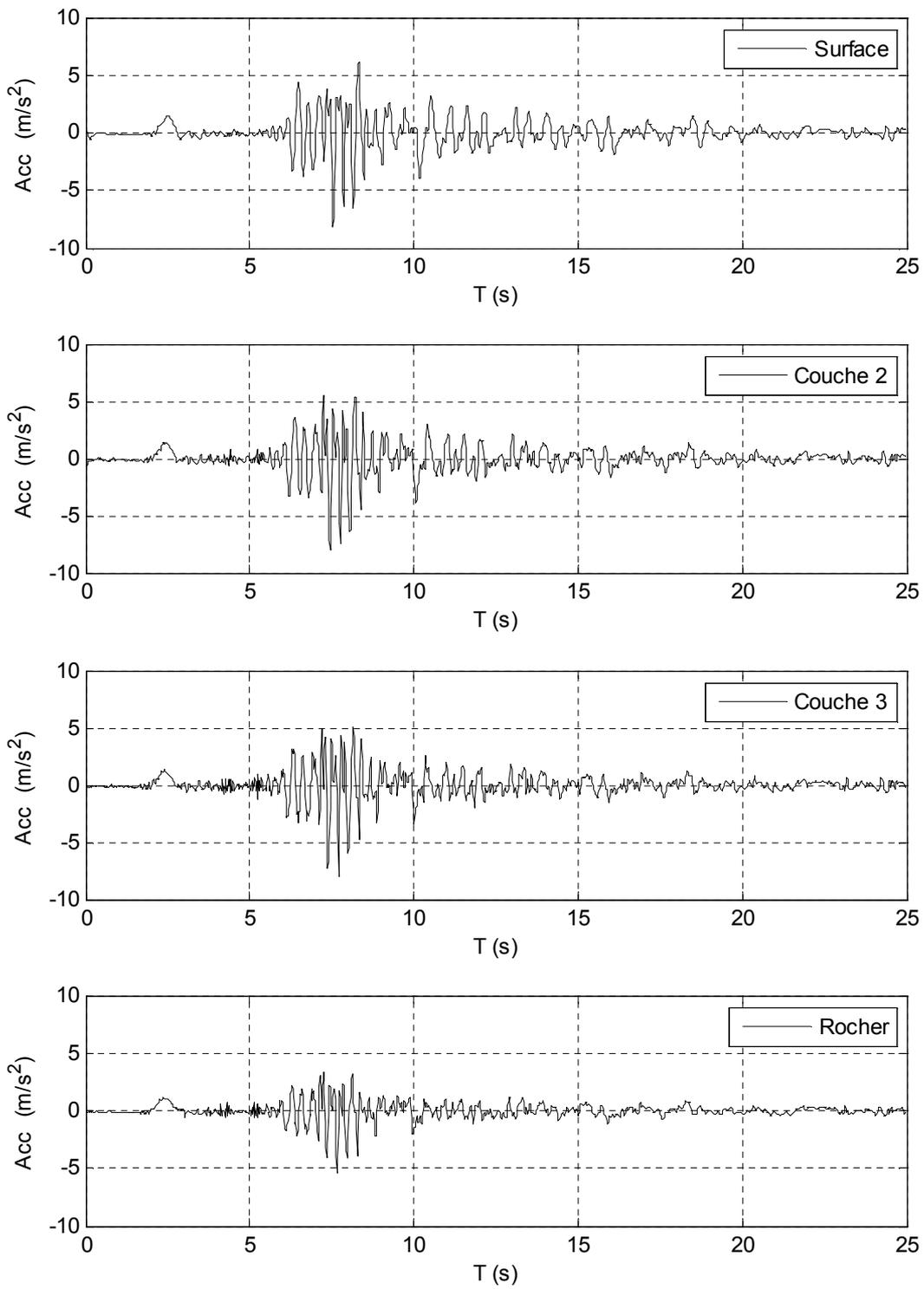


Figure 4.18 Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S3 composante EW

