

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumedienne



Faculté de Génie Civil

Département de Génie Civil

THESE DE MAGISTER

Etudiée par

Wafa KOUICI

Ingénieur d'état en Construction Civile et Industrielle (Octobre 1997)

Pour obtenir le titre de

MAGISTER

en Génie Civil

Option: **CONSTRUCTION**

THEME

***VALIDATION EXPERIMENTALE DE MODELES DE
COMPORTEMENT DES SOLS SOUS
ACTIONS SISMIQUES***

Soutenue publiquement le 14/04/2002 devant le Jury composé de :

A. CHELGHOUM
H. AFRA
D. BENOUAR
N. LAOUAMI
F. KAOUA
R. BAHAR

Professeur
Maître de Recherche
Maître de Conférences
Maître de Recherche
Maître de Conférences
Maître de Conférences

U.S.T.H.B
C.G.S
U.S.T.H.B
C.G.S
U.S.T.H.B
U.M.M.T.O

Président
Dir. de thèse
Examineur
Examineur
Examineur
Examineur

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui sans leur soutien et encouragements, ce travail n'aurait pu aboutir.

Je le dédie à mes chers grands-parents, que dieu nous les garde.

Je le dédie aussi à :

Mes frères et sœurs.

Ma nièce Hayet et mon neveu Islem.

Mes beaux-frères.

Toute ma famille.

Tous mes amis.

Mes collègues du C.G.S.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier Allah le tout puissant de m'avoir permis de mener à bien et d'achever ce modeste travail.

Ce travail n'aurait jamais abouti sans le soutien et l'aide des membres de ma famille, qu'ils trouvent ici l'expression de ma gratitude.

J'exprime mes vifs remerciements à mon directeur de thèse D^r H. AFRA, Maître de recherche au Centre National de Recherches Appliquées en Génie Parasismique, pour sa disponibilité, ces encouragements et ces conseils tout au long de ce travail dans le souci de le voir achevé.

Je remercie également Monsieur A. CHELGHOUM, Professeur à l'USTHB, de me faire l'honneur de présider le jury. J'adresse mes sincères remerciements à Messieurs D^r D. BENOUAR et D^r F. KAOUA, Maîtres de conférence à l'USTHB, ainsi que le D^r N. LAOUAMI, Maître de recherche au CGS, et le D^r R. BAHAR, Maître de conférence à l'UMMTO, pour avoir bien voulu examiner ce travail.

Je tiens à témoigner tout particulièrement ma profonde gratitude envers mon amie et collègue de travail au C.G.S, M^{elle} MESSAOUDI pour son entière disponibilité et son aide précieuse.

Toute ma gratitude à mes collègues du CGS Messieurs M.HADID et N.MEZOUER et N.SLIMANI ainsi que Monsieur A.RAHALI du CGS.

Ma reconnaissance va également à toute l'équipe de recherche du C.G.S, notamment : M^{elle} AZZOUZ, M^{me} BOUCHEFA, M^{lle} BEDAOUI, M^{me} MEHIAOUI, M^{elle} LAZALI pour leur aide précieuse et encouragements.

Je remercie également M^{elle} IGHILAZA et M^{me} MOUSSAOUI du C.G.S pour leur aide et encouragements.

Je tiens à remercier toutes les personnes que je n'ai pu citer, qui m'ont témoigné aide et soutien morale de loin ou de près, tout au long de ses années. Les mots me manquent pour exprimer ma reconnaissance.

SOMMAIRE

CHAPITRE I **INTRODUCTION GENERALE** 1

CHAPITRE II **NOTIONS FONDAMENTALES DE MOUVEMENTS SISMIQUES**

I. INTRODUCTION	4
II. SISMOLOGIE DE L'INGENIEUR	5
II-1. Définitions	5
II-2. Causes des séismes	6
III. PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU MOUVEMENT SISMIQUE	8
III-1. Grandeurs maximales	8
III-2. Durée	9
III-3. Spectre de réponse	9
III-4. Spectre de calcul	9
III-5. Spectre réglementaire	10
IV. PARAMETRES AFFECTANT LE MOUVEMENT SISMIQUE	10
IV-1. Facteurs liés au trajet parcouru	10
IV-2. Facteurs liés aux conditions locales	10
IV-3. Les différents types d'ondes sismiques	10

CHAPITRE III **FORMULATION DE LA PROPAGATION DES ONDES SISMIQUES**

I. INTRODUCTION	13
II. PROPAGATION DES ONDES DANS LES MILIEUX ELASTIQUES	14
II-1. Equation de propagation de l'onde P.	16
II-2. Equation de propagation de l'onde S.	16
III. PROPAGATION D'ONDES PLANES EN MILIEU ELASTIQUE SEMI-INFINI	17
IV. PROPAGATION D'ONDES SH DANS UN MILIEU SEMI-INFINI	18
IV-1. Propagation d'onde SH dans un monocouche surmontant un semi-espace	19
IV-2. Fonction de transfert rocher-surface libre	21
IV-3. Ondes SH dans un milieu stratifié horizontalement	22
IV-4. Prise en compte de l'amortissement	23
V. CONCLUSION	24

CHAPITRE IV COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES

I. INTRODUCTION	25
II. CAS DE CHARGEMENT CYCLIQUE	26
III. NOTIONS D'AMORTISSEMENT	28
IV. LOIS DE COMPORTEMENT	28
V. DETERMINATION EXPERIMENTALE DES PARAMETRES DU MODELE NON LINEAIRE (METHODE LINEAIRE EQUIVALENTE)	31
V-1. Modèle de Hardin.-.Drnevich	32
V-2. Modèle de Seed.-.Idriss	35
VI. CONCLUSION	36

CHAPITRE V INVESTIGATION NUMERIQUE SUR L'AMPLIFICATION DES ONDES SH

I. INTRODUCTION	37
II. PRESENTATION DU PROGRAMME	38
II-1. Hypothèses	38
II-2. Réponse dynamique	38
II-3. Etapes de calculs	40
III. CALCUL DE LA REPNSES SISMIQUE DES PROFILS DE SOLS LINEAIRES VISCOELASTIQUES	42
III-1. Exemple de la réponse sismique d'un monocouche homogène viscoélastique	43
III-2. Exemple de la réponse sismique d'un bicouche hétérogène viscoélastique	45
III-2. Exemple de la réponse sismique d'un multicouche hétérogène viscoélastique	47
IV. CONCLUSION	50

CHAPITRE VI PRISE EN COMPTE DES NON-LINEARITES DANS LE SOL

I. INTRODUCTION	51
II. MODELE NON LINEAIRE	52
II-1. Mise en œuvre de la méthode linéaire équivalente	52
II-2. Courbes $\frac{G}{G_0} - \gamma_c$, $\xi - \gamma_c$	53
III. EXEMPLES D'APPLICATION	56
III-1. Exemple de la réponse d'un monocouche homogène non linéaire	56
III-2. Exemple de la réponse d'un bicouche hétérogène non linéaire	58
III-3. Exemple de la réponse d'un multicouche hétérogène non linéaire	60
IV. CONCLUSION	62

CHAPITRE VII
**VALIDATION EXPERIMENTALE DU MODELE LINEAIRE
ET NON LINEAIRE**

I. INTRODUCTION	63
II. SITE EXPERIMENTAL DE GARNER VALLEY	64
II-1. Description du site	64
II-2. Validation expérimentale	64
III. SITE EXPERIMENTAL DE TAIWAN	69
III-1. Description du site	69
III-2. Validation expérimentale	69
IV. CONCLUSION	75

CHAPITRE VIII
**APPLICATION A LA DECONVOLUTION DES ONDES SISMIQUES
SUR LE SITE DE AIN TEMOUCHENT**

I. INTRODUCTION	76
II. DECONVOLUTION SUR LE SITE DE AIN KIHAL	79
II-1. Accélération en surface libre	79
II-2. Accélération au rocher	80
III. CONVOLUTION SUR LE SITE DE AIN TOLBA	80
III-1. Accélération enregistrée en surface libre	80
III-2. Accélération calculée en surface libre	81
IV. CONCLUSION	82

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS	83
---	-----------

BIBLIOGRAPHIE	86
----------------------	-----------

Validation expérimentale de modèles de comportement des sols sous actions sismiques

Résumé :

La résolution du problème de propagation d'ondes sismiques est fortement liée à la connaissance du comportement réel des sols. Ce dernier est souvent pris de nature linéaire, mais l'étude des séismes a montré que cela ne peut être vrai que pour des séismes de faibles intensités, car suivant le niveau de déformations imposé au sol par le séisme, il peut présenter des déformations résiduelles qui le rend à comportement non linéaire.

Pour cela, nous avons eu recours au modèle non linéaire utilisant une méthode de linéarisation dite 'linéaire équivalente', basée sur un processus itératif qui permet de retenir les valeurs du module G et de l'amortissement ξ compatibles avec le niveau moyen de déformation induite. Des courbes expérimentales (Seed et Idriss 1970), tirées d'un ensemble de résultats de tests réalisés en laboratoire et in-situ sont utilisées. Nous avons alors:

- Développé un programme de calcul sismique de profils de sols à stratification horizontale (validé par le logiciel SHAKE91), en intégrant la loi de comportement non linéaire.
- Confronté théorie - expérience en utilisant des données expérimentales, obtenues sous forme d'accélérogrammes réels mesurés sur site.

Les résultats obtenus sont énumérés ci-dessous:

1. Le sol agit comme un filtre, il ne laisse passer que les fréquences proches de sa fréquence fondamentale, les autres seront fortement atténuées.
2. La fréquence fondamentale des profils de sol se déplace vers les basses fréquences. Le profil à comportement non linéaire est plus flexible.
3. Les réponses calculées (accélérations et amplification) pour un comportement linéaire enveloppent celles calculées pour le cas non linéaire.
4. Les déformations dans le cas non linéaire augmentent par rapport au cas linéaire.
5. Le modèle viscoélastique linéaire représente correctement le comportement du profil de sol pour des sollicitations faibles à modérées. Dans le cas de sollicitations sismiques élevées le modèle non linéaire est plus adéquat
6. Par la technique de convolution-déconvolution nous avons pu déterminer le spectre de réponse en surface libre d'un profil du sol en connaissant la réponse enregistrée en surface libre d'un autre profil. Les substratum rocheux au-dessous des deux profils étant supposés hypothétiques.

Experimental validation of soil behavior models under seismic loads

Abstract:

The resolution of the wave propagation problem is largely related to the good knowledge of the real soil behavior. This last one is generally considered linear. Elsewhere, it has been demonstrated by several studies that this assumption is valid only in the case of low magnitudes of earthquake. Therefore, in the case of large deformations, we must take into account the non-linearity aspect.

In this work we used the non-linear model (equivalent linear method) based on iterative process, which adjust the shear moduli G and the damping ξ to the deformations. We use experimental data (Seed and Idriss 1970) obtained from laboratory and in situ tests. So we have:

- Developed a program for horizontally stratified profiles soil by integrating the non-linearity (validated by the SHAKE program)
- Compared the results with seismic data recorded during real seismic events.

The results are:

1. The soil is a filter that attenuates the frequencies far of its predominant one.
2. The fundamental frequency is shifted to the lower ones, so that the non linear profile is more flexible
3. The responses (acceleration and amplification) obtained with the linear comportment are greater than the ones obtained with the non-linear behavior.
4. The non-linear soil strains are greater than the linear ones.
5. In the case of low to moderate excitations, the viscoelastic linear model is more adequate, whereas in the case of high excitation, the non-linear model is to be used.
6. We deconvolute the signal recorded at the top of a soil profile during the Ain Temouchent earthquake and then used it to calculate the response of an other profile having the same bedrock.

INTRODUCTION GENERALE

Pour évaluer la réponse sismique d'un sol donné en surface libre ou en profondeur, il est usuellement utilisé un modèle de sol monocouche ou multicouche à stratification horizontale, soumis à une propagation verticale d'onde de cisaillement ou de compression . Le comportement du sol est souvent pris de nature linéaire, le module de cisaillement et l'amortissement restent constants. Or, d'une part la nature du sol est de type non linéaire et d'autres part, suivant le niveau de déformations imposé au sol par le séisme (intensité maximale de l'excitation), le sol peut présenter des déformations résiduelles qui le rend à comportement non linéaire [22].

Pour améliorer les critères de conception des structures (niveau de sécurité et de fiabilité) et ajuster leur dimensionnement au séisme, il est important de bien comprendre d'abord les mécanismes et les répercussions d'une secousse sismique. C'est pourquoi une modélisation approchée des mécanismes générés risque d'être peu représentative compte tenu de l'ensemble des phénomènes complexes qui les régissent. En fait, une approche basée sur un comportement non linéaire du sol permet d'intégrer de manière quantitative les dispersions associées aux grandeurs mécaniques à savoir la masse et essentiellement le module de cisaillement et l'amortissement des profils de sol considérés. Ainsi pour appréhender ces concepts, des recherches (Seed et Idriss [24, 25, 26, 27], Hardin et Drnevich [13, 14]) ont contribué à une meilleure connaissance des lois de comportement afin d'enrichir les modèles de calcul de sol sous séisme tout en assurant l'aisance mathématique avec une représentation adéquate du phénomène.

Les approches basées sur les lois de comportement linéaire sont utilisées dans le cadre de faibles déformations. Si par contre l'amplitude du tenseur déformation devient importante, le comportement du sol est non linéaire, cela se traduit par le fait que le sol n'obéit plus au théorème de superposition. D'un point de vue physique, cette non-linéarité se traduit par la variation du module de cisaillement G et le taux d'amortissement ξ en fonction de la déformation imposée, en d'autres termes contrairement au cas linéaire G et ξ ne sont plus constants dans le temps.

Ceci étant, l'une des approches de calcul les plus couramment utilisées pour modéliser la non linéarité du sol est la méthode linéaire équivalente qui consiste à remplacer le modèle non linéaire par un modèle linéaire équivalent ayant des propriétés plus ou moins équivalentes à celles du matériau réel. Cette méthode est basée sur une procédure itérative, qui permet d'ajuster les caractéristiques G et ξ de chaque couche au niveau de sa déformation au cours de la sollicitation .

Cependant, lorsque le comportement du sol se trouve gouverné par des non linéarités très prononcées (séismes de fortes intensités), alors le modèle linéaire équivalent ne permet plus d'apporter une solution satisfaisante (point de vue précision), on a recours dans ce cas aux modélisations purement non linéaires. Des lois incrémentales sont construites pour prendre en compte ce phénomène par l'intermédiaire de l'histoire du chargement du sol à partir d'un état initial.

Les objectifs de ce thème de recherche sont :

1. Analyser le comportement dynamique des sols.
2. Confronter les méthodes d'analyse sismique des sols et les différents modèles de représentation ainsi développés avec les résultats expérimentaux sur des sites réels.
3. Développement d'une technique de convolution-déconvolution pour la détermination de la réponse d'un profil du sol à partir de la donnée de la réponse enregistrée en surface libre d'un autre profil. Les substratum rocheux au-dessous des deux profils sont supposés hypothétiques.

Un programme de calcul a été développé et validé par comparaison avec le programme universel Shake (Schnabel et al) [28] modifié par I.M.Idriss et J.I.Sun [16]. Ce programme considère deux modèles de comportement :

- Linéaire viscoélastique.
- Non - linéaire.

Le mémoire est résumé dans huit chapitres:

- Après une introduction générale, le chapitre II donne un aperçu général sur les notions fondamentales de mouvements sismiques, pour une bonne compréhension du mécanisme générateur des séismes et des grandeurs caractérisant le séisme directement utilisables par l'ingénieur.
- Au chapitre III, nous exposons des notions d'élastodynamique et de propagation des ondes sismiques dans des profils de sols homogènes (monocouche) et hétérogènes (multicouche) stratifiés horizontalement. La formulation et la résolution du problème de propagation d'ondes sismiques sont présentées.
- Le chapitre IV, traite le comportement des sols sous chargements cycliques. Il est alors exposé les différentes lois de comportement linéaire et non-linéaire.
- Au chapitre V, est exposé le calcul numérique des réponses sismiques dans le cas de différents profils de sol à comportement linéaire (monocouche, bicouche, multicouche). Les résultats tirés de cette partie du travail seront exploités par la suite dans les chapitres ultérieurs.
- Au chapitre VI, est exposé le calcul numérique des réponses sismiques dans le cas de différents profils de sol à comportement non-linéaire (monocouche, bicouche, multicouche). Les réponses calculées sont alors comparées à celles obtenues dans le précédent chapitre, en vue de ressortir l'influence des non-linéarités.
- Une validation expérimentale sur le site de Garner Valley en Californie, et celui de Lotung en Taiwan à partir du réseau d'enregistrement SMART1 est présentée au chapitre VII.
- Au chapitre VIII est exposée une technique de convolution-déconvolution pour la détermination de la réponse d'un profil du sol à partir de la donnée de la réponse enregistrée en surface libre d'un autre profil. Les substratum rocheux au-dessous des deux profils sont supposés hypothétiques. La technique est appliquée au site de Ain Témouchent.
- Au dernier chapitre est exposée une conclusion générale ainsi que des recommandations pour des travaux futurs.

NOTIONS FONDAMENTALES DE MOUVEMENTS SISMIQUES

I. INTRODUCTION :

Les séismes communément connus sous le nom de tremblements de terres font partie des cataclysmes naturels qui ont depuis toujours exercé une grande fascination sur l'humanité. En effet les séismes sont responsables de la destruction de villes entières, et de la mort de millions d'êtres humains; causant ainsi de dénombrables pertes économiques pour les pays touchés. Nous citons le séisme le plus meurtrier de l'histoire de Chen Si (Chine) en 1556 qui avait provoqué la mort de 830000 personnes, celui de San Francisco en 1906 avec 500 morts , celui de 1960 à Agadir avec 12000 morts, sans oublier le séisme d'El Asnam en 1980 qui a causé la mort de 3500 personnes[22]. Et des séismes récents comme celui de Kobé au Japon en 1995 avec 5000 morts et environ 30000 blessés, ou celui d'Izmit en 1999 avec plus de 16000 morts et 40000 blessés, ou encore plus récemment ceux de Ain Témouchent (1999) et de Béni Ouertilène (2000).

L'état actuel des connaissances en séismologie est tel que, s'il n'est pas possible de prédire l'instant où le séisme se produira en un lieu donné, il est au moins possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence afin de limiter les dégâts. Ces limitations passent nécessairement par la compréhension du mécanisme générateur des séismes et par la caractérisation du mouvement sismique par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur.

II. SISMOLOGIE DE L'INGENIEUR :

II-1. Définitions : Les tremblements de terre sont définis comme étant des vibrations du sol provoquées par une libération brutale d'énergie, se propageant sous forme d'ondes sismiques élastiques. Ces dernières se diffusent dans toutes les directions à partir de la source. Les sismologues [9,22] caractérisent ce phénomène par les éléments ci-dessous illustrés par la figure (II-1) :

- **L'épicentre géométrique (instrumental) :** représente la projection verticale du foyer sismique (source) sur la surface Libre.
- **L'épicentre d'observation (macrosismique) :** représente le site où se produit le maximum de dégâts durant un événement sismique. Il n'est pas forcément confondu avec l'épicentre géométrique.
- **La distance focale :** c'est la distance qui sépare un site du foyer sismique.
- **La distance épacentrale :** c'est la distance qui sépare un site de l'épicentre.

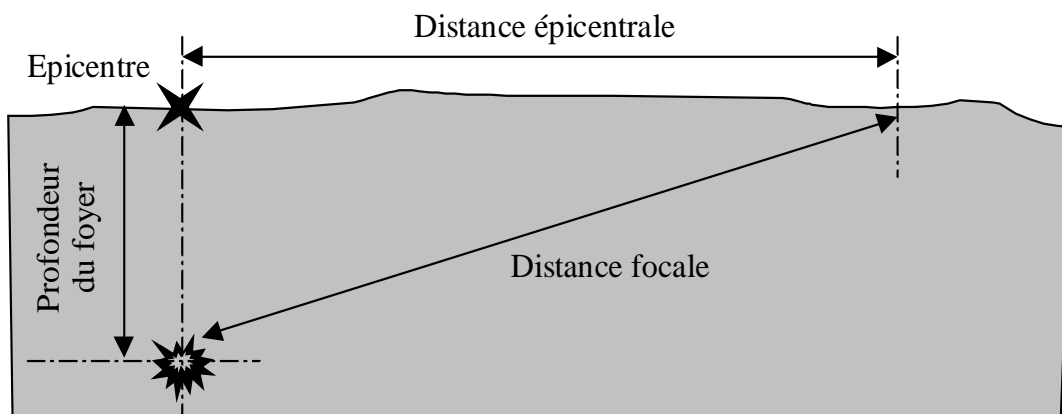


Figure (II-1) : « Localisation d'un tremblement de terre et paramètres du site »

- **Magnitude :**

Il existe plusieurs définitions de la magnitude, la plus connue est celle de Richter 1935 (M_L), qui est exprimée comme suit [9,22] :

$$M_L = \text{Log}_{10}(A_{\max}) \quad \text{II-1}$$

où A_{\max} définit l'amplitude maximale (en microns) qu'aurait enregistré un sismographe de type Wood-Anderson, ayant une période propre de 0.8s et un pourcentage d'amortissement

critique de 80%, situé à 100 km de l'épicentre. La magnitude est un paramètre réel qui permet de quantifier l'énergie libérée par un séisme au niveau de la source.

D'une façon générale, la magnitude est calculée par la formule suivante :

$$m = \log\left(\frac{A}{T}\right) + f(\Delta, h) + s \quad \text{II-2}$$

Où A : l'amplitude maximale de l'onde sismique enregistrée

T : la période de l'onde sismique enregistrée

f : représente le facteur de correction en fonction de la distance épacentrale Δ et de la profondeur focale h.

s : représente un facteur du site.

La magnitude d'un séisme est un nombre réel exprimé en chiffres arabes.

- **L'intensité :**

L'intensité d'un séisme caractérise son importance en un lieu donné. C'est un concept qui se réfère aux effets du séisme sur les structures et les vies humaines et est lié au potentiel destructif du mouvement sismique. Elle dépend donc du lieu où elle est mesurée et décroît généralement quand la distance épacentrale du lieu d'observation augmente. Elle s'exprime en chiffres romains. Il existe deux grandes échelles de mesure nous citons :

- **L'échelle macrosismique internationale ou l'échelle de Mercalli :** Elle décrit les effets d'un séisme observés sur l'environnement, les constructions et les sens de l'homme. Cette échelle consiste en 12 degrés d'intensités, permettant de classifier les séismes en fonction de leurs effets majeurs sur les personnes, les structures et les objets.
- **L'échelle macrosismique M.S.K :** Plus précise, elle prend en compte le type de construction, et le pourcentage des bâtiments affectés, pour l'évaluation des dégâts.

II-2. Causes des séismes : L'étude des causes des séismes a fait l'objet de plusieurs théories, nous citons :

- **La théorie de la source explosive :**

Cette théorie stipule que sous l'effet de fortes pressions exercées au noyau de la terre, les couches terrestres se déforment et induisent une forte accumulation de l'énergie de déformation qui sera brutalement libérée à la rupture.

- **La théorie de la tectonique des plaques :**

Plus récente (d'après J. MORGAN en 1968) et plus rigoureuse, celle-ci explique le phénomène des séismes par la conséquence d'expansion des fonds océaniques qui se produit à une vitesse de 170mm/an. Aussi les différentes plaques rigides tectoniques : (Eurasie, Amérique, Pacifique, Afrique, Nasca et Antarctique) s'affrontent et donnent naissance aux différents mouvements inter-plaques, nous citons :

La subduction : qui est la plongée d'une plaque sous une autre. Dans ce cas, des séismes à foyers profonds peuvent parfois se produire à une profondeur de 700 km. Nous citons comme exemples des zones de collision : (bassin méditerranéen, région himalayenne...).

Le décrochement : qui est le coulissage horizontal d'une plaque par rapport à l'autre. L'exemple typique de ce mouvement est celui entre les plaques Pacifique et Américaine qui a donné naissance aux séismes qui ont lieu le long de la faille de San Andréa en Californie.

La compression : qui est une collision frontale des plaques sans subduction, ce type de mouvement est à l'origine de formation des montagnes.

La traction : qui est l'écartement d'une plaque par rapport à une autre. C'est le cas des dorsales, où les séismes correspondent à la croissance des plaques (expansion des fonds océaniques).

Concernant cette théorie, les masses continentales portées par les plaques ne disparaissent pas, seules leurs répartitions se modifient, donnant naissance à des chaînes montagneuses (cas des chaînes d'Atlas nord africain - Maroc, Algérie, Tunisie- et les chaînes de l'Himalaya). Cependant, les connaissances sur les mécanismes donnant lieu à un séisme restent limitées.

Il est admis que les mouvements relatifs des plaques engendrent dans les zones de contact des contraintes, lorsque ces dernières s'accroissent et dépassent la limite de résistance des roches constituant la croûte terrestre, l'énergie élastique emmagasinée se libère brutalement de ce point de rupture, et se traduit par une propagation d'ondes sismiques.

III. PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU MOUVEMENT SISMIQUE :

Lors d'un séisme des ondes sismiques se propagent du foyer, ces ondes sphériques sont riches en hautes fréquences et se répandent dans toutes les directions avec des angles d'incidence non nuls. Transportant de l'énergie, ces ondes traversent le sol (monocouche homogène, multicouche hétérogène, milieu hétérogène...etc.) et sont cependant affectées par ce filtre qui va par la suite leur donner une nouvelle identité à savoir : une durée des mouvements forts du séisme, une accélération maximale définie d'une part suivant la nature du sol (mou, moyen, ferme) et d'autre part par l'amortissement aussi bien matériel que radiatif. Sans oublier une dernière caractéristique des séismes introduite par Biot [5] à savoir le spectre de réponse qui caractérise le contenu fréquentiel.

III-1. Grandeurs maximales : accélération, vitesse, déplacement

L'enregistrement du mouvement sismique (accélération, vitesse et déplacement) en un point de contrôle (surface libre, affleurement rocheux, à une certaine profondeur de la surface libre) en fonction du temps s'effectuent à l'aide d'accélérographe.

Dans un accélérogramme (Figure II-2) on peut distinguer [33] une phase initiale pendant laquelle les accélérations sont faibles, une phase à fort niveau d'accélérations, une phase modérée, et une phase très faible de retour progressif au repos.

