



COMMISSION DES COMMUNAUTÉS EUROPÉENNES

DIRECTION GÉNÉRALE
DE LA SCIENCE
ET DU DÉVELOPPEMENT

**projet Benevento (Italie)
microzonage sismique**

rapport intermédiaire 1992
organisme CCE/DG XII
contrat EV4C 0101 F/CD

P. Mouroux

**mai 1993
R 37458**

OBJET ET CONTENU DU RAPPORT INTERMEDIAIRE 1992

Selon les termes du contrat EV 4C 0101 F/CD concernant le projet de microzonage de la ville de Benevento (Italie) et de son agglomération, l'objet de ce rapport intermédiaire 1992 est de présenter des résultats de la réponse de sols obtenus par le BRGM dans les domaines linéaires et non linéaires.

Elle fait suite à une étude réalisée en 1991 dans le domaine linéaire par le LCPC-IRIGM de Grenoble (P.Y. BARD) et, en partie, par le BRGM. Elle a compris les phases suivantes (annexe 1) :

1) Prise en compte des mêmes éléments de base que pour l'étude de 1991, à savoir :

- Résultats de l'étude d'aléa sismique régional, avec un accélérogramme de référence calé à la valeur de $PGA = 175 \text{ cm/s}^2$, correspondant à un séisme de magnitude $M = 6.5$ à 10 km;
- Paramètres géologiques et géotechniques conduisant à des choix appropriés de profils 1D et 2D.

2) Un calcul de réponse des sols à une dimension en linéaire et linéaire équivalent, à partir du code de calcul SHAKE, permettant de constater l'influence notable de la profondeur du substratum et de l'épaisseur de la couche superficielle de faibles caractéristiques mécaniques, sur l'amplification en surface du mouvement sismique profond.

3) Un calcul de réponse des sols à une dimension en non linéaire, essentiellement sur une seule colonne de sols S 10 ou colonne de référence, ce type de calcul sera poursuivi en 1993.

Ces résultats ainsi que ceux des calculs complémentaires seront intégrés dans l'étude de microzonage qui est en cours et qui devra prendre également en compte les résultats de l'importante campagne de géophysique qui a été finalement réalisée au mois d'octobre 1992, mais dont le dépouillement est actuellement toujours en cours de réalisation.

Par ailleurs, le BRGM n'a pu obtenir les caractéristiques mécaniques des sols dans le domaine non linéaire afin d'améliorer la première modélisation réalisée en 1992, à l'aide du programme GEFDYN.

Actuellement (mai 1993), les différentes étapes qui restent à traiter sont les suivantes :

a) Modélisation de nouvelles colonnes de sol en non linéaire, à partir des données les plus récentes, avec le programme GEFDYN.

b) Comparaison de l'ensemble des résultats des calculs numériques, avec ceux obtenus à partir de la campagne géophysique.

c) Intégration de l'ensemble des résultats dans l'étude effective du microzonage sismique de la ville de Benevento, le document définitif étant réalisé par le coordonnateur du projet, A. MARCELLINI.

A N N E X E 1



*CALCULS DE REPONSE DES SOLS
A DES SOLLICITATIONS DYNAMIQUES
APPLIQUES AU SITE DE BENEVENTO (ITALIE)*

DIPLÔME D'INGENIEUR GEOTECHNICIEN
de l'Institut des Sciences et Techniques de Grenoble
Université Joseph Fourier

Soutenu le 1er octobre 1992

Etienne PERAZZO

***CALCULS DE REPONSE DE SOLS
SOU MIS A DES SOL LICITATIONS DYNAMIQUES
A PARTIR D'UN COMPORTEMENT:
LINEAIRE, LINEAIRE EQUIVALENT ET NON LINEAIRE***

par Etienne PERAZZO

**Travail réalisé au
Bureau de Recherches Géologiques et Minières**

**sous la responsabilité
de Christophe MARTIN**

La réponse des sols à des sollicitations sismiques, au niveau de l'agglomération de Benevento (Italie du sud), à été évaluée en considérant le comportement des sédiments tout d'abord parfaitement linéaire, puis linéaire équivalent et en dernier lieu non linéaire.

Les calculs ont été menés en considérant que le champ sismique incident, au niveau du substratum rocheux, était composé d'ondes planes de volume, et se propageait verticalement vers la surface.

Les résultats montrent que la profondeur du substratum, ou encore l'épaisseur des formations superficielles de faibles caractéristiques mécaniques étaient des facteurs déterminants quant à l'amplification du mouvement en surface.

"Le tremblement de terre peut être une des catastrophes naturelles les plus meurtrières sur notre planète. En quelques secondes, des villes et des villages peuvent être détruits, ensevelissant sous leurs ruines des milliers de victimes; la vie économique d'une région peut se trouver anéantie..."

J'adresse tout particulièrement ma reconnaissance à Christophe MARTIN qui m'a aidé et soutenu tout au long du stage.

Je remercie :

Pierre MOUROUX, qui est à l'origine de ce sujet et qui m'a conseillé et orienté dans mes recherches durant tout le stage.

Pierre GODEFFROY, Monique TERRIER, Eric LEROI, Jean-Louis BLES, Bernard SAURET, qui ont su se montrer disponibles et m'aider quant à la recherche de documents.

Hormoz MODARESSI, qui m'a particulièrement bien aidé pour l'utilisation de Gefdyn.

Enfin, j'adresse mes remerciements à l'ensemble des stagiaires et thésards du "second étage" avec lesquels j'ai eu plaisir à travailler pendant ces six mois.

SOMMAIRE*****

INTRODUCTION

I - QUELQUES RAPPELS THEORIQUES

I1 - LES EFFETS DE SITE - & - MICROZONAGE SISMIQUE

I11 - Quelques généralités

I12 - Les effets directs

I13 - Les effets induits

I14 - Les fréquences du mouvement sismique à considérer

I15 - Le microzonage sismique

I2 - CARACTERISATION DES MOUVEMENTS SISMIQUES

I21 - Signal temporel : l'accélérogramme

I22 - Signal fréquentiel : le spectre de réponse

I3 - LE COMPORTEMENT DES SOLS

I31 - Comportement des sols sous chargement quasi-statique monotone

I32 - Comportement des sols sous chargement cyclique

I33 - Les domaines de comportement

I4 - METHODES D'ANALYSES POUR L'EVALUATION DE LA REPONSE DE SOL

I41 - Analyse en élasticité linéaire

I42 - Modèles viscoélastiques linéaires équivalents

I43 - Modèles non linéaires & loi de Hujeux

II - BENEVENTO : PROJET DE MICRO ZONAGE SISMIQUE

III - ORGANISATION DU PROJET

III1 - Les objectifs

III2 - Les institutions participant au projet

II2 - ASPECTS SISMOTECTONIQUES

- II21 - Contexte géologique général
- II22 - Choix du site
- II23 - Résultat de l'étude néotectonique

II3 - CARACTERISATION DU SITE

- II31 - Le site
- II32 - Aspects géologiques
- II33 - Campagne de reconnaissance des sols
- II34 - Résultats de la campagne de reconnaissance

III - ETUDES ET MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS

III1 - LES CRITERES DE REFERENCE

- III11 - Choix du séisme de référence
- III12 - Choix du mouvement de référence
- III13 - Choix du site de référence
- III14 - Les colonnes de sols de référence

III2 - CALCUL DE REPONSE DES SOLS A 1 DIMENSION EN LINEAIRE ET LINEAIRE EQUIVALENT

- III21 - Le code de calcul SHAKE
- III22 - Les modèles monodimensionnels utilisés
- III23 - Résultats obtenus
- III24 - Influence de certains facteurs sur la réponse en surface
- III25 - Amplification et fréquence propre
- III26 - Comparaison de nos résultats avec ceux déjà obtenus

III3 - CALCUL DE REPONSE DE SOLS A 1 DIMENSION EN ELASTOPLASTICITE

- III31 - Le code de calcul GEFDYN
- III32 - Modèle monodimensionnel
- III33 - Sollicitations : accélérogrammes appliqués
- III34 - Les paramètres de Hujoux
- III35 - Résultats obtenus

III4 - COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS A PARTIR DES 3 LOIS DE COMPORTEMENT UTILISEES

CONCLUSION

SOMMAIRE DES ANNEXES*****

ANNEXE 1 : Article de Scarpa et zollo : mise en évidence du "GAP"

ANNEXE 2 : Les échelle d'intensité utilisées

ANNEXE 3 : Les résultats déjà obtenus

ANNEXE 4 : La méthode de calcul par éléments finis

ANNEXE 5 : Les paramètres de Hujeux (ordres de grandeurs)

INTRODUCTION*****

Toute étude d'interaction sol-structure, ne peut être correctement menée tant que le problème de l'évaluation de la réponse du site en champ libre n'a pas été résolu.

L'influence des conditions géologiques locales sur la modification d'un signal sismique est loin d'être négligeable. Ceci soulève l'importance qu'il y a d'introduire des méthodes sismiques comme critère de base pour régler la nature des constructions, l'occupation et l'utilisation des sols.

Manifestant un grand intérêt pour les problèmes de risques sismiques, la Commission de la Communauté Européenne a donné naissance à un programme de recherche ayant pour objectif la définition d'une méthodologie pour la quantification du risque sismique pour une ville de moyenne dimension.

Benevento (ville d'Italie du sud) a été choisie comme région "test" dans le cadre du projet, car présente de part sa situation géographique des risques sismiques importants.

Une étude néotectonique de la région a été menée afin d'avoir une idée sur la nature des failles pouvant se montrer "actives" dans le futur. Les résultats de cette étude, et les données sismiques de l'Italie, ont permis l'évaluation d'un mouvement de référence au rocher au niveau de l'agglomération de Benevento. C'est à partir de ce mouvement que nous avons déterminé la réponse en surface.

Différents modèles de comportement des sols ont été utilisés dans cette étude afin d'optimiser la qualité des résultats.

CHAPITRE I

QUELQUES RAPPELS THEORIQUES

I - QUELQUES RAPPELS THEORIQUES

Du fait de l'importante hétérogénéité de la croûte terrestre, les ondes émises depuis la source sismique vont subir des modifications notables, en plus de celles dues à la distance source-site, durant leur cheminement jusqu'à la surface du globe. Ainsi, le mouvement sismique ou vibratoire recueilli en surface peut être extrêmement différent du mouvement profond.

D'autre part, il est reconnu depuis maintenant quelques années que les dommages occasionnés par les séismes sont systématiquement plus importants sur des sols meubles que sur des affleurements rocheux. De plus, ces dégâts seront plus ou moins importants suivant que la réponse dynamique de, ou des ouvrages, coïncide ou non avec le contenu fréquentiel du seisme. Ainsi, des amplifications importantes du mouvement sismique peuvent apparaître si la période propre de la structure est voisine de celle du sol en champ libre. A ce titre, il est bon de rappeler que l'on estime la période propre d'une couche de sol d'épaisseur H et dont la vitesse des ondes de cisaillement est V_s par:

$$T_0 = 4H / V_s$$

et que l'on approxime celle des bâtiments par l'expression

$$T_0 = N / 10$$

où N représente le nombre d'étages.

Ces quelques remarques permettent de soulever l'importance qu'il y a à connaître, avec une bonne précision, la nature des couches géologiques proches de la surface pour évaluer la réponse en surface d'un mouvement sismique profond.

11 - LES EFFETS DE SITE - & - MICROZONAGE SISMIQUE

111 - Quelques généralités

Comme nous venons de le rappeler brièvement, le mouvement sismique en un point quelconque est affecté par différents types de facteurs depuis la source jusqu'en surface. Ces facteurs sont ceux liés au mécanisme à la source, ceux liés au trajet source-site et aussi ceux liés aux conditions géologiques et structurales locales.

On conçoit par le terme "*effets de site*", l'ensemble des phénomènes locaux susceptibles d'entraîner des modifications du signal sismique. Ces modifications, amplifications ou atténuations du mouvement vibratoire, peuvent provenir de facteurs liés par exemple à la géométrie du site considéré (topographie de surface et d'interfaces entre les différentes formations géologiques) ou encore aux conditions géologiques locales (nature et caractéristiques géomécaniques des terrains).

Ces perturbations peuvent être décrites de différentes manières selon le domaine temporel, spectral ou spatial que l'on considère.

Dans le domaine temporel, on observe des modifications des valeurs maximales de l'accélération, de la vitesse, du déplacement du sol ou encore des modifications de la durée et de la période du signal.

Dans le domaine spectral (spectre de réponse ou spectre de fourier), on constate une augmentation ou au contraire une diminution du niveau spectral à certaines fréquences.

Dans le domaine spatial, on peut remarquer une variation du mouvement sismique d'un site à l'autre.

112 - Les effets directs

Le plus répandu de ces effets directs est celui lié au phénomène de résonance verticale qui est observé dans les milieux à stratifications planes et dont la rigidité augmente avec la profondeur. Cette résonance provient du piégeage partiel des ondes dans la couche superficielle et conduit à une prolongation importante de la vibration ainsi qu'à une forte amplification du mouvement vers le milieu du bassin alluvial. Ce phénomène très répandu concerne par exemple les bassins sédimentaires ou les vallées alluviales, ou encore les matériaux présentant une couche d'altération en surface.

D'autres configurations liées aux variations latérales de la structure géologique du sol peuvent entraîner des effets directs. Par exemple, la présence d'une discontinuité latérale marquée, mettant en contact deux milieux de caractéristiques différentes, entraîne une augmentation significative des dommages aux alentours immédiats de la zone de contact. Une configuration typique est celle d'une faille verticale, ou à fort pendage, séparant une formation jeune peu rigide d'une autre plus ancienne et plus rigide.

Il apparaît également que des variations latérales liées à la structure géométrique du sol, ont un rôle considérable dans la propagation des ondes sismiques. En effet, on note une forte amplification du mouvement sur le sommet de buttes isolées, ou sur des crêtes allongées, ou encore sur des rebords de plateaux et de falaises par suite de phénomènes de diffraction et de focalisation des ondes sismiques.

113 - Les effets induits

D'autres effets que ceux énoncés précédemment, peuvent se produire à la suite d'un mouvement sismique. Ces effets comprennent des phénomènes tels que des tassements dans des matériaux faiblement cohérents, initialement peu compacts, ou encore des processus de liquéfaction au niveau de matériaux saturés à granulométrie critique.

L'ensemble de ces effets, directs et induits, montrent la nécessité d'évaluer avec la plus grande précision possible, les effets de site dans toute étude de microzonage sismique.

114 - Les fréquences du mouvement sismique à considérer

La gamme de fréquences intéressant le génie sismique s'étale de 0,1 Hz (pour des structures de grande taille comme les barrages les ponts ou les grands immeubles) à 20-25 Hz (pour de petits équipements ou des canalisations). Les vitesses de propagation des ondes sismiques à la surface varient de 50 m/s à 3 Km/s, soit des longueurs d'ondes correspondantes variant de quelques mètres à quelques dizaines de kilomètres. Ce sont donc des irrégularités géologiques ayant des dimensions de cet ordre qui vont modifier la réponse sismique du sol.

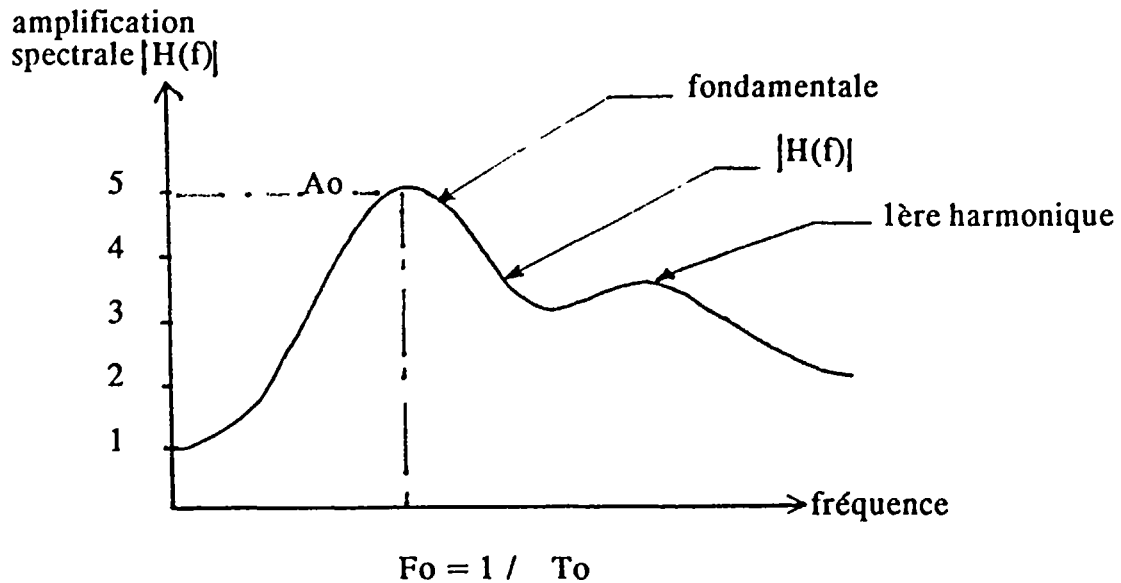
Ces dimensions restent en général grandes devant l'échelle classique de la dynamique des sols ce qui justifie une interprétation et une modélisation en termes simples d'élasticité ou de viscoélasticité linéaire, en première approximation.

115 - Le microzonage sismique

Le microzonage sismique est en liaison directe avec les effets de site. Le but d'une telle étude est la détermination de l'aléa sismique au niveau d'une commune ou d'une agglomération (à l'échelle du 1/5000 ou du 1/10000). Il convient donc de bien prendre en compte l'ensemble des effets de site pour la zone d'étude concernée. Pour ce faire, plusieurs méthodes d'évaluation sont possibles. Tout d'abord les méthodes expérimentales ou instrumentales qui sont basées sur le principe d'utilisation de différentes sources sismiques naturelles ou artificielles, afin de comparer les caractéristiques spatiales et temporelles des mouvements mesurés en divers sites représentatifs. Ensuite les méthodes dites théoriques ou numériques qui peuvent utiliser de nombreux modèles allant du très simple (1D, linéaire) au plus compliqué (2D, 3D, non linéaire).

D'une manière générale, l'effet de site se traduit par des amplifications à certaines fréquences ($F_0, F_1, F_2...$), associées à une fonction de transfert du type de celle qui est présentée sur la figure 1 (exception faite pour les méthodes incluant un comportement non linéaire des sols).

Figure 1 : fonction de transfert type



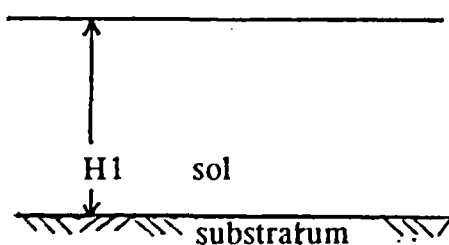
Des méthodes simplifiées permettent d'estimer à la fois la période T_0 du site et le niveau A_0 de l'amplification spectrale correspondante, de cartographier ces deux quantités, puis d'assigner à chacune des zones cartographiées un spectre de réponse spécifique tenant compte de ces deux paramètres (T_0 et A_0), à partir des spectres "au rocher" proposés dans les règles parasismiques.

Pour le cas très simple du site monocouche, on a les valeurs suivantes:

$$T_0 = 1 / F_0 = 4H_1 / V_1$$

$$A_0 = ((\rho_2 * V_2) / (\rho_1 * V_1)) * (1 - \beta_1 * ((\rho_2 * V_2) / (\rho_1 * V_1)))$$

où :



ρ_1 : masse spécifique
 V_1 : vitesse des ondes de cisaillement
 β_1 : amortissement

ρ_2
 V_2

I2 - CARACTERISATION DES MOUVEMENTS SISMIQUES

I21 - Signal temporel : L'ACCELEROGRAMME

Le mouvement sismique de base est un accélérogramme, dans les trois directions (2 horizontales N-S & E-W, 1 verticale) fourni par un accéléromètre. On utilise en fait un accélérogramme corrigé de la réponse instrumentale à partir duquel, après intégrations successives on obtient les vitesses et les déplacements.

Un accélérogramme peut être caractérisé par les paramètres suivants:

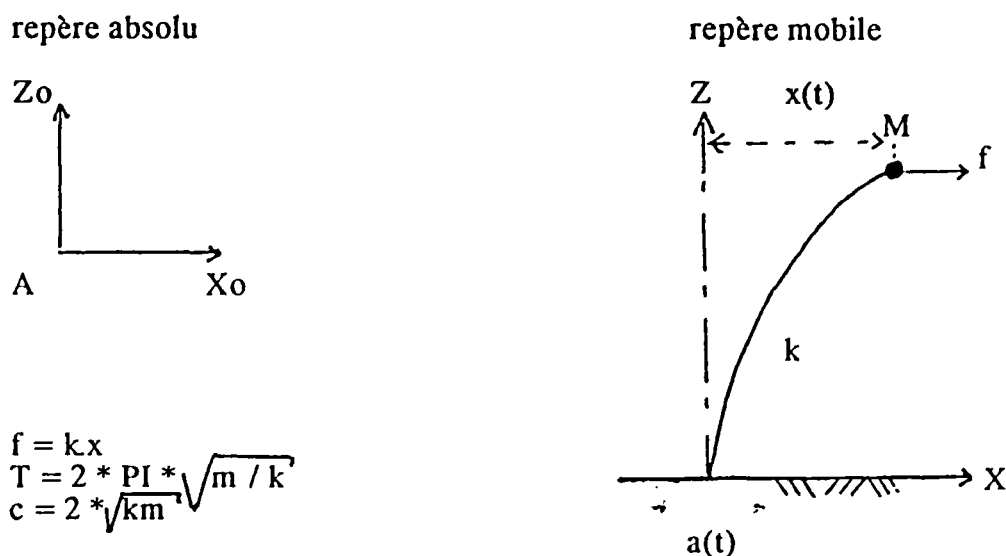
- son accélération maximale : A_{max} ou PGA
- sa durée : t_{eta}
- son contenu en fréquence.

I22 - Signal fréquentiel : LE SPECTRE DE REPONSE

Pour l'étude du contenu fréquentiel d'un signal, on utilise en génie parasismique le spectre de réponse (ou quelquefois le spectre de Fourier).

L'essentiel des informations contenues dans un accélérogramme peut être résumé pour les applications par un spectre dit de réponse élastique: c'est l'étude de la réponse d'un oscillateur linéaire à un seul degré de liberté (oscillateur simple) à un mouvement sismique appliqué à sa base.