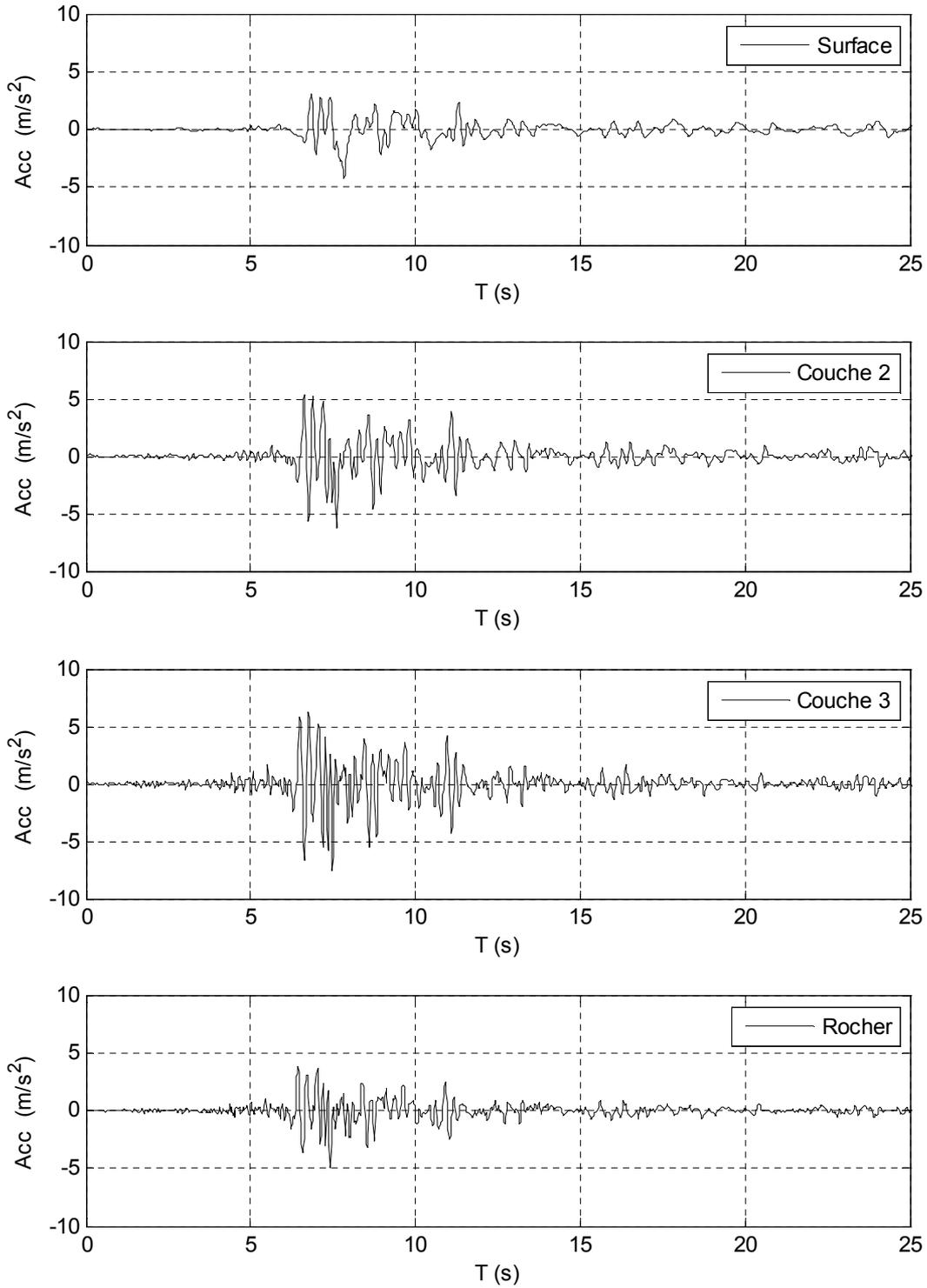


Figure 4.19 Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S4 composante NS

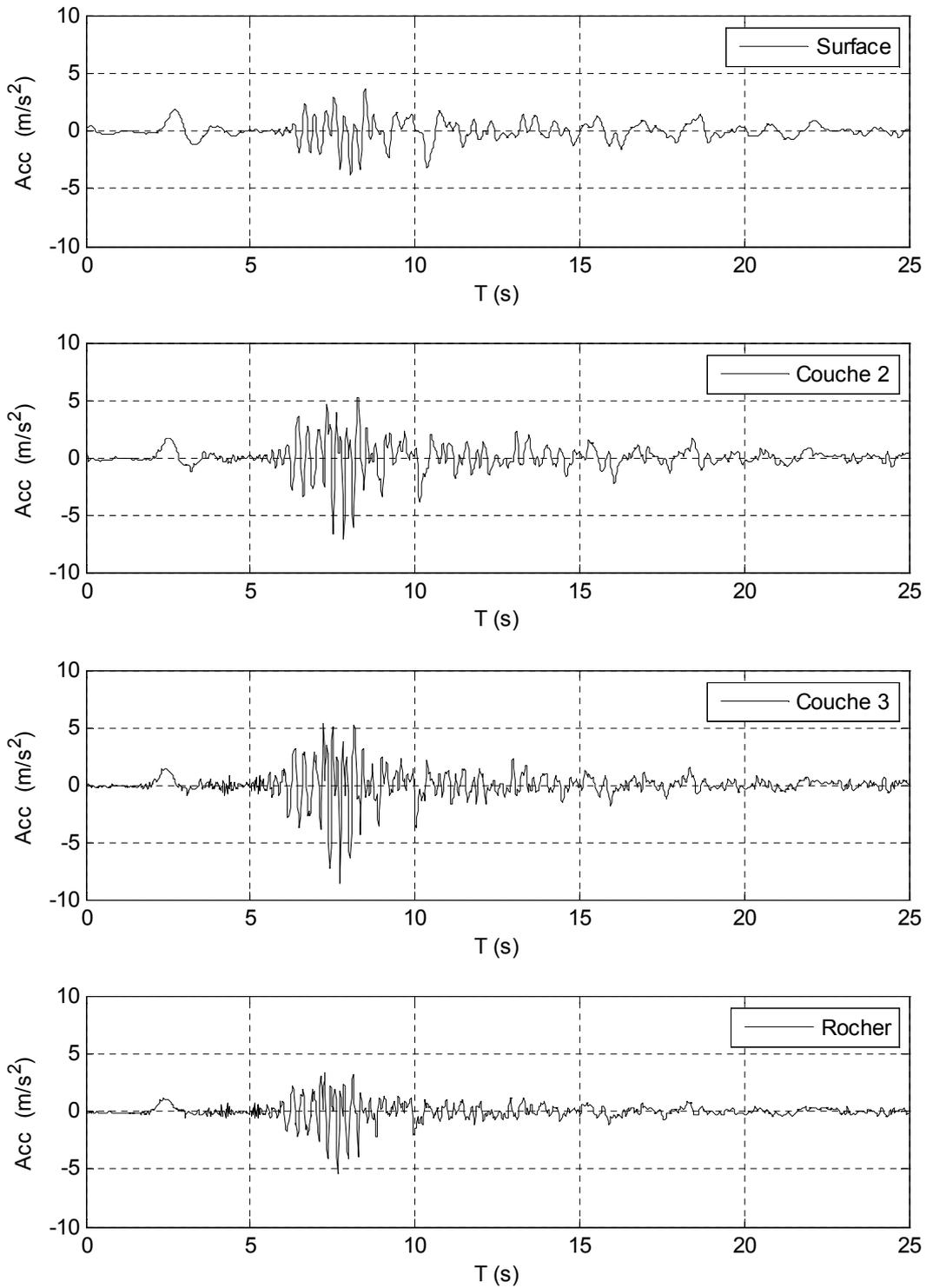


Figure 4.20 Réponse linéaire équivalente du profil de sol type S4 composante EW

Le tableau récapitulatif suivant montre les différents résultats obtenus par l'analyse linéaire équivalente au toit de chaque couche pour les différents profils de sol.