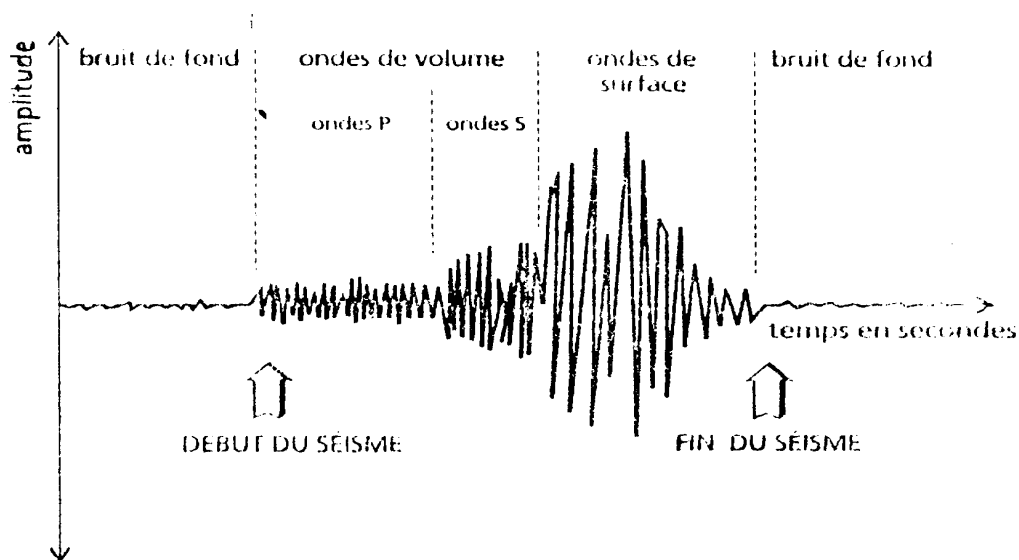


Figure (II-2) : « Allure schématique d'un accélérogramme »

A partir de tels diagrammes, on peut lire la valeur maximale de l'accélération (généralement exprimée en pourcentage de la pesanteur g), de la vitesse et du déplacement. Ces valeurs maximales sont prises en compte afin de dimensionner les ouvrages (bâtiments, ponts, barrages ...etc.).

III-2. Durée :

La durée d'un séisme est définie comme étant la durée des mouvements forts (échelle parasismique). Certains sismologues ont proposé de la déterminer à partir du diagramme d'Husid, qui est un moyen commode de quantifier la variation du niveau de vibration dans le temps. Par définition, si $a(t)$ est l'accélération, T la durée totale du séisme, celle-ci est définie comme le temps requis pour passer du niveau 5% d'énergie dissipé dans le sol au niveau 95%, la variation du rapport donné en (II-3) constitue le diagramme d'Husid :

$$h(t) = \frac{\left[\int_0^t [a(t)]^2 dt \right]}{\left[\int_0^T [a(t)]^2 dt \right]} \quad \text{II-3}$$

L'intégrale du dénominateur de cette expression est une mesure de l'énergie contenue dans l'accélérogramme.

III-3. Spectre de réponse :

Le spectre de réponse est une représentation des réponses maximales (en accélération, vitesse ou déplacement) d'un oscillateur à un degré de liberté en fonction de sa fréquence fondamentale et de l'amortissement, l'excitation étant l'accélération du sol en surface libre. Cette représentation nous renseigne sur le contenu fréquentiel de l'excitation sismique. Pour les sols meubles le spectre de réponse est riche en basses fréquences, pour le cas de sols fermes le spectre est riche en hautes fréquences. Néanmoins dans ce dernier cas de figure la largeur du diagramme au voisinage de la réponse maximale pic est plus importante que dans le cas de sols meuble ou à moyenne consistance.

III-4. Spectre de calcul :

Lorsqu'il s'agit de déterminer le spectre de réponse à prendre en compte pour le calcul des constructions en un site donné, il est bien entendu exclu d'utiliser un seul accélérogramme, même si par chance il a été enregistré au voisinage du site. En effet, l'accélérogramme du

séisme contre lequel on veut se prémunir n'est à priori pas connu. Il convient donc de déterminer un spectre de calcul qui sera l'enveloppe d'un ensemble de spectres correspondant à des accélérogrammes enregistrés dans des sites comparables du point de vue nature du sol.

III-5. Spectre réglementaire :

Les règlements parasismiques imposent des spectres déduits des spectres de calculs auxquels nous apportons des corrections pour tenir compte forfaitairement des modes supérieurs ou du comportement non linéaire des structures.

IV. PARAMETRES AFFECTANT LE MOUVEMENT SISMIQUE:

Le mouvement sismique en un point est affecté par les facteurs liés à la source, au trajet parcouru entre le foyer et le site et par les facteurs liés à des conditions locales propres au site [15]. Pour être en mesure d'évaluer la nature du mouvement sismique sur un site, il est nécessaire de connaître l'influence de ces facteurs et de les quantifier (voir paragraphe II-1).

IV-1. Facteurs liés au trajet parcouru :

Lors de leurs trajet entre le foyer sismique et le site à la surface de la terre, les ondes rencontrent des hétérogénéités, des surfaces de discontinuités, des barrières naturelles. Ces obstacles ont pour effet de réfléchir et réfracter les ondes, de les polariser et de les convertir en d'autres types d'ondes dans les milieux stratifiés. L'éloignement de la source affecte le mouvement en diminuant son amplitude et en modifiant son contenu spectral : les hautes fréquences sont filtrées et la fréquence fondamentale du mouvement est abaissée.

IV-2. Facteurs liés aux conditions locales :

Les conditions géologiques locales, les conditions topographiques, les interactions sol-structure modifient la nature du mouvement sismique. L'influence de la géologie locale est généralement mise en évidence à l'aide d'une classification sommaire de la nature des sites : sols rocheux, raides, intermédiaires ou très mous. Plus le sol est mou plus il filtre les hautes fréquences contenues dans le mouvement incident.

IV-3. Les différents types d'ondes sismiques :

Mis à part l'énergie dissipée par amortissement présent dans le sol, la partie restante de l'énergie sera lors d'un séisme, libérée sous forme d'ondes sismiques de différents types. D'où l'on distingue les ondes de volume et les ondes de surface [1,3,12].

IV-3-1. Ondes de volume :

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes:

1. **Ondes primaires P : (ondes de compression, longitudinales) :** Ce sont des ondes qui s'accompagnent d'un changement de volume (compression ou dilatation alternée) et se propagent à une vitesse moyenne de 7 à 8 km/s, elles induisent une déformation parallèle à la direction de propagation.
2. **Ondes secondaires S : (ondes de cisaillement, transversales) :** Ces ondes correspondent à un mouvement sans variation de volume. Elles se propagent à une vitesse moyenne de 4 à 5 km/s, et induisent une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant ainsi un cisaillement. Ces ondes sont les plus dangereuses pour les constructions, elles sont d'une importance primordiale en génie parasismique.

Les vitesses de propagation des ondes P et S sont définies par :

$$V_p = \left[\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right]^{1/2} \quad V_s = \left[\frac{\mu}{\rho} \right]^{1/2} \quad \text{II-4}$$

avec :

V_p : vitesse des ondes P.

V_s : vitesse des ondes S.

ρ : masse volumique de la couche de sol.

λ et μ : coefficients de lamé

Comme les constantes élastiques sont positives, V_p est toujours supérieure à V_s .

Le coefficient de poisson est donné par :

$$\nu = \frac{0.5 - \alpha^2}{1 - \alpha^2} \quad \text{où : } \alpha = \frac{V_s}{V_p} \quad \text{II-5}$$

IV-3-2. Ondes de surfaces :

Les ondes de volume rencontrent des discontinuités et des hétérogénéités avant d'arriver en surface libre. En heurtant la surface libre, elles donnent naissance à des ondes de surface sur une profondeur extrêmement faible. On distingue principalement :

1. **Ondes de Rayleigh ou ondes R** : Ce sont les ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de la direction de propagation (et dans le sens rétrograde, ce mouvement est semblable au mouvement de la houle). Elles entraînent des compressions ou des tractions ainsi que des cisaillements dans le sol.
2. **Ondes de Love ou ondes Q** : Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface perpendiculaire à la direction de propagation. Elles n'entraînent que des contraintes de cisaillement.

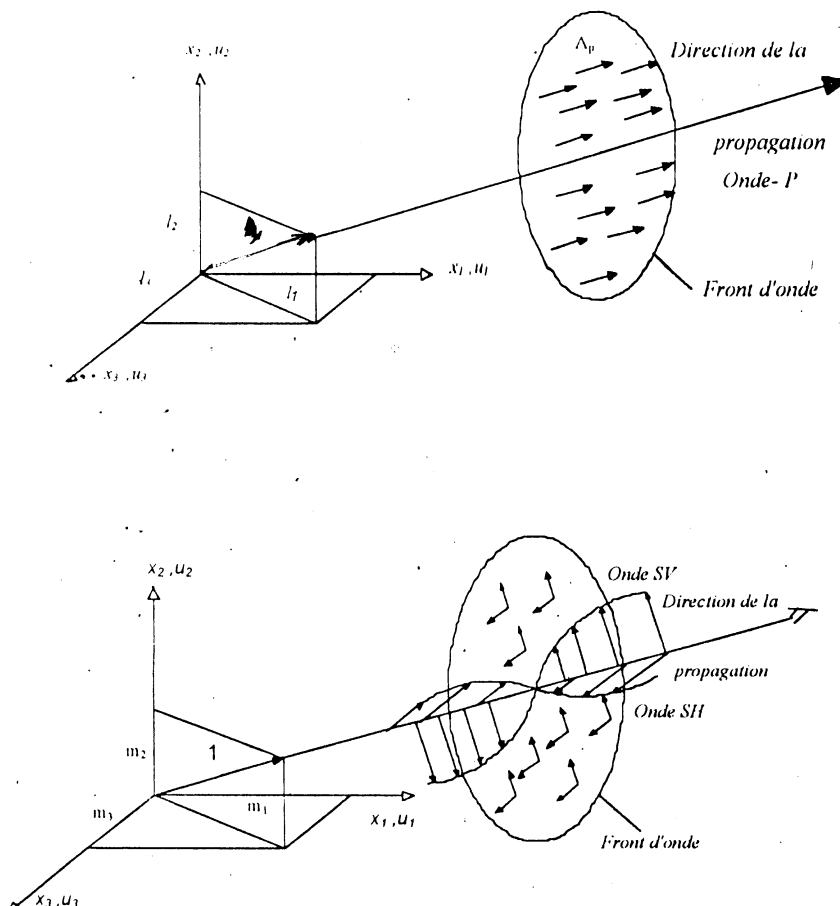


Figure (II-3) : « Déplacements associés aux ondes P et S (SH et SV) »

FORMULATION DE LA PROPAGATION DES ONDES SISMIQUES.

I. INTRODUCTION :

L'objectif de ce présent chapitre est la formulation et la résolution du problème de propagation d'ondes sismiques dans le sol. Sachant, comme indiqué dans le chapitre précédent, que le trajet parcouru par l'onde avant d'atteindre la surface libre présente certaines incohérences telle que l'hétérogénéité sans omettre que ce même milieu peut se comporter de façon non linéaire dans certains cas, il est alors plus raisonnable de procéder à émettre des hypothèses de travail simplificatrices et donc, ne tenir compte que d'un nombre limité de facteurs influençant ce comportement sismique. Aussi, l'étude que nous allons mener va être consacrée uniquement aux cas de sols stratifiés horizontalement (monocouche homogène surmontant un substratum rocheux, multicouche hétérogène...).

II. PROPAGATION DES ONDES DANS DES MILIEUX ELASTIQUES :

Dans le cadre de l'hypothèse de petits déplacements d'un solide élastique, isotrope occupant un domaine D de l'espace, limité par une surface S et repéré par rapport au système de coordonnées (X,Y,Z), le couple $[\underline{u}, \underline{\sigma}]$ caractérisé par le champs de déplacement $\underline{u}(\underline{x}, t)$, et le tenseur de contraintes $\underline{\sigma}(\underline{x}, t)$, correspondant à une densité volumique de force $f(\underline{x}, t)$, et une masse volumique ρ , est un état élastodynamique s'il vérifie le système d'équations gouvernant le mouvement :

Equation d'équilibre :

$$\sigma_{ij,j} + \rho f_i = \rho \ddot{u}_i \quad \text{III-1}$$

Loi de Hooke :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad \text{III-2}$$

Relation déformation-déplacement :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad \text{III-3}$$

où σ_{ij} est un élément du tenseur de contrainte d'ordre 2, correspondant à la $i^{\text{ème}}$ ligne, et la $j^{\text{ème}}$ colonne ; ε_{ij} un élément du tenseur des déformations ; λ et μ sont les coefficients de Lamé ; δ_{ij} le symbole de Kronecker.

En injectant les équations (III-2), (III-3) dans (III-1), nous obtenons :

$$\mu u_{i,jj} + (\lambda + \mu) u_{j,ji} + \rho f_i = \rho \ddot{u}_i \quad \text{III-4}$$

qui se traduit en notation vectorielle par :

$$\mu \nabla^2 \underline{u} + (\lambda + \mu) \nabla (\nabla \bullet \underline{u}) + \rho \underline{f} = \rho \ddot{\underline{u}} \quad \text{III-5}$$

Où \bullet représente le produit scalaire, ∇ l'opérateur gradient et ∇^2 l'opérateur de Laplace.

Cet état d'équilibre est complété par les conditions initiales :

$$\underline{u}(x,0) = \underline{u}_0(x) \quad ; \quad \dot{\underline{u}}(x,0) = V_0(x) \quad \text{III-6}$$

La résolution de l'équation (III-5) est difficile dans la mesure où les trois déplacements sont couplés dans une même équation, ce qui nous amènera à appliquer le principe de décomposition vectorielle d'Helmholtz au champ de déplacement \underline{u} , de façon à exprimer ce champ en termes de dérivées de potentiels scalaire Φ et vectoriel $\underline{\psi}$ soit :

$$\underline{u} = \nabla\phi + \nabla\wedge\underline{\psi} = \underline{u}_1 + \underline{u}_2 \quad \text{et} \quad \nabla \bullet \underline{\psi} = 0 \quad \text{III-7}$$

Le champ de déplacement \underline{u} peut être considéré alors comme étant la somme d'un champ irrotationnel \underline{u}_1 dérivant d'un potentiel scalaire ϕ et d'un champ rotationnel \underline{u}_2 dérivant d'un Potentiel vecteur $\underline{\psi}$.

Dans le cas où les forces de volume sont nulles, et en se basant sur la représentation donnée par l'équation (III-7), l'équation régissant le mouvement sera découpée en deux équations d'ondes, telles que :

$$\nabla^2\phi = \frac{1}{V_p^2} \frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} \quad \text{III-8}$$

$$\nabla^2\underline{\psi} = \frac{1}{V_s^2} \frac{\partial^2\underline{\psi}}{\partial t^2} \quad \text{III-9}$$

Ces expressions représentent des équations aux dérivées partielles du second ordre.

Pour une onde plane monochromatique de pulsation ω , une solution générale des deux dernières équations est donnée par :

$$\phi = A \exp\left[\frac{i\omega}{V_p}(V_p t - l_x x - l_y y - l_z z)\right] = A f_p \quad \text{III-10}$$

$$\underline{\psi} = \underline{B} \exp\left[\frac{i\omega}{V_s}(V_s t - m_x x - m_y y - m_z z)\right] = \underline{B} f_s \quad \text{III-11}$$

Ces fonctions vérifient les équations d'ondes si : $l_x^2 + l_y^2 + l_z^2 = m_x^2 + m_y^2 + m_z^2 = 1$, d'autre part la divergence du potentiel vectoriel est nulle (équation III-7), ce qui conduit à :

$$\underline{B} \bullet \underline{m} = 0 \quad \text{III-12}$$

Cette expression montre que les vecteurs \underline{v} et \underline{B} sont perpendiculaires à \underline{m} . Le vecteur \underline{l} (ou \underline{m}) est un vecteur unitaire indiquant la direction de propagation de l'onde. Dans le cas où elles sont toutes réelles, les composantes de ce vecteur représentent les cosinus directeurs de la direction de propagation des ondes.

A un instant donné t_0 , ϕ (ou \underline{v}) est constant sur le plan normal à \underline{l} (ou \underline{m}), d'équation $V_p t_0 - l_x x - l_y y - l_z z = cte$ (ou bien : $V_s t_0 - m_x x - m_y y - m_z z = cte$), et varie sinusoidalement le long de la direction \underline{l} (ou \underline{m}).

Dans notre cas, nous nous intéressons aux ondes de volume car elles sont les seules à exister dans un milieu infini.

II-1. Equation de propagation de l'onde P :

En combinant (III-7) et (III-10), nous pouvons écrire :

$$\underline{u}_1 = \underline{u}_p = \left[-\frac{i\omega A}{V_p} f_p \right] \underline{l} \quad \text{III-13}$$

Cette expression montre que dans ce cas de propagation d'onde P le déplacement \underline{u}_1 a lieu dans le même sens que la direction de propagation \underline{l} .

II-2. Equation de propagation de l'onde S :

De la même façon, la combinaison des équations (III-7) et (III-11) conduit à l'expression :

$$\underline{u}_2 = \underline{u}_s = \left[+\frac{i\omega}{V_s} f_s \right] \underline{B} \wedge \underline{l} \quad \text{III-14}$$

Celle-ci indique que le déplacement \underline{u}_2 a lieu dans un plan perpendiculaire à la direction de propagation.

A l'exception du cas où la direction de propagation coïncide avec l'axe (OZ) (vertical) ; c'est à dire $m_x = m_y = 0$ et $m_z = \pm 1$, il est toujours possible de décomposer le mouvement des ondes de cisaillement (S) en un mouvement dans un plan horizontal (X,Y), et un mouvement

dans plan vertical (X,Z). Les ondes correspondant au mouvement horizontal sont dites SH et celles correspondant au mouvement dans un plan vertical sont dites SV. Définissons :

$$A_{SH} = \frac{i\omega}{V_s} (B_z l_x - B_x l_z) \quad \text{III-15}$$

$$A_{SV} = \frac{i\omega}{V_s} B_y \quad \text{III-16}$$

alors les déplacements s'écrivent : $U_{SH} = A_{SH} f_s$ et $U_{SV} = A_{SV} f_s$ III-17

A_{SH} et A_{SV} représentent les amplitudes du mouvement des ondes SH et SV.

III .PROPAGATION D'ONDES PLANES EN MILIEU ELASTIQUE SEMI-INFINI :

La propagation d'ondes sismiques est un problème essentiellement tridimensionnel en considérant la source constituée d'une ligne de faille (suivant (OY)), et en se plaçant à une certaine distance de celle-ci, le problème devient bidimensionnel. A cet effet, il est très fréquent d'admettre que la propagation des ondes est plane. Dans ce cas, les ondes se propagent parallèlement à un plan (XOZ) et le mouvement est indépendant de la coordonnée(Y), soit : $m_y = l_y = 0$. Par conséquent le mouvement engendré par les ondes de volume en un point quelconque du massif de sol est donné par :

$$u_x = A_p f_p l_x + A_{SV} f_s l_z \quad \text{III-18}$$

$$u_y = A_{SH} f_s \quad \text{II-19}$$

$$u_z = A_p f_p l_z - A_{SV} f_s l_x \quad \text{III-20}$$

où $A_p = -\frac{i\omega}{V_p} A$

Ces équations montrent que, dans le cas d'ondes planes, le déplacement suivant (OY) est découplé des déplacements suivant (OX) et (OZ). Il ne résulte que de la propagation d'ondes SH alors que les déplacements suivant (OX) et (OZ) sont fonction des ondes P et SV. Les deux problèmes peuvent être étudiés séparément.

Au voisinage de la surface libre la direction de propagation devient verticale, parallèle à l'axe (OZ) ($l_z=1$), le problème devient unidimensionnel, chacune des composantes du mouvement est découplée des autres :

$$u_x = A_{SV} f_s \quad \text{III-21}$$

$$u_y = A_{SH} f_s \quad \text{III-22}$$

$$u_z = A_p f_p \quad \text{III-23}$$

Les expressions de f_p et f_s sont obtenues à partir des équations (III-10),(III-11) avec $l_x=0$, $l_y=0$, $l_z=1$,soient :

$$f_p = \exp\left[\frac{i\omega}{V_p}(V_p t - z)\right] \quad \text{III-24}$$

$$f_s = \exp\left[\frac{i\omega}{V_s}(V_s t - z)\right] \quad \text{III-25}$$

L'étude de la propagation d'ondes SH va nous permettre de définir les paramètres intervenant dans la réponse d'un profil de sol à une onde sismique.

IV .PROPAGATION D'ONDES SH DANS UN MILIEU SEMI-INFINI :

Le déplacement horizontal d'une onde SH incidente est donné par l'équation ci-dessous :

$$u_{yi} = A_{SH} \exp\left[\frac{i\omega}{V_s}(V_s t - l_x x + l_z z)\right] \quad \text{III-26}$$

Ou : $l_x = \sin \alpha$, $l_y = \cos \alpha$, tel que α est l'angle d'incidence de l'onde SH.

Dans le cas d'une propagation incidente dans le sens des Z négatifs en formant un angle α avec l'axe (OZ), en heurtant la surface libre ($Z=0$), cette onde SH donne naissance à une onde SH réfractée formant un angle α avec la direction (OZ) (loi de Snell) et se propageant dans le sens des (Z) positifs. Le déplacement associé à cette onde est :

$$u_{yr} = A'_{SH} \exp \left[\frac{i\omega}{V_s} (V_s t - l_x x - l_z z) \right] \quad \text{III-27}$$

La condition de nullité de la contrainte à la surface libre s'écrit :

$$\left. \frac{\partial u_y}{\partial z} \right|_{z=0} = 0 \Rightarrow A_{SH} = A'_{SH} \quad \text{III-28}$$

L'amplitude de l'onde SH incidente est égale à celle de l'onde réfléchie.

En tout point du milieu le déplacement est la somme des déplacements dus à l'onde réfléchie, et l'onde réfractée, en combinant les équations (III-26), (III-27), (III-28) nous aboutissons alors à :

$$u_y = 2A_{SH} \cos \left(\frac{\omega}{V_s} z \cos \alpha \right) \exp \left[\frac{i\omega}{V_s} (V_s t - x \sin \alpha) \right] \quad \text{III-29}$$

IV-1. Propagation d'ondes SH dans un monocouche surmontant un semi-espace :

Considérons une couche homogène d'épaisseur h surmontant un semi-espace représentant le rocher sous-jacent comme indiqué sur la figure (III-1)°.

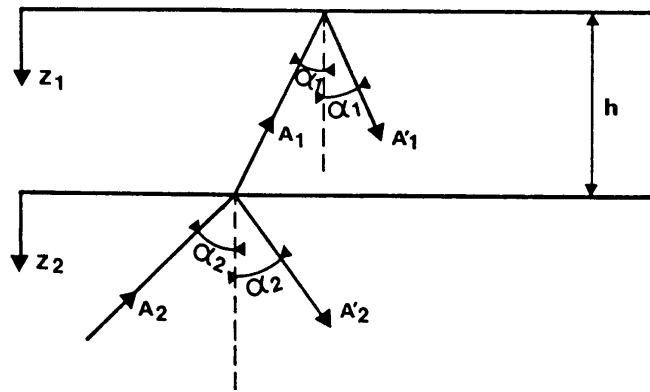


Figure (III-1) : « Propagation d'onde SH dans un monocouche surmontant un semi-espace »

Le déplacement horizontal dans chaque couche s'écrit :

$$u_n = [A_n \exp(ip_n z_n) + A'_n \exp(-ip_n z_n)] f_n(x, t) \quad n=1,2 \quad \text{III-30}$$

$$\text{avec :} \quad p_n = \frac{\omega \cos \alpha_n}{V_{sn}} \quad n=1,2 \quad \text{III-31}$$

$$f_n(x,t) = \exp\left[\frac{i\omega}{V_{sn}}(V_{sn}t - x \sin \alpha_n)\right] \quad n=1,2 \quad \text{III-32}$$

Nous trouvons alors :

- Le déplacements au niveau du rocher s'écrit:

$$u_2 = [A_2 \exp(ip_2 z) + A_2' \exp(-ip_2 z)] f_2(x,t)$$

$$f_2(x,t) = \exp\left[\frac{i\omega}{V_{s2}}(V_{s2}t - x \sin \alpha_2)\right]$$

- Le déplacement au niveau de la couche de sol est donnée ci-dessous à partir de la condition de surface libre ($A_1 = A_1'$):

$$u_1 = 2A_1 \cos\left[\frac{\omega}{V_{s1}}z \cos \alpha_1\right] f_1(x,t)$$

$$f_1(x,t) = \exp\left[\frac{i\omega}{V_{s1}}(V_{s1}t - x \sin \alpha_1)\right]$$

Les conditions de compatibilité à l'interface des deux milieux, qui doivent être vérifiées pour tout x et t, s'écrivent :

$$u_1(h) = u_2(0) \quad \text{III-33}$$

$$\sigma_{yz1}(h) = \sigma_{yz2}(0) \quad \text{III-34}$$

La relation (III-33) conduit à :

$$A_1(e^{ip_1 h} + e^{-ip_1 h})f_1(x,t) = (A_2 + A_2')f_2(x,t) \quad \text{III-35}$$

$$\text{soit :} \quad \frac{\sin \alpha_1}{V_{s1}} = \frac{\sin \alpha_2}{V_{s21}} \quad \text{III-36}$$

L'équation (III-36) représente la loi de **Snell**.

D'où, l'équation (III-35) donne :

$$A_1(e^{ip_1 h} + e^{-ip_1 h}) = A_2 + A_2' \quad \text{III-37}$$

La condition (III-34) s'écrit :

$$G_1 \frac{\partial u_1}{\partial z}(h) = G_2 \frac{\partial u_2}{\partial z}(0) \quad \text{III-38}$$

soit :

$$A_1 G_1 p_1 (e^{ip_1 h} + e^{-ip_1 h}) = G_2 p_2 (A_2 - A_2') \quad \text{III-39}$$

En posant :

$$q = \sqrt{\frac{\rho_1 G_1 \cos \alpha_1}{\rho_2 G_2 \cos \alpha_2}} \quad \text{III-40}$$

Les relations (III-39) et (III-37) permettent de déterminer les amplitudes A_2 et A_2' en fonction de A_1 :

$$A_2 = \frac{1}{2} A_1 \left[(1+q) e^{ip_1 h} + (1-q) e^{-ip_1 h} \right] \quad \text{III-41}$$

$$A_2' = \frac{1}{2} A_1 \left[(1-q) e^{ip_1 h} + (1+q) e^{-ip_1 h} \right] \quad \text{III-42}$$

Le rapport "q" de l'équation (III-40) est appelé le rapport d'admittance entre la couche de sol et le semi-espace, son inverse est le rapport d'impédance.

IV-2 .Fonction de transfert rocher-surface libre :

La fonction de transfert rocher-surface libre est définie par le rapport entre l'amplitude de la transformée de Fourier du déplacement à la surface de la couche de sol (point A en surface libre) à l'amplitude de la transformée de Fourier du déplacement à l'interface monocouche-substratum rocheux (point B), notée $T_{A,B}(\omega)$. La figure (III-2) représente les deux configurations de sols : affleurement rocheux et monocouche sur rocher.