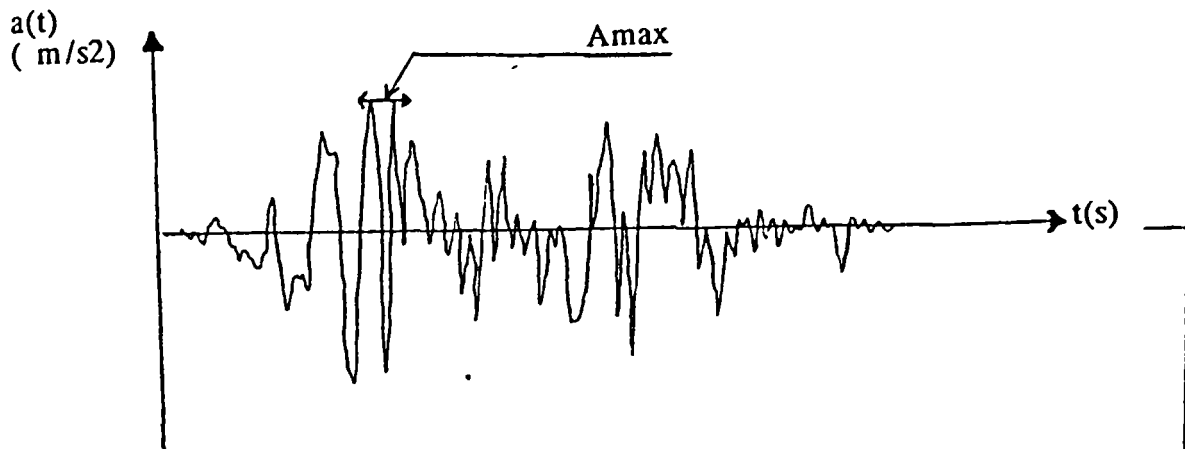
Figure 2 : Oscillateur simple soumis à une excitation sismique



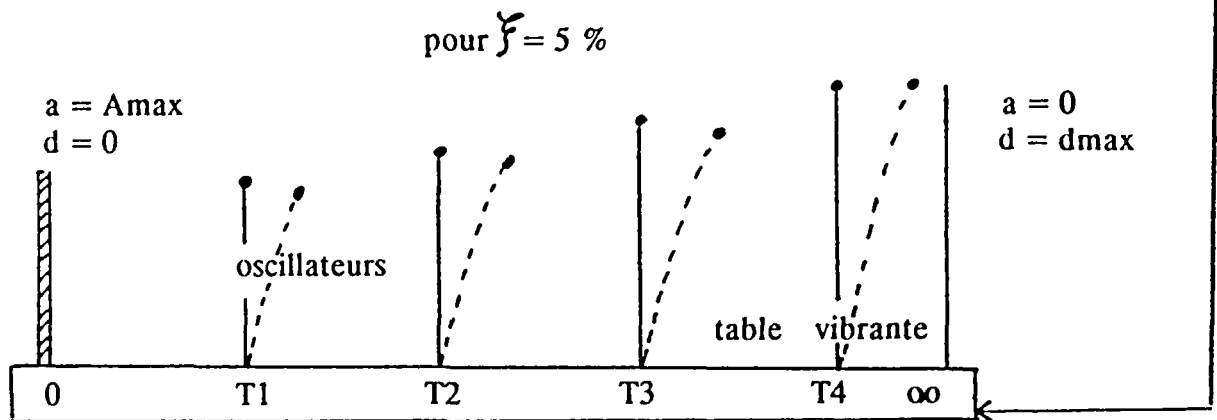
Sans entrer dans les détails du calcul (pour plus d'informations voir Despeyroux, 1935 et Hudson, 1979), on pourra avoir une représentation physique du spectre en considérant que l'on soumet une table vibrante contenant des oscillateurs d'amortissement relatif constant (par exemple 5%, valeur de base en génie parasismique), mais de période propre variable, à une accélération donnée. Chaque oscillateur aura une réponse particulière dans le temps et l'on considèrera le maximum de cette réponse. C'est l'ensemble de ces maxima qui constitue le spectre de réponse en accélération absolue pour un amortissement relatif donné.

Figure 3 : Spectre d'oscillateur

accélérogramme:

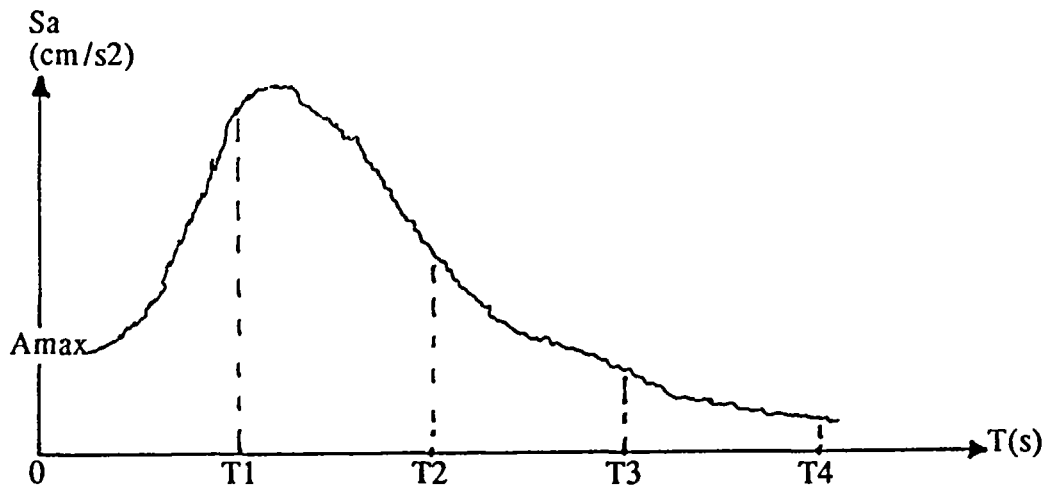


oscillateurs soumis à l'accélérogramme ci dessus:



T_i : période propre de chaque oscillateur
(valeurs maximales)

spectre de réponse correspondant (en accélération)



Pour $T = 0$, (oscillateur rigide) on retrouve bien la valeur de A_{max} de l'accélération d'entrée.

Pour $T = \infty$, (oscillateur souple) l'accélération est nulle.

On peut bien sur obtenir des spectres de réponse en vitesse relative et en déplacement relatif.

Par ailleurs, et dans la pratique (pour de faibles valeurs d'amortissement : de 0 à 10%) on utilise le plus souvent des spectres en pseudo-accélération (PSA) et en pseudo-vitesse (PSV) obtenus à partir du spectre de déplacement (SD) par les relations suivantes:

$$\text{PSV} = W * \text{SD} = ((2 * \pi) / T) * \text{SD}$$

$$\text{PSA} = W^2 * \text{SD} = ((4 * \pi^2) / T^2) * \text{SD}$$

Pour simplifier on pose : $A = \text{PSA}$, $V = \text{PSV}$, $D = \text{SD}$

On peut ainsi obtenir ces trois paramètres en fonction de la période T (ou de la fréquence F) selon un diagramme quadrilogarithmique comme celui présenté sur la figure 4.

Figure 4 : Spectre d'oscillateur (pour ξ donné)

fig 4a: représentation en coordonnées cartésiennes

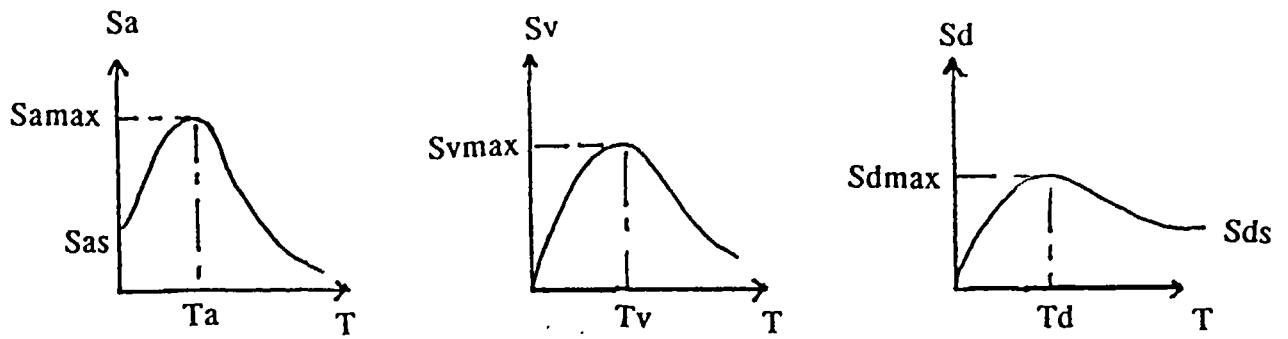
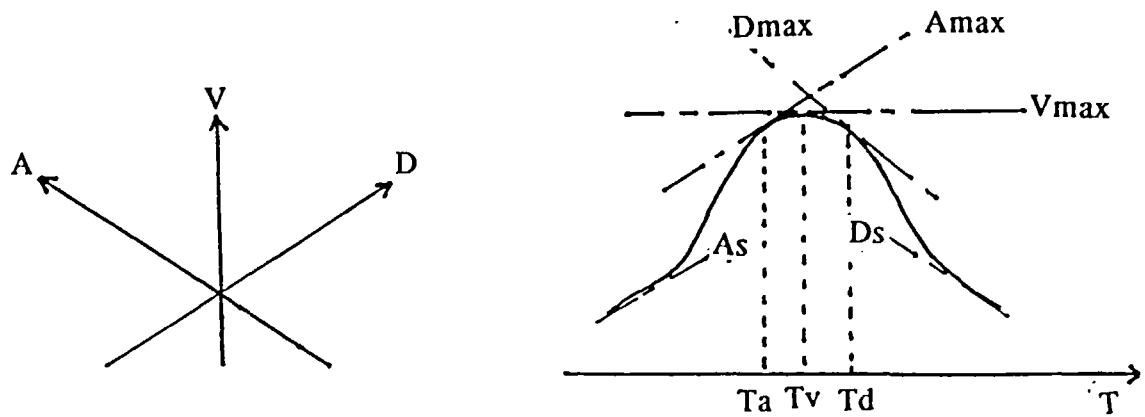


fig 4b : représentation en coordonnées quadrilogarithmiques



13 - LE COMPORTEMENT DES SOLS

131 - Comportement des sols sous chargement quasi-statique monotone

L'étude des résultats expérimentaux montre que:

Il existe un domaine de faibles déformations pour lequel la relation entre la contrainte appliquée et la déformation correspondante est linéaire. Au cours d'une éventuelle décharge la déformation est réversible. Le comportement du sol est dit élastique linéaire.

Au delà d'un certain seuil de contrainte, et quel que soit le chemin de contrainte suivi, le comportement du sol cesse d'être linéaire. Cette non linéarité n'exclut pas à priori l'hypothèse d'un comportement élastique. Le comportement du sol est élastique non linéaire.

Dès que le domaine d'élasticité est franchi, des déformations irréversibles, dites plastiques apparaissent. La déformation totale est donc la somme d'une déformation élastique réversible lors d'une décharge, et d'une déformation plastique irréversible. Le comportement du sol est elastoplastique non linéaire.

Pour certains trajets de chargement, les déformations peuvent devenir très importantes et le sol atteint un état de rupture.

132 - Comportement des sols sous chargement cyclique

A ce niveau, il est bon de rappeler que le chargement induit par le passage d'une onde sismique est un chargement cyclique.

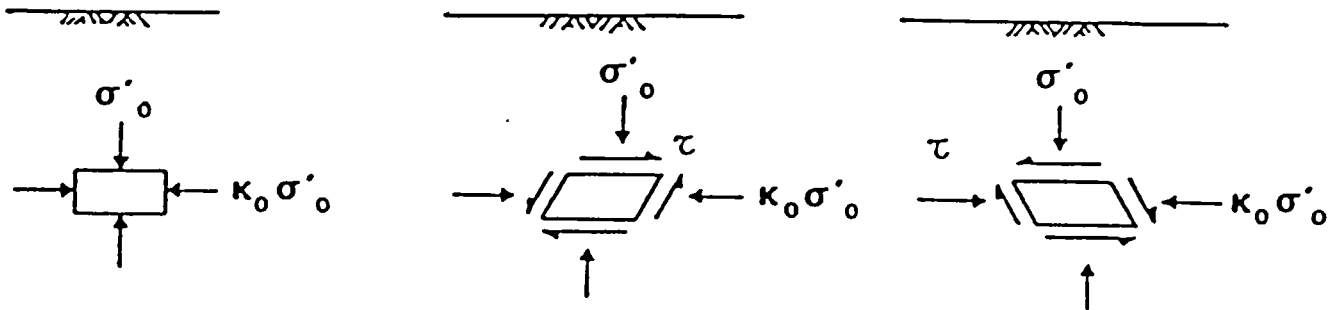
Les caractéristiques fondamentales du comportement des sols restent identiques à celles sous chargement monotone.

Si on considère comme il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sols, que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement depuis le substratum, alors, un élément de sol, à une profondeur H dans le profil, est soumis aux cycles de sollicitations représentés sur la figure 5.

Initialement, dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est en équilibre sous les contraintes effectives verticale σ'_v et horizontale $K_0\sigma'_h$ où K_0 représente le coefficient de poussée des terres au repos. Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre, d'une contrainte de cisaillement $\tau(t)$. Sous l'effet de cette contrainte, l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple qui, pour un matériau à comportement élastique se traduirait par une variation de volume nulle. La déformation de cisaillement également appelée distorsion est définie par:

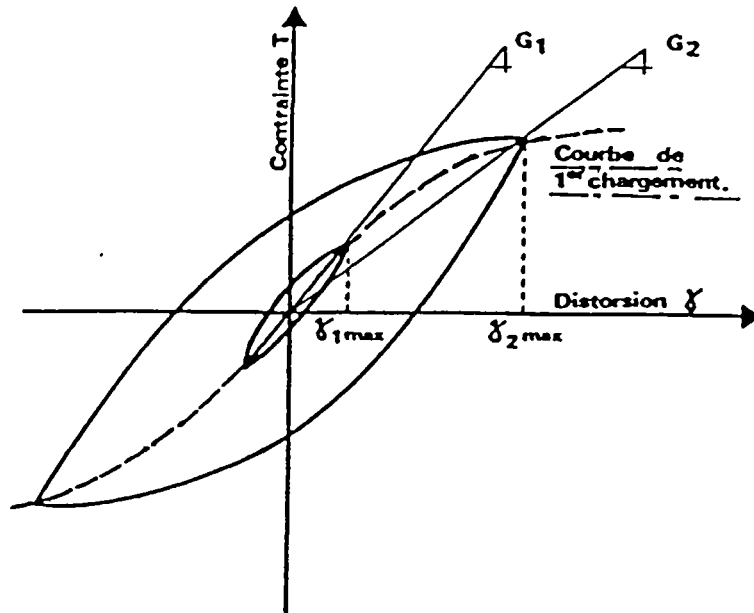
$$\gamma = \delta u / \delta z = \Delta u / \Delta H$$

Figure 5 : Cycle de chargement idéalisé



Si on reproduit en laboratoire un tel cycle de chargement on obtient des courbes effort-déformation $T = f(\gamma)$ qui ont la même allure que celles présentées sur la figure 6

Figure 6 : " courbes effort-déformation cyclique "



Cette figure montre que dans le plan (T, δ), le comportement du sol est caractérisé par une boucle appelée *boucle d'hystérésis*, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude et de la déformation. Au plus cette dernière est grande, au plus l'aire de la boucle est importante et au moins celle-ci est inclinée sur l'horizontale. Par ailleurs, on constate expérimentalement que la forme de la boucle n'est pas affectée par la vitesse de chargement.

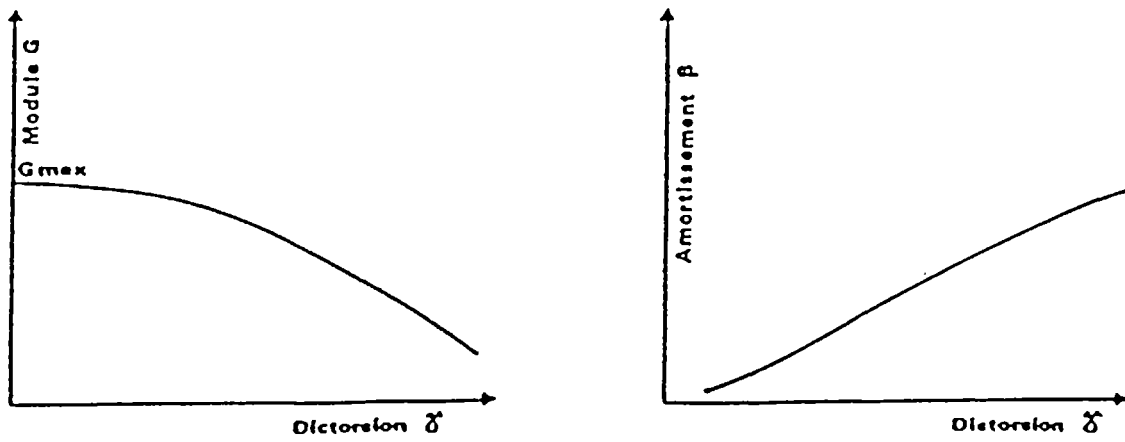
On définit classiquement cette boucle à l'aide de deux paramètres :

- le module sécant G qui est la pente de la droite joignant l'origine à une extrémité de la boucle,

- le coefficient d'amortissement β : qui est une mesure de l'aire de la boucle.

La variation de ces deux paramètres par rapport à la déformation cyclique δ est mise en évidence sur les courbes $G - \delta$ et $\beta - \delta$ de la figure 7. La valeur maximale G_{max} du module correspond à la pente de la tangente à l'origine à la courbe du premier chargement.

Figure 7 : " Variation du module sécant G et du coefficient d'amortissement β en fonction de la distorsion (ou déformation cyclique)."



133 - Les domaines de comportement

La modélisation du comportement des sols sous sollicitation sismique est un problème complexe, étant donné les ordres de grandeur très différents des amplitudes de déformations cycliques mises en oeuvre lors d'un séisme.

Les méthodes usuelles d'analyse supposent que l'excitation sismique est principalement constituée d'ondes de cisaillement horizontales se propageant vers le haut. Quatre domaines de comportement peuvent alors être distingués :

le domaine linéaire : $0 < \gamma < 10^{-5}$

Lorsque l'amplitude des déformations cycliques de cisaillement est inférieure à 10^{-5} , le comportement du sol autour d'un état de contraintes effectives donné, est raisonnablement linéaire élastique. On doit alors résoudre les problèmes de propagation d'ondes en milieu élastique et linéaire.

le domaine hystérétique stabilisé : $10^{-5} < \gamma < 10^{-4}$

Pour des amplitudes de déformation cyclique supérieures à 10^{-5} , les dissipations plastiques deviennent non négligeables et le module de cisaillement diminue lorsque la déformation cyclique augmente. Tant que γ est inférieure à 10^{-4} , la forme des cycles ne varie pas avec la répétition du chargement et chaque cycle peut être caractérisé par le module de cisaillement sécant G et le coefficient d'amortissement β .

Connaissant l'intensité du chargement, on peut modéliser le sol par un comportement linéaire avec amortissement. C'est la base de la méthode d'analyse linéaire équivalente souvent utilisée en pratique.

le domaine hystérétique non stabilisé : $\gamma > 10^{-4}$

Lors d'un séisme de forte intensité, lorsque les déformations atteignent une valeur supérieure à 10^{-4} , les déformations irréversibles sont loin d'être négligeables et il faut les prendre en compte. Seule une approche incrémentale, qui relie à chaque instant le taux de contraintes effectives au taux de déformations en fonction de l'histoire du chargement des matériaux, permet de tenir compte des phénomènes observés. C'est le cas des modèles traitant les sols comme des milieux élastoplastiques non linéaires.

La description du comportement des sols sous chargement cyclique, nécessite la détermination d'une loi de comportement prenant en compte l'amplitude des déformations susceptibles de se développer lors d'un séisme.

I4 - METHODES D'ANALYSES POUR L'EVALUATION DE LA REPONSE DE SOL

I41 - Analyse en élasticité linéaire

Bien que le sol ne puisse pas réellement être représenté par un modèle élastique linéaire, tout au moins dans la gamme des fortes déformations, l'étude du comportement des sols dans le domaine élastique est largement utilisée pour de nombreux problèmes, en particulier celui des sollicitations sismiques de faibles amplitudes.

Dans la loi élastique linéaire, les principales caractéristiques du sol comme les déformations permanentes ou les variations des modules avec la distorsion ne sont pas prises en compte.

Dans le cas d'une sollicitation multidirectionnelle, la relation contraintes déformations se présente sous la forme d'une relation de proportionnalité :

$$\sigma = D\varepsilon(u)$$

où D est la matrice d'élasticité dépendant seulement du module d'Young E et du coefficient de poisson ν .

Le principe de calcul d'une analyse en élasticité linéaire est tel que :

l'équation du mouvement du sol dans une couche semi infinie soumise à sa base à un mouvement sismique U_g est :

$$\rho(y) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c(y) \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial y} \left[G(y) \frac{\partial u}{\partial y} \right] = - \rho(y) \frac{d^2 u_g}{dt^2} \quad 1$$

- $\rho(y)$ = masse volumique à la profondeur y
- $c(y)$ = coefficient d'amortissement visqueux à la profondeur y
- $G(y)$ = module de cisaillement à la profondeur y
- $u(y, t)$ = déplacement relatif à la profondeur y et au temps t

Si on considère une couche de sol dont la masse volumique et le coefficient d'amortissement visqueux ne dépendent pas de la profondeur, mais en revanche où le module de cisaillement G varie avec z de la façon suivante :

$$G = Ky^p \quad 2$$

où k et P sont des constantes

alors l'équation 1 devient :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial y} \left[K y^p \frac{\partial u}{\partial y} \right] = - \rho \ddot{u}_g \quad 3$$

Remarque : Si, $P = 0$ alors \ddot{u}_g est seulement une fonction du temps.