profil	couche	Composante NS			Composante EW		
		Acc_{max} (cm/s^2)	V_{max} (cm/s)	D_{max} (cm)	Acc_{max} (cm/s^2)	V_{max} (cm/s)	D_{max} (cm)
S2	C1	906.89	68.56	19.68	947.88	46.70	29.38
	C2	776.36	63.74	19.67	909.34	43.03	29.43
	C3	697.03	55.52	19.56	767.29	38.70	29.33
S3	C1	694.38	69.59	21.39	812.68	44.25	30.41
	C2	873.84	68.66	20.15	805.07	44.20	30.23
	C3	874.35	60.55	19.27	797.22	41.56	29.75
S4	C1	417.11	60.21	23.87	372.96	53.54	33.33
	C2	623.65	69.32	23.26	718.42	49.66	33.03
	C3	758.01	62.69	20.77	855.49	42.01	30.78
	Rocher	501.16	42.34	19.37	537.86	29.08	29.15

Tableau 4.7 valeurs maximales obtenues en toit des couches de chaque profil

Les figures (fig. 4.15 jusqu'à fig. 4.20) donnent les réponses en accélération des profils de sol en toit de chaque couche pour les différents type de sol classés par le RPA99, au séisme de Boumerdes 2003. On remarque que l'accélération a été amplifiée pour les types de sols S2 et S3 contrairement au site S4 où l'accélération produite est déamplifiée, par contre la vitesse et le déplacement sont très amplifiés pour le site S4 que pour les autres sites.

4.4.5.2. Calcul des spectres de réponse

Les figures suivantes donnent les accélérations spectrales correspondant aux accélérations calculées à la surface libre de chaque type de site et pour un comportement inélastique du sol, pour un taux d'amortissement de 5%.