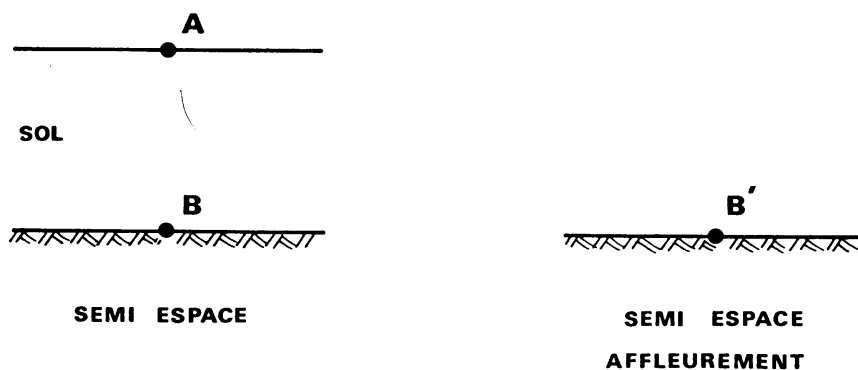


Figure (III-2) : « Amplification du mouvement sismique dans une couche de sol »

Soit :

$$T_{A,B}(\omega) = \frac{X_A(0)}{X_B(0)} \quad \text{III-43a}$$

Si de plus on désire relier l'amplitude du déplacement au point A à celle du point B' situé à un affleurement rocheux, la fonction de transfert, notée $T_{A,B'}^*(\omega)$, est définie par :

$$T_{A,B'}^*(\omega) = \frac{X_A(0)}{X_{B'}(0)} \quad \text{III-43b}$$

Ce rapport ne dépend que des propriétés des couches traversées. C'est une caractéristique intrinsèque du milieu.

D'après les relations (III-30), (III-41) et (III-42) nous retrouvons :

$$T_{1,2}(\omega) = \frac{2A_1}{A_2 + A_2'} = \frac{1}{\cos p_1 h} \quad \text{III-44a}$$

$$T_{1,2}^*(\omega) = \frac{2A_1}{2A_2} = \frac{1}{\cos p_1 h + i q \sin p_1 h} \quad \text{III-44b}$$

IV-3 .Ondes SH dans un milieu stratifié horizontalement :

Les propriétés mécaniques des sols varient et augmentent généralement avec la profondeur, le cas d'un profil de sol stratifié horizontalement et surmontant un demi - espace, représente une schématisation plus générale et très importante dans la pratique. Ce cas est une généralisation du cas précédent.

Aussi pour la modélisation du profil de sol en un milieu continu, nous supposons qu'il est constitué de N couches horizontales d'épaisseur h_i , de masse volumique ρ_i , de module de cisaillement G_i , et de coefficient d'amortissement ξ_i . Chaque couche du profil est affectée d'un système d'axes cartésiens plan (X, Z), et est également supposée homogène, isotrope à comportement linéaire.

On admet par ailleurs, que le profil de sol est infini dans la direction X, ce qui implique que toutes les fonctions régissant le profil sont indépendantes des variables x et y. Les conditions de continuité des déplacements et de contraintes à chaque interface permettent d'écrire les relations de récurrence reliant les amplitudes des ondes incidente et réfléchie dans la couche m+1 aux mêmes amplitudes dans la couche m. Nous obtenons alors des équations analogues aux relations (III-40) à (III-42) suivantes:

$$q_m = \sqrt{\frac{\rho_m G_m}{\rho_{m+1} G_{m+1}} \frac{\cos \alpha_m}{\cos \alpha_{m+1}}} \quad \text{III-45}$$

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 + q_m) e^{ip_m h_m} + \frac{1}{2} A'_m (1 - q_m) e^{-ip_m h_m} \quad \text{III-46}$$

$$A'_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 - q_m) e^{ip_m h_m} + \frac{1}{2} A'_m (1 + q_m) e^{-ip_m h_m} \quad \text{III-47}$$

Par récurrence, en tenant compte de la condition en surface libre ($A_1 = A'_1$), Nous pouvons exprimer les amplitudes des ondes incidentes et réfléchies de la couche m en fonction de celles de la couche de surface :

$$A_m = e_m(\omega) A_1 \quad \text{III-48}$$

$$A'_m = f_m(\omega) A_1 \quad \text{III-49}$$

Et la fonction de transfert entre la surface libre et la couche m du profil de sol sera donc :

$$T_{1,m} = \frac{2A_1}{e_m(\omega)A_1 + f_m(\omega)A_1} = \frac{2}{e_m(\omega) + f_m(\omega)} \quad \text{III-50}$$

La fonction de transfert entre deux couches m et n du profil s'écrit :

$$T_{m,n}(\omega) = \frac{A_m + A'_m}{A_n + A'_n} = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad \text{III-51}$$

IV-4. Prise en compte de l'amortissement:

L'amortissement de type visqueux peut être pris en compte en introduisant un module de cisaillement complexe :

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad \text{III-52}$$

où bien :
$$V_s^* = V_s \sqrt{1 + 2i\xi} \quad \text{III-53}$$

V. CONCLUSION

Quelques notions d'élastodynamique ont été présentées dans ce chapitre . Il ne faut pas perdre de vue le fait que la propagation d'ondes dans un massif de sol est en réalité plus complexe que dans un milieu parfaitement élastique homogène, à cause de sa nature hétérogène et son comportement non linéaire.

Le mouvement du sol en réponse à la propagation d'une onde sismique que nous allons considérer dans le reste de notre travail est donné pour le cas d'une onde SH dans un milieu hétérogène, semi-infini , stratifié horizontalement, se propageant verticalement.

Les notions présentées dans ce chapitre ainsi que dans le chapitre précédent sont les outils de base qui permettent de représenter le sol et son modèle de comportement. Dans les chapitres ultérieurs nous exposons ces modèles et leur mise en œuvre à l'aide de programme numérique que nous avons développé.

COMPORTEMENT DES SOLS

SOUS

CHARGEMENTS CYCLIQUES

I. INTRODUCTION :

Une description complète du comportement du sol est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contraintes σ et un champ de déformation ε , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte $d\sigma$. Cette description est obtenue à l'aide de la loi de comportement de sol.

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte $\underline{\sigma}$, le tenseur déformation $\underline{\varepsilon}$ et leurs incréments $d\underline{\sigma}$ et $d\underline{\varepsilon}$.

La formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée élasticité, viscoélasticité, élastoplasticité...etc. Elle constitue le but ultime de la description du comportement du sol.

A l'échelle de temps des sollicitations sismiques, la plupart des sols ont au cours de la sollicitation cyclique un comportement non drainé. La perméabilité du sol n'est pas suffisante (par rapport à la vitesse d'application des charges) pour permettre un drainage de celui-ci.

Dans ce cas, la détermination de la loi de comportement se fait à partir d'un modèle qui doit être formulé en contraintes effectives, et la compréhension de son comportement non drainé réside dans la loi de comportement. Cette loi de comportement détermine la tendance à la variation de volume du sol qui se traduit, en comportement non drainé ou partiellement drainé, par une variation de pressions interstitielles donc de contrainte effective[22].

II. CAS DE CHARGEMENT CYCLOPIQUE :

Il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement. Dans ces conditions, un élément de sol pris à une profondeur "h" dans le profil est soumis au cycle de chargement représenté comme ci-dessous :

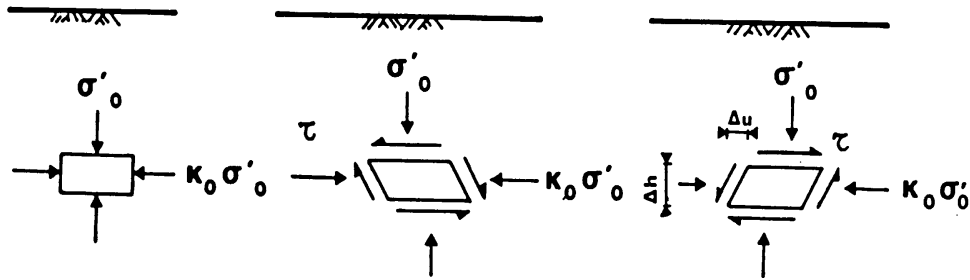


Figure (IV-1) : « Séquence de chargement idéalisée »

Initialement, dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est en équilibre sous les contraintes verticales σ'_0 et horizontales σ'_h , égales à $k_0 \sigma'_0$ toutes les deux effectives tel que k_0 est le coefficient de poussée des terres au repos.

Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les facettes horizontales de l'élément du sol, et donc sur les facettes verticales pour maintenir les conditions d'équilibre, d'une contrainte de cisaillement appelée $\tau(t)$. Sous l'effet de cette contrainte l'échantillon subit une déformation de cisaillement qui est définie par :

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \quad \text{IV-1}$$

La courbe effort-déformation $\tau = f(\gamma)$ est reproduite à la figure (IV-2) pour un cycle de contraintes fermé. Cette figure montre que, pour ce type de cycle, le comportement du sol est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle.

Plus cette dernière est grande, plus l'aire de la boucle est importante et plus celle-ci est inclinée sur l'horizontale.

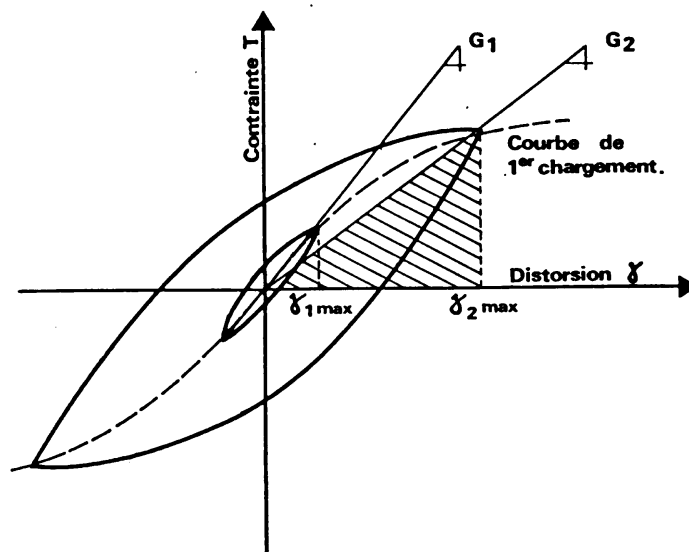
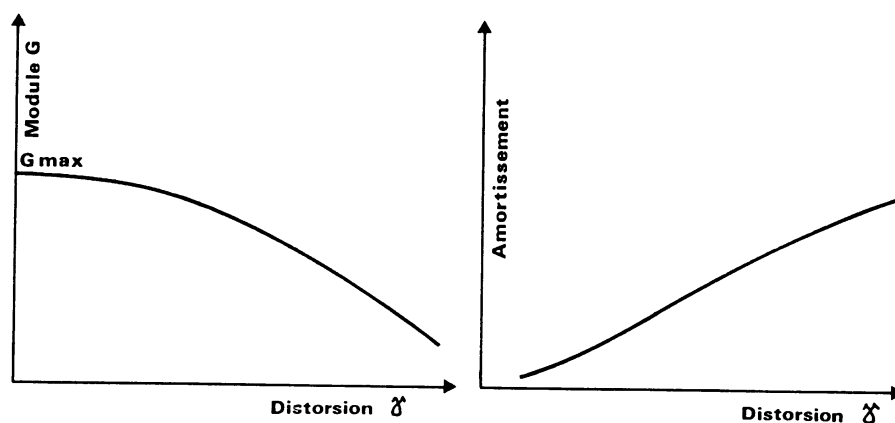


Figure (IV-2) : « Courbe Effort – Déformation cyclique »

La boucle est en fait définie par deux paramètres, qui sont : le module sécant G_s et le coefficient d'amortissement ξ :

- Le module sécant G_s est la pente de la droite joignant l'origine à une extrémité dans le cas d'un cycle centré à l'origine.
- Le coefficient d'amortissement ξ est une mesure de l'aire de la boucle.

Le module de cisaillement G_s décroît en général avec le niveau de déformation et le coefficient d'amortissement croît avec la déformation, la dépendance de ces deux paramètres sur la déformation cyclique est mise en évidence sur la figure suivante :

Figure (IV-3) : « Variations de G et ξ avec la déformation cyclique »

La valeur maximale G_{max} du module est la pente de la tangente à l'origine à la courbe de premier chargement.

III. NOTIONS D'AMORTISSEMENT :

L'apparition d'une boucle d'hystérésis au cours d'un cycle fermé de chargement met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau. L'amortissement est un paramètre fondamental dans l'étude des phénomènes vibratoires, en particulier au voisinage de la résonance. Il permet dans ce cas précis à un système physique de maintenir une amplitude de déplacement limitée.

Il existe deux types de matériaux présentant de l'amortissement, on distingue ceux pour lesquels [22]:

- L'énergie dissipée est une fonction de la vitesse de déformation, c'est le cas des matériaux viscoélastiques linéaires.
- L'énergie dissipée ne dépend pas de la vitesse de déformation, l'amortissement est dit alors hystérétique. Ces matériaux sont caractérisés par des non-linéarités importantes à fort niveau de déformation. Les sols font partie de cette catégorie où l'amortissement est attribué à des déformations plastiques en ce qui concerne les grains constituant la structure.

Les matériaux de ce type ont une loi de comportement dans laquelle le temps n'intervient pas, et présentent sous chargement cyclique des boucles d'hystérésis, ce qui implique que si l'effort appliqué s'annule, il subsiste dans le matériau une déformation permanente. D'un point de vue rhéologique, le matériau peut être représenté par un assemblage de ressorts et de frotteurs placés soit en série, soit en parallèle.

IV. LOI DE COMPORTEMENT :

Hormis le modèle purement non-linéaire, la loi de comportement qui permet de représenter au mieux le sol est le modèle viscoélastique non linéaire basé sur la méthode linéaire équivalente. Dans ce cas de modèle une procédure de linéarisation sera alors utilisée, elle consiste à remplacer le sol par un modèle représentant un matériau linéaire. Ce type de linéarisation a été introduit par Jacobsen [17]. Le modèle non linéaire ainsi défini doit avoir les propriétés dissipatives plus ou moins équivalentes à celles du matériau réel. L'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau et de l'amplitude de la sollicitation. En ce qui concerne cette dernière, nous prendrons à titre d'exemple le cas de la sollicitation harmonique, base de la solution de beaucoup de problèmes dynamiques (somme de plusieurs sinusoïdes).

Pour une sollicitation harmonique, $\underline{\varepsilon}(t) = \underline{\varepsilon}^0 e^{i\omega t}$, la loi de comportement d'un matériau viscoélastique linéaire isotrope représenté par un modèle Kelvin-Voigt s'écrit :

$$\underline{\sigma} = \lambda^* \left(\text{trace } \underline{\varepsilon}^0 \right) \underline{1} + 2\mu^* \underline{\varepsilon}^0 \quad \text{IV-2}$$

où : λ^* et μ^* sont des nombres complexes fonction de ω , qui ont pour expression :

$$\lambda^* = \lambda + i\omega\lambda' \quad \text{IV-3}$$

$$\mu^* = \mu + i\omega\mu' \quad \text{IV-4}$$

λ et $\mu=G$ (respectivement λ', μ') sont les constantes d'élasticité (respectivement de viscosité).

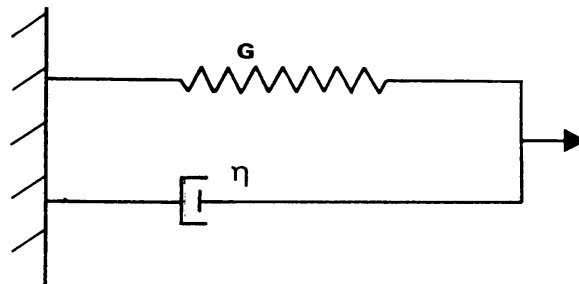


Figure (IV-4) : « Modèle de Kelvin-Voigt »

Pour adapter ce modèle au modèle viscoélastique linéaire équivalent, il faut choisir les parties imaginaires de λ^* et μ^* indépendantes de la fréquence de sollicitation, nous avons alors :

$$\omega\mu' = \text{cte} \quad \text{IV-5}$$

Le module de cisaillement complexe $\mu^* = G^*$ s'écrit :

$$G^* = G \left(1 + i \frac{\omega\mu'}{G} \right) \quad \text{IV-6}$$

Posons :

$$\eta = \frac{\omega\mu'}{G} \quad \text{IV-7}$$

Nous avons donc :

$$G^* = G(1 + i\eta) \quad \text{IV-8}$$

où : η désigne le coefficient de perte de matériau qui est indépendant de la fréquence de la sollicitation dans le cas du sol.

Le coefficient η étant défini comme le rapport de l'énergie dissipée D au cours d'un cycle à 2π fois l'énergie élastique emmagasinée W :

$$\eta = \frac{D}{2\pi W} \quad \text{IV-9}$$

W est l'aire du triangle hachuré dans la figure (IV-2) :

$$W = \frac{1}{2} G \gamma_m^2 = \frac{1}{2} \frac{\tau_m^2}{G} \quad \text{IV-10}$$

ξ est le pourcentage d'amortissement critique, défini dans le modèle de Kelvin-Voigt par :

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c p}{2G} \quad \text{IV-11}$$

Où :

C : amortissement matériel du modèle.

C_c : amortissement critique du modèle.

p : pulsation propre du modèle.

A la résonance, la fréquence d'excitation $\omega/2\pi$ est égale à la fréquence propre du modèle $p/2\pi$, nous avons donc la relation ci-dessous:

$$\xi = \frac{D}{4\pi W} = \frac{\eta}{2} \quad \text{IV-12}$$

Celle-ci est une relation de base au développement de modèles viscoélastiques linéaires équivalents caractérisé par un pourcentage d'amortissement critique ξ directement relié au coefficient de perte η du matériau.

Lysmer en 1975 a proposé une formulation différente du module de cisaillement complexe :

$$G^* = G_s \left(1 - 2\xi^2 + 2i\xi\sqrt{1 - \xi^2} \right) = G e^{i\theta} \quad \text{IV-13}$$

Avec :

$$\xi = \sin \frac{\theta}{2} = \frac{\eta}{2} \quad \text{IV-14}$$

Si G, ξ et p sont respectivement le module de cisaillement, le pourcentage d'amortissement critique et la pulsation propre de l'oscillateur, ce dernier possède la même réponse en terme d'amplification que le modèle défini par le module complexe de l'équation (IV-13).

L'énergie dissipée par le modèle est alors:

$$D_{\text{modèle}} = 4\pi W \xi \frac{\sqrt{1 - \xi^2}}{1 - 2\xi^2} \quad \text{IV-15}$$

Et celle dissipée par le matériau est :

$$D_{\text{matériau}} = 4\pi W \xi \quad \text{IV-16}$$

V. DETERMINATION EXPERIMENTALE DES PARAMETRES DU MODELE NON LINEAIRE (METHODE LINEAIRE EQUIVALENTE) :

Le problème des mesures des caractéristiques des sols constitue l'un des aspects fondamentaux de la mécanique des sols en général et de la dynamique des sols en particulier. Les modèles les plus élaborés et les calculs les plus compliqués ne sont d'aucune utilité si les paramètres à utiliser dans ces modèles (ou ces calculs) sont incorrects ou mal connus. Pour cela, des essais de Laboratoire (sur échantillons intacts) et in-situ ont été développés parallèlement.

En se basant sur des résultats expérimentaux, divers auteurs ont proposé des courbes donnant la variation du module G et du pourcentage d'amortissement critique ξ pour le cas de sollicitations unidirectionnelles. Par la suite ces valeurs peuvent être utilisées dans des modèles non linéaire.

Seed -Idriss [24,25,26,27] ont présenté des courbes expérimentales utilisables pour des sables ou des argiles. Hardin -Drnevich [13,14] ont proposé des relations empiriques.

Dans le cas viscoélastique non linéaire (linéarisation équivalente), nous rappelons qu'il est caractérisé par deux paramètres à savoir : le module de cisaillement G et le pourcentage d'amortissement critique ξ , ceux-là sont fonctions de la déformation. La détermination du module G_{\max} se fait à petites déformations, soit à l'aide d'essais en place par la mesure de la vitesse d'ondes sismiques ($G = \rho V_s^2$), soit à l'aide d'essais de laboratoire qui permettent de mesurer le module élastique E .

Pour les essais de laboratoire on citera essentiellement l'essai de la colonne résonante, qui permet de mesurer les caractéristiques des sols pour des amplitudes de déformation comprises entre 10^{-6} et 5.10^{-4} environ pour les essais en torsion, et pour des amplitudes plus faibles en compression [22]. Pour des amplitudes de déformation plus élevées, on a recours à l'appareil triaxial qui permet l'enregistrement direct des boucles d'hystérésis du sol.

Il existe plusieurs modèles non linéaire : Iwan (1967), Fin et al (1975), Habib et Luong (1978), Hujeux (1979)... Dans ce qui suit nous nous limiterons à exposer les modèles les plus couramment utilisés, à savoir : le modèle proposé par Hardin et Drnevich (1972) ainsi que celui de Seed et Idriss (1970).

V-1. Modèle de Hardin-Drnevich :

La détermination de G et ξ pour un niveau de déformation donné, s'est faite en deux étapes. Dans une première étape, et à l'aide d'études paramétriques importantes, les auteurs ont mis en évidence les paramètres principaux affectant les valeurs de G et ξ [13,14,27,34]. Ces paramètres sont :

- La déformation,
- La contrainte effective moyenne ,
- L'indice des vides,
- Le nombre de cycles,
- Le degré de surconsolidation,
- La cohésion et l'angle de frottement interne du matériau...etc.

Dans la deuxième étape, les auteurs ont développé des relations pour calculer la valeur maximale du module de cisaillement(essentiellement pour les faibles déformations), notée G_{\max} et la variation de ce module avec la déformation pour les différents types de sols [27].

L'expression de G_{\max} est donnée par l'équation (IV-17) :

$$G_{\max} = 14760 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^k (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}} \quad \text{IV-17}$$

avec :

G_{\max} : module de cisaillement maximal en psf (unités américaines).

OCR : degré de surconsolidation.

σ'_m : contrainte effective moyenne en psf.

e : indice des vides.

k : paramètre dépendant de l'indice de plasticité (IP) du sol.

La formulation précitée est appliquée à tout type de sol, contrairement à d'autres travaux qui ont élaboré deux formulations correspondant aux sols cohérents et pulvérulents [22].

Les valeurs de 'k' utilisées par Hardin et Drnevich sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV-1) : Valeurs de k (Hardin-Black 1968)

IP	k
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
>100	0.50

Ces valeurs sont proposées à titre indicatif, et peuvent être déterminées expérimentalement pour le type de sol considéré, et ce par des essais appropriés.

Le module de cisaillement G à un niveau de déformation donné γ est évalué par l'expression suivante :

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \text{IV-18}$$

γ_r est la déformation de référence, tel que :

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \quad \text{IV-19a}$$

τ_{\max} : la contrainte de cisaillement ultime à la rupture, tel que :

$$\tau_{\max} = \left[\left[\frac{1+k_0}{2} \sigma'_v \sin \phi' + c' \cos \phi' \right]^2 + \left[\frac{1-k_0}{2} \sigma'_v \right]^2 \right]^{1/2} \quad \text{IV-19b}$$

Où :

k_0 : Le coefficient des poussées des terres au repos.

σ'_v : La contrainte effective verticale.

c', ϕ' : La cohésion et l'angle de frottement interne du matériau.

Des relations analogues ont été présentées pour l'évaluation du facteur d'amortissement ξ , à un niveau de déformation donné, nous avons donc :

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \text{IV-20}$$

ξ_{\max} est la valeur maximale du facteur d'amortissement ξ correspondant aux déformations élevées. Pour les sables propres, ξ_{\max} est donné par :

$$\xi_{\max} (\%) = D - 1.5 \log_{10} N \quad \text{IV-21a}$$

Où :

D : Paramètre expérimental, D=33% pour les sables propres secs, ou D=28% pour les sables propres saturés,

N : Nombre de cycles de chargements.

Pour les sols cohérents saturés ξ_{\max} est donné ci-dessous :

$$\xi_{\max} = 31 - (3 + 0.03f) (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}} + 1.5f^{\frac{1}{2}} - 1.5 \log N \quad \text{IV-21b}$$

Où

f : fréquence de la charge cyclique appliquée en cycle/seconde.

σ'_m : contrainte effective moyenne en Kg/cm².

Quelques modifications ont ensuite été apportées pour mieux décrire ces résultats en introduisant une déformation hyperbolique [22, 27], notée γ_h :

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a e^{-b \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \right] \quad \text{IV-22}$$

a et b sont des paramètres expérimentaux dont les valeurs proposées par Hardin –Drnevich sont données dans le tableau (IV-2) pour certains types de sol.

Tableau (IV-2) : Valeurs caractéristiques des paramètres a, b [22]

		a	b
Sable Propre sec	Module	-0.5	0.16
	Amortissement	$0.6 N^{-1/6} - 1$	$1 - N^{-1/12}$
Sable saturé	Module	$-0.2 \log N$	0.16
	Amortissement	$0.54 N^{-1/6} - 0.9$	$0.65 - 0.65 N^{-1/2}$
Argile saturée	Module	$1 + 0.25 \log N$	1.3
	Amortissement	$1 + 0.2 f^{1/2}$	$0.2 f e^{-\sigma'_m/P_a} + 2.25 \frac{\sigma'_m}{P_a} + 0.3 \log N$
F= fréquence-Hertz.		N= .nombre de cycles.	
σ'_m = contrainte moyenne effective.		P_a = Pression atmosphérique	

Les équations (IV-18) et (IV-20) deviennent :

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad \text{IV-23}$$

$$\frac{\xi}{\xi_{\max}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad \text{IV-24}$$

V-2. Modèle de Seed-Idriss :

Seed et Idriss ont utilisé de nombreux résultats d'essais de laboratoires et in-situ, pour représenter les valeurs de G et ξ pour différents types de sols en fonction du niveau de déformation, sous forme de fuseaux. Ils ont abouti aux relations suivantes [27] :

a) Pour les sables :

$$G = 1000 K_2 \sigma'_m{}^{1/2} \quad \text{IV-25}$$

avec : σ'_m : contrainte effective moyenne.

K_2 : paramètre du module de cisaillement pour les sables, fonction de la densité relative.

b) Pour les argiles :

De même que pour les sables, pour les argiles tous les résultats d'essais in-situ et en laboratoires donnent des courbes G/C_u en fonction de la déformation de cisaillement γ à l'intérieur d'un fuseau. Nous avons :

$$G_c = K_c C_u \quad \text{IV-26}$$

avec : C_u : cohésion non drainée de l'argile.

K_c : paramètre du module de cisaillement pour les argiles.

Pour déterminer les paramètres de ces lois, des essais doivent être réalisés et les courbes de G et ξ en fonction du niveau de déformations sont obtenues. L'essai le plus connu est sans doute, l'essai à la colonne résonnante. Cependant, ces courbes peuvent être obtenues à l'aide des relations de Hardin et Drnevich.

VI. CONCLUSION :

Nous pouvons conclure que la loi de comportement de type non linéaire avec une méthode de résolution linéaire équivalente élaborée à partir du modèle Kelvin-Voight (équation IV-5) est assez représentative du comportement réel du sol sous chargement cyclique. Cette partie du travail sera utilisée dans les chapitres ultérieurs pour la prise en compte des non-linéarités dans le sol.

Des lois de comportement de sol de type non linéaire ont été exposées dans ce chapitre. Deux façons de faire sont alors distinguées.

1. Un calcul analytique basé toujours sur des essais expérimentaux au laboratoire ou in-situ. Les résultats obtenus sont dans ce cas formulés analytiquement à partir d'écritures paramétriques. Nous citons le travail de Hardin-Drnevich.
2. Des courbes sont tracées regroupant les résultats d'essais de laboratoire ou in-situ. Plusieurs types de sols sont considérés (sable, argile,...etc.). Nous citons les courbes de Seed et Idriss.