La solution de cette équation différentielle partielle hyperbolique du second ordre est obtenue par une méthode de séparation de variables :

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} Y_n(y) X_n(t) \quad 4$$

où :

$$Y_n(y) = (\beta_n/2)^b \Gamma(1 - b) (y/H)^{b/\theta} J_{-b} [\beta_n (y/H)^{1/\theta}] \quad 5$$

$$\ddot{X}_n + 2\lambda_n \omega_n \dot{X}_n + \omega_n^2 X_n = - R_n \ddot{u}_g \quad 6$$

J_{-b} : fonction de Bessel de première sorte d'ordre $-b$

β_n : racines de $J_{-b}(\beta_n)$

$$\omega_n = \beta_n \sqrt{K/\rho/\theta} H^{1/\theta}$$

H : épaisseur de la couche

$$\lambda_n = c/2\rho\omega_n \quad \text{coefficient d'amortissement}$$

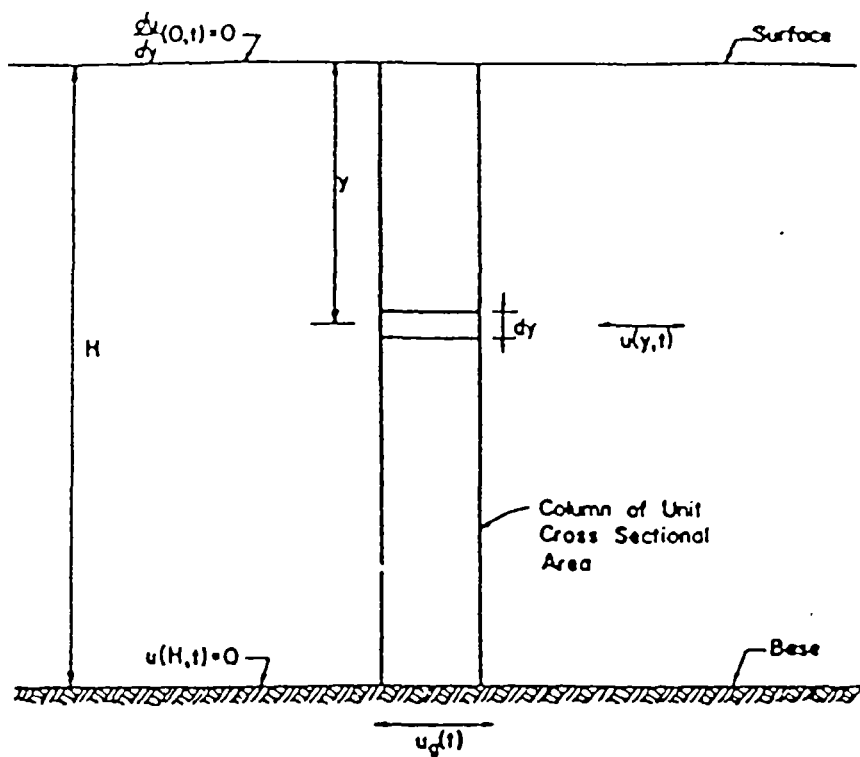
$$R_n = 1/[(\beta_n/2)^{1+b} \Gamma(1 - b) J_{1-b}(\beta_n)]$$

Γ = fonction gamma

b et θ sont des constantes liées à P par les relations :

$$\rho\theta - \theta + 2b = 0$$

$$\rho\theta - 2\theta + 2 = 0$$



Une fois $Y_n(y)$ et $X_n(t)$ déterminés, le déplacement relatif à une profondeur y est donné par l'équation 4

142 - Modèles viscoélastiques linéaires équivalents

La méthode linéaire équivalente prend en compte les non linéarités de comportement des sols de façon approchée à l'aide d'un schéma itératif permettant d'obtenir les caractéristiques (G et β) compatibles avec le niveau de déformation moyen, induit dans chaque couche.

Nous introduisons avant de présenter le modèle viscoélastique linéaire équivalent, la notion d'amortissement et de facteur de qualité.

L'amortissement

L'amortissement est une grandeur fondamentale dans l'étude des phénomènes vibratoires, en particulier au voisinage de la résonance. L'amortissement permet en effet à un système physique mis en vibration à sa fréquence de résonance, de maintenir une amplitude de déplacement limitée.

L'amortissement compte essentiellement deux termes : l'un de type visqueux lié à la viscosité intrinsèque des matériaux et dépendant de la fréquence, et l'autre dit hystérétique indépendant de la fréquence et tirant son origine de l'énergie dissipée par le matériau au cours d'un cycle de chargement.

Dans le cas des sols caractérisés par des comportements irréversibles importants à des niveaux élevés de déformation, l'amortissement est attribué à des déformations plastiques au niveau des grains constituant le sol.

Le facteur de qualité

Le facteur de qualité Q est un facteur qui mesure l'atténuation des ondes se propageant dans un milieu, du fait de l'absorption de l'énergie par amortissement. On distingue le facteur de qualité relatif aux ondes de volume P , noté Q_p , et celui relatif aux ondes S , Q_s . La différence entre Q_p et Q_s s'explique par une atténuation sensiblement différente entre les ondes P et les ondes S .

En effet, les ondes P ayant un contenu plus haute fréquence que les ondes S , sont beaucoup moins atténuées dans les couches sédimentaires. Le facteur de qualité, inversement proportionnel à l'amortissement est ainsi plus élevé pour les ondes P que pour les S .

Ce facteur peut s'exprimer en fonction de l'amortissement hystérétique par l'expression :

$$\beta = \frac{1}{2Q}$$

Dans les modèles viscoélastiques linéaires, le matériau est représenté d'un point de vue rhéologique par un ressort de raideur G et par un amortisseur de coefficient η . En plaçant ces deux éléments en parallèle, on obtient le modèle viscoélastique de Kelvin-Voigt dont la loi de comportement s'écrit :

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad 7$$

Où γ et $\dot{\gamma}$ représentent la déformation et la vitesse de déformation.

Dans ce type de modélisation, le coefficient η est en général pris constant, ce qui donne naissance à un amortissement d'origine visqueuse, en contradiction avec les données expérimentales. Pour tenir compte du comportement hystérétique du sol, il est possible d'introduire selon une procédure décrite par Jacobsen (1930), un amortissement visqueux dit équivalent permettant de ramener l'étude d'un matériau hystérétique à celui d'un matériaux viscoélastique. Dans cette procédure l'équivalence se fait sur l'égalité des énergies dissipées dans le matériau réel et, à résonance dans le modèle visco-élastique. On définit ainsi un pourcentage d'amortissement critique équivalent β .

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G_s \gamma^2 \max} \quad 8$$

où ΔW (aire de la boucle) représente l'énergie totale dissipée pendant un cycle et W l'énergie élastique emmagasinée au cours du même cycle.

L'introduction d'un module de cisaillement complexe G^* permet d'écrire la loi de comportement sous sollicitation harmonique sous la forme :

$$\tau = G^* \gamma = G^* \frac{\partial u}{\partial z} \quad 9$$

Le module G^* est fonction des caractéristiques G et β du matériau.

Le modèle de ce type le plus répandu est celui développé par Hysmer (1975) :

$$G^* = G_s [1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}]. \quad 10$$

Le principal avantage de ce type de modèle est sa simplicité. La loi de comportement s'écrit de façon équivalente à celle de l'élasticité linéaire. Il permet de calculer de façon satisfaisante les accélérations horizontales et contraintes maximales induites, tout au moins pour des profils de sol constitués de couches planes soumises à des ondes de cisaillement ascendantes à incidence verticale. Toutefois, il ne permet pas de prédire les accélérations verticales et les tassements irréversibles.

I43 - Modèles non linéaires & loi de Hujeux

La description du comportement des sols sous un chargement cyclique nécessite la détermination d'une loi prenant en compte le caractère non linéaire et les déformations irréversibles du sol.

La théorie de l'élastoplasticité permet de décrire ce comportement.

La majorité des formulations élastoplastiques sont construites à partir de l'hypothèse de partition des déformations en partie élastique et en partie plastique

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

Le problème avec de telles formulations est qu'il faut connaître le moment où les déformations plastiques apparaissent ainsi que la manière dont elles se développent.

Pour cela, on définit :

- la surface de charge (notée f) qui se note :

$$f(\sigma, \alpha) = 0$$

où σ désigne le tenseur des contraintes et α est un jeu de variables internes appelées variables d'écrouissage

- une loi d'écoulement qui définit la direction des déformations plastiques.

La surface de charge divise l'espace des contraintes en une zone plastiquement admissible :

$$f(\sigma, \alpha) < 0$$

et une zone interdite qui est le complémentaire.

D'autre part, c'est la notion de régime élastique ou plastique qui précise les relations entre la surface de charge et la loi d'écoulement :

- $f(\sigma, \alpha) < 0$ régime élastique et $\varepsilon^p = 0$
- $f(\sigma, \alpha) = 0$ et $\dot{f}(\sigma, \alpha) < 0$ régime de décharge élastique et $\varepsilon^p = 0$
- $f(\sigma, \alpha) = 0$ et $\dot{f}(\sigma, \alpha) \geq 0$ régime de charge plastique et $\varepsilon^p \neq 0$.

La loi élastoplastique utilisée dans le calcul de réponse des sols de Bénévento, est la loi dite de Hujieux qui est une loi multimécanismes avec écrouissage cinématique et qui décrit de comportement des sols sous les chargements cycliques (Aubry et al 1982, Hujieux 1985).

Les différents mécanismes mis en jeu, se répartissent de la façon suivante :

- 3 mécanismes de déformations plastiques déviatoires en déformation plane dans 3 plans orthogonaux,
- 1 mécanisme de consolidation purement volumique permettant la détermination de la déformation plastique sous un chargement isotrope.

Les équations de cette loi de comportement sont :

Pour la modélisation du domaine élastique :

Lorsque la déformation reste très faible (10^{-5}), le sol manifeste un comportement élastique non linéaire. Les déformations élastiques sont donc définies pour une loi incrémentale isotrope non linéaire. Le modèle choisi s'écrit :

$$\partial_t \varepsilon_V^e = (1/K) \partial_t p'$$

$$\partial_t \varepsilon^e = (1/G) \partial_t \sigma^D$$

avec

$$K = K_{ref} (P'/Pref)^n \quad \text{et} \quad G = G_{ref} (P'/Pref)^n$$

où :

Pref	pression de référence
Kref	module volumique élastique de référence
Gref	module de cisaillement élastique de référence
n	exposant élastique
p'	pression moyenne effective
q	déviateur de contrainte effective
ε_V^e	déformation volumique élastique
ε^e	déviateur de déformations
K	module volumique élastique
G	module de cisaillement élastique

Les paramètres G, K et n, sont fonctions de la géométrie de l'assemblage c'est-à-dire des variables d'écrouissage. Ces paramètres sont plus élevés pour les sables que pour les argiles.

Pour la modélisation du domaine plastique

Chaque mécanisme a une variable d'érouissage qui lui est propre et il y a un érouissage en densité qui est commun aux quatre mécanismes. Les variables d'érouissage des différents mécanismes sont appelés des degrés de mobilisation r_k^M , et elles sont indépendantes entre elles.

- les mécanismes déviatoires :

L'état de contrainte dans le plan du mécanisme K est défini par le centre du cercle de Mohr P_k et le vecteur S_k dont la norme représente le rayon. La loi d'écoulement de chaque mécanisme s'écrit par la donnée du vecteur de taux de déformation déviatoire plastique $(\partial_t \epsilon^p)_k$ et du taux de déformation volumique plastique $(\partial_t \epsilon_v^p)_k$:

$$\text{pour } i \text{ et } j \neq K \quad (\partial_t \epsilon^p)_{ij} = \lambda_k \cdot (\psi^{dk})_{ij}$$

$$\text{pour } i = j = K \quad (\partial_t \epsilon^p)_{km} = 0 \quad , \quad \partial_t \epsilon_v^p = \lambda_k \cdot \psi^k_v$$

où λ_k est le multiplicateur plastique du mécanisme K, et ψ^{dk} sont des tenseurs définis suivant le type de chargement :

dans le cas d'un chargement monotone

dans le plan déviatoire, on suppose que les surfaces de seuil (de charge) sont des cercles qui évoluent pendant le chargement. En chargement primaire, ces cercles sont concentriques autour de l'origine. Pour chaque mécanisme K, on normalise ces cercles par le facteur de frottement critique $F_k(p_k, \epsilon_v^p)$ et on pose :

$$p' = p_k = 1/2 (\sigma'_{ii} + \sigma'_{jj})$$

$$s_k = \begin{cases} s_{k1} = 1/2 (\sigma'_{ii} - \sigma'_{jj}) \\ s_{k2} = \sigma'_{ij} \end{cases}$$

$$s_k^* = s_k / F_k$$

Les surfaces seuils sont alors des cercles de rayon r_k et définies par :

$$f_k^M (\sigma', \epsilon_v^p, r_k^M) = \|s_k^*\| - r_k^M$$

le facteur de frottement critique est lui même défini par :

$$F_k(p_k, \epsilon_v^p) = p_k \{ 1 - b \text{Log}(p'/p_c(\epsilon_v^p)) \} \cdot \sin \phi \quad , \quad p_c(\epsilon_v^p) = p_c^0 \exp(\beta \epsilon_v^p)$$

ϕ : angle de frottement critique

β : module de compressibilité plastique (pente de la droite d'état critique)

p_c^0 : pression critique initiale

Ces trois paramètres peuvent être déduits de résultats d'essais sur le sol.

L'hypothèse de la loi associée dans le plan déviatoire normalisé permet la définition de ψ_k^d et l'expression suivante est retenue pour le facteur de dilataance/contractance ψ_k^v lorsque le chargement est monotone.

$$\psi_k^v = \sin \phi - (s_k \cdot \psi_k^d) / p_k$$

dans le cas d'un chargement cyclique :

Les cercles de surfaces seuils deviennent tangents entre eux en des points D_k tel que :

$$f_k^C(p_k, s_k, \varepsilon_v^p, r_k^C, D_k, n_k) = \|s_k^* - (D_k - n_k r_k^C)\| - r_k^C$$

$$\psi_k^v = (\sin \phi - (s_k \cdot \psi_k^d) / p_k) \alpha_k(r_k)$$

$\alpha_k(r_k^C)$ permet de partitionner le domaine de comportement du mécanisme

- domaine élastique : $0 < r_k^C < r_k^{elast}$ $\alpha_k = 0$
- domaine hystérétique : $r_k^{elast} < r_k^C < r_k^{hys}$ $\alpha_k = 0$
- domaine intermédiaire : $r_k^{hys} < r_k^C < r_k^{mob}$ $\alpha_k = [(r_k^C - r_k^{hys}) / (r_k^{mbl} - r_k^{hys})]^m$
- domaine mobilisé : $r_k^{mob} < r_k^C < 1$ $\alpha_k = 1$

Si $\alpha_k = 0$ alors il n'y a pas de variation de volume plastique et donc sur des chemins non drainés pas de variation de pression interstitielle. Ceci est le cas dans les domaines élastiques et hystérétiques.

Si $\alpha_k = 1$ la loi de dilataance de Roscoe généralisée est prise en compte, ce qui est le cas au delà du domaine mobilisé.

Dans le domaine mobilisé la valeur de α_k est interpolée entre 0 et 1.

les mécanismes isotropes :

Le mécanisme isotrope est un mécanisme qui ne concerne que la partie isotrope du chargement et a comme variables d'écrouissage la déformation plastique volumique et le degré de mobilisation du mécanisme.

Ce mécanisme complète l'incapacité des mécanismes déviatoires à produire les déformations plastiques dans le cas des chargements isotropes (quand le déviateur est nul).

La fonction seuil monotone correspondante est :

$$f_4 = |p| - r_4^m d p_c$$

où d est un paramètre qui prend en compte la distance à la droite de consolidation vierge de la droite critique

la fonction de charge cyclique s'écrit :

$$f_4^C = |p \cdot (r_4^h - n_4^h r_4^C) d p_c| - r_4^C d p_c$$

les degrés de mobilisation du mécanisme isotrope obéissent à une loi hyperbolique de la forme :

$$\partial_t r^m_4 = \lambda_k^P (1 - r^m_4)^2 / c^m$$

$$\partial_t r^c_4 = \lambda_k^P (1 - r^c_4)^2 / c^c$$

En ce qui concerne les variations de volume plastique attachées à ces mécanismes on fait l'hypothèse d'une loi associée :

$$(\partial_t \varepsilon_{ij}^P)_4 = \lambda_4^P \partial_{\sigma_{ij}} f_4 = \pm \lambda_4^P / \beta$$

ce qui permet d'évaluer directement la valeur du multiplicateur plastique pour ce mécanisme :

$$(\partial_t \varepsilon_v^P)_4 = \pm \lambda_4^P$$

CHAPITRE II

BENEVENTO

PROJET DE MICROZONAGE SISMIQUE

II - BENEVENTO - PROJET DE MICROZONAGE SISMIQUE

La Commission de la Communauté Européenne contribue au financement d'un programme de recherche ayant pour objectif la définition et la prise en compte du risque en vue du microzonage sismique de l'agglomération de Bénévento, en Italie du Sud.

Dans le cadre de ce vaste projet d'études, le Bureau de Recherches Géologiques et Minières s'est vu chargé, en collaboration avec d'autres équipes Européenne, des études néotectoniques, de modélisation du comportement des sols, et du microzonage proprement dit.

III1 - Organisation du projet

III11 - Les objectifs

Ce programme de recherche qui a débuté en 1989 et qui devrait se conclure à la fin de l'année 1992 prévoit l'obtention des résultats suivants :

- une évaluation de l'aléa sismique pour l'agglomération de Bénévento,
- l'acquisition d'éléments pour l'évaluation de la vulnérabilité de la ville de Bénévento et de son agglomération,
- la définition d'une méthodologie pour la quantification du risque sismique pour une ville de moyenne dimension.

III12 - Les institutions participant au projet

Organisations Italiennes

- Institut de Géophysique du CNR de Milan
- Département de Physique de l'Université d'Aquila
- Département de Physique et Vulcanologie de l'Université de Naples
- Département des Sciences de la Terre de l'Université de Naples
- Institut Technique
- Université de Trieste
- Institut des Sciences de la Terre de l'Université de Catane
- Service Sismique National de la Présidence du Conseil des Ministres de Rome

Organisations Françaises

- Bureau de Recherches Géologiques et Minières de Marseille
- Bureau de Recherches Géologiques et Minières de Orléans
- Géotecsis et le Laboratoire de Géologie structurale de l'Université de Montpellier
- CETE Méditerranée de Nice
- Laboratoire central des Ponts et Chaussées de Nice
- Laboratoire central des Ponts et Chaussées de Paris
- Institut de Physique du Globe de l'Université de Paris
- Institut de Recherches Interdisciplinaires en Géologie et Mécanique de Grenoble

Organisations Espagnoles

- Université de Grenade
- Institut Géographique National - Service de Géophysique de Madrid
- Département de Politique territoriale - Service Géologique de Barcelonne

II2 - Aspects sismotectoniques

II21 - Contexte Géologique général

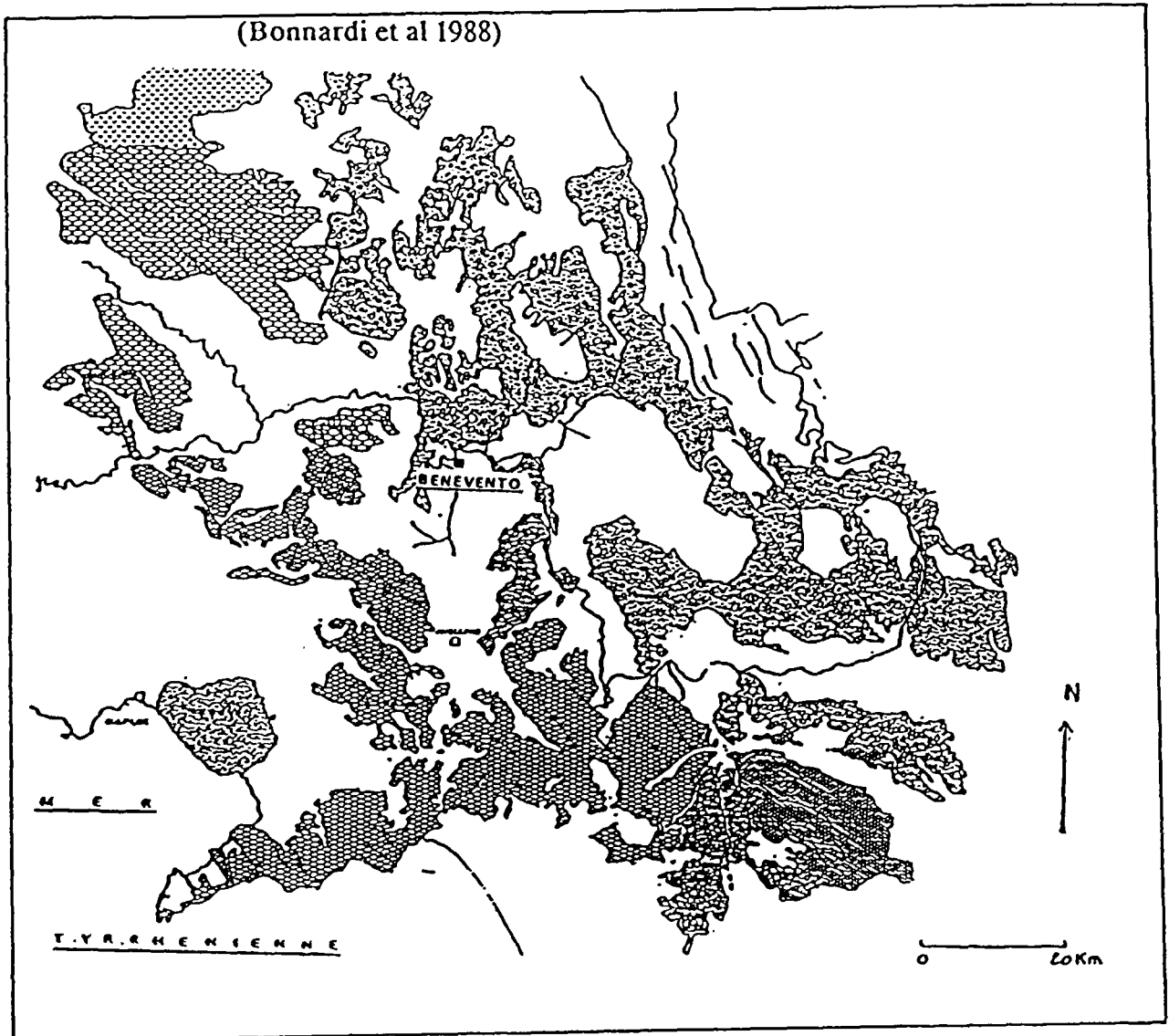
Le secteur d'étude appartient à l'Apenin méridional. Celui-ci est constitué par un empilement de nappes et résulte comme l'ensemble de la chaîne Apenninique du rapprochement des plaques Africaines et Européennes. Globalement son édification est la conséquence de la convergence et la collision des blocs Apuliens à l'Est et Thyrrhéno-corso-sarde à l'Ouest par l'intermédiaire d'un mécanisme de subduction.









Dans la région de Bénévento on distingue plusieurs grandes unités structurales :

- des nappes de matériel rigide (pour l'essentiel calcaires et dolomies d'âge Mésozoïque) affleurant en plusieurs massifs, formant les points culminants du relief (Monté Avella, Taburno, Compasuro-Matèse, Picentini) et correspondant aux unités Matèse-Montemaggiore et Monts Picentini-Taburno
- des nappes de matériel plus plastique (flyschs, argiles) en partie d'âge Mésozoïque à Cénozoïque (unité de l'Angonegro I et II, unité Sicilide)
- des formations Miocènes et Pliocènes (argiles, grès, conglomérats) syntectoniques et également déplacées tangentielllement.
- des formations autochtones représentées par le plio-quadernaire.