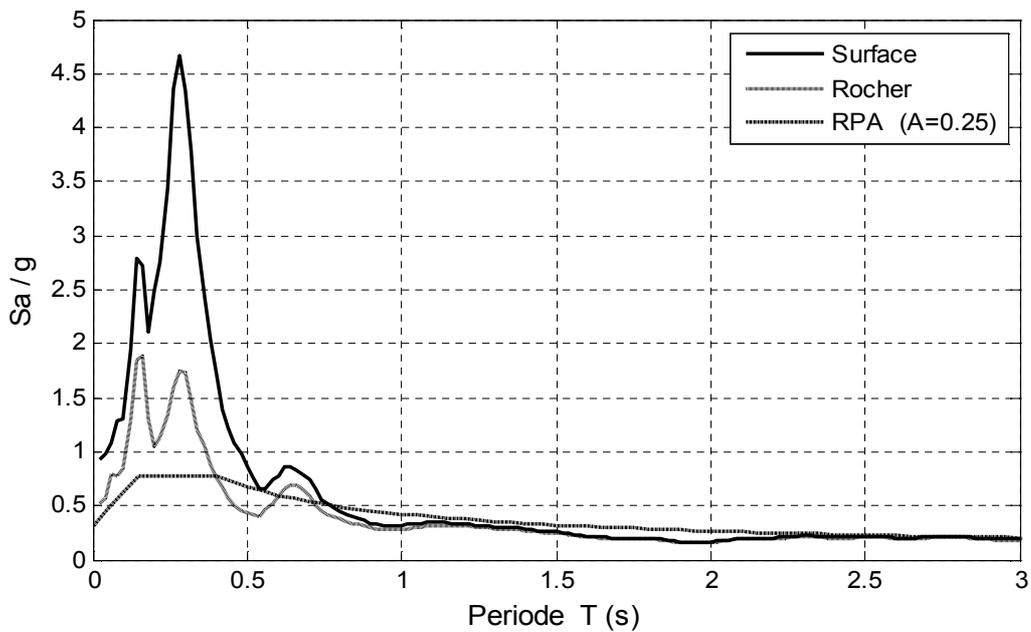


Figure 4.21 Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante NS

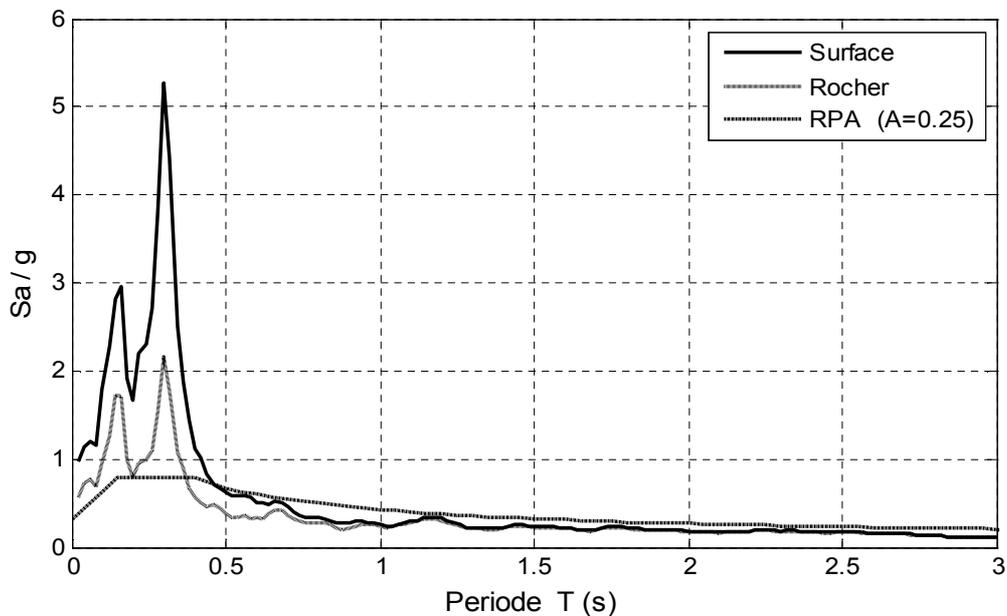


Figure 4.22 Réponse spectrale du profil de sol type S2 composante EW

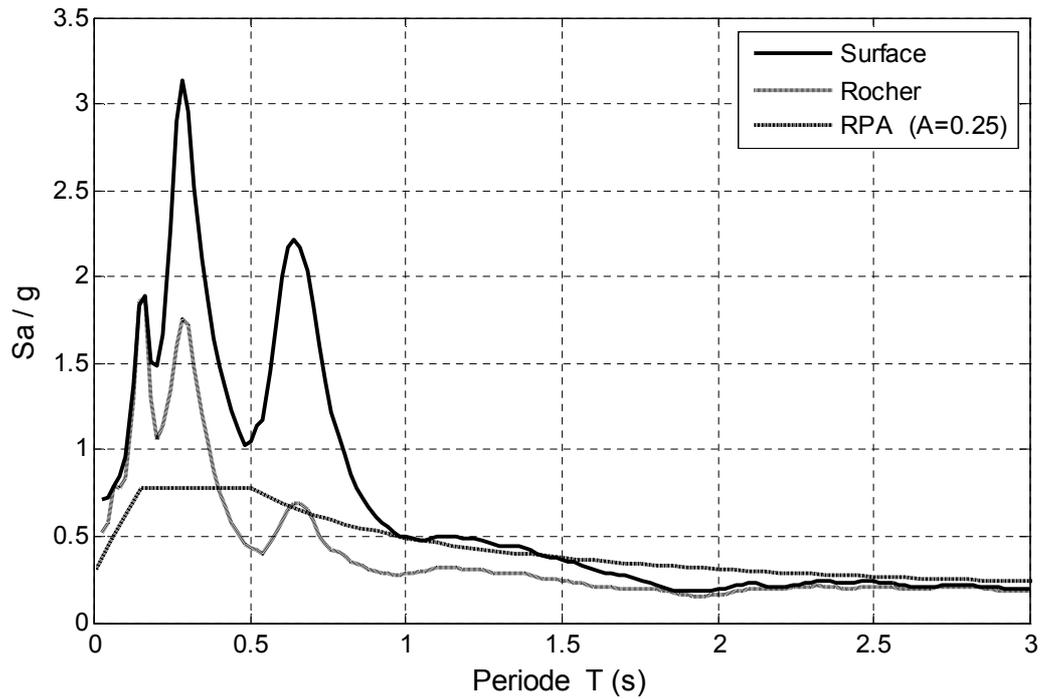


Figure 4.23 Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante NS

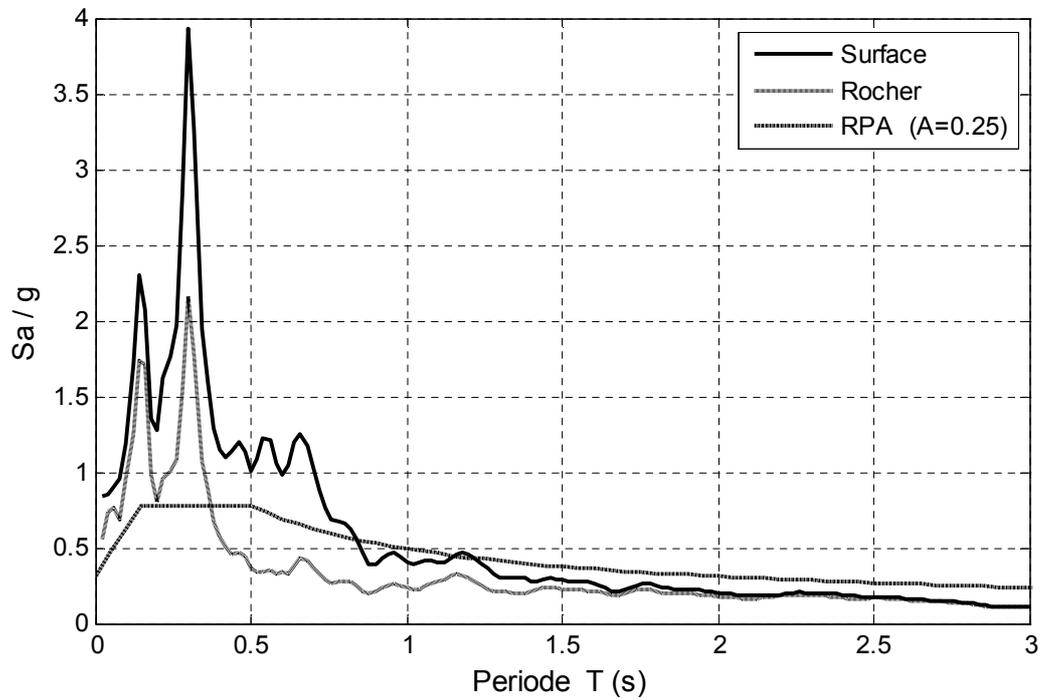


Figure 4.24 Réponse spectrale du profil de sol type S3 composante EW

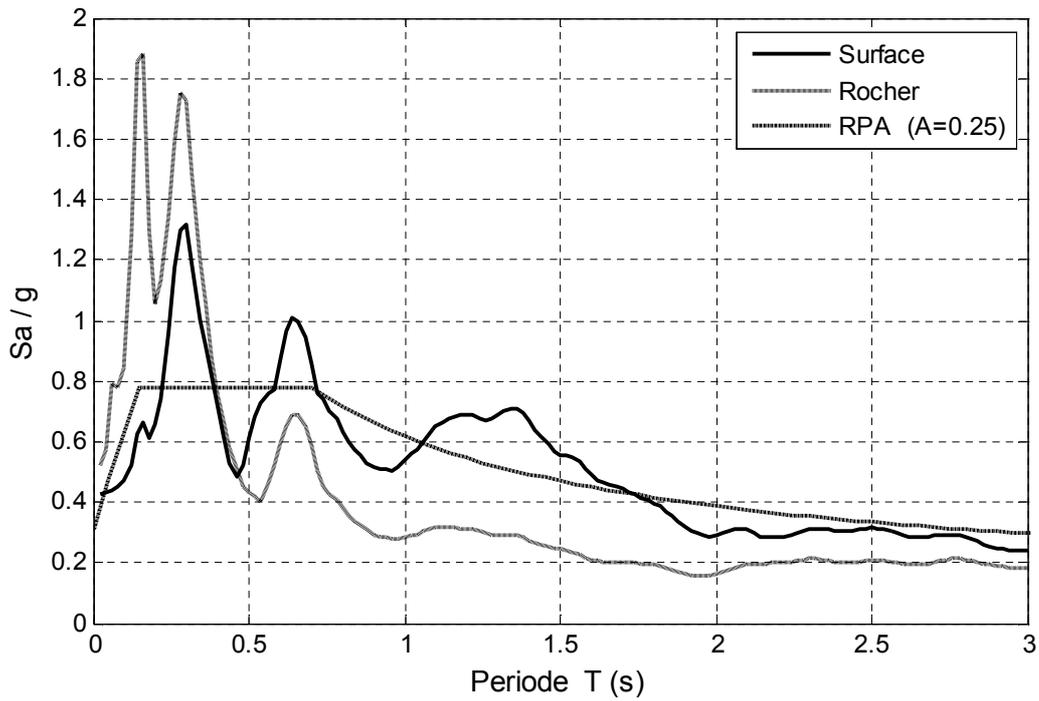


Figure 4.25 Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante NS

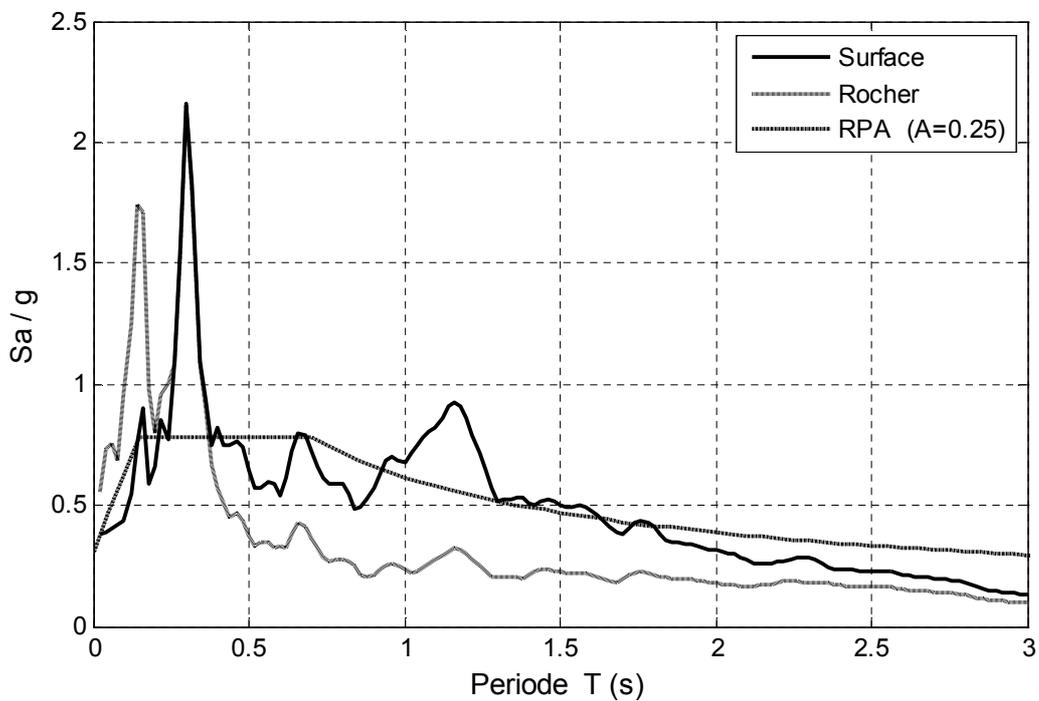


Figure 4.26 Réponse spectrale du profil de sol type S4 composante EW

En comparant les résultats obtenus dans le deuxième cas par rapport au premier cas, on remarque une augmentation des PGA et un léger décalage vers la gamme des grandes périodes pour les sols de type S2 et S3, par contre pour le sol de type S4 on remarque que le spectre d'accélération à la surface libre passe au-dessous du spectre d'accélération au rocher dans la gamme des petites périodes, et fortement amplifié pour des grandes périodes. Cela montre