Etant donné que tout au long de ce modeste travail nous exploitons le programme universel "shake91". Ce dernier possède une bibliothèque de données sur les courbes G et ξ en fonction de la déformation (approche de Seed et Idriss) pour l'option linéaire équivalent.

INVESTIGATION NUMERIQUE SUR L'AMPLIFICATION DES ONDES SH

I. INTRODUCTION :

La fonction de transfert, nous renseigne sur l'amplification du filtre (sol) dans le domaine des fréquences, afin de prédire par la suite la réponse sismique en tout point de dépôts de sols et en particuliers en surface libre. En effet le produit de cette fonction et l'excitation sismique n'est rien d'autre que le mouvement en fonction de la fréquence à une couche donnée. Nous distinguons la fonction de transfert rocher-surface libre, couche (i) et couche (j) ,...etc.

Le présent chapitre traite l'élaboration d'un programme numérique de calcul de la réponse sismique de profils de sols linéaires (monocouche homogène et multicouches hétérogènes) appelé **LINSOL**. Les résultats tirés de cette partie du travail seront exploités par la suite dans les chapitres ultérieurs.

II. PRESENTATION DU PROGRAMME:

Le programme est élaboré sous environnement Windows avec le langage Fortran. Il calcule :

- L'amplification (fonction de transfert) entre deux couches quelconques du profil du sol, essentiellement entre la surface libre et le substratum rocheux (ou un affleurement hypothétique).
- Les réponses en accélération dans le domaine temporel.
- L'amplitude de Fourier des accélérations dans le domaine des fréquences.

II-1. Hypothèses :

1. Le profil de sol étant infini dans la direction horizontale.
2. Chaque couche est entièrement définie par son module de cisaillement, sa masse volumique, son coefficient d'amortissement, et son épaisseur.
3. La réponse sismique du profil est due à la propagation verticale d'ondes de cisaillement.
4. L'onde de cisaillement excitatrice est introduite sous forme d'accélérogramme.

II-2. Réponse dynamique :

Il s'agit de calculer la réponse permanente du système forcé puisque la réponse transitoire s'amortit et disparaît au bout de quelques cycles. Cette réponse sous sollicitation comme celle définie par le séisme de projet, est obtenue à partir de celle due à une onde monochromatique stationnaire de pulsation ω par résolution du problème dans le domaine fréquentiel.

Pour cela, on décompose l'onde incidente en une série d'ondes harmoniques à l'aide de la transformée de Fourier. Soit un signal continu $h(t)$ fonction du temps, il est possible de déterminer les valeurs de cette fonction en N points discrets distants d'un pas égal à Δt . On peut alors écrire [3]:

$$h_k = h(t_k) \quad k = 0.1.2.....N - 1 \quad \text{V-1}$$

La transformée de Fourier de ce signal s'écrira dans ce cas :

$$H(f_n) = \int_0^{\infty} h(t) e^{-2i\pi f_n t} dt \approx \sum_{k=0}^{N-1} h_k \Delta t e^{-2i\pi f_n t K} = \Delta t \sum_{K=0}^{N-1} h_k e^{-2i\pi f_n t K} = \Delta t H_n \quad \text{V-2}$$

Où H_n est la transformée de Fourier discrète

$$H(f_n) = \Delta t \sum_{K=0}^{N-1} h_K e^{-2i\pi f_n t / N} \quad \text{V-3}$$

h_K : valeur de la fonction $h(t)$ à l'instant $k \Delta t$.

Δt : pas en temps.

$f_n = \frac{n}{N\Delta t}$: la fréquence. $n=0, \dots, N/2$.

$H(f_n)$ peut également s'écrire sous la forme complexe suivante :

$$H(f_n) = E(f_n) e^{-i\phi(f_n)t} = C(f_n) - iS(f_n) \quad \text{V-4}$$

Avec :

$$E(f_n) = \sqrt{(C(f_n))^2 + S(f_n)^2} \quad \text{V-5}$$

Où :

$E(f_n)$: Spectre d'amplitude de Fourier.

$C(f_n)$: Partie réelle du spectre d'amplitude de Fourier.

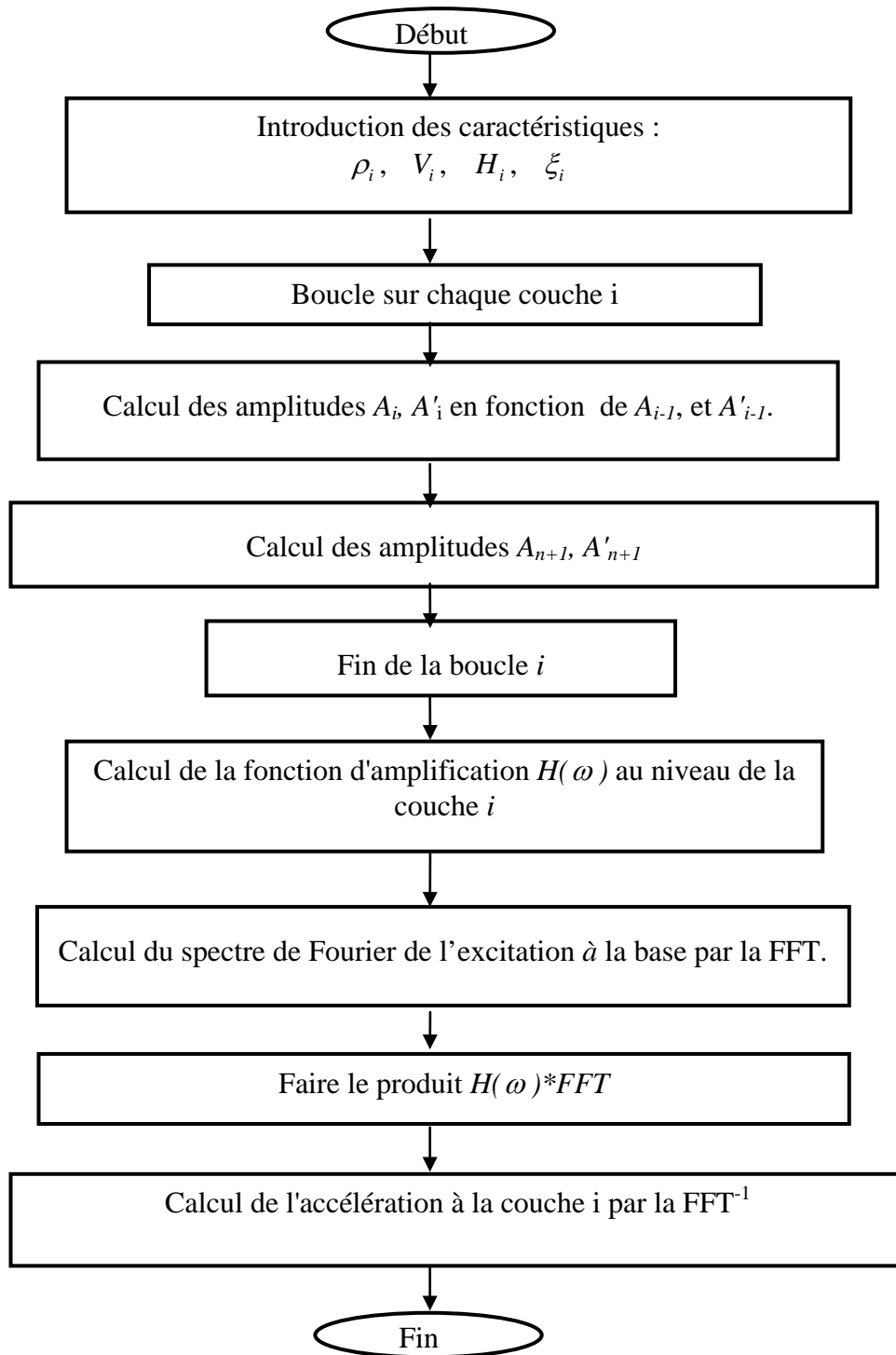
$S(f_n)$: Partie imaginaire du spectre d'amplitude de Fourier.

Le développement des algorithmes de la transformée de Fourier rapide [8], a permis de rendre le calcul très efficace numériquement en imposant un nombre de termes en puissance de 2, c-à-d $M = 2^n$. Dans la pratique, cela ne constitue pas une limitation car il est toujours possible d'augmenter la zone de blancs pour satisfaire cette condition. Implicitement, ceci revient à rendre le signal périodique.

Le programme LINSOL traduit l'écriture numérique de l'organigramme 1, à savoir le cas de la colonne unidimensionnelle continue, régie par les équations analytiques données dans le chapitre III.

II-3. Etapes de calcul :

1. Détermination de la fonction d'amplification du système, définie par le rapport de l'amplitude de la transformée de Fourier de la réponse sismique au niveau de la surface libre à celle obtenue au niveau de l'assise rocheuse.
2. Transformer le signal d'entrée du domaine temporel au domaine fréquentiel en passant par la transformée de Fourier.
3. Le produit du spectre de Fourier obtenu par la fonction de transfert nous permet d'obtenir le spectre de Fourier du mouvement en surface libre (ou à une couche donnée).
4. Une fois le spectre de Fourier du mouvement en surface obtenu, nous passons au domaine temporel en utilisant la transformée de Fourier inverse. Ainsi nous obtenons l'accélérogramme à la surface libre (ou à une couche donnée).



Organigramme 1 : Calcul de la réponse sismique dans un profil de sol linéaire viscoélastique

III. CALCUL DE LA REPOSE SISMIQUE DE PROFILS DE SOLS LINEAIRES VISCOELASTIQUES :

Nous exposons dans cette partie les réponses de profils de sols à comportement linéaire viscoélastique, aussi nous considérons dans tous les cas traités une excitation au rocher due au séisme de Pasadéna avec une amplitude maximale de 0.2g. Les résultats obtenus sont simultanément comparés aux résultats d'exécutions du programme universel **SHAKE91** (A Computer program for conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits) [16].

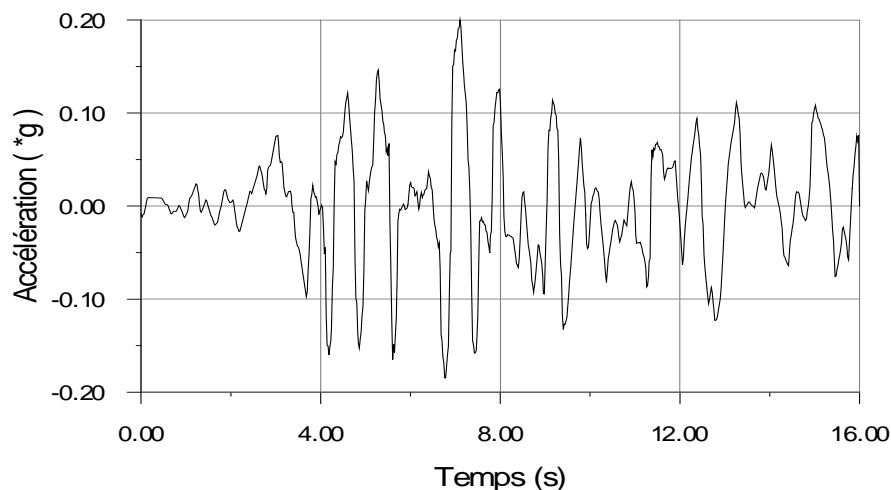
Signal d'entrée :

Nous disposons de l'accélérogramme de Pasadéna (1952), que nous introduisons comme une excitation à la base, avec un pas de temps $\Delta t = 0.02s$. La fréquence maximale est donnée par

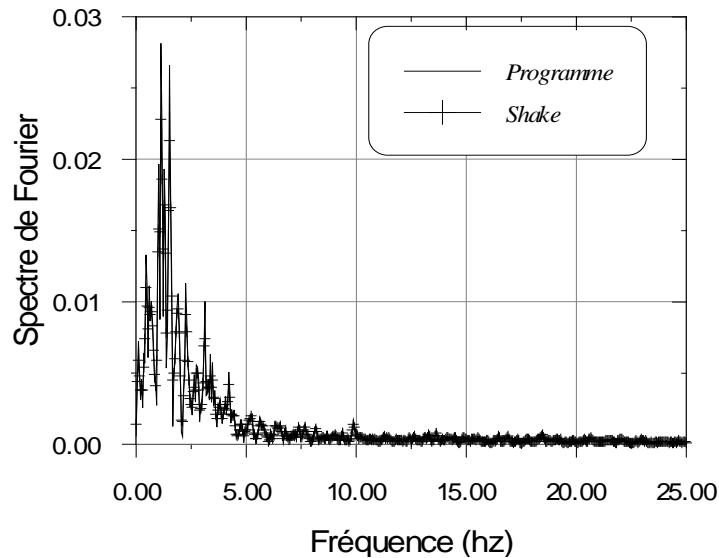
la relation suivante: $f_{\max} = \frac{1}{2\Delta t} = 25Hz$.

La représentation temporelle et le spectre de Fourier associés à cette excitation sont montrés sur les figures respectivement (V-1a), (V-1b).

La fréquence centrale de l'excitation est autour de 1.25Hz.



Figure(V-1a) «Accélérogramme de Pasadéna »



Figure(V-1b) «Spectre de Fourier de l'excitation sismique »

III-1. Exemple de la réponse sismique d'un monocouche homogène viscoélastique :

Il s'agit d'un monocouche homogène, d'épaisseur h surmontant un semi espace dont les paramètres mécaniques sont donnés par le tableau (V-1) :

Tableau (V-1) : Caractéristiques mécaniques d'un exemple de monocouche homogène

Couche	H(m)	ρ (kg/m ³)	ξ (%)	V(m/s)
1	20	2000	3	200
Semi-espace	-	2400	-	1500

En première étape le programme LINSOL nous donne la fonction de transfert semi-espace – surface libre, qui traduit l'identité du profil dans le domaine des fréquences. Celle-ci est donnée par la figure (V-2b). La courbe (V-2a) est l'accélération en surface libre. Nous observons alors ce qui suit:

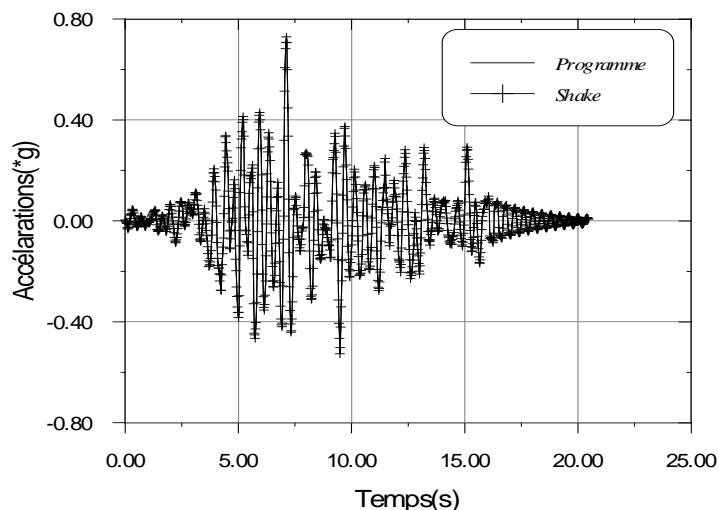
1. Les réponses (accélération et amplification) calculées par le programme LINSOL et celles du programme SHAKE se superposent.

2. Nous lisons une accélération maximale en surface libre d'environ 0.74g. Celle par contre du semi-espace est de 0.2g. Sans oublier que l'amplification du mouvement en surface libre est supérieure à 1 (figure (V-2b)) sur une bande de largeur 25Hz environ.
3. La courbe d'accélération (V-2a) présente des périodes de vibrations assez larges (espacées).
4. Deux (02) modes prépondérant se présentent avec une amplification du mouvement sismique respectivement de 21. et 8.5 Le premier pic est autour de 2.5Hz.

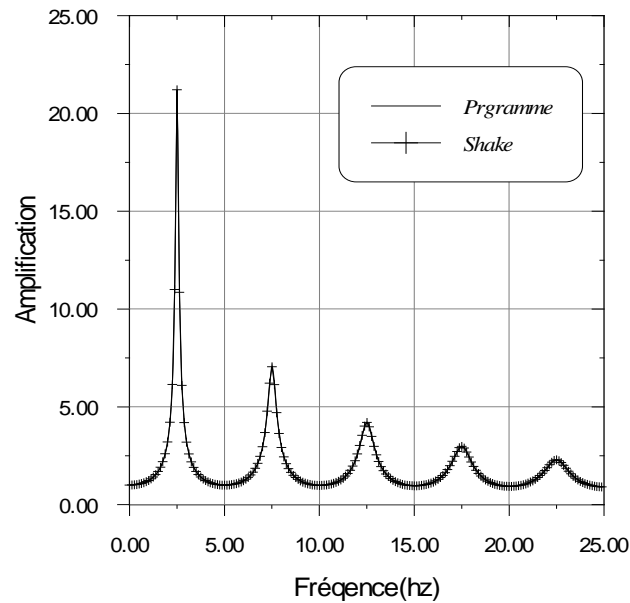
Commentaire

Les réponses calculées dans les deux domaines duaux (temps-fréquences) se concordent parfaitement étant donnée que :

1. Le premier pic de 2.5Hz représente un comportement assez souple du profil, ce qui rejoint les observations concernant les grandes périodes enregistrées sur la courbe de l'accélération.
2. Les vitesses de propagation dans le milieu choisi (module de cisaillement) correspondent bien un monocouche mou (flexible), d'où la valeur de la fréquence fondamentale 2.5Hz.



Figure(V-2a) «Accélération à la surface du sol pour un monocouche »



Figure(V-2b) «Fonction d'amplification d'un monocouche »

III-2. Exemple de la réponse sismique d'un bicouche hétérogène viscoélastique :

Nous considérons dans cette seconde partie le cas d'un bicouche surmontant un semi espace dont les caractéristiques mécaniques sont données dans le tableau (V-2) :

Tableau (V-2) : Caractéristiques mécaniques d'un exemple de bicouche hétérogène

Couche	H(m)	ρ (kg/m ³)	ξ (%)	V(m/s)
1	13	1800	3	350
2	20	2000	4	550
Semi-espace	-	2400	-	1500

Au vu des courbes (V-3a) et (V-3b),

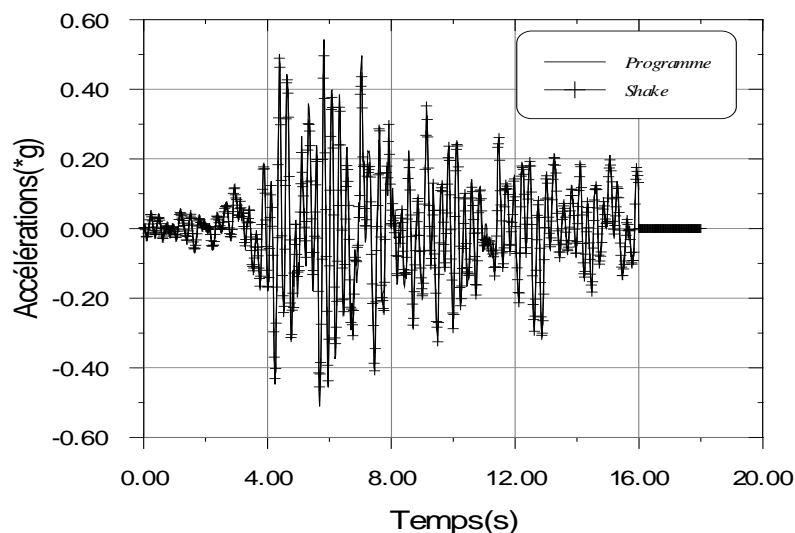
1. Les réponses (accélération et amplification) calculées par le programme LINSOL et celles du programme SHAKE se superposent.
2. Nous lisons une accélération maximale en surface libre d'environ 0.54g. Celle par contre du semi-espace est de 0.2g. Sans oublier que l'amplification du mouvement en surface libre est supérieure à 1 (figure (V-3b)) sur une bande de largeur 25Hz.
3. La courbe d'accélération (V-3a) présente des périodes de vibrations assez courtes (serrées).

4. Deux (02) modes prépondérant se présentent avec une amplification du mouvement sismique respectivement de 19.1 et 8.5. Le premier pic est autour de 4 Hz.

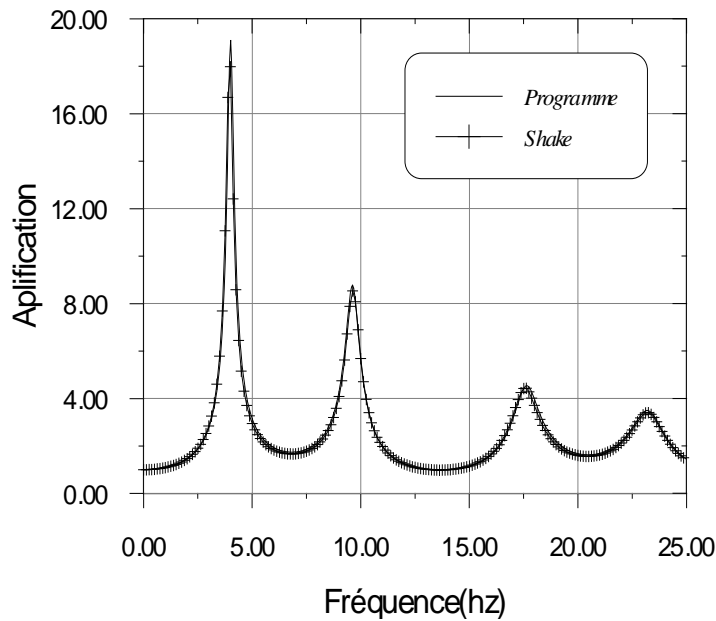
Commentaire

Les réponses calculées dans les deux domaines duaux (temps-fréquences) se concordent parfaitement puisque :

1. Le premier pic de 4Hz présente un comportement assez rigide du profil, ce qui rejoint les observations concernant les faibles périodes enregistrés sur la courbe de l'accélération.
2. Les vitesses de propagation dans le milieu choisi (module de cisaillement) correspondent bien à un bicouche ferme, d'où la valeur de la fréquence fondamentale 4Hz.



Figure(V-3a) «Accélération à la surface du sol pour un bicouche »



Figure(V-3b) «Fonction d'amplification d'un bicouche »

III-3. Exemple de la réponse sismique d'un multicouche hétérogène viscoélastique :

Il est considéré un multicouche dont les caractéristiques mécaniques sont données par le tableau (V-3). Les courbes respectivement de l'accélération et la fonction de transfert semi-espace - surface libre sont données en figures (V-4a) et (V-4b).

Tableau (V-3) : Caractéristiques mécaniques d'un exemple de multicouche hétérogène

Couche	H(m)	ρ (kg/m ³)	ξ (%)	V(m/s)
1	3	1200	3	200
2	5	1400	4	250
3	8	1400	4	260
4	2	1800	5	265
5	10	1800	3	300
6	13	2000	2	400
7	3	2100	6	500
8	2	2100	4	550
9	3	2200	3	600
10	13	2200	4	700
11	30	2200	3	780
Semi espace	-	2400	-	850

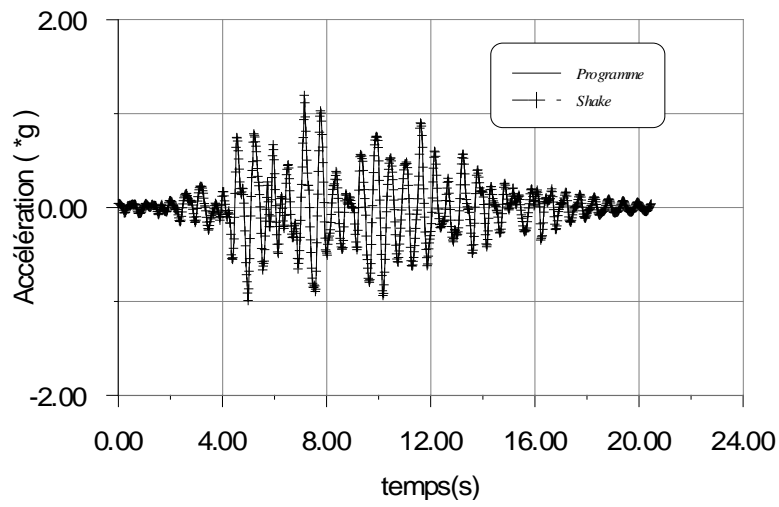
Au vu des courbes (V-4a) et (V-4b),

1. Les réponses (accélération et amplification) calculées par le programme LINSOL et celles du programme SHAKE sont les mêmes.
2. Une accélération maximale en surface libre plus importante que dans le cas du bicouche, elle est de 1.19g.
3. Plusieurs modes prépondérant se présentent avec une amplification du mouvement sismique au premier mode d'environ 26.4. Le premier pic est autour de 1.75Hz.

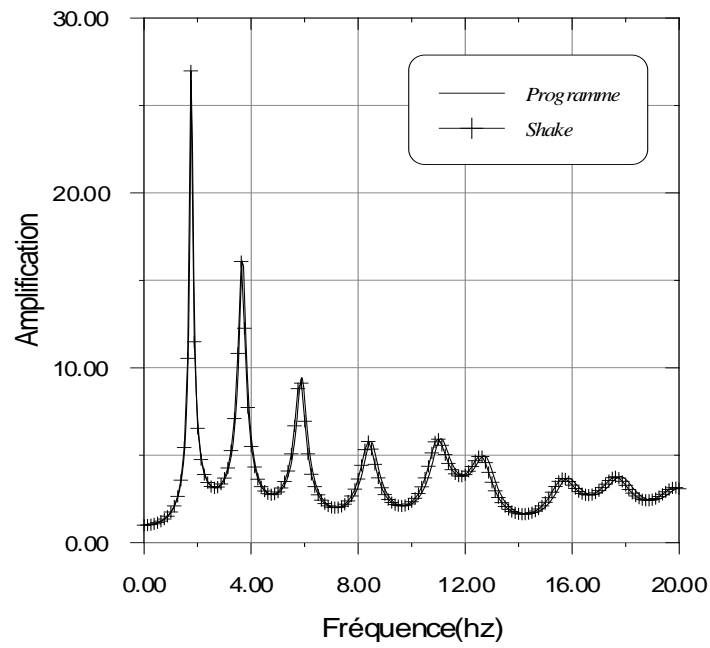
Commentaire

- Dans le cas de profil multicouche, l'amplification est plus prononcée que dans le cas de bicouche étant donné de la fréquence fondamentale du profil qui est autour de 1.75Hz qui est justement très proche de la fréquence fondamentale de l'excitation sismique.
- Par comparaison des réponses sismiques du multicouche avec le monocouche nous constatons que les accélérations calculées dans le premier cas sont plus prononcées que dans le second.
- Sachant que la fréquence centrale du signal est égale à 1.25Hz, nous supposons que:
 - L'amplification du mouvement dans le cas du monocouche ($f=2.5\text{Hz}$) est due principalement à l'effet de l'amplification due à la nature du profil.
 - L'amplification du mouvement dans le cas du multicouche ($f_1=1.75\text{Hz}$, $f_2=3.9\text{Hz}$) est due essentiellement à l'effet de résonance.