La figure 8 représente le schéma structural de la région de Bénévento

Figure 8 : " Schéma structural de la région de Bénévento "
 (d'après la carte géologique de l'Apenin méridional
 au 1/250 000)

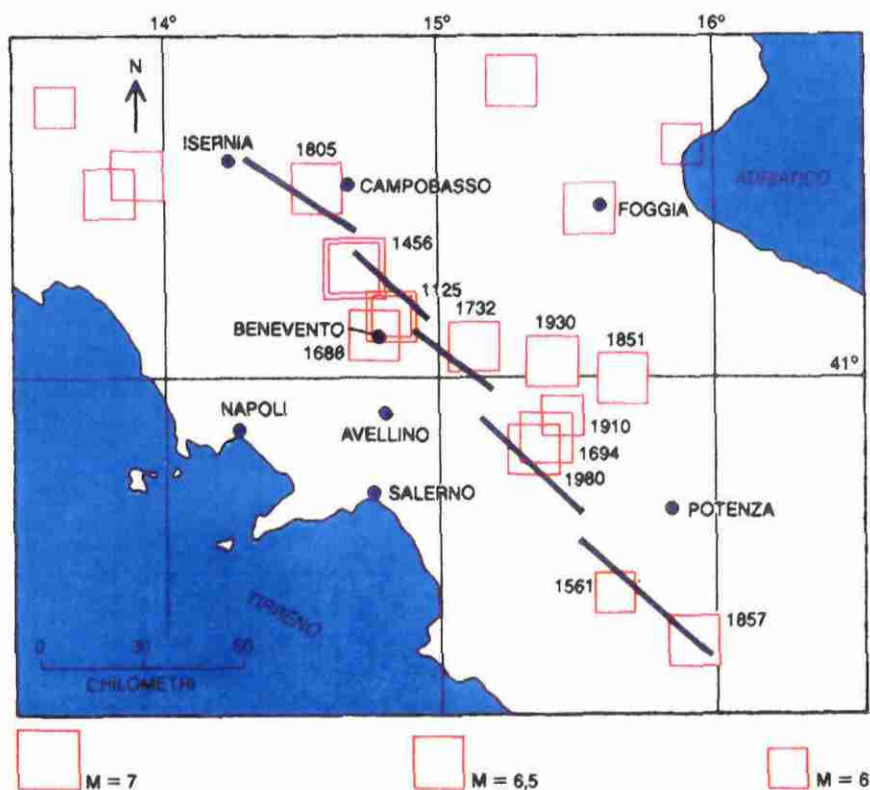


-  Néogène et Quaternaire
-  Edifices volcaniques
-  Unité Molisane
-  Unité Matese-Maggiore
-  Unité Lagonegro II
-  Unité Marzano
-  Unité Picentini-Taburno
-  Unité Sicilide

II22 - Choix du site

Le choix du secteur de Bénévento pour l'établissement d'un microzonage sismique a été guidé en grande partie par la connaissance actuelle de la sismicité de l'Italie du Sud (données instrumentales et historiques). En effet, on a constaté que l'Apenin méridional était caractérisé par un remarquable alignement de séismes d'Intensité supérieure ou égales à VIII : en 1456, 1561, 1694, 1702, 1805, 1732, 1857, 1930, et le dernier séisme important est celui d'Irpinia qui date du 23 Novembre 1980. Les épicentres de tous ces séismes se situent dans une bande de 40 kilomètres de large orientée suivant l'axe général de la chaîne Apenninique.

La figure 9 donne une représentation schématique des épicentres de ces séismes



La répartition spatio-temporelle de ces événements majeurs a conduit Scarpa et Zollo (1985) à supposer l'existence d'un *GAP* au nord-ouest de la zone de rupture du séisme de 1980. Cette région "en sommeil" depuis 1688 correspond à notre secteur d'étude : le secteur de Bénévento.

L'article de Scarpa et Zollo (1983) est présenté en annexe 1

II23 - Résultats de l'étude néotectonique

L'étude néotectonique a consisté tout d'abord en l'examen du secteur au niveau géologique et géomorphologique et ce, en tenant compte des enseignements tirés du séisme de l'Irpinia de 1980.

En effet, ce séisme dont les effets se sont fait ressentir jusqu'à Bénévento, a été abondamment étudié, car présente l'intérêt majeur d'avoir provoqué des ruptures de surface dont certaines permettent de localiser la faille active du séisme. On peut ainsi faire des comparaisons entre l'expression géomorphologique et géologique d'une telle faille et des failles à jeu quaternaire des secteurs voisins de l'Apenin méridional.

Le but d'une telle étude néotectonique est de déterminer les failles qui peuvent s'avérer être actives dans le futur proche.

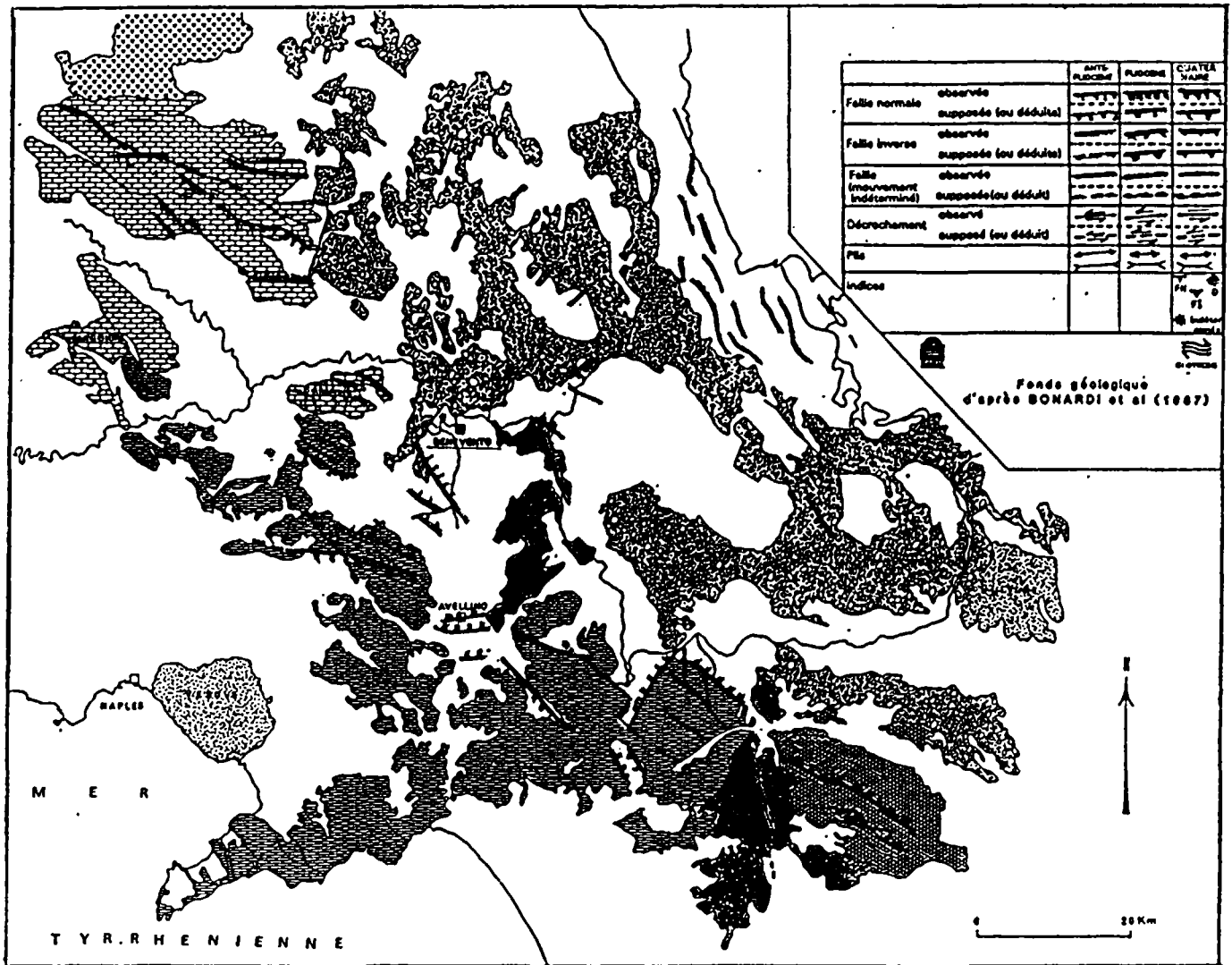
A ce titre, il faut noter que l'ensemble des documents existants (cartes structurales, schémas néotectoniques établis, cartes néotectoniques d'Italie au 1/500 000 (CNR, 1983)) mettent en évidence deux directions principales de failles :

- les failles Nord-Ouest - Sud-Est dites "Apenniniques"
- les failles Nord-Est - Sud-Ouest dites "Anti-Apenniniques"

L'analyse des différents indices de mouvements récents (Plio-quaternaires) et l'étude de l'évènement de 1980, permettent de penser que ce sont les failles dites Apenniniques qui seraient préférentiellement actives au Plio-quaternaire et à l'époque actuelle.

La figure 10 (page suivante) présente les aspects néotectoniques de la région de Bénévento

Figure 10: " carte néotectonique de la région de Bénévento "

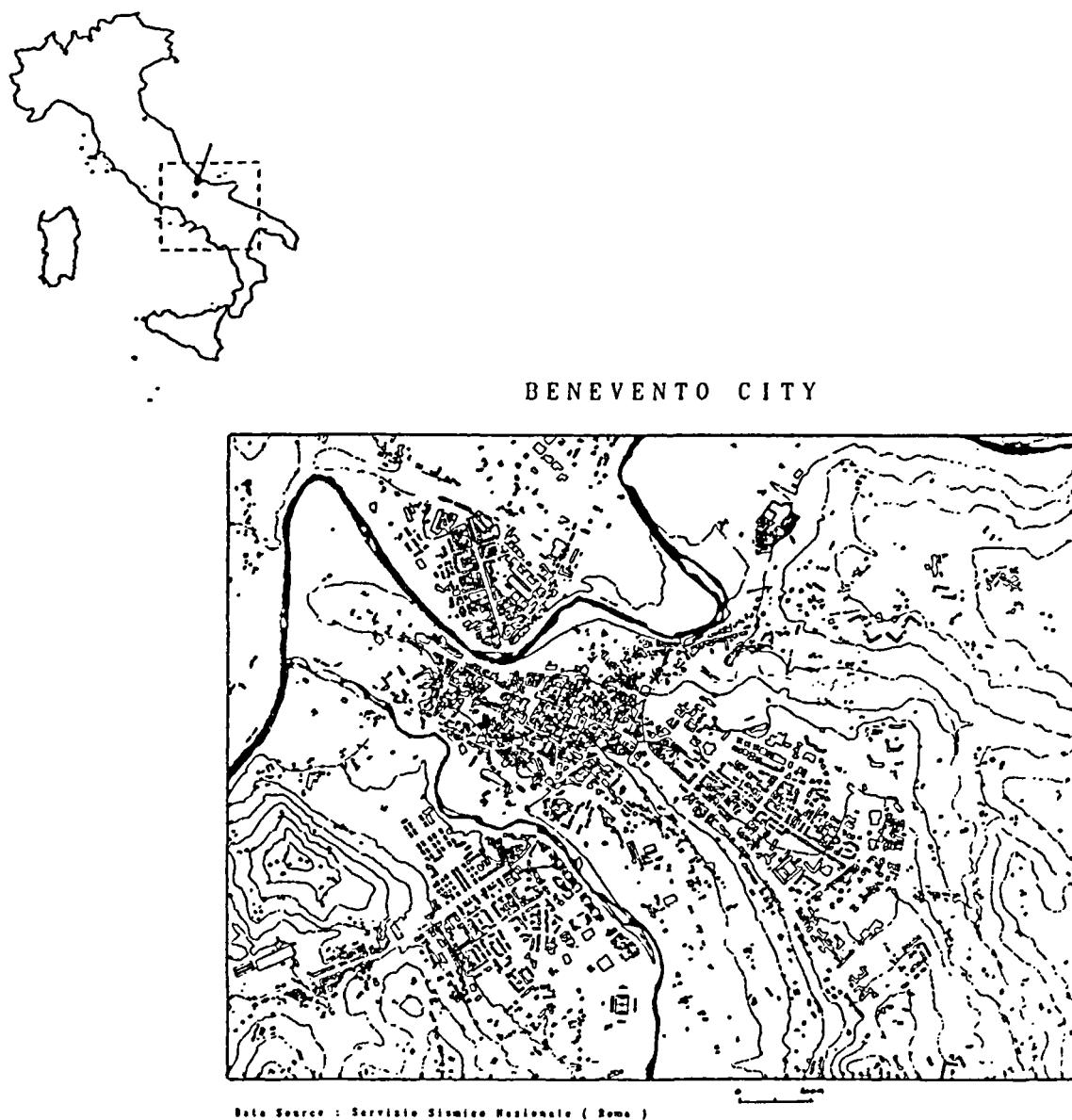


II3 - Caractérisation du site

II31 - Le site

La ville de Bénévento se situe en Italie du Sud à quelques kilomètres au Nord-Ouest de Naples à la confluence de deux rivières : le Sabato et la Calore. Cette ville de moyenne dimension compte environ 62 600 habitants.

Figure 11 : " Zone sélectionnée pour le microzonage sismique "



II32 - Aspects géologiques

II321 - Géologie générale

La région de Bénévento est constituée par une dépression tectonique remplie par des dépôts pliocènes et quaternaires, déformés par des mouvements tectoniques cénozoïques.

La succession des différentes unités géologiques rencontrées est :

- l'unité dite de Lagonegro

On distingue dans cette unité deux faciès lithologiques : un faciès de marnes argileuses et un faciès de marnes calcaires.

L'ensemble de cette unité possède une structure très désorganisée et l'on peut même y trouver de gros blocs de calcaire isolés (de l'ordre de 10^2 à 10^3 m³).

- l'unité dite d'Altavilla

Cette unité est composée par d'épaisses couches gréseuses légèrement cimentées et des conglomérats dans lesquels on trouve de fines couches d'argiles et de marnes argileuses.

- l'unité dite d'Ariano

Le conglomérat qui prédomine dans cette unité, se trouve interstratifié au Nord avec du sable et des argiles et laisse la place à l'Ouest de Bénévento à des argiles et des marnes argileuses.

Cette formation déposée au Pliocène possède une structure très régulière et présente des couches de plusieurs centaines de mètres.

- les dépôts alluvionnaires du Riss

Ces dépôts sont caractérisés par des conglomérats massifs à blocs hétérométriques et polygéniques. Ils possèdent un ciment calcaire qui leur confère une certaine consistance.

- les dépôts fluviaux lacustres

Ces dépôts sont présents au Sud-Est de la zone étudiée et sont souvent composés de sédiments graveleux interstratifiés avec des couches de sables, de silts, et d'argiles.

- dépôts alluvionnaires graveleux-sableux

Ceux-ci sont composés de sables et de blocs hétérométriques et forment des terrasses d'une vingtaine de mètres tout le long de la vallée de la Calore et du Sabato.

- dépôts alluvionnaires récents

Les dépôts alluvionnaires récents de la Calore et du Sabato sont composés de sables et de blocs hétérométriques polygéniques. Ces dépôts se présentent sous forme de terrasses d'environ huit mètres de haut.

- dépôts continentaux récents

Ces dépôts sont composés de silts et d'argiles provenant de l'altération des matériaux pyroclastiques.

La figure 11 ci-dessous représente la carte géologique de la région de Bénévento



Data Source: M. Romito (A.C. Benevento), E. Lentini (I.G.L. Milano),
T. Pescatore (D.S.T. Napoli)

- **RECENT AND PRESENT ALLUVIONAL DEPOSITS:**
sands, eievometric and polygenic pebbles,
pyroclastic deposits (Vesuvian eruption)
- **RECENT AND PRESENT ALLUVIONAL DEPOSITS:**
sands, eievometric and polygenic pebbles,
pyroclastic deposits (Vesuvian eruption)
- **TERRACED GRAVELLY SANDY ALLUVIONAL DEPOSITS:**
sands and pebbles, Ignimbrite Campana
- **FLUVIAL LACUSTRINE DEPOSITS:**
gravelly and sandy deposits with limonitic
and manganese patinas (after Riss)
- **RISSIAN ALLUVIONAL DEPOSITS:**
conglomerates (calcareous pebbles) (Riss)
- **ARIANO UNIT:**
conglomerates (sandstone pebbles)
(Middle Pliocene)
- **ARIANO UNIT:**
sandstone (Middle Pliocene)
- **ARIANO UNIT:**
clay (Middle Pliocene)
- **LACONECRO UNIT:**
marly, clayey facies (Upper Cretacic -
Lower Miocene)

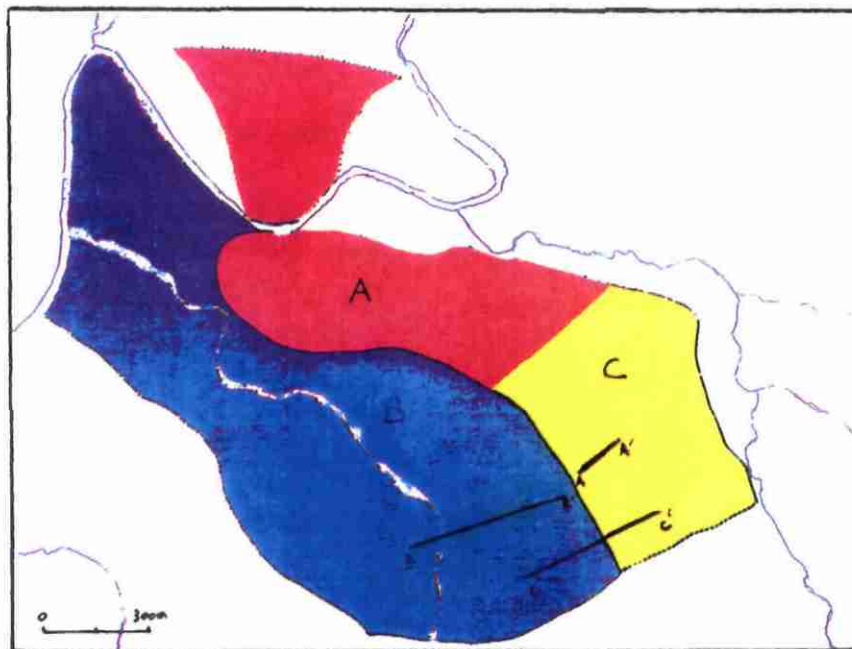
II322 - Géologie locale

Au sein de l'agglomération de Bénévento, le sous sol peut être classé en trois types de formations différentes :

- les alluvions anciennes (du Riss) formées par des conglomérats, et regroupées dans la zone A
- les dépôts fluviaux lacustres fréquemment alternés avec des conglomérats, appartenant à la zone C
- les argiles du Pliocènes de l'unité Ariano, déterminant la zone B

Les deux premières formations sont localisées sur une grande partie de la ville de Bénévento, tandis que les argiles pliocènes prédominent au Sud de la ville.

La figure 12 ci-dessous présente la situation géographique de ces différentes formations.



Data Source: F. Vinale (I.T.F.C.T. Napoli)



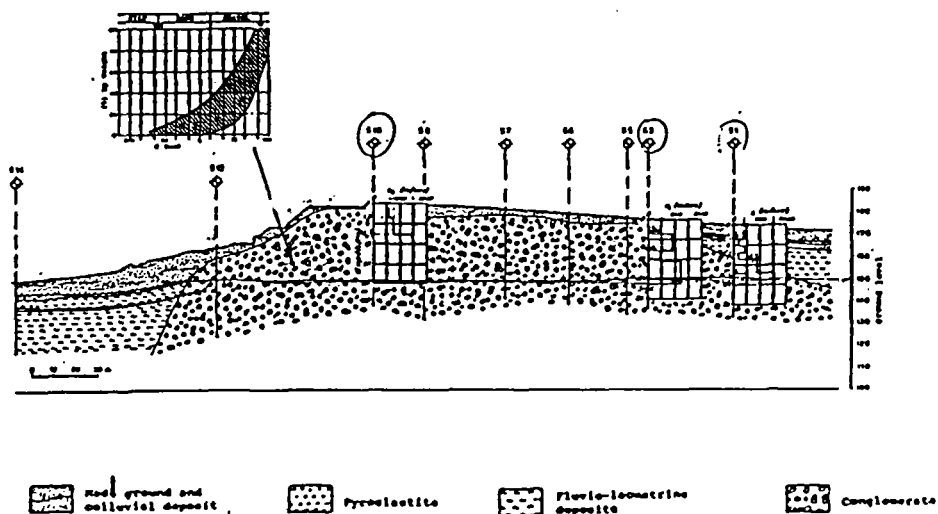
Le " made ground ", les alluvions récentes et les dépôts pyroplastiques sont aussi présents au niveau de Bénévento mais en très petite quantité.

- Le made ground est présent au niveau de la vieille cité et peut atteindre 10 mètres d'épaisseur.

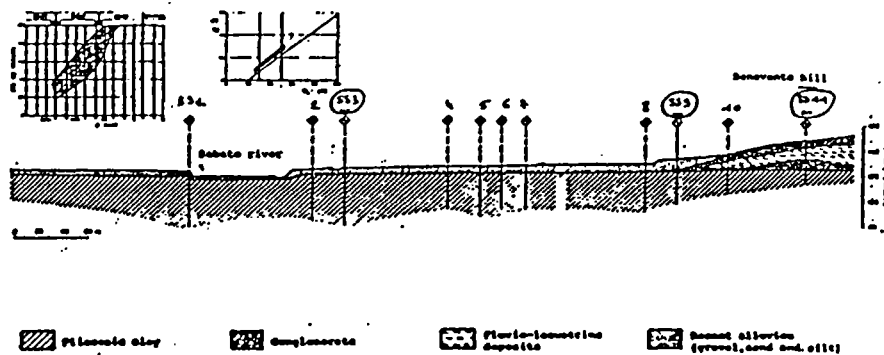
- les alluvions récentes sont présentes dans la vallée délimitant la ville. Elles sont formées par des graves et des blocs de tailles variables, souvent intercalés avec du sable fin. Leur épaisseur peut varier de deux à huit mètres.

- les pyroplastites sont un peu présents partout, souvent de manière discontinue du fait de leur grande érodabilité. On les trouve en épaisseur modérée (inférieure à cinq mètres). D'un point de vue lithologique on peut y distinguer deux types de matériaux différents : les cendres volcaniques (sables fins) produit par l'activité du volcan de Phlegrean fields (il y a 35 000 ans), et des roches volcaniques (sables grossiers) résultant de l'activité du Vésuve (il y a 3 800 ans).