que la prise en compte de la non linéarité du comportement des sols durant l'analyse, influe sur le calcul de la réponse dynamique de celui-ci. Les résultats obtenus montre que les pics des spectres ont tendance à se décaler vers les grandes périodes lorsque le type de sol est de plus en plus mou et les accélérations étaient maximales sur les sols compacts alors que les déplacements et les vitesses étaient maximaux sur des sols mous.

Pour le spectre réglementaire exigé par le RPA, on remarque par rapport au premier cas qu'il présente une insuffisance même dans la gamme des grandes périodes, notamment pour les sols de type S3 et S4.

4.4.6. Etude du facteur d'amplification dynamique D

Le facteur d'amplification dynamique est donné par le rapport entre le spectre de réponse en surface libre et le spectre de réponse au niveau du rocher, le tracé des graphes suivants donnent la comparaison entre le facteur d'amplification dynamique proposé par le RPA99 et celui calculé pour les différents types de site.

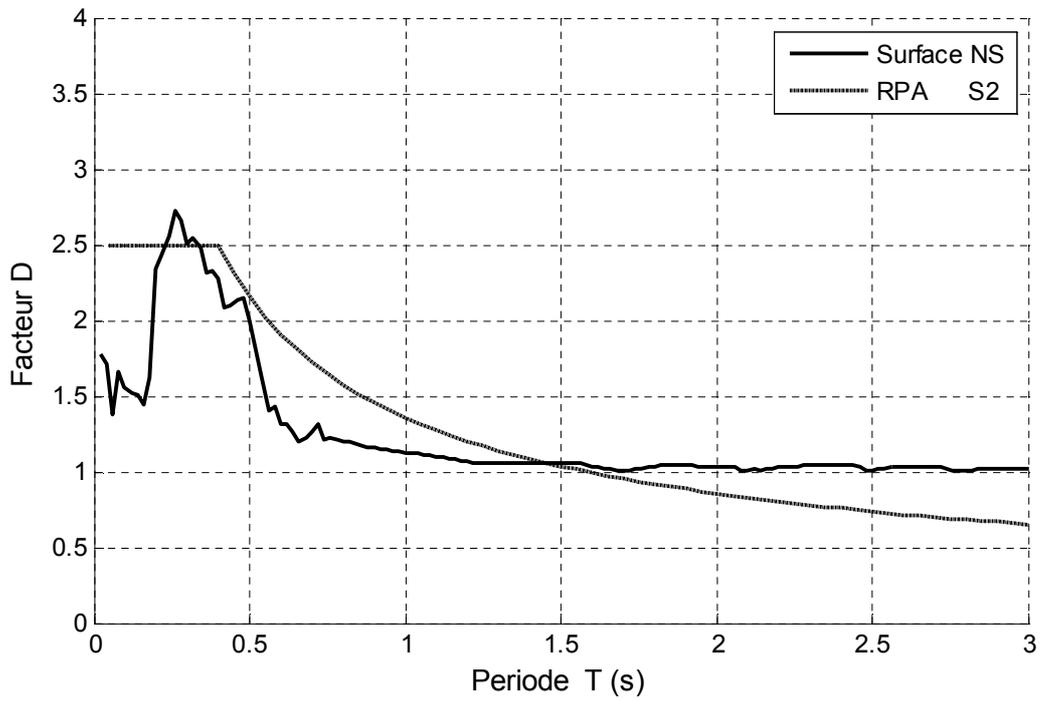


Figure 4.27 Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S2 composante NS