Par conséquent les réponses en surface libre du multicouche sont supérieures à celles du monocouche.



Figure(V-4a) «Accélération à la surface du sol pour un multicouche»



Figure(V-4b) «Fonction d'amplification d'un multicouche»

IV. CONCLUSION :

Le système vibratoire sol agit comme un filtre qu'il soit de type monocouche, bicouche ou multicouche. Il laisse passer les fréquences proches de sa fréquence fondamentale. Celles-là seront fortement présentes, les autres par contre sont fortement atténuées.

Cette première partie du travail est forte intéressante puisqu'elle nous a permis d'avoir un outil d'identification du sol rien qu'avec la fonction dite de transfert. Ceci étant, il est légitime de se poser la question suivante : est-ce que cette identité reste inchangée en cas de non-linéarité ?. La réponse à cette question sera donnée dans le chapitre suivant en utilisant une comparaison simultanée avec les résultats trouvés dans ce présent chapitre.

PRISE EN COMPTE DES NON-LINEARITES DANS LE SOL

I. INTRODUCTION :

Le présent chapitre traite l'élaboration d'un programme numérique de calcul de la réponse sismique de profils de sols non linéaires (monocouche homogène et multicouches hétérogènes) appelé LINEQSOL. Les résultats tirés de cette partie du travail seront exploités par la suite dans les chapitres ultérieurs.

II. MODELE NON-LINEAIRE :

II-1 Présentation de la méthode linéaire équivalente :

L'évaluation de la réponse sismique par un modèle continu unidimensionnel, en tenant compte des non-linéarités du sol, est faite en développant un programme qui calcule les caractéristiques compatibles à la déformation induite en se basant sur la procédure itérative suivante :

1. Estimation pour chaque couche du profil de sol, des valeurs initiales du module de cisaillement G et du coefficient d'amortissement ξ et formation du module complexe G^* .
2. Résolution du problème de propagation d'ondes dans un milieu élastique et évaluation de la déformation maximale de cisaillement γ_{\max} au cours du chargement puis la distorsion moyenne, où $\gamma_{\text{moy}} = \alpha \gamma_{\max}$ ($\alpha=50$ à 70%) dans chaque couche.
3. Détermination à partir des lois de comportement, le module de cisaillement G et l'amortissement ξ correspondants à la distorsion moyenne calculée dans chaque couche.

Si ces valeurs sont différentes de celles estimées, des itérations seront effectuées jusqu'à ce que les déformations calculées correspondent avec une tolérance préalablement fixée (nous avons considéré une erreur de 5% dans notre programme) aux valeurs estimées à l'étape précédente (en général, la convergence est obtenue en moins de cinq itérations). Les caractéristiques G et ξ obtenues dans la dernière itération sont dites compatibles à la déformation induite.

Les réponses du sol seront par la suite calculées de la même façon que dans le cas linéaire, ainsi que les déformations de cisaillement au milieu de chaque couche. Celles-ci sont obtenues, à l'aide de la réponse donnée par résolution du problème dans le domaine fréquentiel.

Le mouvement de référence s'écrit sous forme d'une série de Fourier tronquée comme suit:

$$\ddot{y}(t) = \text{Re} \sum_{s=0}^{N/2} y_s e^{i\omega_s t} \quad \text{VI-1}$$

avec : $\omega_s = \frac{2\pi}{T} s$

y_s est l'amplitude de l'harmonique ω_s

La solution du problème est alors obtenue sous la forme :

$$\ddot{U}(z_j, t) = \text{Re} \sum_{s=0}^{N/2} U_s^{(j)} e^{i\omega_s t} \quad \text{VI-2}$$

$U_s^{(j)}$ est donné par la formulation ci-dessous :

$$U_s^{(j)} = Y_s T_{j,N+1}^*(\omega_s) \quad \text{VI-3}$$

La vitesse et le déplacement sont obtenus par intégration (division par ω_s, ω_s^2), l'expression de la déformation de cisaillement au toit de la couche j ($Z=0$) s'écrit alors :

$$\gamma_j(t) = \sum_{s=0}^{N/2} \gamma_j(\omega) e^{i\omega_s t} \quad \text{VI-4}$$

avec :

$$\gamma_j(\omega) = \frac{1}{i\omega V_{sj}} \left[\frac{A_j - A'_j}{2A_{N+1}} \right] \ddot{Y}_{N+1}(\omega) \quad \text{VI-5}$$

Pour $Z=h/2$ la déformation au milieu de chaque couche 'j' s'écrit alors :

$$\gamma_j(\omega) = \frac{1}{i\omega V_{sj}} \left[\frac{A_j \exp(ip_j(h_j/2)) - A'_j \exp(-ip_j(h_j/2))}{2A_{N+1}} \right] \ddot{Y}_{N+1}(\omega) \quad \text{VI-6}$$

II-2. Courbes $G/G_o - \gamma_c$, $\xi - \gamma_c$:

Des résultats expérimentaux (courbes ou tableaux) ont été retrouvés pour différents types de sol. Ces résultats sont obtenus à partir d'essais cycliques à déformations contrôlées où N cycles d'amplitudes constantes γ_c sont appliqués au sol (N varie selon les expérimentateurs, les valeurs les plus courantes se situent entre 1 et 10 [6]).

Seed et Idriss et Seed et al ont proposé pour les sables et les argiles des courbes $G/G_o - \gamma_c$ et $\xi - \gamma_c$ enveloppes. Ces courbes génériques sont la compilation d'un ensemble de résultats de tests réalisés en laboratoire et in situ. Elles ont été utilisées, pendant longtemps, comme base dans l'étude du comportement non linéaire des sols et introduites dans des codes de calcul (**SHAKE, FLUSH**) [16, 21], nous pouvons retrouver 13 lois de comportement dans le premier. Des modifications ont été apportées sur ces courbes et incitent à une utilisation prudente des courbes proposées dans la littérature.

Des tableaux donnant les variations du module de cisaillement G et le coefficient d'amortissement ξ en fonction de la déformation cyclique de cisaillement sont donnés ci-dessous :

Tableau (VI-1) : Relations $G/G_{\max}-\gamma_c$ et $\xi-\gamma_c$ - Argile-[16]

d'après SEED et SUN (1989)

DEFORMATION	G/G_{\max}
0.0001	1.000
0.0003	1.000
0.0010	1.000
0.0030	0.981
0.0100	0.941
0.0300	0.847
0.1000	0.656
0.3000	0.438
1.0000	0.238
3.0000	0.144
10.000	0.110

d'après IDRIS (1990)

DEFORMATION	ξ
0.0001	00.24
0.0003	00.42
0.0010	00.80
0.0030	01.40
0.0100	02.80
0.0300	05.10
0.1000	09.80
0.3000	15.50
1.0000	21.00
3.1600	25.00
10.000	28.00

Tableau(VI-2) : Relations $G/G_{\max}-\gamma_c$ et $\xi-\gamma_c$ - Sable.[16]

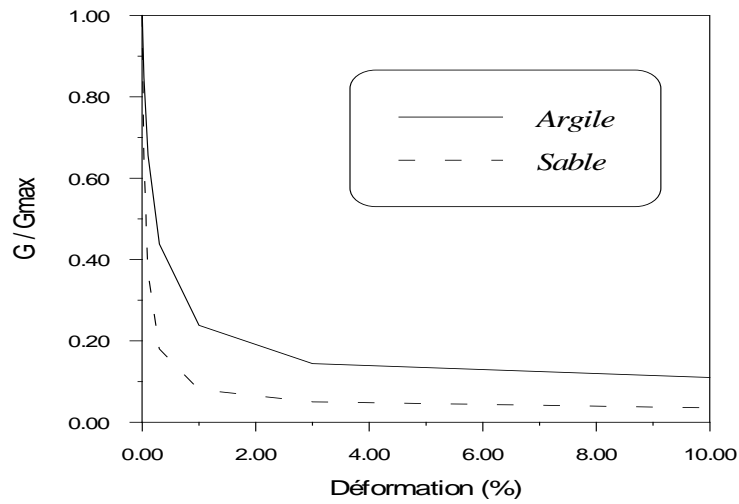
d'après SEED et SUN (1989)

DEFORMATION	G/G_{\max}
0.0001	1.000
0.0003	1.000
0.0010	0.990
0.0030	0.960
0.0100	0.850
0.0300	0.650
0.1000	0.370
0.3000	0.180
1.0000	0.080
3.0000	0.050
10.000	0.035

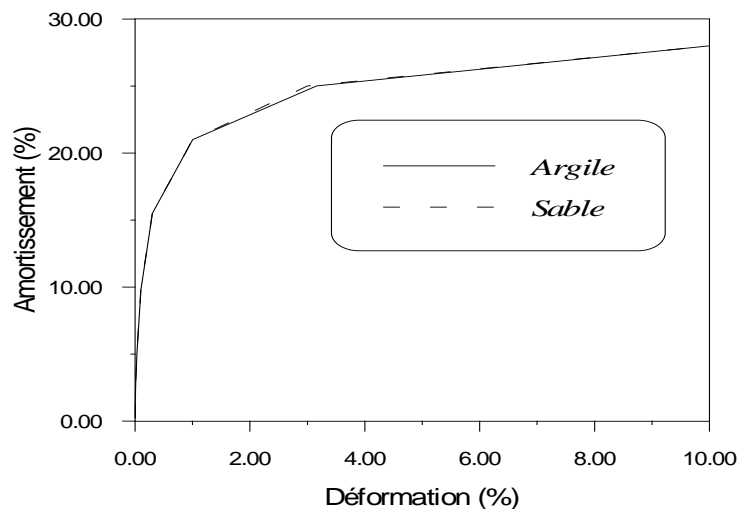
d'après IDRIS (1990)

DEFORMATION	ξ
0.0001	00.24
0.0003	00.42
0.0010	00.80
0.0030	01.40
0.0100	02.80
0.0300	05.10
0.1000	09.80
0.3000	15.50
1.0000	21.00
3.0000	25.00
10.000	28.00

Les figures (VI-1a) et (VI-1b) représentent les courbes G/G_{max} -déformation et Amortissement-déformation utilisées dans le calcul non linéaire :



Figure(VI-1a) « G/G_{max} en fonction de la déformation »



Figure(VI-1b) « Pourcentage d'amortissement en fonction de la déformation »

III. EXEMPLES D'APPLICATION :

Les mêmes profils de sol considérés dans le chapitre précédent seront réexaminés dans la présente analyse non linéaire. Les lois de comportement pour les différentes couches dans ce cas, sont celles exposées dans le paragraphe précédent. Les résultats présentés sont les déformations aux milieux des couches du sol, l'accélération à la surface libre et enfin l'amplification semi espace - surface libre.

III-1. Exemple de la réponse d'un monocouche homogène non linéaire :

Les déformations au milieu de la première couche du profil sont données à la figure (VI-2a), la fonction d'amplification du profil de sol obtenue est donnée à la figure (VI-2c), et la courbe des accélérations en surface est donnée par la figure (VI-2b) évaluées pour les deux types de comportement du sol.

Nous avons constaté au vu des courbes ce qui suit :

1. Déformations (IV-2a) :

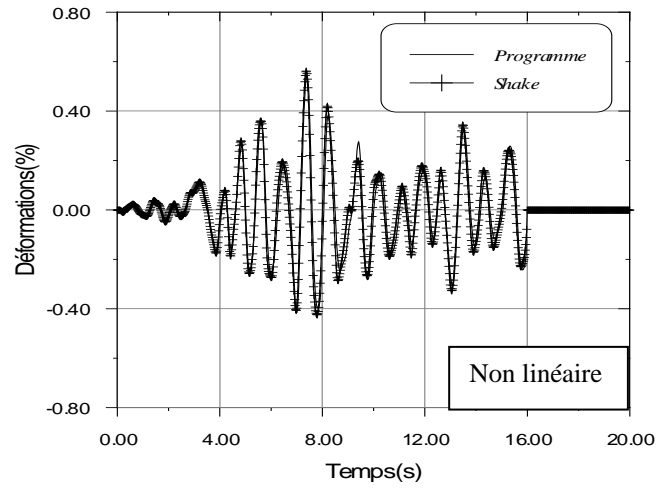
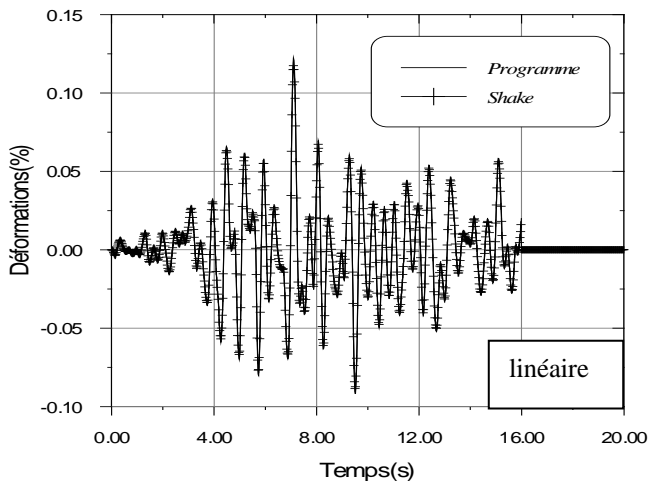
- Les déformations calculées avec le comportement non linéaire du sol sont plus importantes que celles dans le cas linéaire. Nous obtenons une déformation de $56.10^{-2}\%$ dans le premier cas contre $12.10^{-2}\%$ dans le second, un rapport d'environ (5) fois.

2. Accélérations (VI-2b) nous avons :

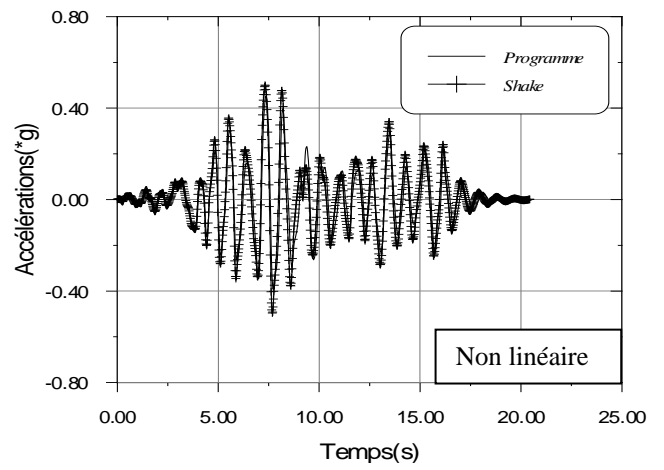
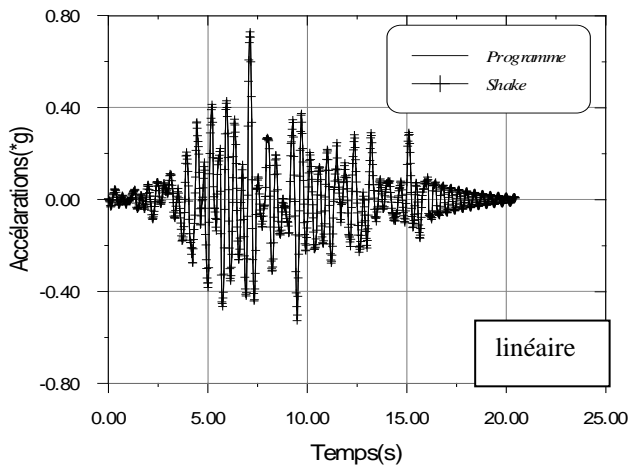
- Les accélérations calculées avec le comportement linéaire enveloppent globalement les accélérations sous comportement non linéaire. Aussi nous enregistrons une accélération maximale de 0.74g, celle du cas non linéaire est de 0.52g.
- Les périodes des mouvements dans le cas d'un comportement linéaire sont moins importantes que celles du cas non linéaire.

3. Des courbes des fonctions de transfert rocher-surface libre (VI-2c), nous remarquons que :

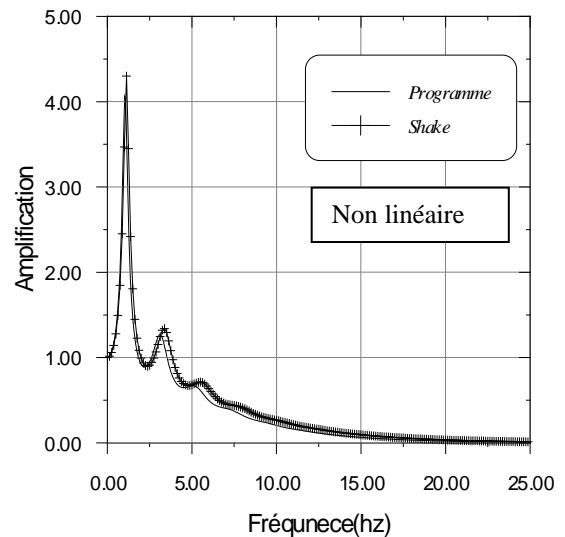
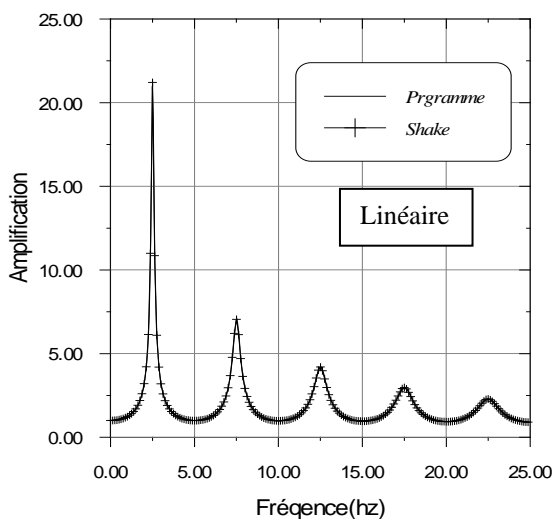
- Le premier pic passe de 2.5Hz (linéaire) à 1.1Hz environ (non linéaire).
- L'amplification du pic fondamentale passe de 21.0 à 4.3 environ. Tous les autres pics du comportement non linéaire sont globalement désamplifiés par rapport à ceux lus sur la courbe correspondant au cas linéaire.



Figure(VI-2a) «Comparaison des déformations au milieu de la couche N°1 du monocouche»



Figure(VI-2b) «Comparaison des accélérations à la surface du sol pour un monocouche»



Figure(VI-2c) «Comparaison des fonctions d'amplification semi-espace - surface libre du monocouche»

III-2. Exemple de la réponse d'un bicouche hétérogène non linéaire :

Les déformations au milieu de la première couche du profil sont données par la figure (VI-3a). La fonction d'amplification du profil de sol obtenue est donnée par la figure (VI-3c), et la courbe des accélérations en surface est donnée par la figure (VI-3b), évaluées pour les deux types de comportement.

Au vu de ces courbes, nous remarquons ce qui suit :

1. Pour les déformations (IV-3a) :

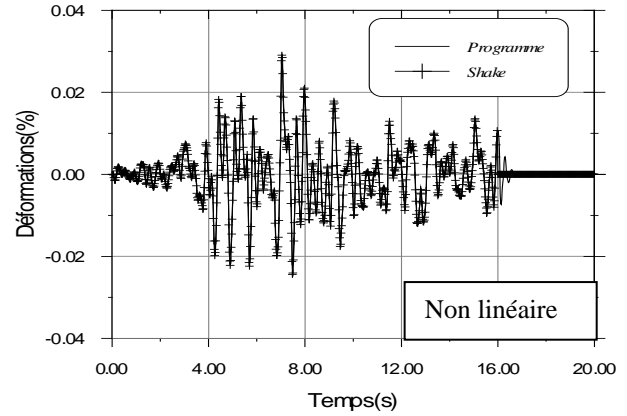
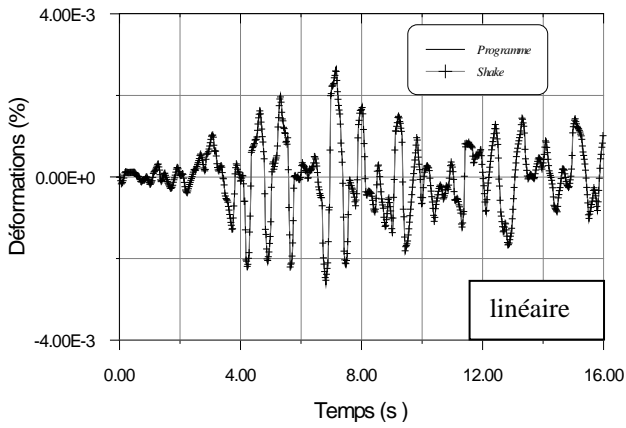
- Les déformations calculées avec le comportement non linéaire du sol sont plus importantes que celles du cas linéaire. Nous obtenons une déformation de $26.8 \cdot 10^{-3}\%$ dans le premier cas contre $2.5 \cdot 10^{-3}\%$ dans le cas linéaire, soit un rapport d'environ (11) fois.

2. Pour les accélérations (VI-3b) nous avons :

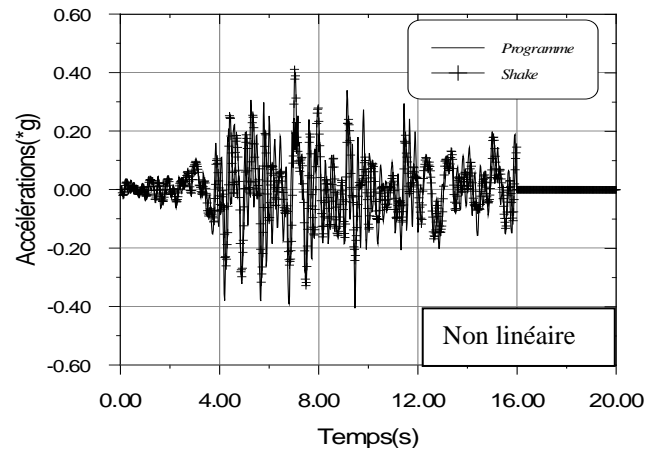
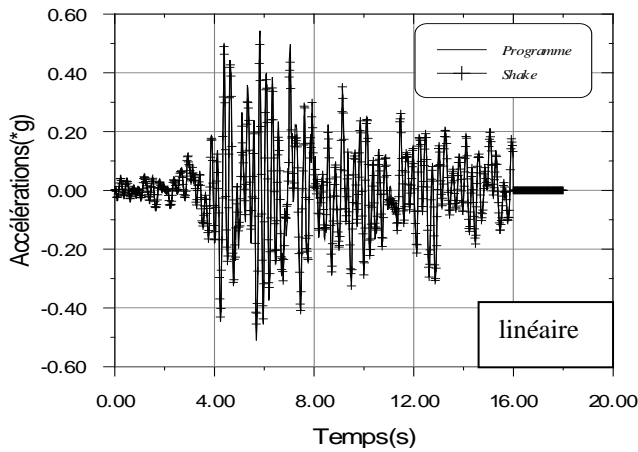
- Les accélérations calculées avec le comportement linéaire enveloppent globalement les accélérations sous comportement non linéaire. Aussi nous enregistrons une accélération maximale de 0.54g, celle du cas non linéaire est de 0.40g.
- Les périodes des mouvements dans le cas d'un comportement linéaire sont moins importantes que celles du cas non linéaire.

3. Des courbes des fonctions de transfert rocher-surface libre (VI-3c), nous remarquons que :

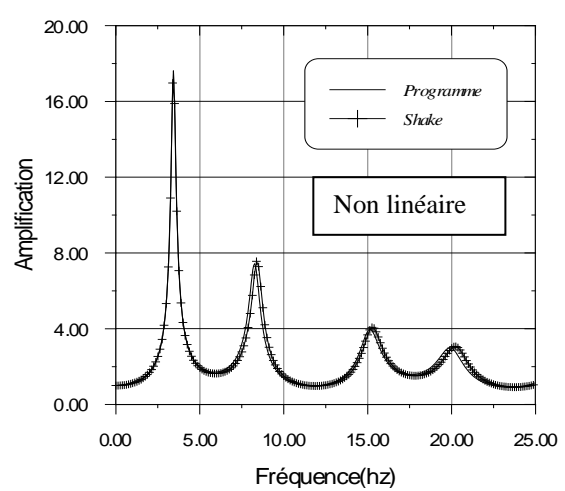
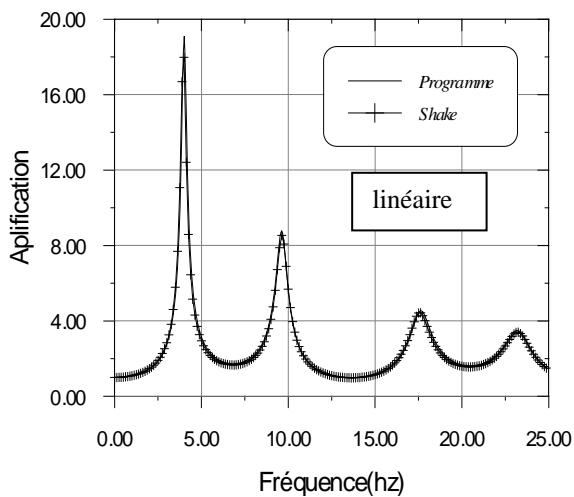
- Le premier pic passe de 4.0Hz (linéaire) à 3.4Hz environ (non linéaire).
- L'amplification du pic fondamentale passe de 19.1 à 17.6 environ. Tous les autres pics du comportement non linéaire sont globalement désamplifiés par rapport à ceux lus sur la courbe correspondant au cas linéaire.



Figure(VI-3a) «Comparaison des déformations au milieu de la couche N°1 du bicouche»



Figure(VI-3b) «Comparaison des accélérations à la surface du sol du bicouche»



Figure(VI-3c) «Comparaison des fonctions d'amplification semi-espace - surface libre du bicouche»

III-3. Exemple de la réponse d'un multicouche hétérogène non linéaire :

Les figures (VI-4a), (VI-4b) et (VI-4c) présentent respectivement les déformations au milieu de la première couche du profil, la courbe des accélérations en surface libre et la fonction d'amplification du profil de sol évaluées pour un comportement viscoélastique non linéaire et linéaire du sol.

A la lumière de la comparaison entre :

1. Les courbes déformations (IV-4a) :

- Les déformations calculées avec le comportement non linéaire du sol sont plus importantes que celles en linéaire. Nous obtenons une déformation de $25.5 \cdot 10^{-3}\%$ dans le premier cas contre $19.9 \cdot 10^{-3}\%$ dans le cas linéaire, aussi nous avons un rapport d'environ (1.5) fois.