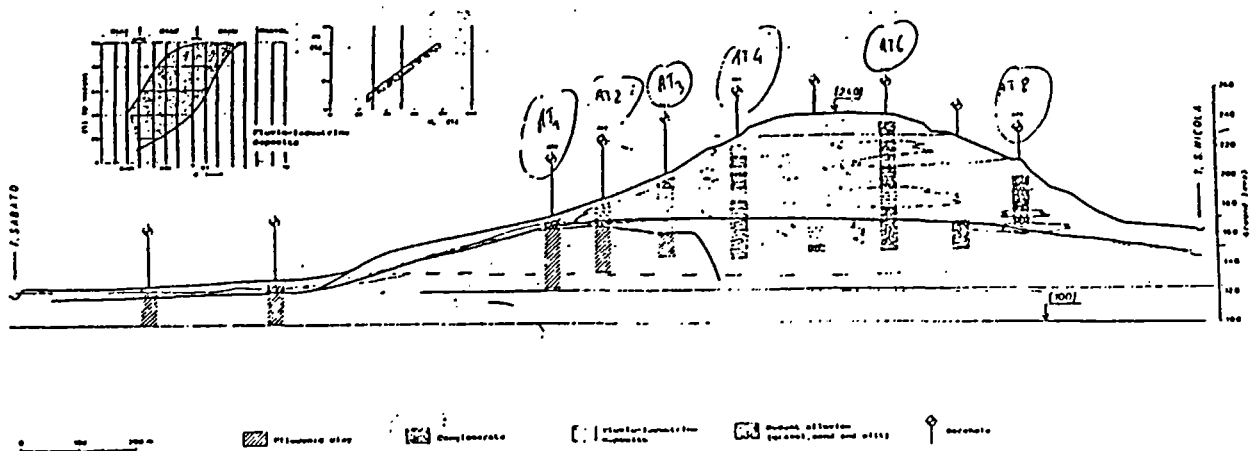
La coupe A-A' (voir figure 11) présentée ci-dessous montre que le sous sol au niveau de cette zone est entièrement constitué par du conglomérat présentant des degrés de cimentation différents selon la profondeur, et recouvert par de fines couches de pyroclastites et de made ground.



La coupe B-B' (voir figure 12) présentée ci-dessous montre que le sommet de l'épaisse formation d'argile est recouvert par une faible épaisseur (inférieure à huit mètres) de dépôts alluvionnaires récents. On constate par ailleurs, que la morphologie du sous sol est très régulière et homogène.



La coupe C-C' montre quant à elle une stratigraphie typique de cette partie de la ville. En effet, on observe une alternance irrégulière de conglomérats et de dépôts fluviolacustres fins. On constate aussi un très net changement des conditions du sous sol depuis la vallée jusqu'au sommet de la colline de Bénévento. Ce changement abrupt est probablement dû à une faille.



II33 - Campagne de reconnaissance

Le but de cette campagne de reconnaissance des sols, était de collecter le maximum d'informations possibles afin de connaître les conditions géomécaniques du sous sol dans la zone étudiée, notamment dans l'optique des modélisations numériques du comportement non élastique des sols.

La complexité du sous sol "de Bénévento", du fait du grand nombre de formations différentes, a rendu très difficile les reconnaissances.

II331 - Les essais in situ

200 forages limités en profondeur à moins de 30 mètres et inégalement distribués sur tout le territoire ont été réalisés.

De plus, la reconnaissance in situ a consisté en la réalisation de quelques essais de pénétration dynamique (CPT & SPT) et de quelques essais down-hole effectués dans certains forages à une profondeur maximum de 40 mètres.

II332 - Les essais de laboratoire

Les propriétés physiques et mécaniques des sols ont été déterminés en laboratoire par la batterie des essais standards, sur quelques 50 échantillons intacts (non remaniés).

II34 - Résultats de la campagne de reconnaissance

II341 - La nappe phréatique

Ce sont, le Sabato et la Calore, délimitant la ville qui déterminent le niveau de la nappe phréatique.

II342 - Caractéristiques des différentes formations

Les conglomérats

La caractérisation géotechnique des conglomérats présents sur le site de Bénévento est rendue difficile du fait de :

- la variation considérable de la taille des éléments (certains d'entre eux peuvent atteindre un diamètre métrique).
- la présence de silt argileux en lentille ou même en couche.
- la variation extrêmement rapide du degré de cimentation qui peut être quasiment nul à certains endroits et particulièrement fort à d'autres.
- l'influence de la matrice fine sur les propriétés mécaniques du matériau non cimenté.

De tels matériaux rendent le prélèvement d'échantillons intacts quasiment impossible du fait des perturbations que peuvent créer les forages. Ces formations sont fréquemment surmontées par une légère couche de matériaux graveleux. L'analyse granulométrique présentée au niveau de la coupe A-A' montre cette large variation de granulométrie dans ce conglomérat.

Les argiles bleues, marines, du Pliocène

Ces argiles sont constituées par des silts argileux raides de plasticité moyenne, homogènes. L'épaisseur estimée de cette formation est de plusieurs dizaines de mètres. Cette formation se caractérise par sa grande homogénéité.

Les dépôts fluvio-lacustres récents

Au niveau de la colline dite de Bénévento, ces dépôts fluvio-lacustres alternent avec les conglomérats. Ils sont principalement formés par des "fines" (sables silteux ou silts argileux) de moyenne à haute plasticité et souvent caractérisés par la présence de matières organiques. L'épaisseur des couches de cette formation varie de quelques décimètres à plusieurs dizaines de mètres.

Les dépôts pyroclastites

Ces dépôts sont caractérisés dans le secteur étudié par une légère plasticité, un poids volumique faible et une grande porosité.

II343 - Résultats des essais down-hole

Les essais down-hole ont été essentiellement réalisés au niveau des conglomérats. Les résultats témoignent d'une forte variation du module de cisaillement G au sein même de cette formation, et ce, à cause de l'hétérogénéité du degré de cimentation. La détermination d'une loi générale de variation de G en fonction de la distorsion est donc impossible pour ces matériaux.

Des mesures de V_s ont été également réalisées dans de modestes couches de silts des formations fluvio-lacustres, ce qui a permis une estimation du module de cisaillement G_{max} .

Les caractéristiques de déformabilité des argiles du Pliocène et des pyroclastites ont été estimées en utilisant les résultats d'essais triaxiaux monotones et cycliques sur des sols de même caractéristiques physico-mécaniques.

Le tableau n° 1 présente le poids volumique et le module de cisaillement maximum estimés pour chacun des matériaux présents sur le site étudié.

tableau n° 1 : G_0 et γ pour les différents matériaux

Soil Type	G_0 [MPa]	γ [kN/m ³]
Pliocenic clay	200-400	20
Cemented conglomerate	4500-5500	23
Uncemented dense conglomerate	1500-2000	22
Loose conglomerate and recent alluvium	400-600	20
Fine fluvio-lacustrine deposit	50-100	19
Pyroclastite	50-100	17

Figure 12 : " Variation du module de cisaillement en fonction de la distorsion pour les pyroclastites et pour les argiles du Pliocène "

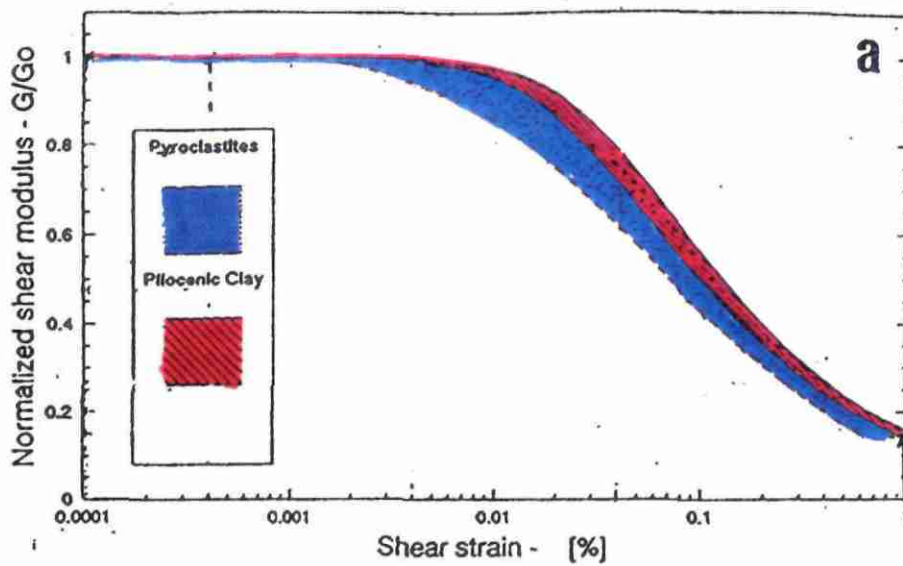
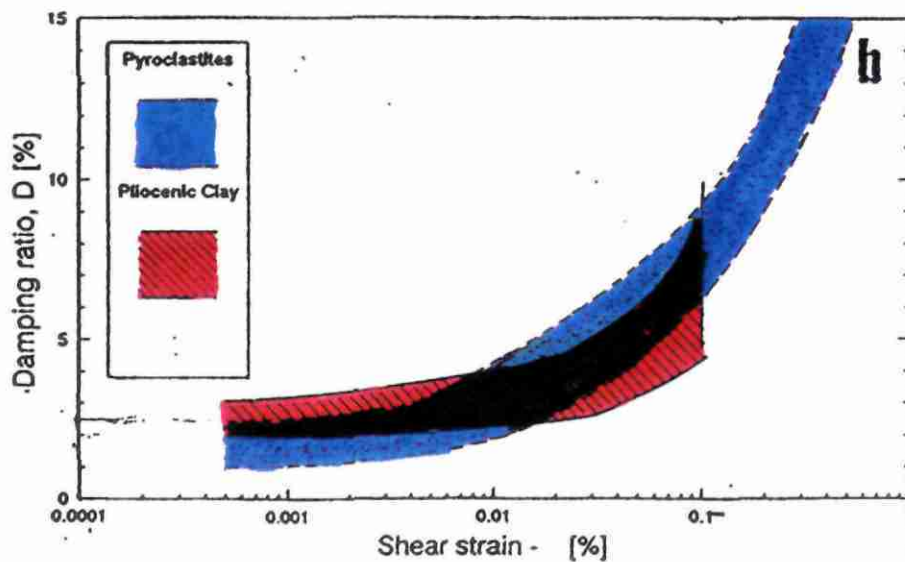


Figure 13 : " Variation du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour les pyroclastites et les argiles du Pliocène "



CHAPITRE III

ETUDES ET MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS

III - ETUDES ET MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS

A partir d'un modèle monodimensionnel de profils de sols, différents calculs ont été réalisés en considérant tout d'abord que les matériaux obéissaient à un comportement élastique parfaitement linéaire, puis viscoélastique linéaire équivalent, et en dernier lieu élastoplastique.

C'est le code de calcul "shake" qui nous a permis d'évaluer la réponse des sols, soumis à des ondes de cisaillement, et répondant à des comportements linéaire et linéaire équivalent.

Le code de calcul "gedyn" nous a permis de prendre en compte la non linéarité du comportement des sols.

III1 - Les critères de référence

III11 - Choix du séisme de référence

Pour toute étude de microzonage sismique, la détermination du séisme de référence c'est-à-dire le séisme le plus vraisemblablement envisageable, est une étape très importante et surtout très délicate. En effet, une fois ce séisme déterminé, on cherchera, au niveau des données instrumentales disponibles, des phénomènes dont les caractéristiques (magnitude, intensité, distance épacentrale) sont les plus proches possibles de celui que l'on veut simuler. Ceci permettra de modéliser le comportement des sols à partir d'accélérogrammes réels.

Ainsi, en 1989, un programme de recherche a été lancé (programme Teresa) ayant pour objectif l'évaluation de la période de retour des événements sismiques, en fonction de leur intensité. Ce programme a permis l'obtention des résultats suivants :

- La période de retour moyenne d'un événement d'intensité VIII MCS est de 61 ans plus ou moins 23 ans;
- Celle d'un séisme d'intensité VIX MCS est de 160 ans plus ou moins 57 ans;
- Et pour un séisme d'intensité X MCS cette même période de retour est de 575 ans plus ou moins 142 ans.

Remarque :

On trouvera en annexe 2 un tableau comparatif des différentes échelles d'intensité utilisées.

L'intensité du séisme de référence

Compte tenu de ces résultats, de "l'histoire sismique" de Bénévento (une grande partie de la ville a été complètement détruite en 1694 par un séisme d'intensité X), et des résultats de l'étude néotectonique, le choix s'est porté sur une intensité épiscoptrale de X MCS pour représenter l'intensité du séisme de référence.

la distance épiscoptrale

Compte tenu de l'étude néotectonique qui met en évidence de potentielles sources sismiques proches de Bénévento, on a supposé que ce séisme de référence était généré près du centre même de la ville, à une distance épiscoptrale de 10 Km.

la magnitude du séisme de référence

Une fois l'intensité et la distance épiscoptrale évaluées, des relations empiriques permettent de déterminer la magnitude de référence. La relation qui a été utilisée pour ce projet, est celle de Karnik (1969) :

$$M = 0,5 * I_0 + \log H + 0,35$$

où M magnitude du séisme
H distance épiscoptrale
I₀ intensité du séisme

Dans le cas de l'Italie du sud, cette relation est réduite à :

$$M = 0,51 * I_0 + 1,0$$

Ce qui nous donne avec la valeur de I₀ estimée précédemment une magnitude proche de 6,5.

conclusion

Le séisme considéré comme évènement de référence est un séisme de magnitude 6,5 et d'intensité épiscoptrale X. On considère par ailleurs, que l'épicentre est situé en un point du cercle de rayon 10 Km et de centre Bénévento. L'atténuation est supposée circulaire depuis la source jusqu'à Bénévento.

III12 - Choix du mouvement de référence

la loi d'atténuation

Tento et al (1990), ont déterminé en utilisant l'ensemble des accélérogrammes enregistrés sur le territoire Italien, la loi d'atténuation suivante :

$$\ln \text{PGA} = b_1' + b_2 M + b_3 \ln(H+c)$$

où

M magnitude du séisme
H distance épacentrale

La valeur de PGA obtenue pour notre séisme de référence, en considérant une valeur de c égale à 20 Km, est de 0,175 g

les accélérogrammes choisis

Le tableau n° 2 présente les différents accélérogrammes qui ont été sélectionnés pour l'étude de réponse de sols. Seuls ceux marqués d'une croix ont été utilisés.

rec.	comp	Station	site	Pga	dist.	MI	earthquake
640	ns	Auletta	—	54.	23.	6.5	Irpinia 23/11/80
×869	ns	Roccamonfina	2	35.	50.	5.1	Lazio-Abruzzo 7/5/84
×156	we	Buia	2	89.	10.	6.1	Friuli 15/9/76
×164	we	Codroipo	2	37.	41.	6.0	Friuli 15/9/76
×618	we	Arienzo	0	33.	77	6.5	Irpinia 23/11/80
640	we	Auletta	—	57.	23.	6.5	Irpinia 23/11/80
×655	we	San Severo	2	21.	102.	6.5	Irpinia 23/11/80
×917	we	Cassino-Sant'Elia	2	109.	24.	5.1	Lazio-Abruzzo 7/5/84
(629	we	Sturno	0	310.	35.	6.5	Irpinia 23/11/80)

III13 - Choix du site de référence

Pour évaluer la réponse d'un sol à une sollicitation sismique, il faut connaître l'évolution spatiale du champ sismique incident. Cela n'est réellement possible que si la source est intégrée dans la modélisation du problème (Bouchon, 1979). L'intégration de la source est théoriquement possible, mais entraîne des coûts de calcul élevés et en particulier lorsque le foyer du séisme est loin de la zone étudiée. C'est la raison pour laquelle on suppose connu, en pratique, le champ sismique seulement en quelques points appelés points de contrôle.

A Bénévento un site unique a été choisi pour représenter le site de référence ou point de contrôle.

Ce site est constitué par une superposition de 3 couches de sols qui s'organisent depuis la surface vers la profondeur de la façon suivante:

- Une couche de remblai (made ground) d'épaisseur $h = 1,8$ m et de vitesse d'ondes de cisaillement $V_s = 200$ m/s
- Une couche de conglomérat lâche d'épaisseur $h = 4,5$ m et de $V_s = 580$ m/s
- Une couche de conglomérat dense d'épaisseur $h = 7,5$ m et de $V_s = 740$ m/s

Le tout surmontant un conglomérat cimenté pris comme le rocher sain.

La déconvolution des accélérogrammes retenus, par rapport à ce site de référence, permet pour chacun d'entre eux d'obtenir le champ sismique incident de référence servant de base au calcul de la réponse sismique des différentes colonnes de sols présentées dans le paragraphe suivant.

En effet, une méthode très couramment utilisée en génie parasismique, consiste à évaluer la réponse du sol soumis à une onde P ou S à propagation verticale. Ainsi, dans le cas d'une stratification horizontale, cette méthode simplifiée conduit à un mouvement identique en chaque point de la surface.

III14 - Les colonnes de sols de référence

Différents sites ont été sélectionnés de façon à représenter au mieux la zone géotechnique dans laquelle ils appartiennent.

Ces sites se répartissent dans les différentes zones de la façon suivantes :

- 3 sites en zone A : BH7, BH17/3, BH17/4
- 3 sites en zone B : SS3, SS9, SS11
- 9 sites en zone c : S1, S3, S10, AT1, AT2, AT3, AT4, AT6, AT8

La description géologique et géométrique de chacun de ces sites est donnée en page suivante.

Zone a

identification: BH7 - H ₂₀₀ = 2.2 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
2.2	2.2	silt
5.0	2.8	loose cong.
7.5	2.5	cemented cong.
11.5	4.0	loose cong.
20.5	9.0	cemented cong.
25.0	4.5	loose cong.
32.0	7.0	cemented cong.
40.0	8.0	loose cong.

Zone a

identification: BH17/4 - H ₂₀₀ = 7.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
3.0	3.0	made ground
7.0	4.0	pyroclastite
14.0	7.0	loose cong.
19.0	5.0	cemented cong.

Zone a

identification: BH17/3 - H ₂₀₀ = 10.5 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
4.8	4.8	made ground
8.0	3.2	silt 2
10.5	2.5	loose cong.
13.0	2.5	silt 2
17.2	4.2	cemented cong.
20.0	2.8	silt 3

Zone b

identification: SS3 - H ₂₀₀ = 3.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
3.0	3.0	recent alluvium
6.0	3.0	loose cong.
206.0	200.0	pliocenic clay

Zone b

identification: SS9 - H ₂₀₀ = 7.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
7.0	7.0	recent alluvium
10.0	3.0	loose cong.
210.0	200.0	pliocenic clay

Zone b

identification: SS11 - H ₂₀₀ = 8.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
7.0	7.0	loose cong.
15.0	8.0	silt
24.0	9.0	loose cong.
224.0	200.0	pliocenic clay

Zone c

identification: S3(*) - H ₂₀₀ = 1.6 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
1.6	1.4	made ground
6.0	4.4	loose cong.
14.0	8.0	uncemented cong.
18.0	4.0	loose cong.
29.0	11.0	cemented cong.
40.0	11.0	loose cong.

(*) velocity values taken from fig. 19

Zone c

identification: S10(*) - H ₂₀₀ = 1.8 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
1.8	1.8	made ground
6.3	4.5	loose cong.
13.8	7.5	uncemented cong.
33.0	19.2	cemented cong.

(*) velocity values taken from fig. 19

Zone c

identification: AT1 - H ₂₀₀ = 2.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
2.0	2.0	made ground
8.0	6.0	loose cong.
208.0	200.0	pliocenic clay

Zone c

identification: S1(*) - H ₂₀₀ = 7.6 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
4.8	4.8	made ground
6.0	1.2	pyroclastite
9.0	3.0	made ground
12.5	3.5	silt 3
15.5	3.0	silt
21.5	6.0	uncemented cong.
33.0	11.5	cemented cong.

(*) velocity values taken from fig. 19

Zone c

identification: AT2 - H ₂₀₀ = 17.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
2.0	2.0	made ground
17.0	15.0	silt
217.0	200.0	pliocenic clay

Zone c

identification: AT6 - H ₂₀₀ = 24.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
2.0	2.0	made ground
13.0	11.0	loose cong.
16.0	3.0	silt
= 25.0	9.0	loose cong.
= 32.0	7.0	silt
= 45.0	13.0	uncemented cong.
= 57.0	12.0	silt
= 83.0	26.0	cemented cong.

Zone c

identification: AT4 - H ₂₀₀ = 26.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
2.0	2.0	made ground
12.0	10.0	silt
18.5	8.5	loose cong.
21.5	3.0	silt
24.5	3.0	uncemented cong.
27.0	2.5	silt
31.0	4.0	uncemented cong.
39.0	8.5	silt
74.5	35.0	cemented cong.

Zone c

identification: AT8 - H ₂₀₀ = 28.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
2.0	2.0	made ground
18.0	16.0	silt
32.0	14.0	loose cong.
36.0	4.0	silt
40.0	4.0	uncemented cong.
46.0	6.0	silt

Zone c

identification: AT3 - H ₂₀₀ = 29.0 m		
depth(m)	thick(m)	soil type
2.0	2.0	made ground
9.0	7.0	loose cong.
36.0	27.0	silt
236.0	200.0	pliocenic clay

III2 - Calcul de réponse des sols à une dimension en linéaire et linéaire équivalent

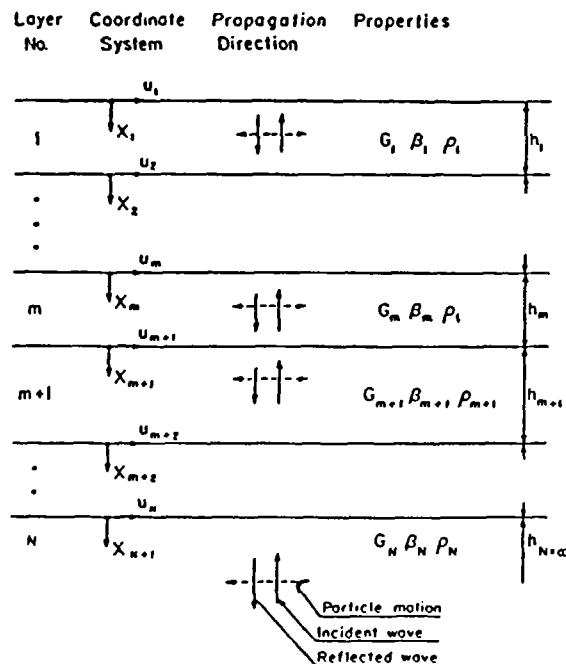
Les calculs de réponse à une dimension à partir d'un comportement linéaire et linéaire équivalent des sols, constituent du fait de leur simplicité et de leur rapidité d'exécution, la première étape d'une étude de modélisation de comportement des sols.

III21 - Le code de calcul "shake"

Le code de calcul shake a été développé à l'Université de Californie à Berkeley et a pour objectif la détermination de la réponse sismique d'un profil de sols, constitué de couches horizontales infinies viscoélastiques reposant sur un substratum élastique. Chacune des couches est supposée constituée d'un matériau homogène et isotrope et est caractérisée par son épaisseur h , sa masse volumique ρ , son module de cisaillement G et son coefficient d'amortissement critique β . Ces variables sont supposées être indépendantes de la fréquence.

L'excitation sismique imposée au niveau du substratum rocheux est une onde de cisaillement horizontale se propageant verticalement vers la surface.