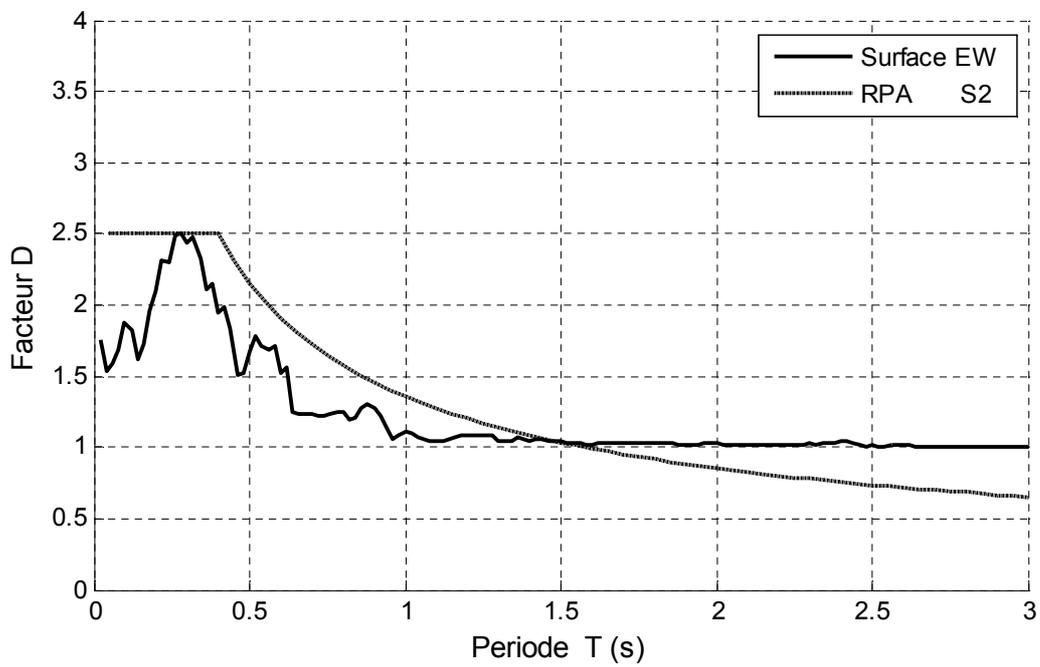


Figure 4.28 Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S2 composante EW

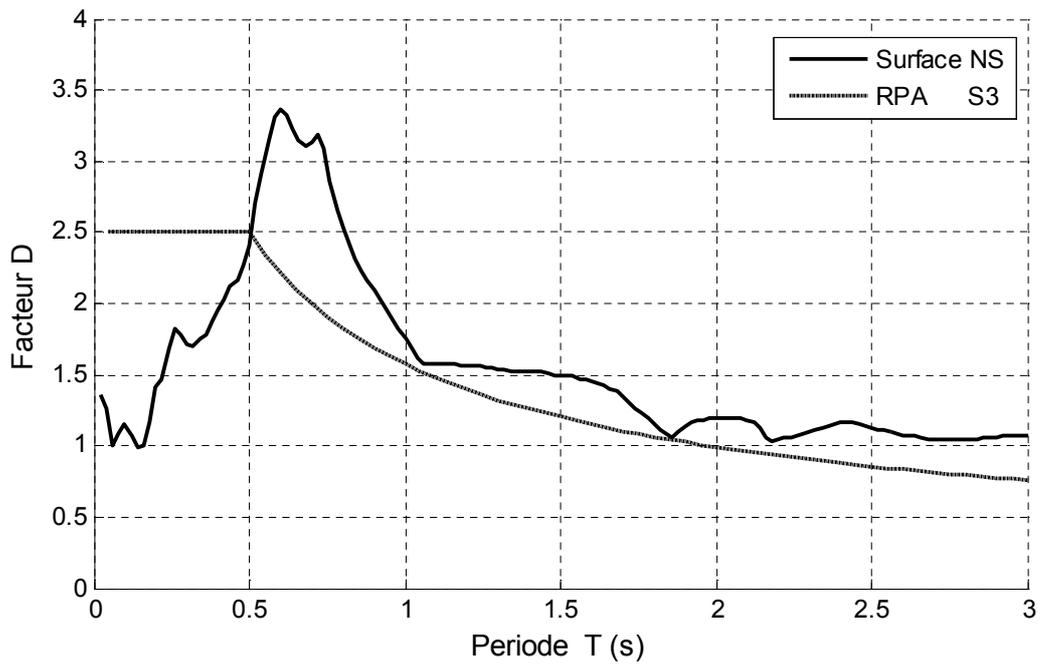


Figure 4.29 Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S3 composante NS