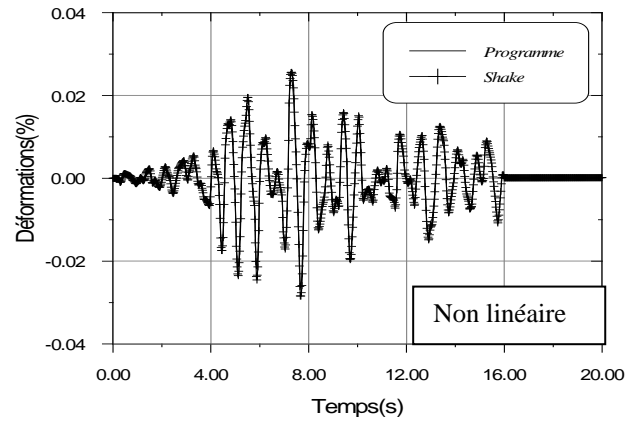
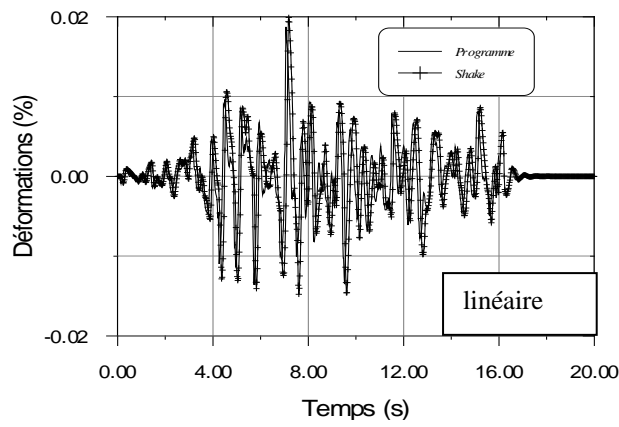
2. Les courbes des accélérations (VI-4b) nous remarquons que :

- Les accélérations calculées avec le comportement linéaire enveloppent globalement les accélérations sous comportement non linéaire. Aussi nous enregistrons une accélération maximale de 1.19g, celle du cas non linéaire est de 1.10g.
- Les périodes des mouvements dans le cas d'un comportement linéaire sont moins larges que celles du cas non linéaire.

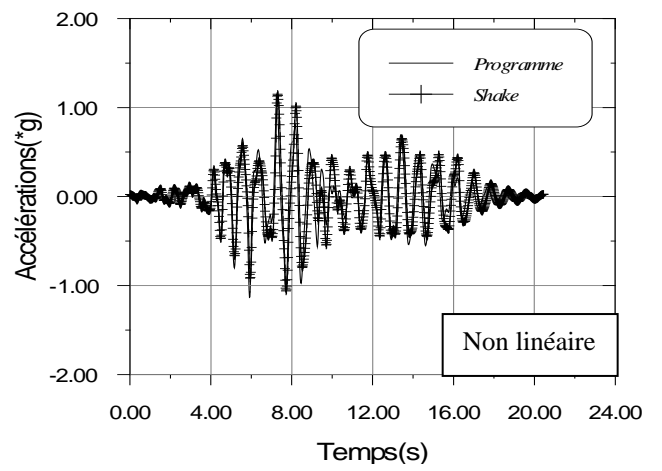
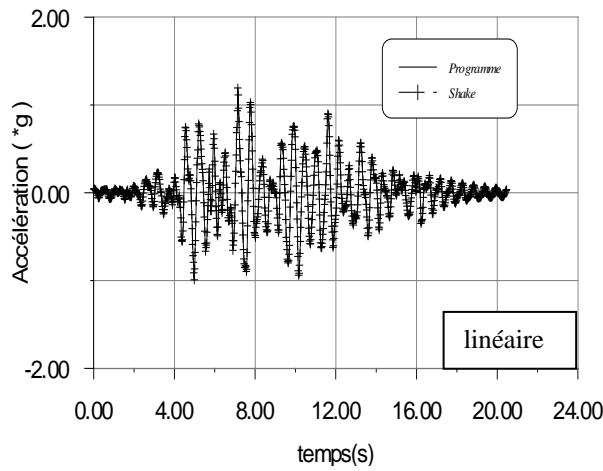
3. Des courbes des fonctions de transfert rocher-surface libre (VI-4c), nous remarquons que :

- Le premier pic passe de 1.75Hz (linéaire) à 1.20Hz (non linéaire).
- L'amplification passe de 26.4 au cas linéaire vers 10.2 au cas non linéaire.

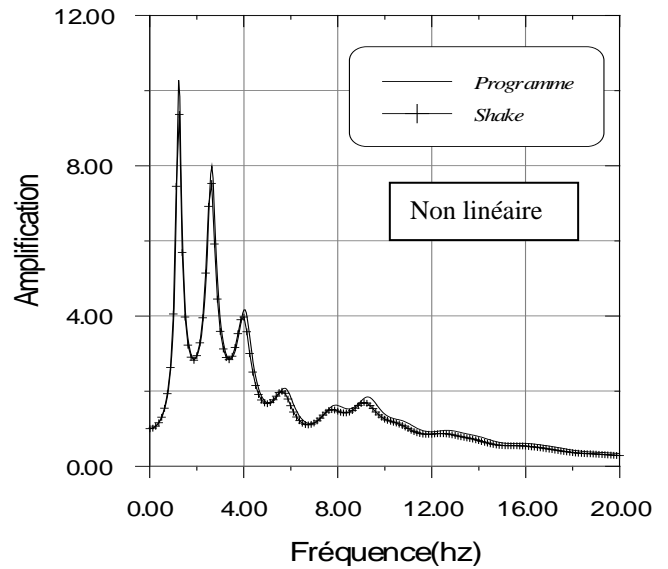
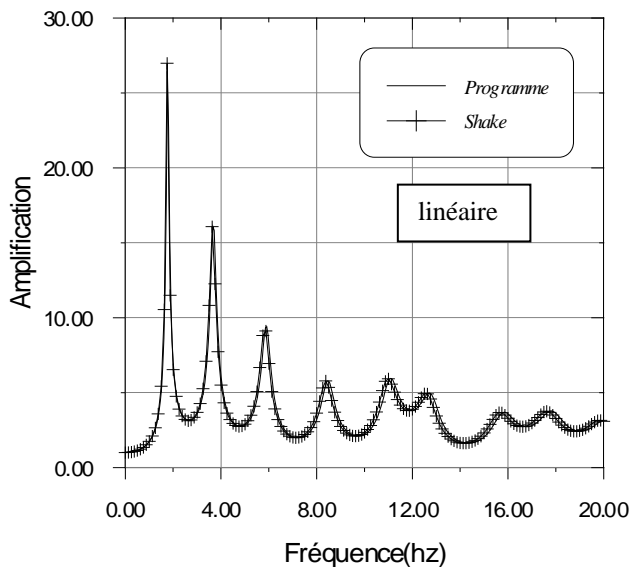
Le sol à comportement non-linéaire est moins rigide (plus flexible) et amplifie moins que celui à comportement linéaire.



Figure(VI-4a) «Comparaison des déformations au milieu de la couche N°1 d'un multicouche»



Figure(VI-4b) «Accélération à la surface du sol pour un multicouche»



Figure(VI-4c) «Fonction d'amplification d'un multicouche»

IV. CONCLUSION :

Nous déduisons par comparaison des modèles linéaire et non linéaire, que ce dernier a tendance à filtrer les hautes fréquences, et que nous avons un passage de la fréquence fondamentale des profils de sol vers les basses fréquences (pour tous les cas : monocouche, bicouche et multicouche). Le profil devient plus flexible en comportement non linéaire.

Nous concluons aussi, que le comportement non linéaire du sol en l'occurrence le comportement réel conduit à des réponses en surface (ou à une profondeur donnée) moins importantes. Ceci est tout à fait logique vu que le cas linéaire est conservatif. Plus nous tendons au comportement réel d'un système vibratoire (sol dans notre cas) plus les réponses s'atténuent, l'amplification est moindre.

VALIDATION EXPERIMENTALE DU MODELE LINEAIRE ET NON LINEAIRE

I. INTRODUCTION

Les programmes de calculs développés pour les deux types de comportement d'un sol sous excitation sismique à savoir linéaire et non linéaire seront validés dans cette partie du travail. Des enregistrements réels sur le site de Garner Valley en Californie du Sud et sur le site expérimental de Taiwan seront alors exploités. Il s'agit en fait de trouver une classification du type de comportement adéquat par la comparaison des réponses enregistrées avec celle calculées (linéaire, non linéaire).

II. SITE EXPERIMENTAL DE GARNER VALLEY :

II-1. Description du site :

Le site de Garner Valley se trouve à 7 km de la faille de San Jacinto et à 35 km de la faille de San Andrés. Le réseau accélérométrique de Garner Valley comprend cinq accéléromètres tridirectionnels placés à des profondeurs 0m, 6m, 22m, et 220m à l'intérieur des forages. Chaque composante du mouvement, à chaque position, est enregistrée sur deux canaux. Entre le 22/7/1989 et le 31/3/1991 plus de 218 événements sismiques dont les magnitudes et les distances hypocentrales varient respectivement entre 1.0 et 4.7, 8 et 110 km, ont été enregistrés. L'amplitude maximale enregistrée est égale à 0.04g. [32]. Ce qui laisse présager que le comportement du sol dans ce cas est quasiment linéaire.

Une étude géotechnique du site considéré (Garner Valley) a mis en évidence un profil de sol constitué de 9 couches surmontant le substratum rocheux. Les caractéristiques mécaniques sont données dans le tableau (VII-1).

Tableau (VII-1) : Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site expérimental de Garner Valley

Couche	h(m)	ρ (kg/m ³)	ξ (%)	V(m/s)
1	1	1950	3	90
2	1	2000	3	130
3	2	2000	3	165
4	2	2000	3	190
5	2	2000	4	215
6	3.5	2000	4	240
7	3.5	2000	4	260
8	3	2050	4	285
9	4	2200	1	450
Semi-espace		2400	1	1100

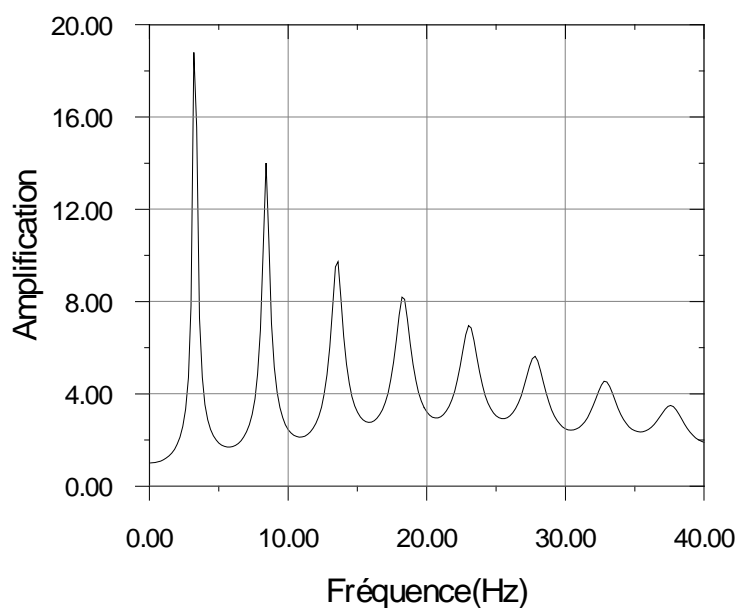
II-2. Validation expérimentale :

Le but de cette partie du travail est d'une part calculer l'amplification du mouvement sismique et l'accélération en surface libre du site considéré, et d'autre part comparer cette

dernière au mouvement enregistré. Il est à noter que le modèle adopté pour l'accélération calculée est de type linéaire.

II-2-1. Amplification - accélération :

La figure (VII-1) présente la fonction d'amplification rocher-surface libre. Au vu de celle-ci nous remarquons une amplification du mouvement au premier mode de l'ordre de 19 avec une fréquence fondamentale de 3.Hz, celle-ci s'atténue jusqu'à s'amortir à 40Hz. Le mouvement sismique présente plusieurs modes de vibration.



*

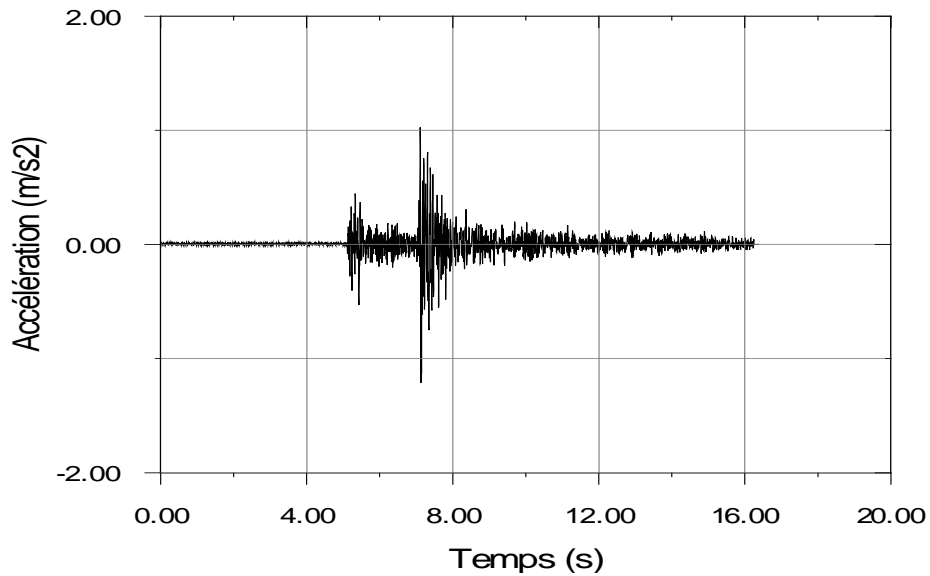
Figure(VII-1) «Fonction d'amplification du site de Garner Valley »

Par ailleurs, les figures (VII-2) et (VII-3) donnent les accélérations mesurées, lors de l'événement sismique du 8/12/1989, et calculées avec le modèle linéaire respectivement à 22m de profondeur et en surface libre. Au vu des résultats, nous obtenons,

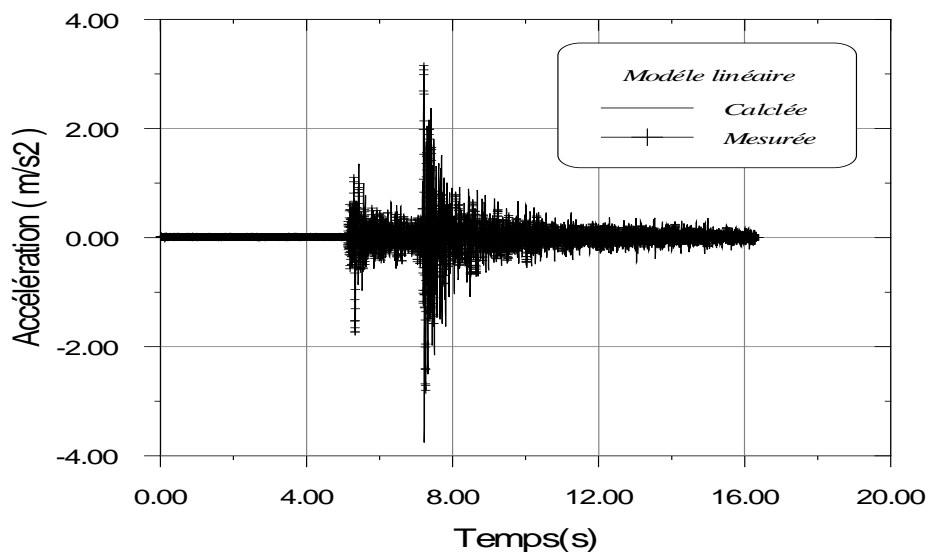
- Une accélération maximale mesurée à 22m de -0.12m/s^2 .
- Une accélération maximale mesurée en surface libre d'environ -0.39m/s^2 .

Avec un pas temporel de 0.002s.

L'analyse et la comparaison des courbes tracées indiquent que les accélérations mesurées et calculées en surface libre se superposent. Par conséquent le modèle de comportement de type linéaire est adéquat pour ce site.

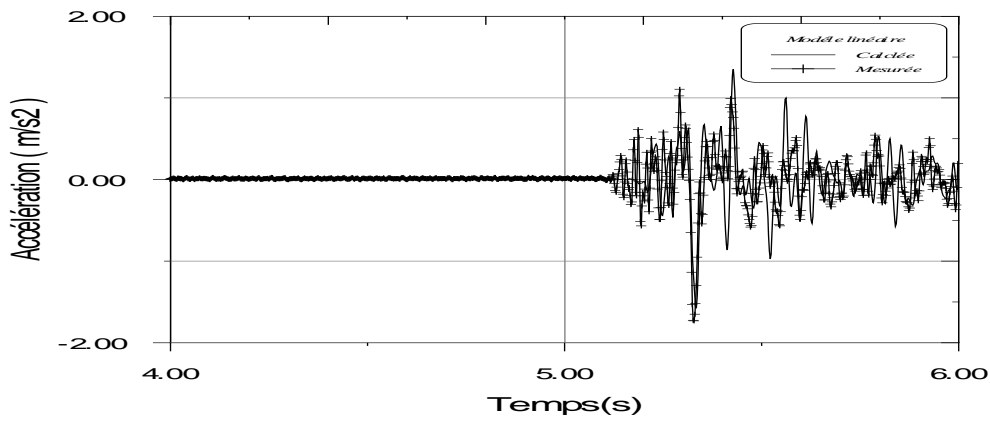


Figure(VII-2) «Accélérations (*10) mesurées à -22m de profondeur»(lit rocheux)

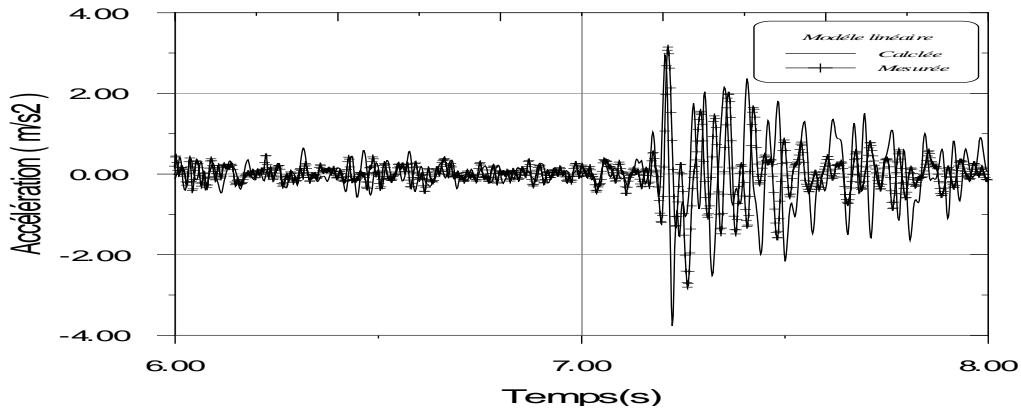


Figure(VII-3) «Accélérations (*10) mesurées et calculées en surface libre»

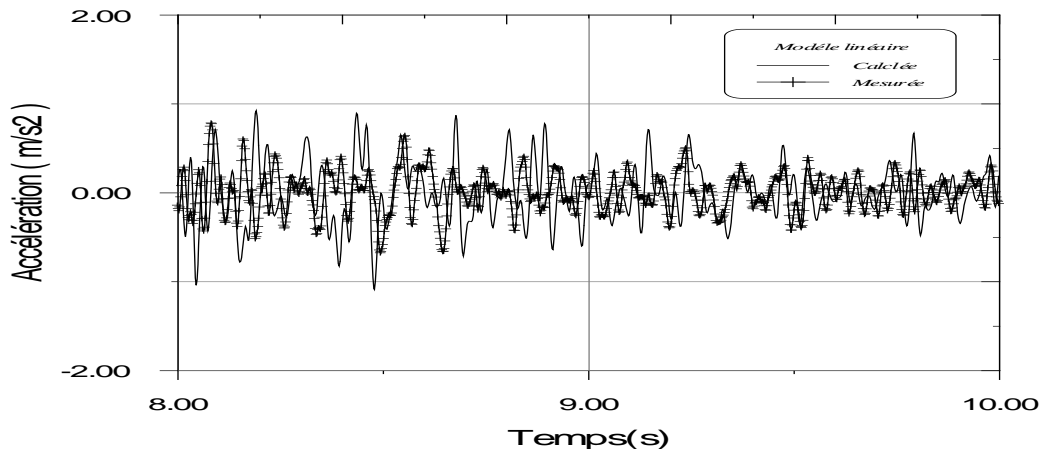
Pour plus de précision dans notre comparaison entre les accélérations mesurées et calculées nous procédons au découpage de la courbe en tronçons comme indiqué sur les figures (VII-4): Ceci indique encore une fois que les courbes sont très proches sur toute la durée du signal. Le modèle de comportement étant le modèle linéaire.



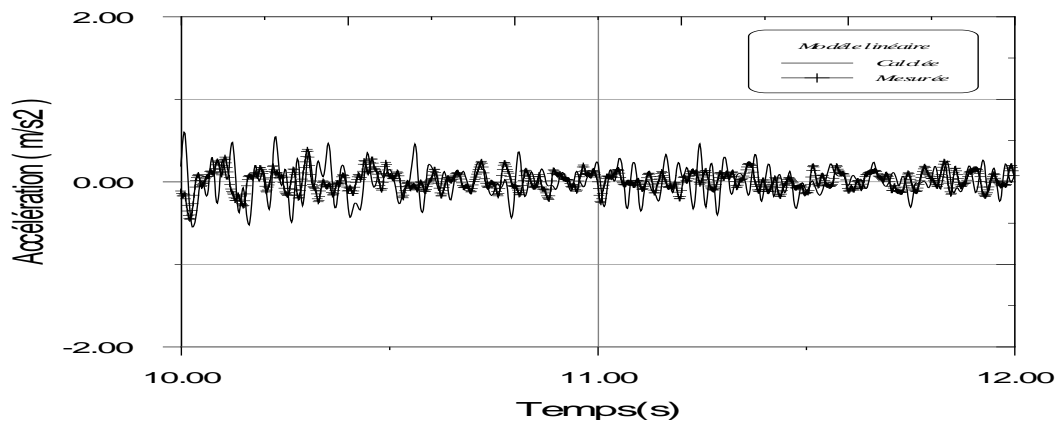
Figure(VII-4a) «Comparaison des accélérations en surface libre- t=4 à 6s »



Figure(VII-4b) «Comparaison des accélérations en surface libre- t=6 à 8s »



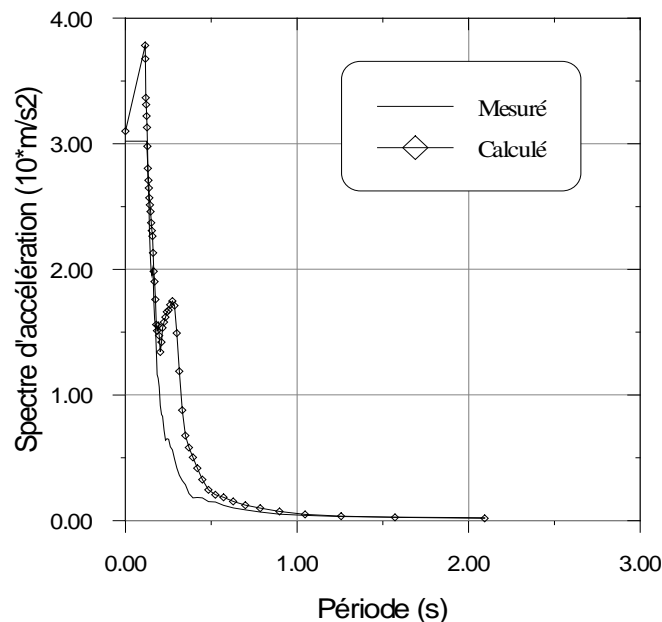
Figure(VII-4c) «Comparaison des accélérations en surface libre- t=8 à 10s »



Figure(VII-4d) «Comparaison des accélérations en surface libre- t=10 à 12s »

II-2-2. Spectre de réponse

La figure (VII-5) compare les spectres de réponse en pseudo-accelération à 5% d'amortissement critique calculés à partir du mouvement enregistré à la surface et celui calculé avec le programme développé (le comportement du sol étant linéaire). Globalement, l'accord entre les deux spectres est bon.



Figure(VII-5) «Comparaison entre les spectres de pseudo-accelération»

Analyse :

A partir des mesures effectuées sur le site de Garner Valley et la comparaison avec la prédiction théorique (programme élaboré de type linéaire) a montré une assez bonne cohérence des résultats. Cependant, une question légitime se pose. Est ce que d'après les enregistrements obtenus le comportement du site peut être linéaire?. La réponse est oui puisque l'accélération maximale est modérée. Aucune non-linéarité de comportement dans ce cas.

III. SITE EXPERIMENTAL DE TAIWAN :

III-1. Description du site :

Le Taiwan fait partie des sites les plus instrumentés où l'on a installé des réseaux d'enregistrement de mouvements forts, nous citons le réseau de **SMART-1**, **SMART-2** et **LSST-Lotung** (Large Scale Seismic Test). Le réseau LSST-Lotung présente un grand intérêt à l'échelle parasismique. Il a été installé par EPRI (Electric Power Research Institute) et TAIPOWER dans le cadre d'un programme international de recherche. L'instrumentation en champ libre et en surface de ce réseau est constituée de 15 accélérographes triaxiaux, déployés en 3 branches équi-espacées de 120 degrés à l'intérieur d'un cercle de 100 mètres de diamètre environ [19].

III-2. Validation expérimentale :

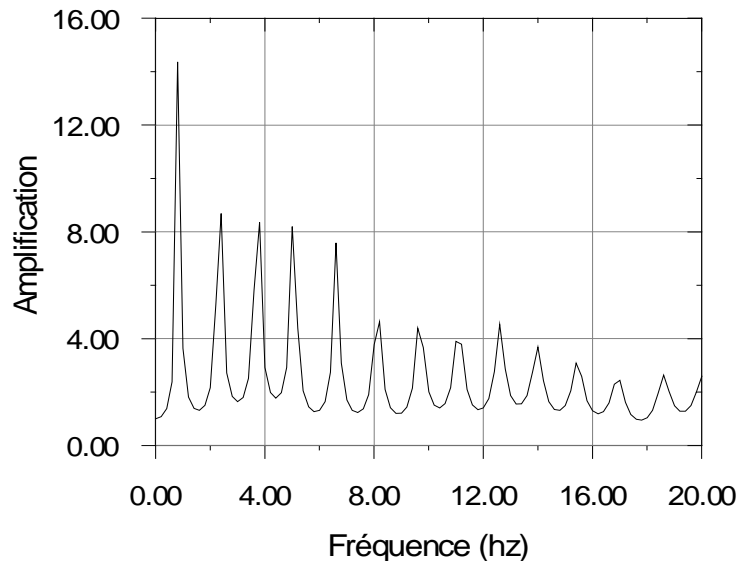
Des données accélérométriques mesurées en champ libre et en profondeur sur des sites en **TAIWAN**, dans le cadre du programme scientifique d'instrumentation **LSST-LOTUNG** ont été utilisées. Les enregistrements utilisés sont des accélérogrammes mesurés sur différents points du site dont les caractéristiques figurent dans le tableau (VII-2). Ces accélérogrammes «**EARTHQUAKE EVENT LSST N°.16 (DHB11E, DHB17E et DHB6E)** » correspondent au séisme qui a frappé le **TAIWAN** le 14 novembre 1986 à 21h 20min 17s. Ils se caractérisent par des accélérations maximales de (-79cm/s^2) , (72 cm/s^2) et (-110cm/s^2) , respectivement et un pas temporel de 0,005s.