La figure 14 schématise le système monodimensionnel ainsi décrit.



Le code de calcul est basé sur la continuité de l'équation d'onde.
La méthode d'intégration est une méthode fréquentielle utilisant les algorithmes de transformées de Fourier.

Principe de calcul : "intégration dans le domaine fréquentiel"

Le chargement (mouvement de référence) est exprimé sous la forme d'une série d'harmoniques. La réponse est évaluée pour chacune d'entre elles et les résultats individuels sont superposés pour obtenir la réponse globale. Ce type de solution ne peut évidemment être appliquée qu'aux matériaux dont les propriétés sont invariables avec la déformation.

Le mouvement de référence s'écrit :

$$y(t) = R_0 \sum_{j=0}^{N/2} y_j e^{i\omega_j t} \quad 1$$

$$\omega_j = \frac{2\pi j}{T}$$

où

i^2	=	- 1
Re	=	partie réelle
T	=	période du signal
N	=	nombre de points de la transformée de Fourier (nécessairement de la forme 2^p)
Y_j	=	amplitude de l'harmonique j

La solution de $Y(t)$ est de la forme :

$$u(t, Z) = R_0 \sum_{j=0}^{N/2} u_j(Z) e^{i\omega_j t} \quad 2$$

où les inconnues sont les amplitudes u_j correspondantes aux harmoniques ω_j .

En ramenant l'équation 2 dans l'équation du mouvement ci-dessous :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad 3$$

et en tenant compte de la loi de comportement des sols on obtient la solution

$$u_j = E_j e^{i k_j z} + F_j e^{-i k_j z} \quad 4$$

avec $k_j = \omega_j \sqrt{\frac{\rho}{G^*}}$ = nombre d'onde.

Le premier terme $E_j e^{i k_j z}$ correspond à une onde incidente et le second $F_j e^{-i k_j z}$ à une onde réfléchi.

Les constantes d'intégration E_j et F_j sont obtenues par les conditions aux limites suivantes :

Contrainte de cisaillement en surface $\tau(t) \Big|_{z=0} = 0. \quad 5$

Contrainte de cisaillement à la base de la couche d'épaisseur H

$$\tau(t) \Big|_{z=H} = \rho_R V_R \dot{y}(t) - \rho_R V_R \dot{u}(t, Z=H) \quad 6$$

ρ_R et V_R	:	masse volumique et vitesse de propagation des ondes
$\dot{Y}(t)$:	vitesse connue du mouvement de référence à l'affleurement rocheux
$\dot{u}(t,H)$:	vitesse inconnue à la base de la colonne de sols

Dans le cas d'un profil de sols composé de n couches ayant des propriétés distinctes, il est facile d'obtenir, en écrivant la continuité du déplacement et de la contrainte de cisaillement à l'interface, des relations entre les constantes E_j et F_j de la couche m et celle de la couche m+ 1.

Cette méthode de calcul très efficace d'un point de vue numérique a été mise en oeuvre par Shnabel et al (1972).

La non linéarité du module de cisaillement G et du coefficient d'amortissement β peut être prise en compte en utilisant des propriétés de sol linéaire équivalent (Seed et Idriss 1968 - Idriss et Seed 1970). Cette méthode consiste en l'utilisation d'une procédure itérative pour obtenir des valeurs de G_s et β compatibles avec la contrainte effective moyenne de chaque couche de sol.

Cette méthode itérative est basée sur les relations ci-dessous correspondants au trois types de sols suivants :

- sables $G_s = K_s \cdot 1000 \cdot (\sigma'_m)^{1/2} \cdot F_s$
- argiles $G_c = K_c \cdot F_c$
- roches $G_R = K_R \cdot \rho \cdot (1000 \cdot F_R)^2 / 2000$.

où G représente le module de cisaillement de la couche i

K représente la loi de variation de G en fonction de la distortion γ

$$\begin{aligned} & \text{pour les sables } K_s(\gamma) = \frac{G_s(\gamma)}{1000 \cdot (\sigma'_m)^{1/2}} \\ & \text{pour les argiles } K_c(\gamma) = \frac{G_c(\gamma)}{S_u} \\ & \text{pour les roches } K_R(\gamma) = \frac{G(\gamma) \cdot 2000}{G(\gamma 10^{-4})} \end{aligned}$$

III22 - Les modèles monodimensionnels utilisés

La modélisation de chacun des sites étudiés est présenté à la page 48

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	2	17	200	68	0.05	0.62	1
S.	10	18.75	250	117	0.03	0.37	2
L.C.	0.5	19	600	475	0.01	0.06	2
S.	3	19.06	300	176	0.02	0.33	2
Unc. C.	3	21.3	800	1376	0.007	2.63	3
S.	2.5	19.25	350	236	0.02	0.39	2
Unc. C.	4	21.75	800	1307	0.007	2.63	3
S.	6.5	19.6	400	312	0.02	0.42	2
C.C.	25	23	1500	6175	0.005	4.82	3

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	2	17	200	68	0.05	0.62	1
S.	16	18.75	250	117	0.03	0.26	2
L.C.	14	19	600	475	0.01	0.75	2
S.	4	19.05	350	232	0.02	0.35	2
Unc. C.	4	21.3	800	122	0.007	0.95	3
S.	8	19.25	600	461	0.02	0.85	2

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	2	17	200	68	0.05	0.62	1
L.C.	7	19	600	475	0.01	1.43	2
S.	27	19.1	200	76	0.02	0.11	2
Pl. Cl.	20	19.5	400	312	0.025	1.04	1
Pl. Cl.	20	19.55	600	466	0.023	1.82	1
Pl. Cl.	20	19.6	800	705	0.021	2.35	1
Pl. Cl.	20	19.65	650	630	0.019	2.76	1
Pl. Cl.	20	19.7	700	965	0.017	3.21	1
Pl. Cl.	20	19.75	750	1111	0.016	3.7	1
Pl. Cl.	20	19.8	800	1267	0.014	4.22	1
Pl. Cl.	20	19.85	850	1434	0.012	4.79	1
Pl. Cl.	20	19.9	900	1612	0.01	5.37	1
Pl. Cl.	20	19.95	950	1800	0.009	6	1

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	4.8	17	200	68	0.05	0.62	1
Py.	1.2	17.1	230	80	0.02	0.34	2
M.G.	3	17.3	250	108	0.05	0.80	1
S.3	3.5	20	600	500	0.01	1.29	2
S.	3	19	300	171	0.02	0.36	2
Unc. C.	6	21	857	1618	0.007	2.81	3
C.C.	11.5	23	1500	6175	0.005	4.82	3

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	2	17	200	68	0.05	0.62	1
S.	15	19	250	119	0.02	0.29	2
Pl. Cl.	20	19.5	400	312	0.025	1.04	1
Pl. Cl.	20	19.55	600	466	0.023	1.82	1
Pl. Cl.	20	19.6	800	705	0.021	2.35	1
Pl. Cl.	20	19.65	650	630	0.019	2.76	1
Pl. Cl.	20	19.7	700	965	0.017	3.21	1
Pl. Cl.	20	19.75	750	1111	0.016	3.7	1
Pl. Cl.	20	19.8	800	1267	0.014	4.22	1
Pl. Cl.	20	19.85	850	1434	0.012	4.79	1
Pl. Cl.	20	19.9	900	1612	0.01	5.37	1
Pl. Cl.	20	19.95	950	1800	0.009	6	1

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	2	17	200	68	0.05	0.62	1
L.C.	11	19	600	475	0.01	1.19	2
S.	3	19.05	250	119	0.03	0.27	2
L.C.	8	19.1	600	478	0.01	0.86	2
S.	7	19.2	275	143	0.02	0.23	2
Unc. C.	13	21	900	1782	0.007	2.95	3
S.	12	19.6	300	178	0.02	0.27	2
C.C.	26	23	1500	6175	0.005	4.82	3

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	1.6	17	200	68	0.05	0.62	1
L.C.	4.4	19	650	475	0.02	2.17	2
Unc. C.	8	20	857	1498	0.007	2.81	3
L.C.	4	19.25	600	481	0.01	0.86	2
C.C.	11	21	1214	3026	0.005	3.98	3
L.C.	11	19.3	800	702	0.01	1.02	2

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	1.8	17	200	68	0.05	0.62	1
L.C.	4.6	19	650	475	0.01	2.03	2
Unc. C.	7.5	22	728	1166	0.007	2.38	3
C.C.	19.2	23	1500	6175	0.005	4.82	3

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	2	17	200	68	0.05	0.62	1
L.C.	6	19	600	476	0.01	1.8	2
Pl. Cl.	20	19.6	400	312	0.025	1.04	1
Pl. Cl.	20	19.65	600	466	0.023	1.82	1
Pl. Cl.	20	19.6	800	705	0.021	2.35	1
Pl. Cl.	20	19.65	650	630	0.019	2.76	1
Pl. Cl.	20	19.7	700	965	0.017	3.21	1
Pl. Cl.	20	19.75	750	1111	0.016	3.7	1
Pl. Cl.	20	19.8	800	1267	0.014	4.22	1
Pl. Cl.	20	19.85	850	1434	0.012	4.79	1
Pl. Cl.	20	19.9	900	1612	0.01	5.37	1
Pl. Cl.	20	19.95	950	1800	0.009	6	1

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
R. Al.	3	17	200	68	0.025	0.34	2
L.C.	3	19	600	475	0.01	1.79	2
Pl. Cl.	20	19.5	400	312	0.025	1.04	1
Pl. Cl.	20	19.55	600	466	0.023	1.82	1
Pl. Cl.	20	19.6	800	705	0.021	2.35	1
Pl. Cl.	20	19.65	650	630	0.019	2.76	1
Pl. Cl.	20	19.7	700	965	0.017	3.21	1
Pl. Cl.	20	19.75	750	1111	0.016	3.7	1
Pl. Cl.	20	19.8	800	1267	0.014	4.22	1
Pl. Cl.	20	19.85	850	1434	0.012	4.79	1
Pl. Cl.	20	19.9	900	1612	0.01	5.37	1
Pl. Cl.	20	19.95	950	1800	0.009	6	1

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
R. Al.	7	17	200	68	0.025	0.34	2
L.C.	3	19	600	475	0.01	1.37	2
Pl. Cl.	20	19.5	400	312	0.025	1.04	1
Pl. Cl.	20	19.55	600	466	0.023	1.82	1
Pl. Cl.	20	19.6	800	705	0.021	2.35	1
Pl. Cl.	20	19.65	650	630	0.019	2.76	1
Pl. Cl.	20	19.7	700	965	0.017	3.21	1
Pl. Cl.	20	19.75	750	1111	0.016	3.7	1
Pl. Cl.	20	19.8	800	1267	0.014	4.22	1
Pl. Cl.	20	19.85	850	1434	0.012	4.79	1
Pl. Cl.	20	19.9	900	1612	0.01	5.37	1
Pl. Cl.	20	19.95	950	1800	0.009	6	1

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
L.C.	7	18.75	450	380	0.01	1.77	2
S.	6	19	300	171	0.02	0.36	2
L.C.	6	19.25	600	481	0.01	0.86	2
Pl. Cl.	20	19.6	400	312	0.025	1.04	1
Pl. Cl.	20	19.55	600	466	0.023	1.82	1
Pl. Cl.	20	19.6	800	705	0.021	2.35	1
Pl. Cl.	20	19.65	650	630	0.019	2.76	1
Pl. Cl.	20	19.7	700	965	0.017	3.21	1
Pl. Cl.	20	19.75	750	1111	0.016	3.7	1
Pl. Cl.	20	19.8	800	1267	0.014	4.22	1
Pl. Cl.	20	19.85	850	1434	0.012	4.79	1
Pl. Cl.	20	19.9	900	1612	0.01	5.37	1
Pl. Cl.	20	19.95	950	1800	0.009	6	1

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
S.	2.2	19	200	76	0.02	0.44	2
L.C.	2.8	19.1	400	306	0.01	1.25	2
C.C.	2.5	22.5	1400	4410	0.005	4.58	3
L.C.	4	19.3	450	391	0.01	1.91	2
C.C.	9	22.75	1450	4783	0.005	4.76	3
L.C.	4.5	19.3	475	440	0.01	0.74	2
C.C.	7	23	1500	6175	0.005	4.82	3
L.C.	8	19.75	500	495	0.01	0.69	2

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	3	17	200	68	0.05	0.62	1
Py.	4	16	650	976	0.01	2.03	2
L.C.	7	19.5	728	1166	0.007	2.38	3
C.C.	5	23	1500	6175	0.005	4.82	3

Site	H (m)	Y (KN/m ³)	Vs (m/s)	G (MPa)	D	Fc	Sol-Ref
M.G.	4.8	17	200	68	0.05	0.62	1
S.3	3.2	19	350	233	0.02	0.77	2
L.C.	2.5	19.3	500	483	0.01	1.34	2
S.2	2.5	19.5	400	312	0.02	0.78	2
C.C.	4.2	22.5	1100	2722	0.005	3.61	3
S.3	2.8	21	800	1344	0.01	2.64	2

CHARACTERISTIQUES GEOMECHANIQUES PRISES EN COMPTE
POUR CHACUN DES SITES

Légende

- M. G. : made ground (remblai)
- R. Al. : recent alluvium (alluvions récents)
- Py. : pyroclastite
- Pl. Cl. : Pliocenic clay (argile pliocénique)
- C. C. : cemented conglomerate (conglomérat cimenté)
- Unc. C. : uncemented conglomerate (conglomérat non cimenté)
- L. C. : loose conglomerate (conglomérat lâche)
- S. : silt
- S.2 : silt 2
- S.3 : silt 3

III23 - Résultats obtenus

III231 - Présentation des résultats

La réponse a été évaluée en chacun des sites et pour chacun des accélérogrammes. Ceci, a conduit à déterminer en surface un spectre de réponse moyen, et moyen plus écart-type, pour un taux d'amortissement critique de 5%.

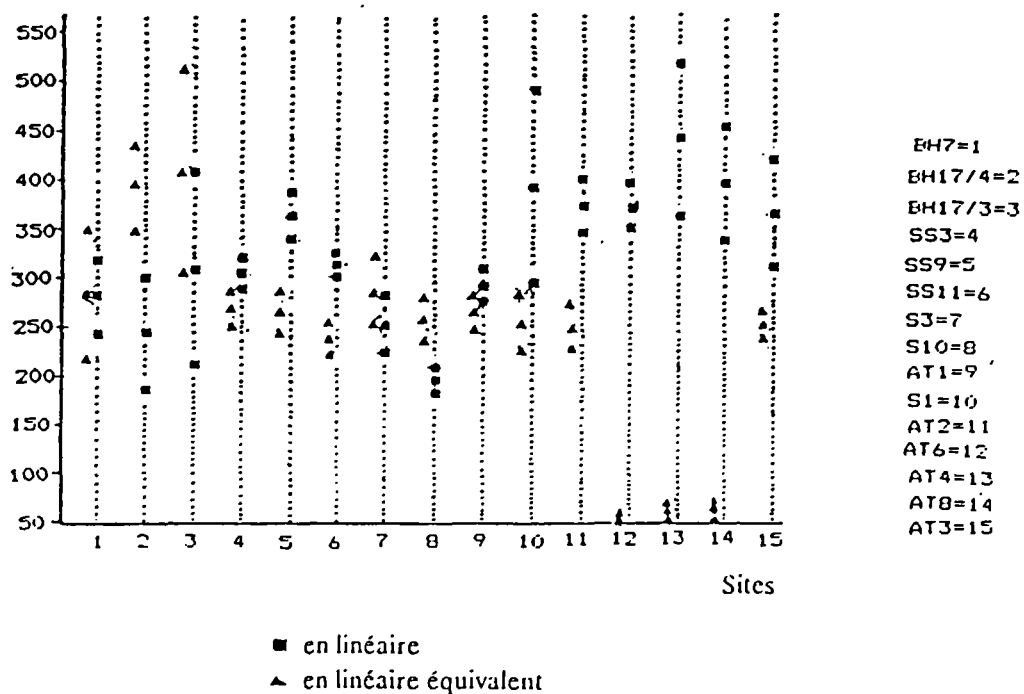
L'accélération de calage de 0,175 g des accélérogrammes, définie initialement pour le projet (Marcellini, 1991), et, correspondant au séisme de référence ($M = 6,5$; $R = 10$ km), nous a semblé sous estimée par rapport aux valeurs obtenues à partir des relations empiriques classiques liant l'accélération maximale du sol à la magnitude, et à la distance focale ou encore, l'accélération à l'intensité macrosismique.

Nous avons donc retenu une accélération de calage en surface du sol de 0,2g. Par déconvolution des mouvements sismiques de référence (calés à 0,2g) de la fonction de transfert de la colonne de sols S10, nous obtenons des mouvements sismiques à la base de la colonne caractérisés par une accélération maximale voisine de 0,175 g.

La figure 15 présente les accélérations maximales horizontales en surface.

Cette figure présente les résultats obtenus pour chacun des sites et pour les deux lois de comportement utilisées.

PGA (gals)



Les figures 16 à 19 présentent les spectres de réponse obtenus en linéaire et linéaire équivalent.