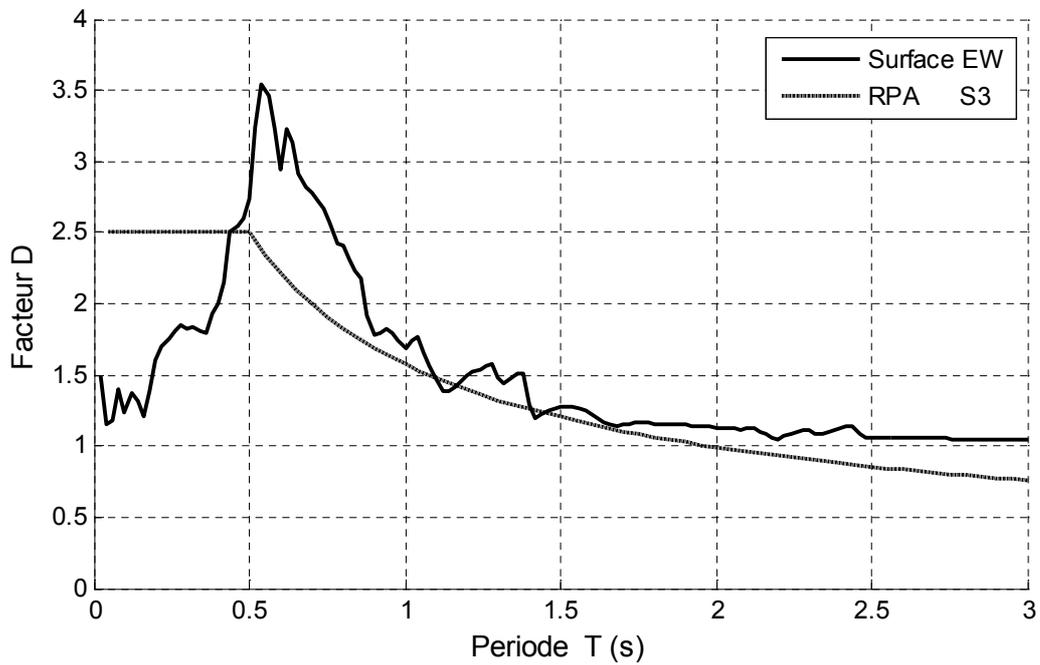


Figure 4.30 Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S3 composante EW

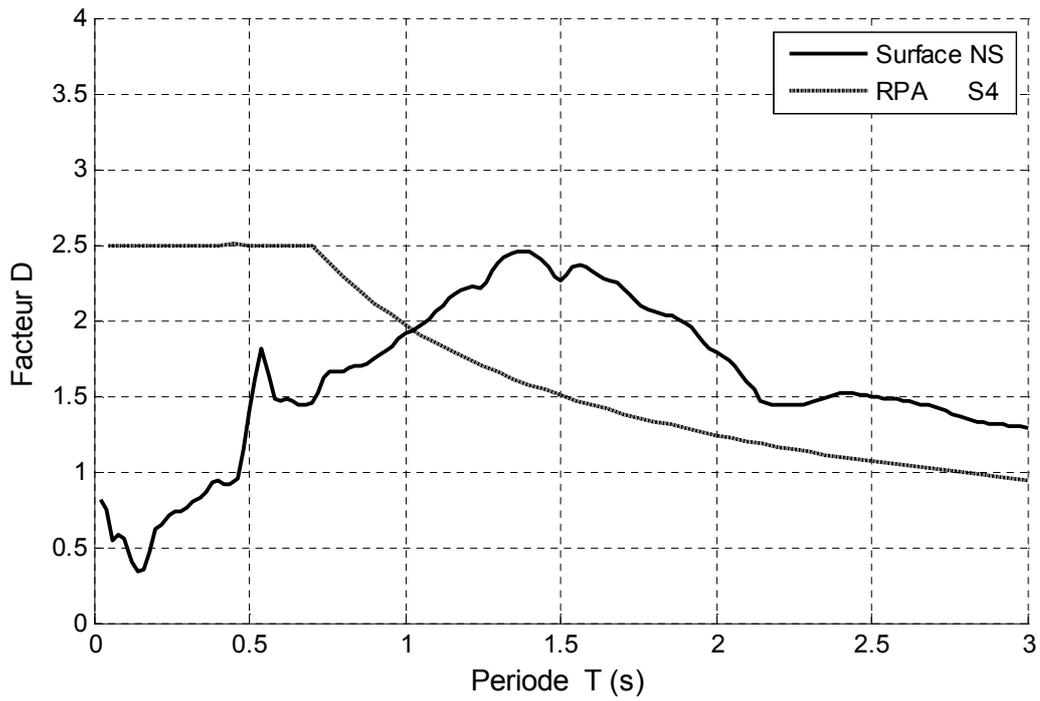


Figure 4.31 Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S4 composante NS

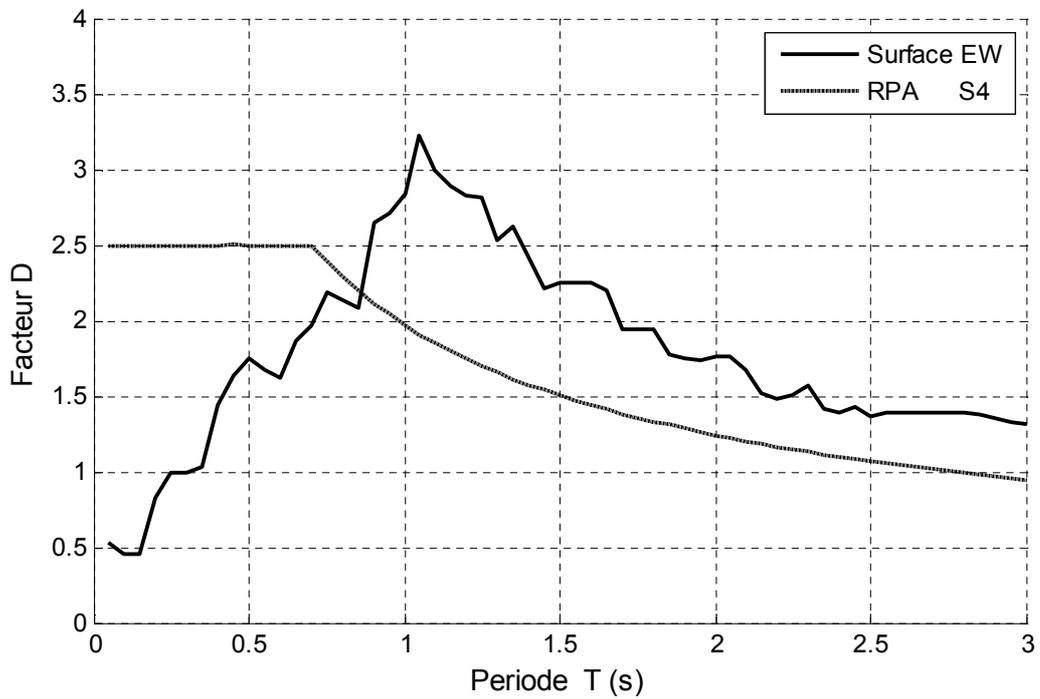


Figure 4.32 Facteur d'amplification dynamique du profil de sol type S4 composante EW