Tableau (VII-2) : Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site expérimental de Taiwan

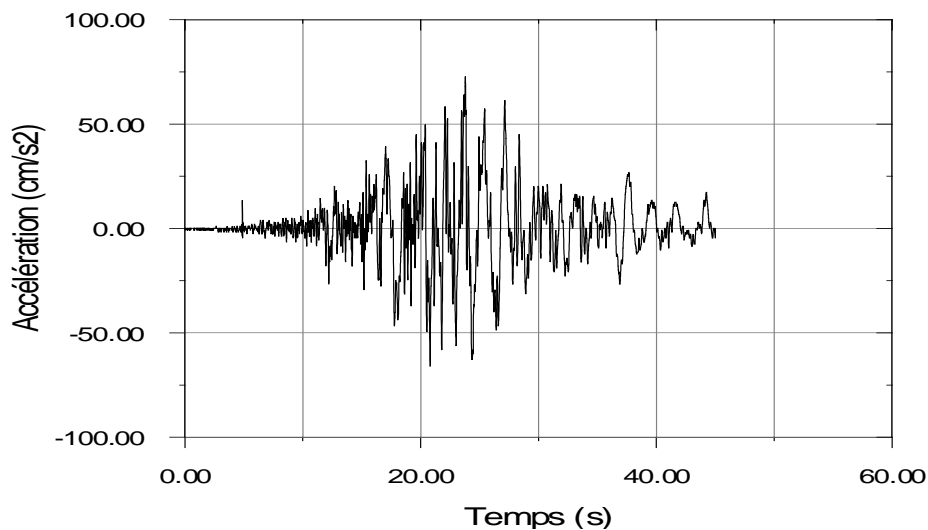
Couche	h(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	ξ (%)	V(m/s)
1	8	2100	2	140
2	5	1920	2	190
3	18	2000	1	220
4	3	1950	1	280
5	26	1850	1	260
6	20	1800	1	320
Semi-espace	-	1900	1	480

II-2-1. Amplification - accélération :

La figure (VII-6) présente la fonction d'amplification rocher-surface libre. Au vu de celle-ci nous remarquons une amplification du mouvement au premier mode de l'ordre de 14 avec une fréquence fondamentale d'environ 1.Hz qui s'atténue jusqu'à s'amortir à 20Hz. Le mouvement sismique présente plusieurs modes de vibration. Sur la figure (VII-7) nous lisons une accélération maximale enregistrée à 17m de profondeur de 72cm/s^2 .



Figure(VII-6) «Fonction d'amplification du site de Taiwan »

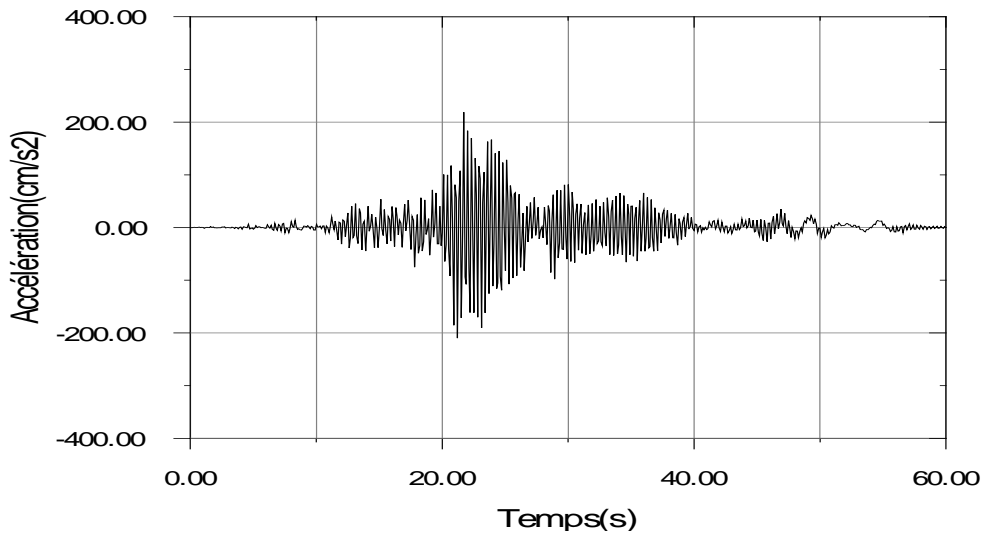


Figure(VII-7) «Accélérations mesurées à 17m de profondeur sur le site de Taiwan »

Une analyse du comportement du profil de sol sous ce type d'excitation sismique est effectuée dans cette partie du travail où nous calculons à 6m de profondeur la réponse du profil. Celle-ci sera comparée à la réponse mesurée sur site. Pour cela, nous commençons tout d'abord par

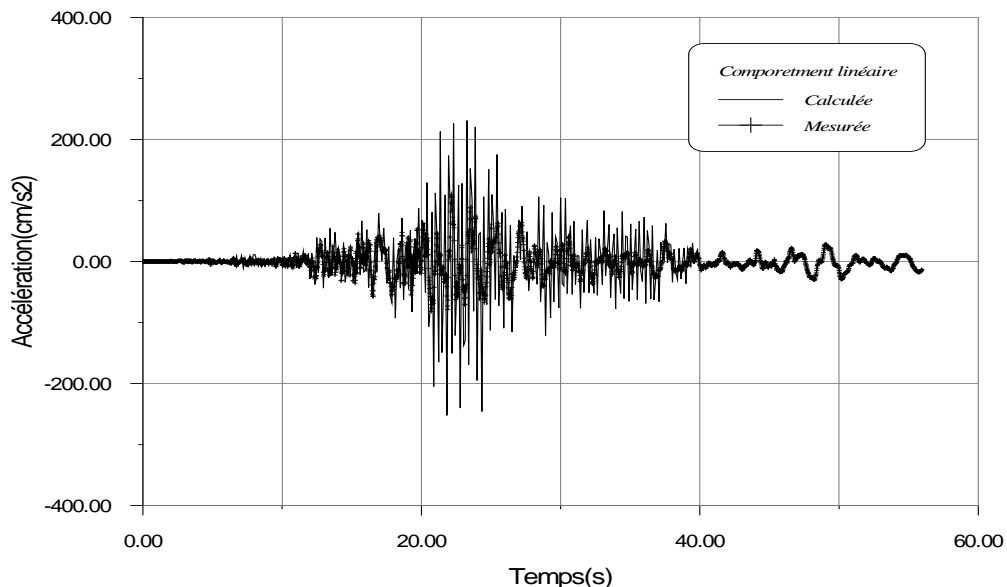
calculer le mouvement incident au niveau du lit rocheux à partir du signal enregistré à 17m de profondeur, et ce en utilisant la technique de déconvolution par le programme développé.

Nous obtenons alors une courbe d'accélération au rocher donnée par la figure (VII-8), en considérant un comportement linéaire du profil de sol.



Figure(VII-8) «Accélération calculées à 80m de profondeur sur le site de Taiwan avec un modèle linéaire»(lit rocheux)

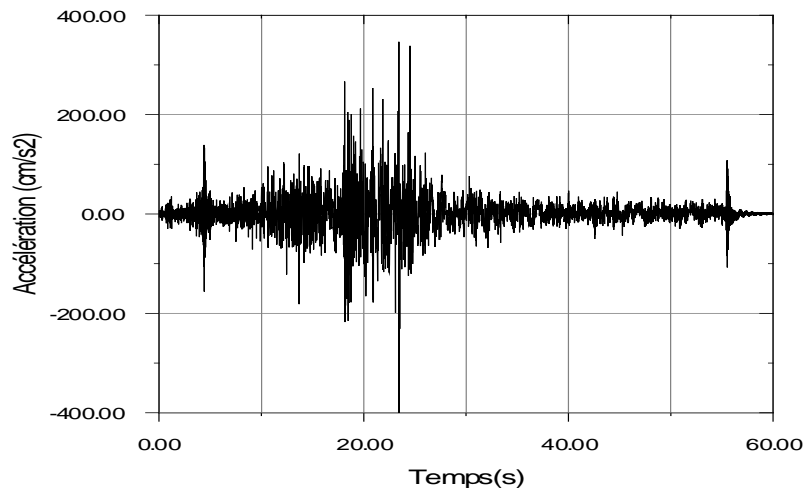
Une fois que l'excitation à la base est obtenue, nous calculons alors l'accélération à 6m de profondeur, en considérant le comportement linéaire du sol.



Figure(VII-9) «Accélération mesurées et calculées à 6m sur le site de Taiwan avec un modèle linéaire»

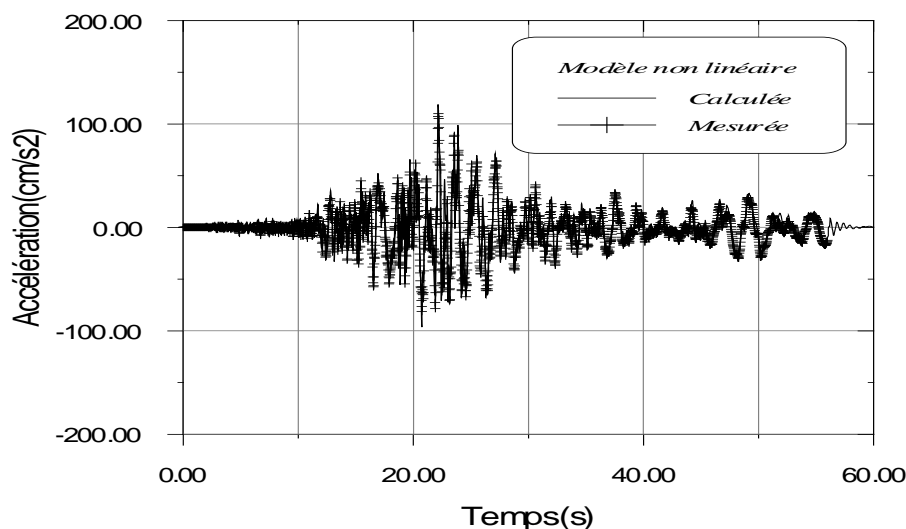
La figure (VII-9) montre que le modèle linéaire ne permet pas d'approcher le comportement réel du sol pour cet événement sismique, ce qui nous amène à utiliser le modèle non linéaire.

L'accélération calculée au niveau du rocher, en utilisant un modèle non linéaire est donnée par la figure (VII-10), les lois de comportement sont celles du modèle de Seed et Idriss (loi de comportement n°9 de la bibliothèque du programme SHAKE pour l'ensemble des couches).



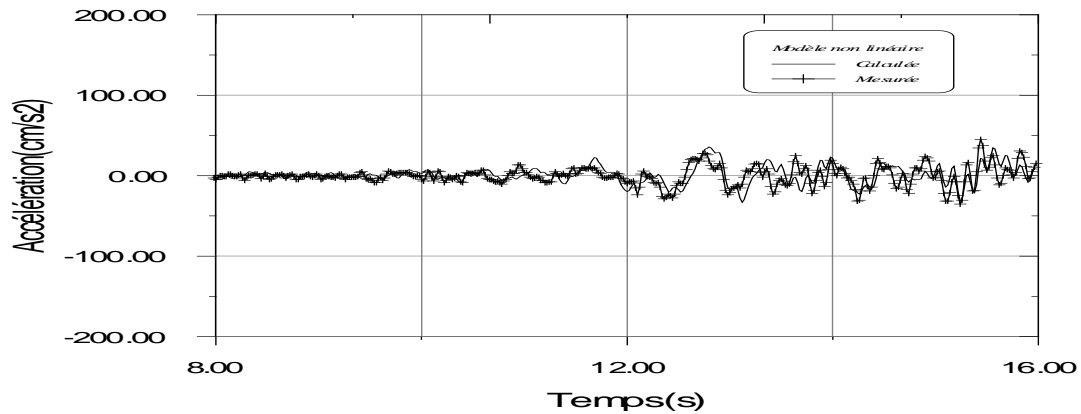
Figure(VII-10) «Accélérations calculées à 80m de profondeur sur le site de Taiwan avec un modèle non linéaire»(lit rocheux)

Les accélérations mesurées et calculées à 6m de profondeur sur ce site, en utilisant un modèle non linéaire sont données dans la figure (VII-11), la loi de comportement est celle considérée lors de la déconvolution.

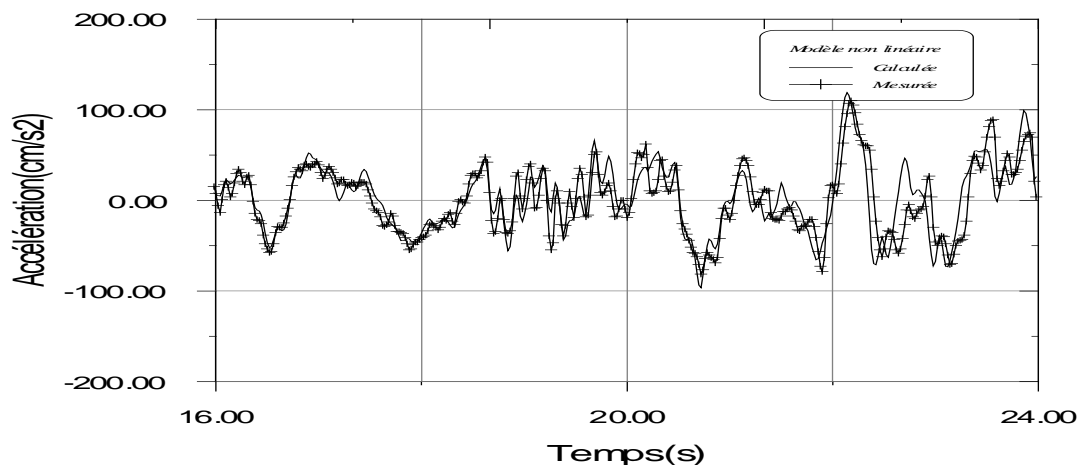


Figure(VII-11) «Accélérations mesurées et calculées à 6m sur le site de Taiwan avec un modèle non linéaire»

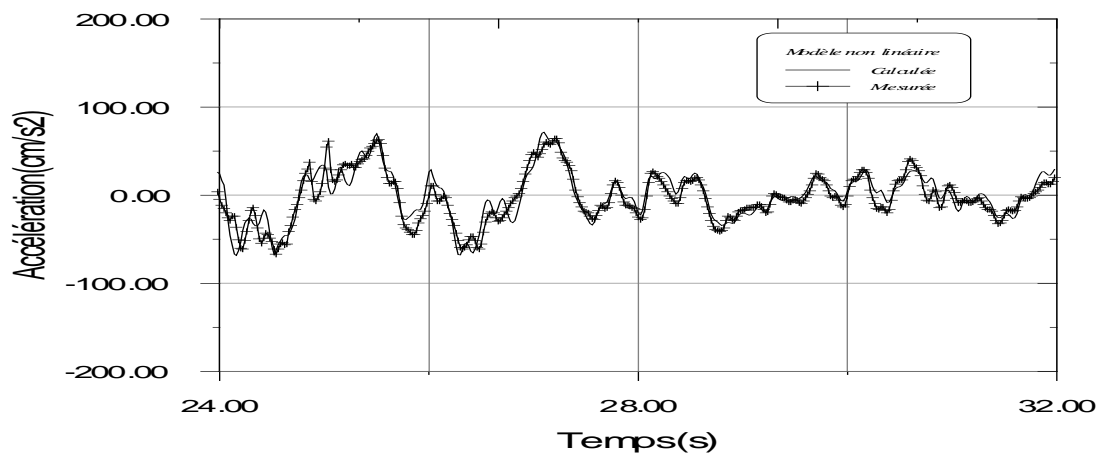
Pour plus de précision dans notre comparaison entre les accélérations mesurées et calculées nous procédons au découpage de la courbe en tronçons comme indiqué sur les figures (VII-12), Ce qui indique encore une fois que les courbes se superposent pratiquement sur toute la durée du signal. Le modèle de comportement étant le modèle non linéaire.



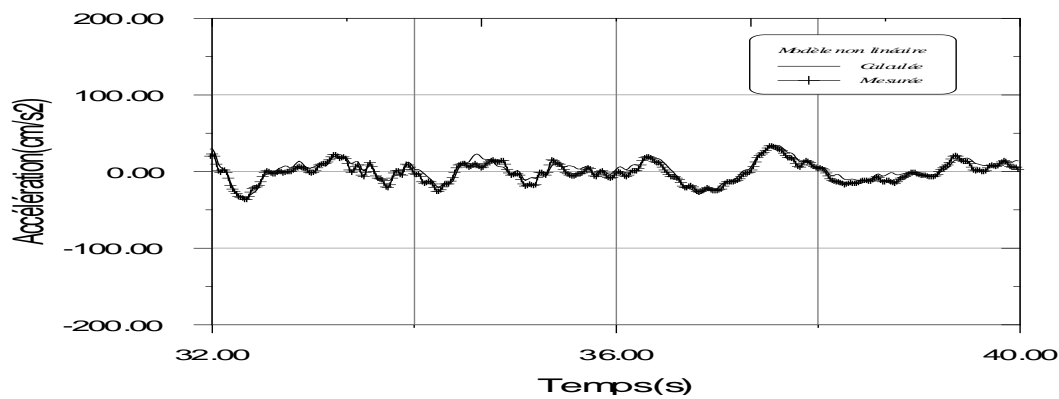
Figure(VII-12a) «Comparaison des accélérations à 6m- t=8 à 16s »



Figure(VII-12b)«Comparaison des accélérations à 6m- t=16 à 24s »

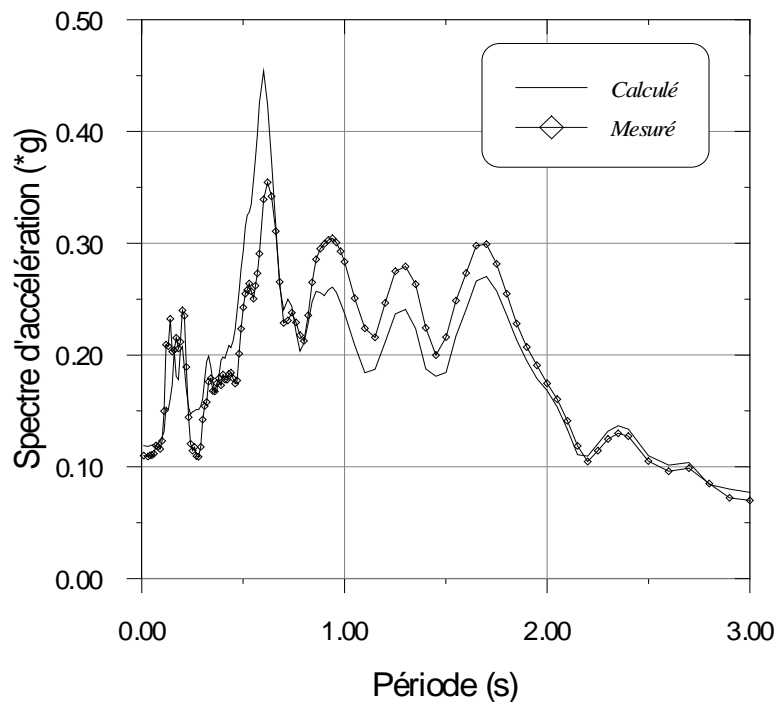


Figure(VII-12c)«Comparaison des accélérations à 6m- t=24 à 32s »



Figure(VII-12d) « Comparaison des accélérations à 6m- t=32 à 40s »

La comparaison entre les spectres de réponse en pseudo-accelération à 5% d'amortissement critique en figure (VII-13) montre aussi qu'il y a une bonne concordance entre les spectres tracés à partir des mesures et ceux calculés théoriquement avec le comportement non linéaire.



Figure(VII-13) « Comparaison entre les spectres de pseudo-accelération à 6m de profondeur »

IV. CONCLUSION

Dans le cadre de cette recherche, l'étude que nous avons menée est relative à la propagation d'ondes sismiques dans un milieu infini. Les résultats obtenus montrent que le modèle continu en considérant une loi de comportement viscoélastique linéaire représente correctement le comportement du profil de sol, dans le cas où ce dernier est stratifié horizontalement, et pour des niveaux de sollicitations pas trop élevées (cas de Garner Valley). Dans le cas de sollicitations sismiques élevées (cas du site de Taiwan), le modèle viscoélastique linéaire ne représente pas le comportement du sol. Des non-linéarités importantes apparaissent et il est important d'en tenir compte dans la modélisation. Par conséquent, nous avons utilisé un modèle viscoélastique non linéaire.

APPLICATION A LA DECONVOLUTION DES ONDES SISMIQUES SUR LE SITE DE AIN TEMOUCHENT

I. INTRODUCTION

Durant le séisme de Ain Témouchent de magnitude 5.4 survenu le 22 décembre 1999 à 17h37 G.M.T [20]. Le centre National de recherches en Génie Parasismique (CGS) a enregistré des accélérations sur différents sites, où des accélérographes ont été placés par l'organisme; nous citons le site de Ain Tolba et de Ain Kihal. Des campagnes de reconnaissances géotechniques ont par la suite fait l'un des objets de la campagne post-sismique.

Certaines données récoltées feront l'objet d'une analyse de convolution et déconvolution dans cette dernière partie du travail.

L'objectif de cette application peut être décrit comme suit :

- Connaissant les accélérogrammes enregistrés en surface libre sur deux sites A et B.
- Connaissant la nature des couches constituant les profils de sols pour les deux sites, en se basant sur des sondages carottés réalisés in-situ, des caractéristiques mécaniques seront affectées à ces couches.
- Obtenir les caractéristiques mécaniques équivalentes d'un monocouche à partir de celles d'un multicouche
- Calculer, en utilisant la déconvolution par le programme développé le mouvement sismique incident au rocher (interface : substratum - sol) sur le premier site A.
- En considérant le signal au rocher calculé au niveau du site A comme excitation à la base du deuxième site B, calculer la réponse en surface libre de ce site, et comparer cette dernière avec celle enregistrée.

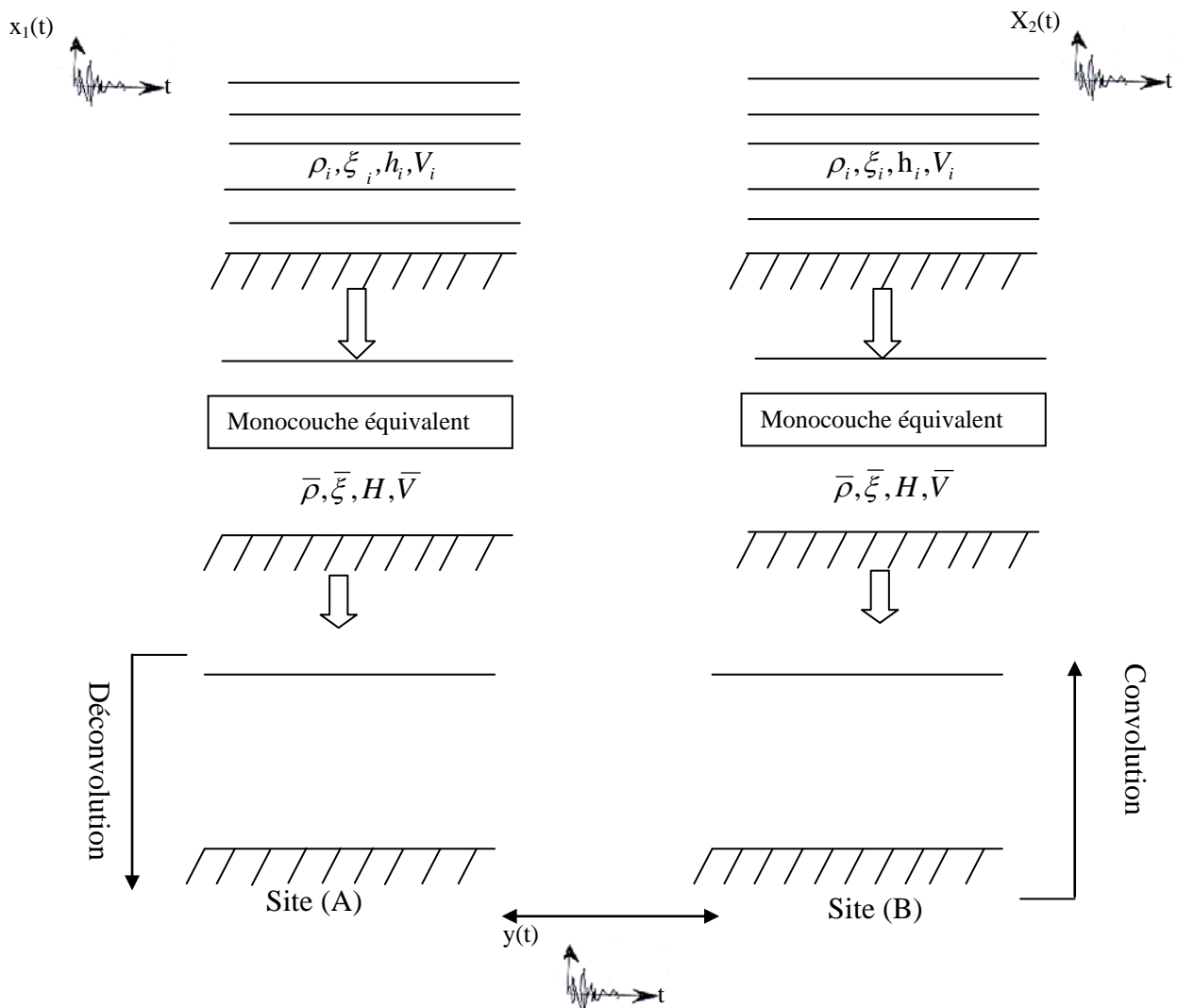


Figure (VIII-1) : « Convolution –déconvolution du mouvement sismique »

Dans le cadre de cette application, les deux sites considérés sont le site de Ain Kihal et le site de Ain Tolba, de la wilaya de Ain Témouchent. Des investigations géotechniques portant sur des sondages carottés à 12m et 15m de profondeur ont permis d'établir les coupes géologiques des sols rencontrés, ce qui nous donne :

1. **Site de Ain Kihal** : Le terrain étudié est constitué de marne verdâtre, parfois sableuse et de grès à grains fins calcaireux, la terre végétale est d'une épaisseur d'un mètre. Pour ce profil nous distinguons quatre (04) couches.
2. **Site de Ain Tolba** : Le terrain est constitué de graviers décimétriques de basalte recouvrant du sable basaltique à gros grains, la terre végétale est une couche de limon noir d'une épaisseur d'un mètre. Le profil est constitué de trois (03) couches.

Les caractéristiques mécaniques affectées aux deux profils sont données dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VIII-1 : Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site de Ain Kihal

Couche	h(m)	ρ (kg/m ³)	ξ (%)	V(m/s)
1	1	1800	10	200
2	6	2100	10	450
3	2	2100	10	600
4	6	2200	10	750
Semi-espace	-	2400	-	850

Tableau VIII-2 : Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site de Ain Tolba

Couche	h(m)	ρ (kg/m ³)	ξ (%)	V(m/s)
1	1	2200	10	250
2	8	2200	10	350
3	6	2200	10	780
Semi-espace	-	2400	-	850

Le passage des caractéristiques du profil multicouche au profil monocouche à caractéristiques équivalentes, se fait en calculant ces dernières comme suit [10]:

$$\bar{V} = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n V_i H_i \quad \text{VIII-1}$$

$$\bar{\rho} = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n \rho_i H_i \quad \text{VIII-2}$$

Ou : \bar{V} : vitesse équivalente du profil multicouche.