Figure : 16

SPECTRES DE REPONSE OBTENUS EN UTILISANT UN MODELE LINEAIRE

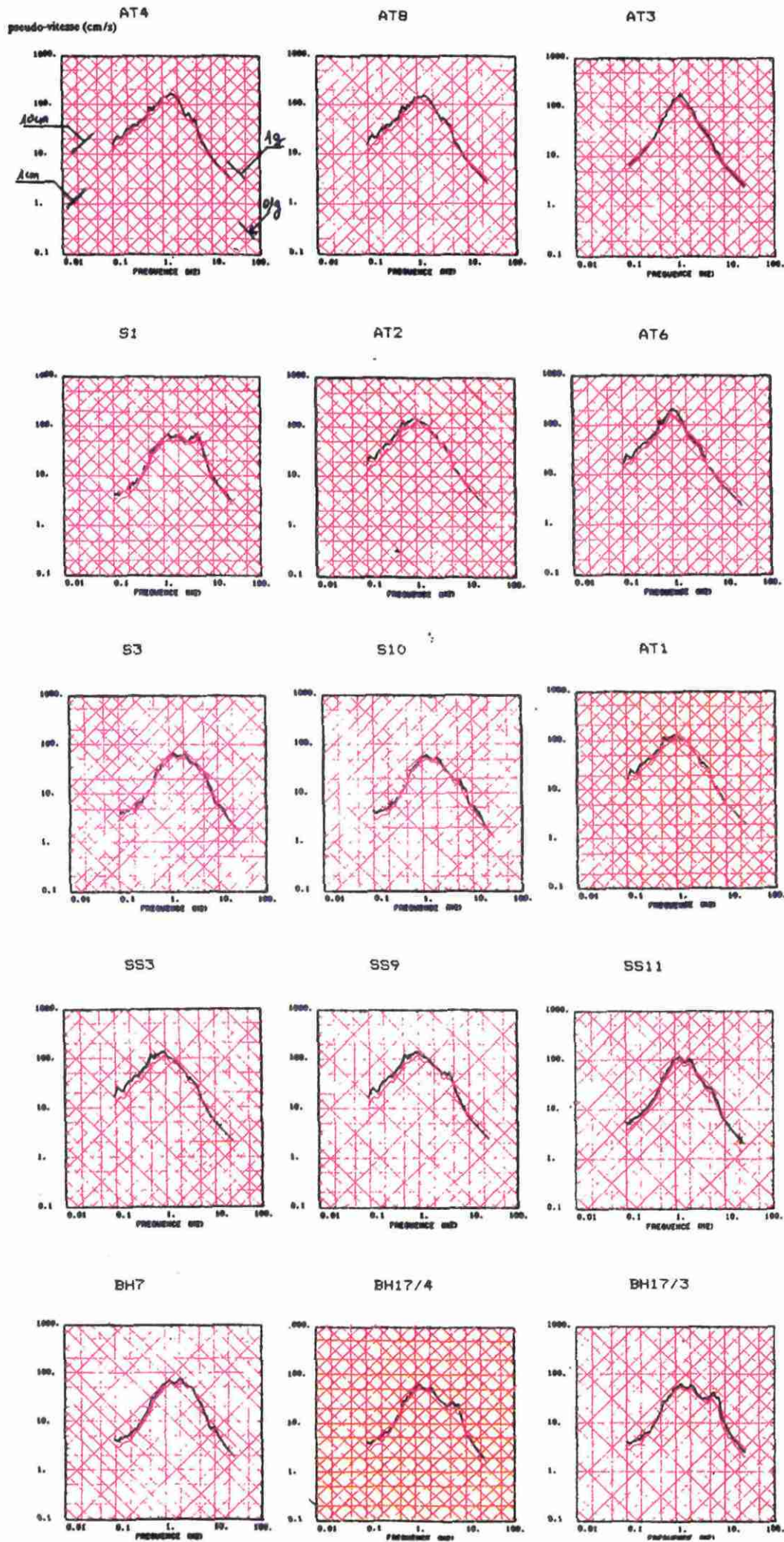


Figure : 17

SPECTRES DE REPONSE OBTENUS EN UTILISANT UN MODELE LINEAIRE

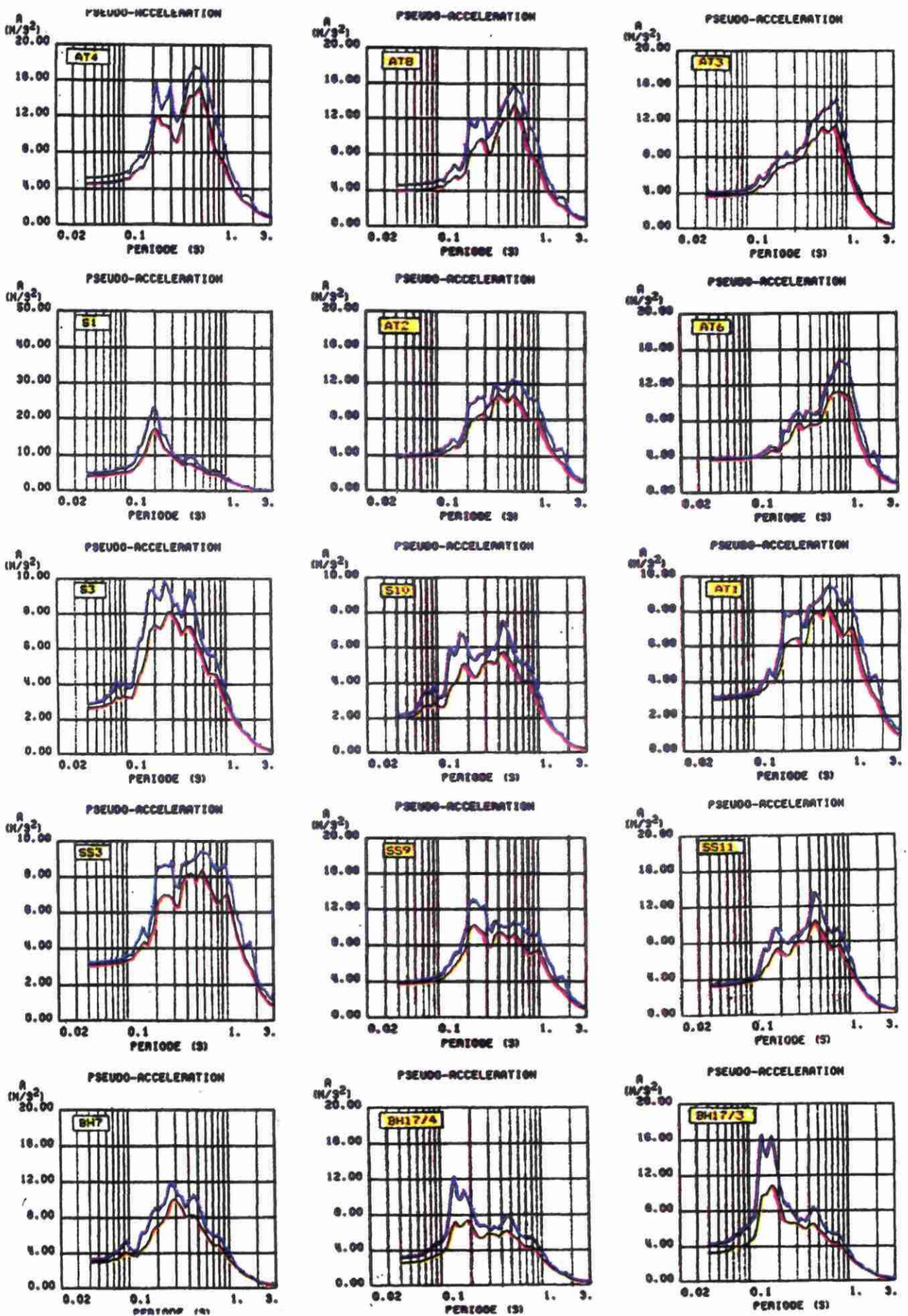


Figure : 18

SPECTRES DE REPONSE OBTENUS EN UTILISANT UN MODELE LINEAIRE EQUIVALENT

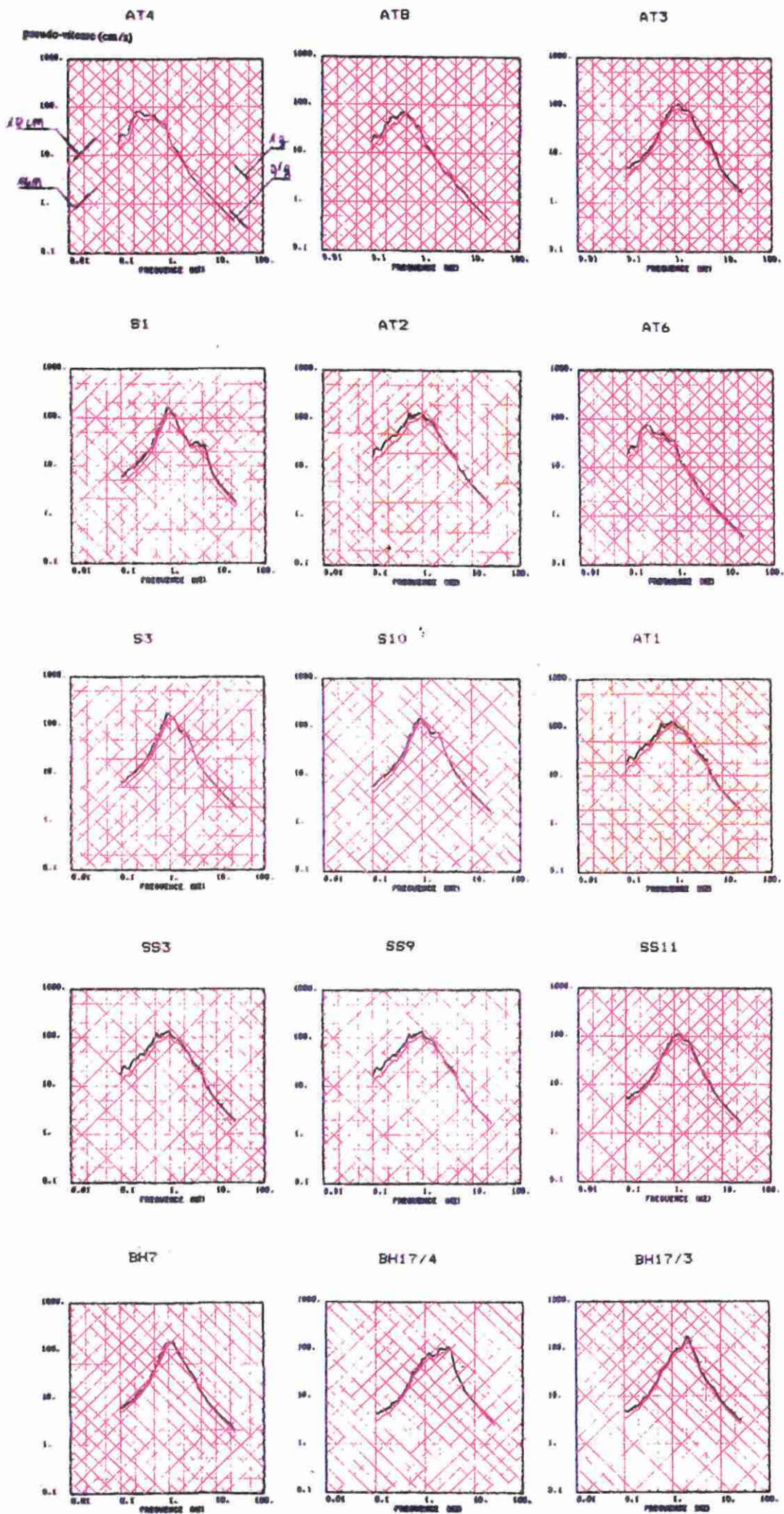
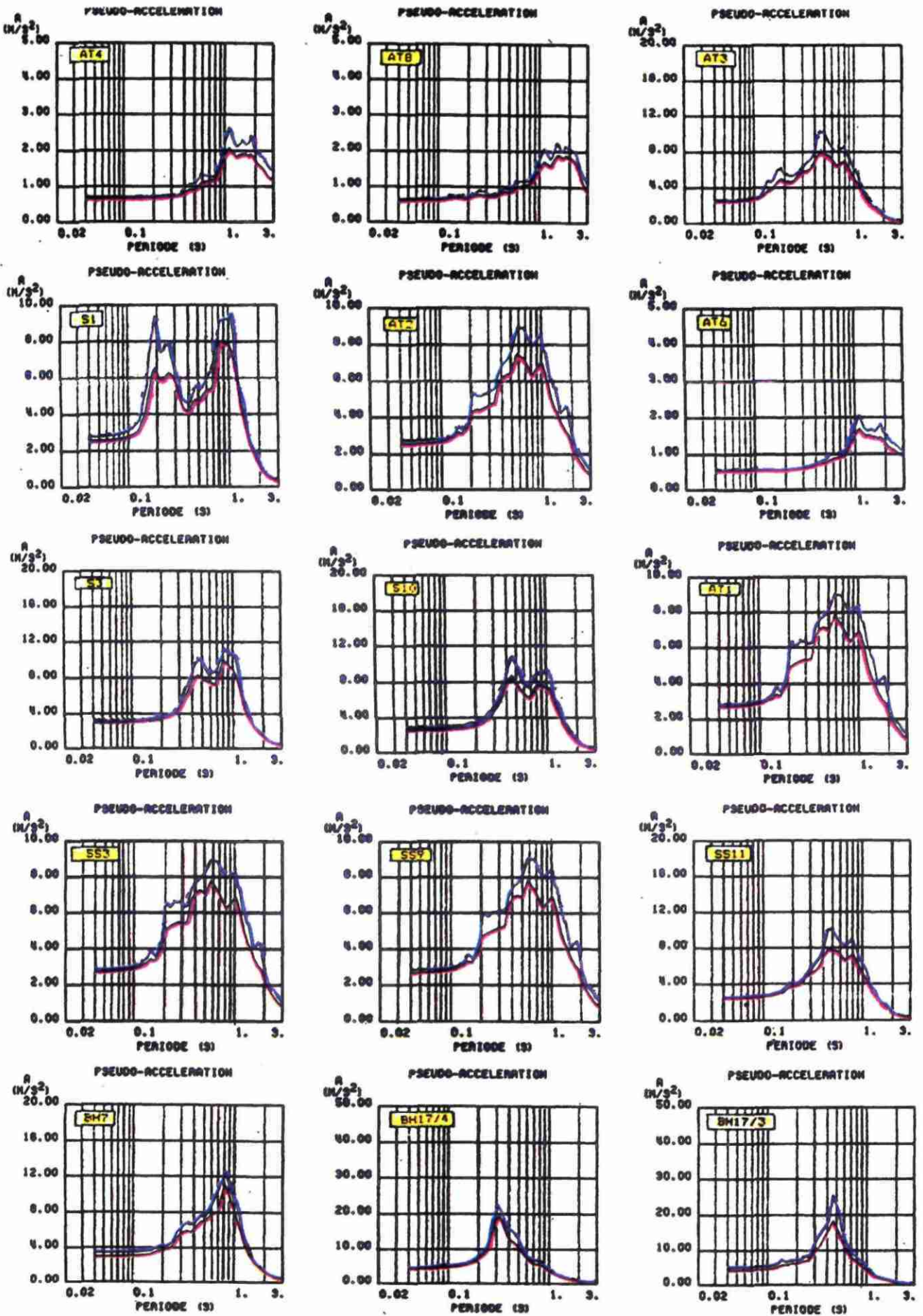


Figure 19

SPECTRES DE REPONSE OBTENUS EN UTILISANT UN MODELE LINEAIRE EQUIVALENT



III232 - Comparaison des résultats

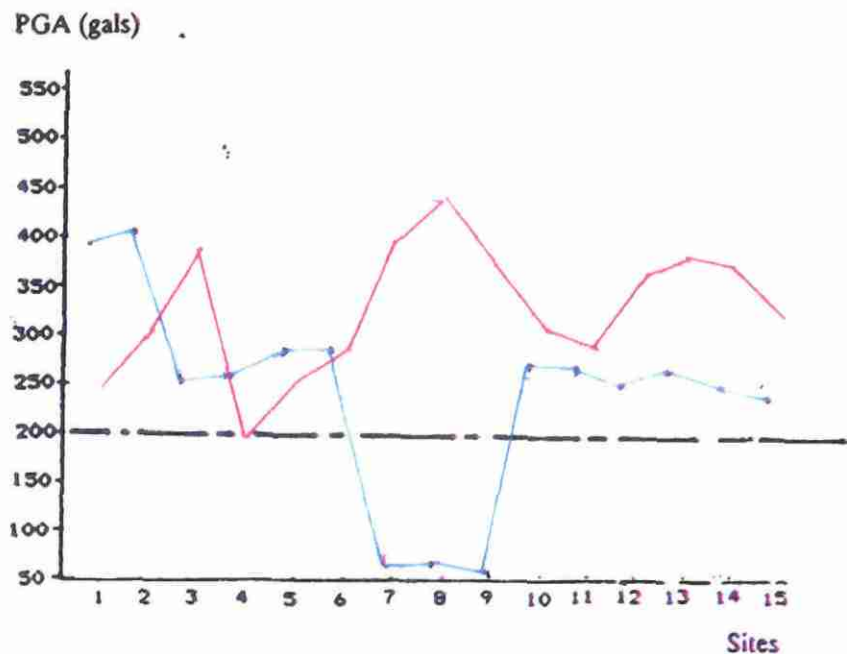
La comparaison des résultats, obtenus pour les différentes lois de comportement et en chacun des sites, porte sur le contenu fréquentiel des spectres de réponse calculés en surface ainsi que sur la valeur des accélérations maximales horizontales.

Chacun des résultats est comparé à ceux du site S10 qui représente le site de référence.

Accélérations horizontales maximales en surface

La figure 15 ci-dessous est une réorganisation de la figure 15. Les sites sont classés par rapport à la profondeur du substratum.

n°	site	H (m)	H200 (m)	Zone
1	BH17/4	19	7	A
2	BH17/3	20	10.5	A
3	S1	33	7.6	C
4	S10	33	1.8	C
5	S3	40	1.6	C
6	BH7	40	2.2	A
7	AT8	46	28	C
8	AT4	76.5	26	C
9	AT6	83	24	C
10	SS3	206	3	B
11	AT1	208	2	C
12	AT3	208	29	C
13	SS9	210	7	B
14	AT2	210	17	C
15	SS11	224	8	B



— en linéaire
— en linéaire équivalent

La figure 15' montre clairement que :

****** L'accélération maximale horizontale en surface est quasi-systématiquement plus importante lorsque le sol obéit à un comportement purement linéaire.**

****** Les valeurs de cette accélération maximale du sol varient de 0,2g, au niveau du site de référence, à 0,45g au niveau de la colline de Bénévento où les profils de sols sont les plus complexes (sites AT4, AT6, AT8).**

****** L'accélération maximale du sol est amplifiée en surface sauf pour les sites AT4, AT6, AT8 qui présentent en linéaire équivalent une très forte atténuation par rapport à l'accélération au site de référence. Ces trois sites situés sur la colline de Benevento, sont constitués par une alternance de couches de caractéristiques géomécaniques très différentes. Ces résultats très surprenants traduisent les limites d'utilisation de shake pour des profils complexes (couches nombreuses et de faible épaisseur, présence de couches à moindre vitesse...)**

****** La profondeur du substratum est un facteur important dans l'évaluation de la réponse de sol en surface. On observe de façon générale trois catégories de sites :**

- les sites pour lesquels le substratum se trouve à faible profondeur (inférieure à 45 m) . Ce sont les sites de la zone A : BH17/4, BH17/3, et BH7 et quelques sites de la zone C : S1, S10, S3.

- les sites où le substratum apparaît à grande profondeur (supérieure à 200 m). Ce sont les sites de la zone B : SS3, SS9, SS11 et quelques sites de la zone C : AT1, AT2, et AT3.

- les sites à profondeur du substratum intermédiaire (comprise entre 45 et 100 m). Ce sont les sites AT4, AT6, AT8 de la zone C.

La figure 12 page 32 et les coupes A-A', B-B', C-C' pages 33 & 34 permettent de replacer ces sites dans leur contexte géologique et géographique.

sites caractérisés par un substratum à grande profondeur ($H > 200\text{m}$)

Ces sites sont marqués par la présence de l'importante formation d'argile du Pliocène, et sont localisés au droit de la plaine alluviale de la rivière Sabato. (AT1, AT2, AT3, SS3, SS9, SS11).

_____ pour un comportement linéaire

On note une amplification maximale comprise entre 1,4 et 1,9 par rapport à l'accélération en surface du site de référence.

_____ pour un comportement linéaire équivalent

Cette amplification est moindre, et vaut entre 1,2 et 1,4

sites caractérisés par la présence du substratum à une profondeur

intermédiaire ($45\text{ m} < H < 100\text{ m}$)

(AT4, AT6, AT8)

_____ pour un comportement linéaire des sols

L'amplification en surface de l'accélération maximale horizontale est ici de l'ordre de 1,9 à 2,4.

_____ pour un comportement linéaire équivalent

Il se manifeste une atténuation d'un facteur supérieur à 4. Ces sites présentent malgré tout une forte épaisseur de formations superficielles à faibles caractéristiques mécaniques.

sites caractérisés par la présence du substratum à faible profondeur

($H < 45\text{ m}$)

(BH17/4, BH17/3, BH7, S1, S10, S3)

La majorité de ces sites présentent une accélération horizontale maximale supérieure en linéaire équivalent. C'est le cas des sites BH17/3, BH17/4, S10. Par contre, les sites BH7 et S3 ont des réponses similaires avec les deux lois de comportement, et le site S1 présente une accélération en linéaire "normalement supérieure".

Compte tenu des écarts-types associés aux moyennes des accélérations maximales, il est difficile de conclure de façon précise sur l'influence de l'une ou de l'autre des lois de comportement. En effet, lorsqu'on raisonne seulement sur l'accélération maximale du sol, les deux lois semblent être appropriées.

De façon générale donc, on peut dire que l'amplification de l'accélération maximale en surface, pour les deux lois de comportement, et pour l'ensemble de ces sites, est de 1,2 à 2.

III233 - Analyse spectrale

Comme dans l'étude des accélérations maximales en surface, l'analyse comparée des amplifications dans le domaine spectral permet de classer les sites en fonction de la profondeur du substratum.

Sites caractérisés par un substratum à grande profondeur ($H > 200\text{m}$)

(AT1, AT2, AT3, SS3, SS9, SS11)

L'analyse des spectres dans un diagramme quadrilogarithmique (Figure : 16 , 18) montre que :

_____ pour un comportement linéaire

Les spectres sont amplifiés pour toute la gamme de fréquences, et plus particulièrement entre 3 et 5 Hz.

Pour les sites SS3, SS9, AT1 la forme des spectres est très similaire alors que les deux autres sites (SS11 et AT3) présentent quelques singularités.

Les premiers sites, situés dans ou en bordure de la plaine alluviale, présentent des profils de sols très comparables : épaisseur de sols de faibles caractéristiques, d'une dizaine de mètres, reposant sur l'épaisse formation d'argiles pliocènes. L'obtention de spectres similaires est donc logique et plutôt rassurante.

On note pour ces sites, une amplification spectrale par rapport au site de référence :

- au niveau des déplacements d'un facteur 1,5 à 2 pour des fréquences inférieures à 1 Hz.
- au niveau des vitesses d'un facteur d'environ 1,5 pour des fréquences comprises entre 0,6 et 2 Hz.
- au niveau des accélérations d'un facteur 2 pour des fréquences comprises entre 1,2 et 2,5 Hz.

En revanche, pour les sites AT3 et SS11, l'amplification spectrale pour les faibles fréquences est beaucoup moins prononcée que pour les autres sites.

En effet, pour le site SS11 l'amplification des déplacements est constante pour des fréquences comprises entre 0,1 et 1 Hz, et vaut à peu près 1,2.

Pour le site AT3, cette amplification est d'environ 1,5 pour la même gamme de fréquence.

D'autre part, le spectre du site AT3 présente, de façon franche, une fréquence dominante, entre 1 et 1,2 Hz, pour laquelle l'amplification en vitesse est de l'ordre de 2.

_____ pour un comportement linéaire équivalent

Là encore, nous pouvons différencier les sites AT3 et SS11 des autres, car ils présentent une amplification spectrale plus faible que celle des autres sites pour des fréquences comprises entre 0,1 et 1 Hz.

D'autre part, ces deux sites sont moins riches que les autres en hautes fréquences ($F > 1,2$ Hz).

Pour les autres sites, les spectres obtenus présentent quasiment le même contenu fréquentiel qu'en linéaire. On note toutefois, une légère diminution du niveau spectral pour des fréquences supérieures à 1,2 Hz.

Les valeurs d'amplification spectrale par rapport au site de référence (S10) sont ici :

- au niveau des déplacements d'un facteur variant de 1,2 à 2,4 pour une gamme de fréquences comprise entre 0,1 et 1 Hz.

- au niveau des accélérations l'amplification spectrale est quasiment nulle (ou de facteur 1).

- au niveau des vitesses en revanche, on observe une très légère atténuation d'un facteur 1,1 à 1,2 pour des fréquences comprises entre 0,7 et 1,1 Hz.

Les différences observées pour les sites AT3 et SS11 s'expliquent par leur position géographique (voir les coupes BB' et CC' page 34).

En effet, leur localisation sur les flancs de la colline de Bénévento leur confère des caractéristiques différentes des autres sites (AT1, AT2, SS3 et SS9).

Ces différences se situent au niveau de la nature des sols superficiels au dessus de l'argile (forte épaisseur de silts pour le site AT3 et de conglomérats lâches pour le site SS11).

D'autre part, les différences entre AT3 et SS11 sont logiques : on n'a pas la même nature des formations superficielles.

Sites caractérisés par la présence du substratum à une profondeur

intermédiaire ($45\text{m} < H < 100\text{m}$)

(AT4, AT6, AT8)

_____ pour un comportement linéaire des sols

L'analyse des spectres indique que ces sites sont caractérisés par une amplification spectrale basses fréquences ($F < 1$ Hz) d'un facteur 1,5 à 2.

D'autre part, le plateau correspondant à la vitesse maximum est nettement plus réduit que celui des sites composés d'argiles du pliocène. La gamme de fréquence correspondant à cette vitesse maximum est limitée entre 1 et 1,2 Hz et l'amplification correspondante est de 1,7.

L'amplification spectrale en accélération atteint un facteur de 2 à 2,5 pour des fréquences comprises entre 1,2 et 2,5 Hz.

_____ pour un comportement linéaire équivalent

On observe ici, un phénomène très particulier et propre à ces trois sites. Les spectres sont décalés vers les basses fréquences par rapport au site de référence S10 (fréquence dominante 0,2 - 0,5 Hz). Les spectres sont donc très fortement réhaussés pour des fréquences inférieures ou égales à 0,8 Hz (amplification des déplacements : 2,5, des vitesses : 1,5 à 1,7 et des accélérations d'un facteur supérieur à 4 pour des fréquences proches de 0,4 Hz). Pour toutes les plus hautes fréquences, le niveau spectral est atténué.

Plusieurs remarques s'imposent:

Les résultats obtenus en linéaire pour les sites AT4, AT6, AT8, montrent une amplification spectrale nettement supérieure à celle observée pour les sites AT1, AT2, AT3, SS3, SS9, SS11. Ceci peut s'expliquer par la forte épaisseur de formation superficielle (de vitesse inférieure ou égale à 200 m/s) qui caractérise les sites AT4, AT6, AT8.

Les sites AT4, AT6, AT8 présentent des résultats très homogènes entre eux. Ceci peut être interprété par la présence dans les trois profils d'un grand nombre de couches à moindre vitesse.

En linéaire équivalent si les spectres obtenus, pour AT4, AT6, AT8, restent cohérents pour les trois sites, ils mettent en évidence le comportement non linéaire (linéaire équivalent) des couches silteuses. La très forte déamplification de la l'accélération maximale et l'important appauvrissement du contenu fréquentiel en haute fréquence laisse supposer que le modèle linéaire équivalent n'est pas adapté pour ce genre de profil.

sites caractérisés par la présence du substratum à faible profondeur

($H < 45\text{m}$)

(BH17/4, BH17/3, BH7, S1, S10, S3)

L'analyse comparée des spectres de réponse obtenus pour chacun de ces sites, conduit à différencier ceux pour lesquels l'épaisseur de la formation superficielle (formation présentant une vitesse V_s inférieure ou égale à 200 m/s) est très faible (inférieure à 2 m), ce qui est le cas des sites S3, S10 et BH7, et ceux pour lesquels l'épaisseur de cette formation est plus grande (supérieure à 2 m), sites BH17/4, BH17/3 et S1.