On remarque que pour le site S2, le facteur d'amplification dynamique propose par le RPA couvre largement le facteur d'amplification dynamique calculé, notamment pour des périodes inférieure à $1.5S$, notons que dans le domaine d'application du règlement parasismique algérien, les périodes propres des structures ne dépasse pas généralement $1.5 S$. Pour le site type S3 on remarque une insuffisance pour des périodes supérieures à $0.5 S$, et S4 pour des périodes supérieures à $0.75 S$, le facteur d'amplification dynamique donne par le RPA pour ces deux catégories de site, ne garantissent pas une sécurité suffisante, notamment pour des bâtiments collectifs à usage d'habitation qui sont couramment utilise en Algérie.

Conclusion

Les résultats de cette étude montrent que la prise en compte du phénomène de l'effets de site a une influence très importante pour la détermination de la réponse dynamique d'un dépôt de sol en terme de spectre d'accélération absolues en champs libre, il a été constaté que les caractéristiques de l'excitation sismique peuvent être fortement modifiées par les dépôt de sol, par ailleurs, il a été vérifié que les spectres de calcul prévus par le règlement parasismique algérien ne permettent pas de couvrir la totalité des spectres évalués par le calcul de la réponse sismique pour les 3 types de sol étudiés, de même pour le facteur d'amplification dynamique on remarque une insuffisance pour les sols de type S3 et S4 notamment dans la gamme des grandes périodes.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce mémoire était d'évaluer les effets d'amplification dynamique des dépôts de sol multicouche, Cette évaluation dépend du modèle de sol entre le substratum et la surface libre du sol. Dans le règlement parasismique Algérien (RPA99-2003), quatre types de sol sont considérés : S1, S2, S3 et S4. Ils sont déterminés à partir de données géotechniques et spécialement la vitesse de propagation des ondes de cisaillement moyenne sur les 20 premiers mètres du profil de sol, Pour mener cette étude, on a utilisé les deux composantes de l'enregistrements de Dar Beida du séismes de 23 mai 2003 qui a frappé Boumerdes. Pour ceci on a procédé en premier lieu à la création d'un programme sous MATLAB basé sur l'approche linéaire équivalente, qui est une méthode très simple à utiliser, la représentation des non linéarités par processus itératif linéaire équivalent converge rapidement (temps de calcul réduit), et la validité des résultats est bonne en comparant les résultats obtenus avec ceux obtenus avec le code SHAKE.

Les résultats obtenus en termes de spectres d'accélération, nous ont permis de voir l'influence de l'effet de site sur la réponse dynamique des différents types de site (hormis le site S1 qui correspond à un site rocheux d'après les règles RPA99).

Les résultats obtenus dans cette étude montrent que la prise en compte du phénomène de l'effets de site a une influence très importante pour la détermination de la réponse dynamique d'un dépôt de sol en terme de spectre d'accélération absolues en champs libre, il a été constaté que les caractéristiques de l'excitation sismique peuvent être fortement modifiées par les dépôt de sol, par ailleurs, il a été vérifié que les spectres de calcul prévus par le règlement parasismique algérien ne permettent pas de couvrir la totalité des spectres évalués par le calcul de la réponse sismique pour les 3 types de sol étudiés, de même pour le facteur d'amplification dynamique on remarque une insuffisance pour les sols de type S3 et S4 notamment dans la gamme des grandes périodes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **GALY, Bertrand**, *effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec*, 2009.
- [2] **André filiatrault**, *éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*, 1998.
- [3] **Amr S. Elnashai and Luigi Di Sarno**, *Fundamentals of earthquake engineering*, 2008.
- [4] **Kamalesh Kumar**, *basic geotechnical earthquake engineering*, 2008
- [5] **H.BOLTON SEED and I.M. IDRIS**, *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*, earthquake engineering research institute, 1982.
- [6] **Eric VINCENS**, *estimation des tassements des sols sous séismes*, école centrale de Lyon, 1999.
- [7] **Riad ATTAL**, *prise en compte des incertitudes dans le calcul des structures*, mémoire de magister, Université A.mira, bejaia, 2008.
- [8] **Alain PECKER**, *dynamique des structures et des ouvrages*, école nationale des ponts et chaussées, 2006.
- [9] **Debasis Roy**, *site response analysis*, Department of Civil Engineering, IIT, Kharagpur.

- [10] **Alain.PECKER**, *dynamique des sols*, presse de l'école nationale des ponts et chaussées de paris, 1984.
- [11] **Fernando LÓPEZ-CABALLERO**, *Influence du Comportement Non Linéaire du Sol sur les Mouvements Sismiques Induits dans des Géo-Structures*, 2003.
- [12] **Aissa MELLAL**, *Analyse des effets du comportement non linéaire des sols sur le mouvement sismique*, école centrale paris, 1997.
- [13] **SHAKE2000 User's Manual**, *A computer Program for the 1-D Analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems*, 2008.
- [14] **Seed, Ugas, and Lysmer**. *Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design*. Bulletin of the Seismological Society of America, 1976.
- [15] **Davidovici, Victor**. *La construction en zone sismique : approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. Coll. « Moniteur référence technique ». Paris, 1999.
- [16] **Lagorio, Henry J**. *Earthquakes : an architect's guide to nonstructural seismic hazards*. New York, 1990.
- [17] **Roy, D. , et S. Sharma**. *Site response at Treasure Island* . Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications, 1993.
- [18] **Palazzo, B., Petti L**. *Preliminary study on site response modification*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications, 1993.
- [19] **Darendeli, Mehmet Baris**. *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. Ph.D. The University of Texas at Austin. 2001.
- [20] **Aki, Keiiti**. *Local site effects on strong ground motion*. Earthquake engineering and soil dynamics II : Recent advances in ground motion evaluation. American Society of Civil Engineers. New York, 1988.