V_i : vitesse de la $i^{\text{ème}}$ couche du profil multicouche.

$\bar{\rho}$: masse volumique équivalente du profil multicouche.

ρ_i : masse volumique de la $i^{\text{ème}}$ couche du profil multicouche.

H : hauteur totale du profil multicouche.

H_i : hauteur de la $i^{\text{ème}}$ couche du profil multicouche.

Ce qui nous conduit aux caractéristiques mécaniques équivalentes données dans le tableau (VII-3) :

Tableau VIII-3 : Caractéristiques mécaniques équivalentes des deux profils

Site	H (m)	$\bar{\rho}$ (kg/m ³)	ξ (%)	\bar{V} (m/s)
Ain Kihal	15	2120	10	573
Ain Tolba	15	2180	10	515

II. DECONVOLUTION SUR LE SITE DE AIN KIHAL :

II-1. Accélération en surface libre :

Ayant l'accélérogramme enregistré sur le site de Ain Kihal à la surface libre représentant la composante horizontale (E-W) donnée dans la figure (VIII-2).

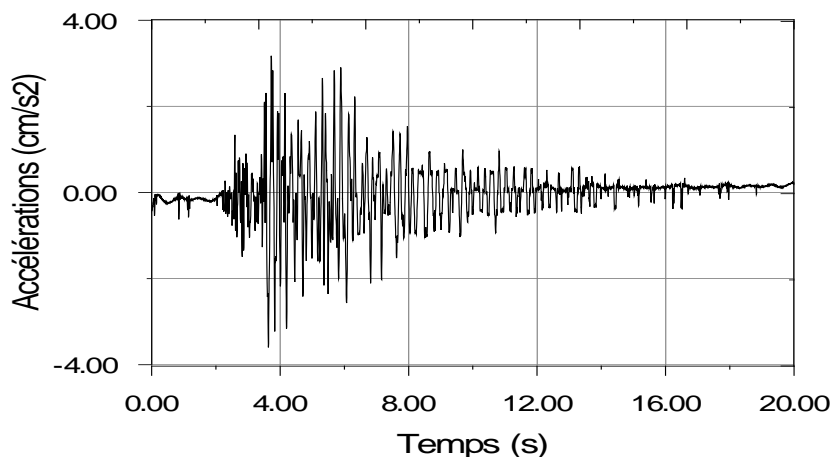
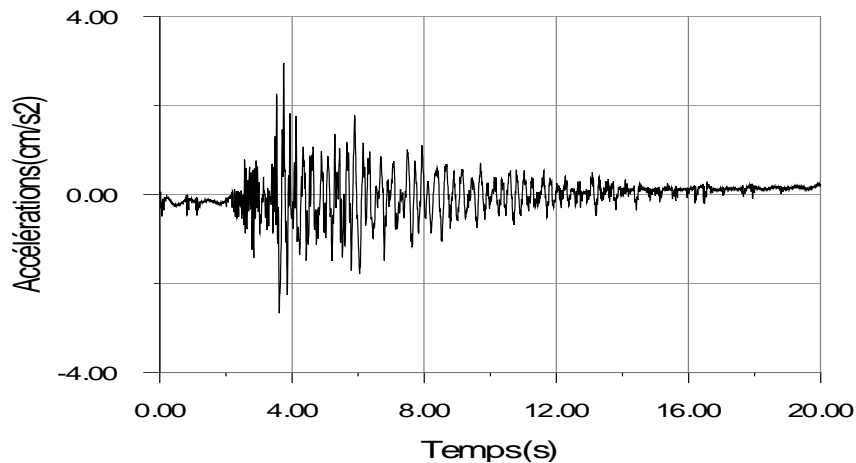


Figure (VIII-2) : « Accélération enregistrées à la surface du site de Ain Kihal »

En utilisant le programme développé, basé sur un modèle unidimensionnel continu, soumis à une propagation verticale d'onde SH (comportement linéaire du sol), nous obtenons :

II-2. Accélération au rocher :

L'accélération calculée à l'interface substratum rocheux - sol (site de Ain Kihal) est donnée dans la figure (VIII-3) :



Figure(VIII-3) : « Accélérations calculées à la base du site de Ain Kihal »

III. CONVOLUTION SUR LE SITE DE AIN TOLBA :

III-1. Accélération enregistrée en surface libre :

L'accélérogramme enregistré sur le site de Ain Tolba à la surface libre représentant la composante horizontale (E-W) est donné sur la figure (VIII-4).

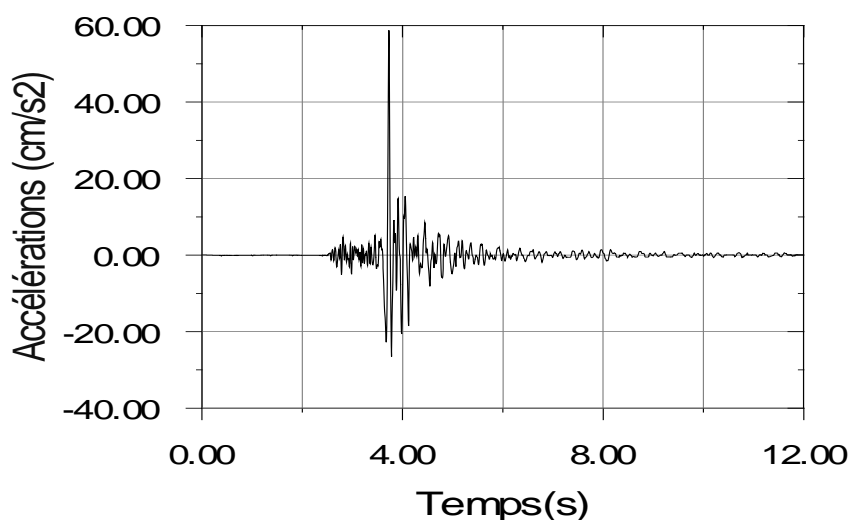


Figure (VIII-4) : « Accélérations enregistrées à la surface du site de Ain Tolba »

III-2. Accélération calculée en surface libre :

L'accélérogramme calculé sur le site de Ain Tolba à la surface libre, en introduisant le signal calculé au rocher du premier site de Ain Kihal comme excitation à la base, est donné sur la figure (VIII-5) :

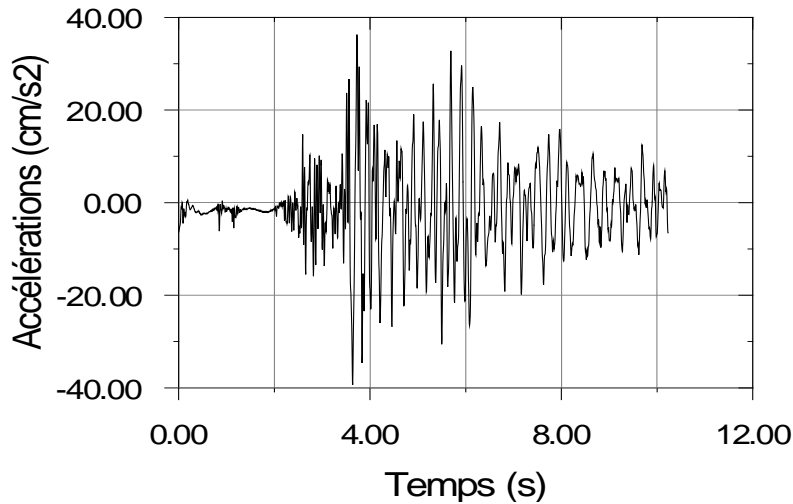


Figure (VIII-5) : « Accélération calculées à la surface du site de Ain Tolba »

La figure (VIII-6) compare, pour le site de Ain Tolba, les spectres de réponse en pseudo - accélération à 5% d'amortissement critique calculés à partir du mouvement enregistré à la surface et celui calculé avec le programme développé, et en utilisant la technique de déconvolution et de convolution.

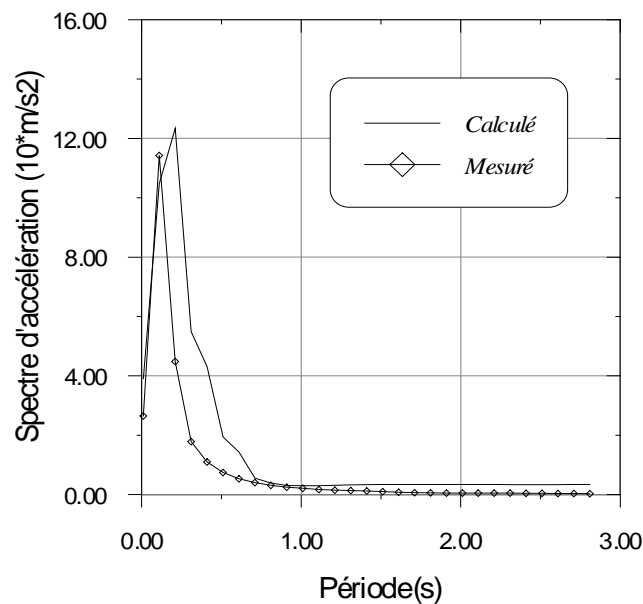


Figure (VIII-6) : « Comparaison entre les spectres de pseudo-accélération »

Au vu de cette dernière courbe, nous remarquons que les deux spectres présentent une bonne concordance.

IV. CONCLUSION

Nous concluons que cette technique de convolution–déconvolution a aboutit à des résultats intéressants, à savoir, la détermination du spectre de réponse d'un profil du sol en ayant comme seule donnée la réponse enregistrée en surface libre du second profil. Les substratum rocheux au-dessous des deux profils étant hypothétiques.

En d'autres termes la seule connaissance de la géotechnique de deux profils et la connaissance d'un seul enregistrement permet le passage à la détermination de la réponse d'un autre profil avec une précision acceptable.

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Notre modeste travail inscrit dans le cadre d'une thèse de magister se termine par la présente partie. La résolution du problème de propagation d'ondes sismiques est fortement liée à la connaissance du comportement réel des sols, et à la compréhension des phénomènes physiques qui régissent le comportement des sols sous chargements dynamiques. Pour cela, nous avons eu recours à une procédure de linéarisation, se basant sur un processus itératif permettant de choisir des valeurs du module G et de l'amortissement ξ compatibles avec le niveau moyen de déformation induite (méthode linéaire équivalente). Des courbes expérimentales, tirées d'un ensemble de résultats de tests réalisés en laboratoire et in-situ, ont été utilisées pour représenter le comportement non linéaire des sols.

Afin d'étudier l'efficacité du modèle non linéaire deux étapes ont été considérées :

- Développement d'un programme informatique de calcul sismique de profils de sols à stratification horizontale, permettant l'intégration d'une loi de comportement non linéaire. Ce dernier a été validé par le logiciel de calcul SHAKE91.
- Confrontation théorie- expérience en utilisant des données expérimentales, obtenues sous forme d'accélérogrammes réels mesurés sur site.

Le mouvement du sol en réponse à la propagation d'une onde sismique que nous avons considéré dans notre travail est donné pour le cas d'une onde SH dans un milieu hétérogène, semi - infini , stratifié horizontalement, se propageant verticalement.

Des lois de comportement de sol de type non linéaire ont été exposées. Deux façons de faire ont été alors distinguées.

1. Un calcul analytique basé toujours sur des essais expérimentaux au laboratoire ou in-situ. Les résultats obtenus sont dans ce cas formulés analytiquement à partir d'écritures paramétriques.
2. Des courbes sont tracées regroupant les résultats d'essais de laboratoire ou in-situ. Plusieurs types de sols sont considérés (sable, argile,...etc.).

A la lumière de ce modeste travail nous pouvons résumer les différents points mis en exergue comme suit:

1. Le système vibratoire sol agit comme un filtre qu'il soit de type monocouche, bicouche ou multicouche. Il laisse passer les fréquences proches de sa fréquence fondamentale. Celles-ci sont fortement présentes, les autres seront par contre fortement atténuées.
2. Nous déduisons par comparaison des modèles linéaire et non linéaire, que ce dernier a tendance à filtrer les hautes fréquences, et que nous avons un passage de la fréquence fondamentale des profils de sol vers les basses fréquences (pour tous les cas : monocouche, bicouche et multicouche). Le profil devient plus flexible en étant à comportement non linéaire.
3. Les réponses calculées (accélérations et amplification) pour un comportement linéaire englobent celles calculées pour le cas non-linéaire.
4. Les déformations augmentent pour un comportement non linéaire.
5. Les résultats obtenus montrent que le modèle viscoélastique linéaire représente correctement le comportement du profil de sol pour des niveaux de sollicitations modérés (cas de Garner Valley). Dans le cas de sollicitations sismiques élevées (cas du site de Taiwan), le modèle viscoélastique linéaire ne peut plus représenter le comportement du sol. Des non-linéarités importantes apparaissent et il est important d'en tenir compte dans la modélisation.
6. Par la technique de convolution-déconvolution nous avons pu déterminer le spectre de réponse d'un profil du sol en connaissant la réponse enregistrée en surface libre du second profil. Les substratum rocheux au-dessous des deux profils étant hypothétiques.

Nous pouvons conclure que globalement nous avons obtenu des résultats acceptables, ce qui signifie qu'ils reflètent à un certain degré le comportement du sol. Il faut noter qu'en règle générale, pour des niveaux de sollicitation pas trop élevés, ce modèle conduit à des résultats valables. Les non-linéarités sont prises en compte de façon satisfaisante par le processus itératif et le caractère dissipatif est correctement représenté à l'aide du module complexe.

Pour des travaux futurs nous recommandons ce qui suit :

1. Etendre l'analyse à d'autres modèles de comportement non-linéaire.
2. Etude de la propagation avec d'autres types d'ondes SV, P.
3. Prise en compte de l'effet 3D du problème.
4. Utilisation de modèles discrets avec frontières latérales absorbantes.
5. Identification des caractéristiques dynamiques des profils de sols à partir des enregistrements.

LISTE DES FIGURES

Figure	Page
II-1 « Localisation d'un tremblement de terre et paramètres du site »	5
II-2 « Allure schématique d'un accélérogramme »	8
II-3 « Déplacement associés aux ondes P et S (SH et SV) »	12
III-1 « Propagation d'onde SH dans un monocouche surmontant un semi-espace »	19
III-2 « Amplification du mouvement sismique dans une couche de sol »	21
IV-1 « Séquence de chargement idéalisée »	26
IV-2 « Courbe Effort – Déformation cyclique »	27
IV-3 « Variation de G et ξ avec la déformation cyclique »	27
IV-4 « Modèle de Kelvin – Voigt »	29
V-1a « Accélérogramme de Pasadéna »	42
V-1b « Spectre de Fourier de l'excitation sismique »	43
V-2a « Accélération à la surface du sol pour un monocouche »	44
V-2b « Fonction d'amplification d'un monocouche »	45
V-3a « Accélération à la surface du sol pour un bicouche »	46
V-3b « Fonction d'amplification d'un bicouche »	47
V-4a « Accélération à la surface du sol pour un multicouche »	49
V-4b « Fonction d'amplification d'un multicouche »	49
VI-1a « G/G_{\max} en fonction de la déformation »	55
VI-1b « Pourcentage d'amortissement en fonction de la déformation »	55
VI-2a « Comparaison des déformations au milieu de la couche N°1 du monocouche »	57
VI-2b « Comparaison des accélérations à la surface du sol pour un monocouche »	57
VI-2c « Comparaison des fonctions d'amplification semi espace – surface libre du monocouche »	57
VI-3a « Comparaison des déformations au milieu de la couche N°1 du bicouche »	59
VI-3b « Comparaison des accélérations à la surface du sol pour un bicouche »	59
VI-3c « Comparaison des fonctions d'amplification semi espace – surface libre du bicouche »	59
VI-4a « Comparaison des déformations au milieu de la couche N°1 du multicouche »	61
VI-4b « Comparaison des accélérations à la surface du sol pour un multicouche »	61

VI-4c	« Comparaison des fonctions d'amplification semi espace – surface libre du multicouche »	61
VII-1	«Fonction d'amplification du site de Garner Valley »	65
VII-2	« Accélérations (*10) mesurées à –22m de profondeur (lit rocheux) »	66
VII-3	« Accélérations (*10) mesurées et calculées surface libre »	66
VII-4a	« Comparaison des accélérations en surface libre – t=4 à 6s »	67
VII-4b	« Comparaison des accélérations en surface libre – t=6 à 8s »	67
VII-4c	« Comparaison des accélérations en surface libre – t=8 à 10s »	67
VII-4d	« Comparaison des accélérations en surface libre – t=10 à 12s »	67
VII-5	« Comparaison entre les spectres de pseudo- accélération en surface libre»	68
VII-6	«Fonction d'amplification du site de Taiwan »	70
VII-7	« Accélérations mesurées à 17m de profondeur sur le site de Taiwan »	70
VII-8	«Accélérations calculées à 80m de profondeur sur le site de Taiwan avec un modèle linéaire»(lit rocheux)	71
VII-9	«Accélérations mesurées et calculées à 6m sur le site de Taiwan avec un modèle linéaire»	71
VII-10	«Accélérations calculées à 80m de profondeur sur le site de Taiwan avec un modèle non linéaire»(lit rocheux)	72
VII-11	«Accélérations mesurées et calculées à 6m sur le site de Taiwan avec un modèle non linéaire»	72
VII-12a	« Comparaison des accélérations à 6m – t=8 à 16s »	73
VII-12b	« Comparaison des accélérations à 6m – t=16 à 24s »	73
VII-12c	« Comparaison des accélérations à 6m – t=24 à 32s »	73
VII-12d	« Comparaison des accélérations à 6m – t=32 à 40s »	74
VII-13	« Comparaison entre les spectres de pseudo - accélération à 6m»	74
VIII-1	« Convolution – déconvolution du mouvement sismique »	77
VIII-2	« Accélérations enregistrées à la surface du site de Ain Kihal »	79
VIII-3	« Accélérations calculées à la base du site de Ain Kihal »	80
VIII-4	« Accélérations enregistrées à la surface du site de Ain Tolba »	80
VIII-5	« Accélérations calculées à la surface du site de Ain Tolba »	81
VIII-6	« Comparaison entre les spectres de pseudo - accélération à la surface du site de Ain Tolba »	81

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Page
IV-1 « Valeurs de k (Hardin – Black 1968) »	33
IV-2 « Valeurs caractéristiques des paramètres a, b »	35
V-1 « Caractéristiques mécaniques d'un exemple de monocouche homogène »	43
V-2 « Caractéristiques mécaniques d'un exemple de bicouche hétérogène »	45
V-3 « Caractéristiques mécaniques d'un exemple de multicouche hétérogène »	47
VI-1 « Relations $G/G_{\max} - \gamma_c$ et $\xi - \gamma_c$: Argile »	54
VI-2 « Relations $G/G_{\max} - \gamma_c$ et $\xi - \gamma_c$: Sable »	54
VII-1 « Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site expérimental de Garner Valley »	64
VII-2 « Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site expérimental de Taiwan »	69
VIII-1 « Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site de Ain Kihal »	78
VIII-2 « Caractéristiques mécaniques du profil de sol du site de Ain Tolba »	78
VIII-3 « Caractéristiques mécaniques équivalentes des deux profils »	79

Notations et symboles

\underline{u} : Champ de déplacement

$\underline{\sigma}$: Tenseur des contraintes

σ_{ij} : Composante du tenseur des contraintes

$\underline{\varepsilon}$: Tenseur des déformations

ε_{ij} : Composante du tenseur des déformations

f : Densité volumique de force

ρ : Masse volumique du milieu

λ, μ : Coefficients de Lamé

ν : Coefficient de poisson

δ_{ij} : Symbole de Kronecker

∇ : Opérateur gradient

∇^2 : Opérateur Laplacien

P : Ondes longitudinales ou ondes de compression

S : Ondes transversales ou ondes de cisaillement

SH : Ondes de cisaillement correspondant au mouvement horizontal

SV : Ondes de cisaillement correspondant au mouvement vertical

\underline{u}_P : Déplacement associé aux ondes P

\underline{u}_{SH} : Déplacement associé aux ondes SH

\underline{u}_{SV} : Déplacement associé aux ondes SV

ϕ : Potentiel scalaire

ψ : Potentiel vectoriel

V_p : Vitesse de propagation des ondes P

V_s : Vitesse de propagation des ondes S

\underline{l} (ou \underline{m}) : Vecteur unitaire de la direction de propagation

$T_{A,B}(\omega)$: Fonction de transfert entre les points A et B

γ : Déformation de cisaillement
 τ : Contrainte de cisaillement
 σ'_v : Contrainte effective verticale
 σ'_h : Contrainte effective horizontale
 k_0 : Coefficient des poussée des terres au repos
 G_s : Module sécant
 G_{\max} : Module de cisaillement maximal
 ξ : Coefficient d'amortissement
 η : Coefficient de perte de matériau
 D : Energie dissipée au cours d'un cycle de chargement
 W : Energie élastique emmagasinée
 OCR : Degré de surconsolidation
 e : Indice des vides
 c', ϕ' : Cohésion et angle de frottement interne du matériau
 c_u : Cohésion non drainé de l'argile
 H_n : Transformée de Fourier discrète
 $E(f_n)$: Spectre d'amplitude de Fourier
 $C(f_n)$: Partie réelle du spectre d'amplitude de Fourier
 $S(f_n)$: Partie imaginaire du spectre d'amplitude de Fourier
 Δt : Pas en temps

BIBLIOGRAPHIE :

1. H. Afra. 'Caractérisation du mouvement sismique, notions de sismologie'. Séminaire de dynamique des sols et applications avec le programme SHAKE, pp 1-10. 22, 23, Janvier 1995 (Alger).
2. H. Afra. 'Calcul dynamique des sols par le programme SHAKE'. Séminaire de dynamique des sols. 01, 02 Avril 1996(Alger).
3. H. Afra. 'Cours de DSSS, 1ère Année Post Graduation'. U.S.T.H.B. 1998-1999.
4. M. K. Berrah. 'Intreaction sol-structure : Introduction à la dynamique des sols'. GECOTECH, Formation continue, programme 1998-1999..
5. M. A. Biot. (1941). 'A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses'. Bull. Seis. Soc. Am. , Vol 31, n°2, pp 151-171.
6. B. Boukhatem. (1999). 'Analyse de la réponse sismique d'un profil de sol compte tenu des non linéarités du sol'. P.F.E . Université de Blida.
7. R. W. Clough, J. Penzien. (1986). 'Dynamics of structures'. Mc Graw Hill Book Company, Inc., New York. 7thprinting.
8. J. W. Cooley, J. W. Tukey. (1965). 'An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series'. Mathematics of computation, Vol 19, n° 90, pp 297-301.
9. V. Davidovici. (1985). 'Génie parasismique'. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.(Paris).
10. R. Dobry, I weis, A. Urzua. (1976). 'Simplified procedures for estimating of the fundamental period of a soil profile'. B.S.S.A Vol 66 n°4, pp 1293-1321.
11. W-M. Ewing, W. S. Jardeztky. F. Press. (1957). 'Elastic waves in layered media'. Mc Graw Hill Book Company, Inc., New York.
12. M. Hadid. 'Identification des différents types d'ondes'. Séminaire de dynamique des sols et applications avec le programme SHAKE, pp 16-22. 22, 23, Janvier 1995 (Alger).
13. B. O. Hardin, V. P. Drnevich. (1972). 'Shear modulus and damping in soils : measurement and parameter effects'. Journal of Soil Mechanics and Fondation Division, A.S.C.E, Vol.98, n°SM6.
14. B. O. Hardin, V. P. Drnevich. (1972). 'Shear modulus and damping in soils : design equations and curves'. Journal of Soil Mechanics and Fondation Division, A.S.C.E, Vol.98, n°SM7.

15. I. M. Idriss. (1978). 'Characteristics of earthquake ground motions'. State of the art. Proc. Of the A.S.C.E. Specially Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena.
16. I. M. Idriss, J. I. Sun. (1992). 'SHAKE 91 : A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits'. University of California, Davis.
17. L. S. Jacobsen. (1930). 'An approximate solution of the steady forced vibration of a system of One-DOF under the influence of various types of damping'. B.S.S.A, Vol 20.
18. O. Kada, O. Douar. 'Réponse d'un profil sismique compte tenu de ses propriétés non linéaires'. P.F.E, Ecole Nationale Polytechnique, 1998.
19. N. Laouami. (1995). 'Variabilité spatiale du mouvement sismique – Approche expérimentale et modèles théoriques'. Thèse de Doctorat, Université d'Evry Val – d'Essone.
20. N. Laouami et al. (Mars 2000). Rapport du C.G.S : 'Caractérisation du séisme de Ain Témouchent : Choc principal du 22/12/1999 et Réplique du 27/01/2000'.
21. J. Lysmer, T. Udaka, C-F. Tsai and H. G. Seed. (1975). 'FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems', Earthquake Engineering Research Center. Repport N0. EERC 75-30, University of California, Berkeley.
22. A. Pecker. (1984). 'Dynamique des sols'. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.(Paris).
23. F. E. Richart, R. D. Woods, J R Hall. (1970). 'Vibration of soils and fondations'. Prentice Hall.
24. H. B. Seed, I. M. Idriss. (1968). 'Seismic Response of Horizontal Soil Layers'. Journal of the Soil Mechanics and Fondations Division, A.S.C.E, Vol. 94, n° SM4, July, pp. 1003-1031.
25. H. B. Seed, I. M. Idriss. (1969). 'Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes'. Journal of the Soil Mechanics and Fondations Division, A.S.C.E, Vol. 95, n° SM1, January, pp. 99-135.
26. H. B. Seed, I. M. Idriss. (1970). 'Seismic Response of Soil Deposits'. Journal of the Soil Mechanics and Fondations Division, A.S.C.E, Vol. 96, n° SM2, March, pp. 631-637.
27. H. B. Seed, I M Idriss. (1970). 'Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis'. Report N°. EERC 70-10, University of California, Berkeley.

28. H. B. Seed, B. Schnabel, J. Lysmer. (1972). 'SHAKE : A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites'. Report N° EERC 72-12, University of California, Berkeley.
29. H. B. Seed, J. I. Sun, R. Golesorkhi. (1988). 'Dynamic Moduli Ratios for Cohesive Soils'. Report N° UBC/EERC 88-15, University of California, Berkeley.
30. H. William. (1986). 'Numerical recipes : The art scientific computing'. Cambridge University Press, London.
31. J. P. Wolf. (1985). 'Dynamic soil-structure interaction'. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
32. F. Yezli. (1999). 'Modélisation du comportement sismique de sol'. Thèse de Magister. E.N.T.P.
33. Zacek Milan. (1996). 'Construire parasismique : risque sismique, Conception parasismique des bâtiments et réglementation'. Edition Parenthèses.
34. Zerfa. (1991). 'Contribution à l'analyse du comportement dynamique des barrages en terre'. Thèse de Magister, E.N.P.