On note par H200 l'épaisseur de la formation superficielle de vitesse inférieure ou égale à 200 m/s

___ sites pour lesquels $H_{200} < 2\text{m}$ (S3, S10 et BH7)

Les résultats en linéaire et en linéaire équivalent montrent que les sites BH7 et S3 sont très comparables au site de référence S10.

On note cependant, à partir d'un comportement linéaire, une très légère amplification des accélérations spectrales entre 2 et 7 Hz.

Les spectres en linéaire équivalent font apparaître une fréquence dominante autour de 2,5 Hz seulement pour les sites S3 et S10. Ces spectres sont par ailleurs moins étalés en fréquence qu'en linéaire, et présentent une fréquence dominante marquée à 1 Hz.

___ sites pour lesquels $H_{200} > 2\text{m}$ (BH17/4, BH17/3, S1)

Par rapport aux sites précédents (S3, S10 et BH7), les spectres obtenus en linéaire montrent une forte amplification pour une fréquence autour de 5-7 Hz.

Ce réhaussement est très marqué pour le site S1 et un peu moins pour le site BH17/4.

En linéaire équivalent on constate que le plateau de vitesses maximales est légèrement décalé vers les hautes fréquences (2,5 à 3 Hz). Les spectres sont par contre appauvris pour des fréquences proches de 1 Hz. En deçà de 1 Hz, les spectres sont comparables au spectre de référence.

Les sites S1, BH7 présentent dans leur profil des couches à moindre vitesse ce qui se ressent au niveau des résultats linéaires équivalents.

Malgré cela, ces deux sites présentent des spectres beaucoup plus proches des sites S3, S10, BH17/3 et BH17/4 que des sites AT4, AT6, AT8. On peut donc penser que l'influence de la profondeur du substratum prédomine sur celle des couches à moindre vitesse.

III234 - Tableau récapitulatif

le tableau N°3 récapitule l'ensemble des résultats obtenus avec le code de calcul shake.

Site	Prof. subs. (m)	H200 (m)	Amplification de Amax		Ampli spectrale / S10						Influence du comp. linéaire eq	Zones
			linéaire	linéaire eq.	Accélération		vitesse		Déplacement			
					Linéaire	Linéaire eq.	Linéaire	Linéaire eq.	Linéaire	Linéaire eq.		
BH17/4	H < 45m	> 2m	1,2 à 2	1,2 à 2	1,1 à 1,7	1 à 1,2	1 à 2,2	1 à 1,3	1,2 à 1,5	1 à 1,2	forte	A
BH17/3					entre	entre	entre	entre	entre	entre	forte	A
S1		7 et 8 Hz			2,5 et 3 Hz	7 et 8Hz	2,5 et 3Hz	7 et 8Hz	2,5 et 3Hz	aucune	C	
S10		1			1	1	1	1	1	faible	C	
S3		entre			entre	entre	entre	entre	entre	faible	C	
BH7	< 2m				1 et 25Hz	1 et 25 Hz	1 et 25H	1 et 25Hz	1 et 25Hz	1 et 25Hz	très faible	A
AT4	45 < H < 100	> 20m	1,9 à 2,4	atténuation	2 à 2,5	4	1,7	1,5 à 1,7	1,5 à 2	2,5	très forte	C
AT6					entre	pour	entre	pour	pour	pour	très forte	C
AT8					1,2 et 2,5 Hz	F < 0,8 Hz	1 et 1,2H	F < 0,8Hz	F < 1Hz	F < 0,8Hz	très forte	C
AT1											aucune	C
AT2	H > 100m	variable	1,4 à 1,9	1,2 à 1,4	2	1,25	1,5	atténuation	1,5 à 2	1,2 à 2,4	aucune	C
SS3					entre	entre	entre	entre	pour	entre	aucune	B
SS9					1,2-2,5Hz	0,2 et 0,3 Hz	0,6 et 2H	0,7 et 1,1H	F < 1Hz	0,1 et 1Hz	aucune	B
AT3											aucune	C
SS11											aucune	B

III24 - Influence de certains facteurs sur la réponse en surface.

La comparaison des résultats des calculs en linéaire et linéaire équivalent a d'ores et déjà permis de mettre en évidence l'influence de certains paramètres dans la réponse de surface comme, la profondeur du substratum, l'épaisseur de matériaux mous en surface.

D'autres tests ont cependant été effectués

influence de l'épaisseur des couches

Afin de mettre en évidence l'influence de l'épaisseur des couches sur la réponse en surface du profil de sols AT1, nous avons comparé la réponse de ce profil avec :

Premièrement, la couche d'argile pliocène décomposée en 10 sous couches de 20 mètres d'épaisseur chacune.

Deuxièmement, en considérant l'argile en 3 couches d'épaisseur respective 50, 50, 100 mètres.

Les résultats ont montré qu'une variation de l'épaisseur des couches d'argiles dans le profil AT1 n'avait aucune influence sur la valeur de l'accélération maximale horizontale de surface. En revanche, on a observé une légère réduction de l'amplification spectrale pour de longues périodes ($T > 1s$) aussi bien pour un comportement linéaire que pour un comportement linéaire équivalent.

influence de l'épaisseur de la couche superficielle : H 200

l'influence de la variation de H 200 sur la réponse en surface d'un profil de sols a été mise en évidence par :

- la comparaison des sites SS3 et SS9 :

Ces deux profils de sols se différencient seulement par l'épaisseur du H 200 (égale à 3 mètres pour le site SS3 et 7 mètres pour le site SS9). La comparaison des spectres de réponse en linéaire fait apparaître une légère augmentation du contenu fréquentiel au-delà de 4 Hz pour le site SS9.

- un test sur le site S1 :

Ce test a consisté à ramener la valeur du H 200 du site S1 à une valeur inférieure à 2 mètres et de comparer le résultat avec celui obtenu pour une valeur de H 200 normale de 7,6 mètres.

Les résultats obtenus avec H 200 inférieur à 2 mètres ont montré une atténuation du contenu fréquentiel pour des fréquences supérieures à 5 Hz par rapport aux résultats précédents. Cette conclusion est en accord avec la décomposition des sites (par rapport à la valeur de H 200) réalisés pour caractériser les sites à faible profondeur du substratum. En effet, dans les conditions du test, les résultats du site S1 se rapprochent fortement de ceux du site de référence pour les deux lois de comportement utilisées.

Ces résultats montrent l'importance qu'il y a, à connaître l'épaisseur des formations superficielles, avec la plus grande précision possible.

III25 - Amplification et fréquence propre

Afin de compléter l'analyse spectrale, qui a permis de déterminer les bandes de fréquences correspondant aux amplifications maximales, nous avons utilisé différentes méthodes approchées de calcul, pour évaluer les périodes fondamentales (ou fréquences propres) de chacune des colonnes de sols testées.

III251 - Présentation des méthodes approchées utilisées

Première méthode : basée sur la moyenne pondérée des vitesses de chaque couches (Madéra (1970) ; Shnabel et al (1972))

Formulation mathématique

$$V = \left(\sum_{i=1}^{i=n} V_i H_i \right) / H$$
$$T_0 \approx T = 4H / V$$

La précision de cette méthode, au niveau de la période fondamentale obtenue, est très faible (de l'ordre de 30 %).
De plus, cette méthode est à utiliser avec précaution lorsque les profils de sols présentent des sauts importants de vitesse d'une couche à l'autre (il est conseillé d'avoir $0,5 < V_i / V_{i+1} < 1,5$).

Deuxième méthode : basée sur une approximation linéaire de la forme du mode fondamental (Dobry et al (1976)).

Formulation mathématique

$$\omega^2 = \left(3 \sum_{i=1}^{i=n} V_i^2 H_i \right) / H^3$$
$$T_0 \approx T = 2\pi / \omega$$

La précision de cette méthode sur les valeurs de périodes fondamentales obtenues est ici aussi très faible (de 25 à 30 %).

Troisième méthode : basée sur l'épaisseur de la formation superficielle de vitesse $V_s < 200$ m/s

Cette méthode a été déterminée dans le cadre du projet, à la suite des premiers résultats. Ainsi, la période propre d'un profil de sols s'estime par :

- dans le cas d'une résolution linéaire :

$$T_0 = 0,2 + 0,02 \times H200$$

- dans le cas d'une résolution linéaire équivalente :

$$T_0 = 0,5 + 0,04 \times H200$$

III252 - Résultats obtenus

Tous les résultats sont notés dans le tableau 4 dans lequel :

- la méthode 1 correspond à la méthode basée sur la moyenne pondérée des vitesses.

- la méthode 2 correspond à la méthode basée sur l'approximation linéaire de la forme du mode fondamental.

- la méthode 3 correspond à la méthode basée sur l'épaisseur de la couche superficielle des profils de sols.

tableau 4

Fréquence propre (Hz)						
Méthode 1	Méthode 2	Méthode 3		spectres de réponse		Site
		Linéaire	Linéaire équivalent	Linéaire	Linéaire équivalent	
3	3,86	1,38	0,65	1,25	0,5	AT4
2,44	3,17	1,47	0,68	à	à	AT6
2,29	2,29	1,31	0,62	2,5	0,9	AT8
5,71	7,22	4,09	1,70	1,66	1,66	BH7
4,93	5,81	4,42	1,77	à	à	S3
8,5	10,13	4,23	1,75	2,5	2,5	S10
6,2	8,2	2,84	1,24	3,3	2,5	S1
10,65	13,4	2,94	1,28	à	à	BH17/4
6,99	8,97	2,44	1,08	6,6	5	BH17/3
0,84	0,95	4,16	1,72			AT1
0,78	0,89	1,85	0,85	1,66	1,66	AT2
0,86	0,79	1,28	0,60			AT3
0,85	0,96	3,84	1,61	à	à	SS3
0,82	0,94	2,94	1,28			SS9
0,72	0,86	2,77	1,22	2,5	2,5	SS11

III253 - Conclusion

La classification des sites, basées sur la profondeur du substratum, est encore applicable si on considère les valeurs de périodes propres déterminées à partir des méthodes approchées.

La tableau 5 ci-dessous, fait apparaître les valeurs de périodes propres obtenues avec les trois méthodes en fonction de la profondeur du substratum.

Prof. Sub. (m)		< 45 m	45 < H < 100	> 100m
méthode 1		0,078 < To < 0,246	0,236 < To < 0,577	0,810 < To < 1,720s
méthode 2		0,060 < To < 0,200	0,170 < To < 0,550s	0,720 < To < 1,550s
méthode 3	linéaire	0,224 < To < 0,376	0,680 < To < 0,760s	0,220 < To < 0,620s
	linéaire eq.	0,550 < To < 0,850	1,460 < To < 1,620s	0,530 < To < 1,350s
spectre de réponse	linéaire	0,400 < To < 0,600	0,400 < To < 0,800s	0,400 < To < 0,800s
	linéaire eq.	0,400 < To < 0,600	1,100 < To < 2,000s	0,400 < To < 0,800s

Quelques remarques s'imposent :

- Quand le substratum se trouve à une faible profondeur (sites BH17/4, BH17/3, BH7, S1, S10, S3).

Les résultats obtenus avec les méthodes 1, 2 et 3 en linéaire seulement, présentent des valeurs de périodes propres inférieures à celles obtenues sur les spectres.

Seuls les résultats de la méthode 3 en linéaire équivalent sont en accord avec les conclusions de l'analyse spectrale.

- Lorsque le substratum se trouve à une profondeur intermédiaire (sites AT4, AT6, AT8)

Les résultats obtenus avec les différentes méthodes sont compatibles avec les valeurs obtenues à partir des spectres de réponse. Cependant, les méthodes 1 et 2 semblent légèrement sous estimer les périodes propres des profils de sols correspondants.

- Lorsque le substratum se trouve à une grande profondeur (sites AT1, AT2, AT3, SS3, SS9, SS11)

Les méthodes 1 et 2 semblent surestimer les périodes propres par rapport à la méthode 3 et aux résultats de l'analyse spectrale.

Les résultats de la méthode 3 en linéaire équivalent varient de façon notable d'un site à l'autre. Ce résultat n'est pas surprenant, compte tenu que la méthode de calcul ne prend en compte que la valeur du H200 et que nous avons parmi les six sites de ce groupe, des variations importantes de cette épaisseur d'un site à l'autre.

Il apparaît au vu de ces résultats, que les méthodes 1 et 2 peuvent donner des valeurs de périodes propres assez éloignées de celles obtenues avec la méthode 3 et des périodes dominantes du spectre de réponse.

La méthode 3 semble être assez bien adaptée aux différents sites ; ce qui n'est guère surprenant compte tenu des remarques précitées lors de la présentation de la méthode. Ceci permet en d'autres termes, de montrer que nos résultats sont proches de ceux déjà obtenus.

Les résultats de la méthode 1 sont à interpréter avec une certaine réserve car nombre de profils de sols présentent des couches à moindre vitesse.

III26 - comparaison de nos résultats avec ceux déjà obtenus

Les résultats précédemment obtenus sont présentés en annexe 3.

On constate d'une part que la classification des sites basées sur les deux paramètres:

- profondeur du substratum
- valeur de H200 (épaisseur de formation superficielle de vitesse des ondes de cisaillement < 200 m/s)

est toujours très applicables.

D'autre part, ces résultats permettent de confirmer la grande influence du comportement linéaire équivalent sur la réponse en surface, des sites de la colline de "Benevento".

De façon générale, on observe que les spectres en pseudo-accélération que l'on a obtenu avec shake, montrent des amplifications, par rapport au site de référence, tout à fait équivalentes à celle obtenues sur les spectres témoins.

III3 - Calcul de réponse des sols à une dimension en élastoplasticité

L'objectif de ce calcul est double :

- Prise en compte d'un comportement des sols purement non linéaire sous sollicitation dynamique, à partir du code de calcul Gefdyn (Aubry et al 1986).
- Comparaison des résultats à ceux obtenus à partir des modélisations à une dimension en linéaire et linéaire équivalent.

III31 - Le code de calcul "Gefdyn"

III311 - Généralités

Le logiciel Gefdyn, est un code de calcul par éléments finis mis au point à l'Ecole Centrale de Paris.

L'objectif principal d'un tel code est de répondre aux exigences des calculs de dimensionnement des ouvrages en Génie Civil.

Afin de modéliser au mieux le comportement des matériaux et géomatériaux, Gefdyn peut traiter les problèmes suivants : analyse du comportement statique, quasi-statique, ou dynamique, en milieu drainé, saturé ou non.

Plusieurs lois de comportement sont disponibles pour traiter les aspects particuliers du comportement des roches ou des sols.

Au niveau des chargements sismiques, des frontières absorbantes permettent de traiter la propagation des ondes dans des milieux infinis.

On trouvera en annexe 4 le principe de calcul en éléments finis développés dans Gefdyn.

III312 - Application aux calculs de réponse des sols en élastoplasticité

Champ sismique incident

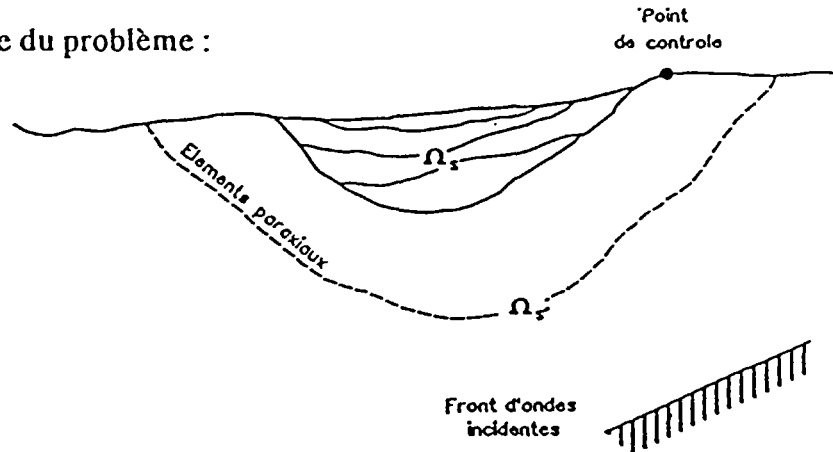
On utilise la même hypothèse qu'avec shake, qui consistait à évaluer la réponse d'un profil de sols soumis à une onde de cisaillement ascendante à propagation verticale.

Loi de comportement

La loi de comportement utilisée, est la loi élastoplastique de Hujeux que nous détaillons dans le paragraphe III33.

L'approximation paraxiale

Géométrie du problème :



D'une manière générale, on considère que toutes les hétérogénéités géologiques et structurales se trouvent dans le domaine Ω_s , alors que le domaine Ω_e est supposé élastique et monophasique.

Plusieurs méthodes ont été présentées pour modéliser le domaine extérieur non borné. Gefdyn utilise la méthode dite "approximation paraxiale ou parabolique".

Principe de la méthode :

L'approximation paraxiale est une méthode de modélisation permettant aux ondes diffractées de se propager au delà de la frontière.

Le principe consiste à effectuer un développement asymptotique du vecteur d'onde dans le domaine fréquentiel, suivant la direction normale à la frontière locale.

La performance de ces éléments est ainsi, directement proportionnelle au degré de ce développement. A l'ordre 0, ces frontières correspondent à des amortisseurs consistants.

On pourra se référer à Modaressi (1987) pour une explication détaillée de la méthode.

Ces conditions dynamiques à la frontière nous permettent également d'introduire des champs sismiques incidents quelconques, suivant le principe de décomposition du champ de déplacement sismique, en champ incident et diffracté. En effet, les relations de continuité entre les domaines, intérieur Ω_s et extérieur Ω_e font intervenir les vecteurs, contrainte et vitesse du champ incident, dans l'équation générale d'équilibre, écrite sous forme variationnelle dans le domaine Ω_s .

III32 - Modèle monodimensionnel

III321 - Principe du maillage

Dans le cas d'une colonne de sols définie à une dimension, le maillage est réalisé à partir d'éléments monodimensionnels.

Chaque noeud possède deux degrés de liberté : une translation horizontale et une translation verticale.

La hauteur maximale des mailles est définie de façon à assurer correctement la transmission des ondes de cisaillement, ce qui se traduit par :

$$h_{\max} = \lambda / 10 \qquad \lambda = V_s / F_{\max}$$

où

h_{\max} = hauteur maximale des mailles

λ = longueur des ondes de cisaillement

V_s = vitesse de propagation des ondes de cisaillement

F_{\max} = fréquence maximale de calcul

Des éléments frontières sont utilisés à la base de la colonne pour assurer l'absorption des ondes V_s et V_p dans le substratum rocheux.

III322 - Application à la colonne de sols S10

Le calcul de réponse de la colonne S10 représente la première étape de l'étude de modélisation, car elle représente le site de référence. A l'heure actuelle, seule cette colonne a été étudiée en élastoplasticité, la suite de l'étude permettra de comparer, en terme d'accélération maximale horizontale et de contenu fréquentiel des mouvements recueillis en surface, tous les autres sites à cette colonne.

Les caractéristiques géométriques et géomécaniques des différents sols constitutifs de la colonne S10 sont rappelés dans le tableau 5.

Les valeurs de vitesse des ondes de compression (V_p) ont été estimées à partir de la relation :

$$V_p = 1,7 V_s$$

Le coefficient de poisson pour chacun des matériaux a été déterminé à partir de la relation :

$$\mu = ((V_p/V_s)^2 - 2) / (2(V_p/V_s)^2 - 1)$$

Le module d'Young a été déterminé à partir de la relation :

$$G = E / (2(1 + \mu))$$

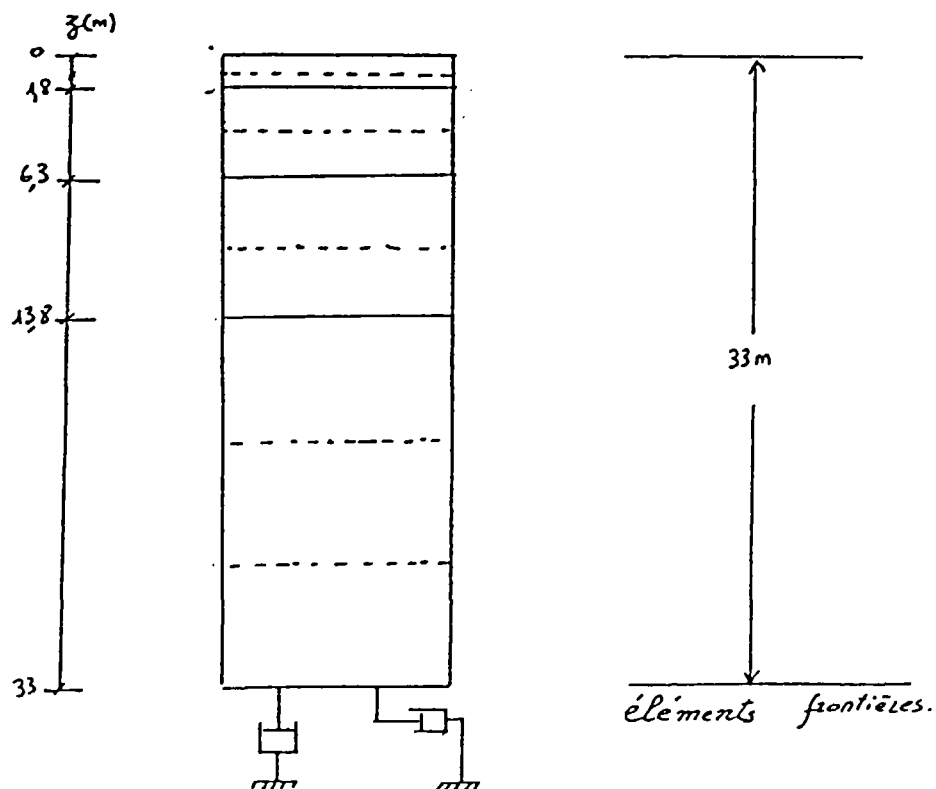
Tableau 6 : caractéristiques de base

Paramètres Matériaux	H (m)	V _s (m/s)	V _p (m/s)	(KN/m ³)	G (MPa)	E (MPa)	ν
Made ground	1,8	200	360	17	68	173,64	0,27678
Conglomérat lâche	4,5	550	962	19	575	1446,2	0,25757
Conglomérat non cimenté	7,5	728	1252	22	1166	2902,6	0,2447
Conglomérat cimenté	19,2	1500	2550	23	5175	12787	0,2354

En considérant une fréquence maximale de calcul de 25 Hz et la vitesse des ondes de cisaillement de chaque couche on obtient le modèle monodimensionnel suivant dont le maillage est présenté figure 20

Matériaux	X (m)	h (m) calculé	h (m) choisi	H	Nombre d'éléments par couche
Made ground	8	0,8	0,9	1,8	2
Conglomérat lâche	2,2	2,2	2,25	4,5	2
Conglomérat non cimenté	29,12	2,912	3,75	7,5	2
Conglomérat cimenté	60	6	6,48	19,2	3

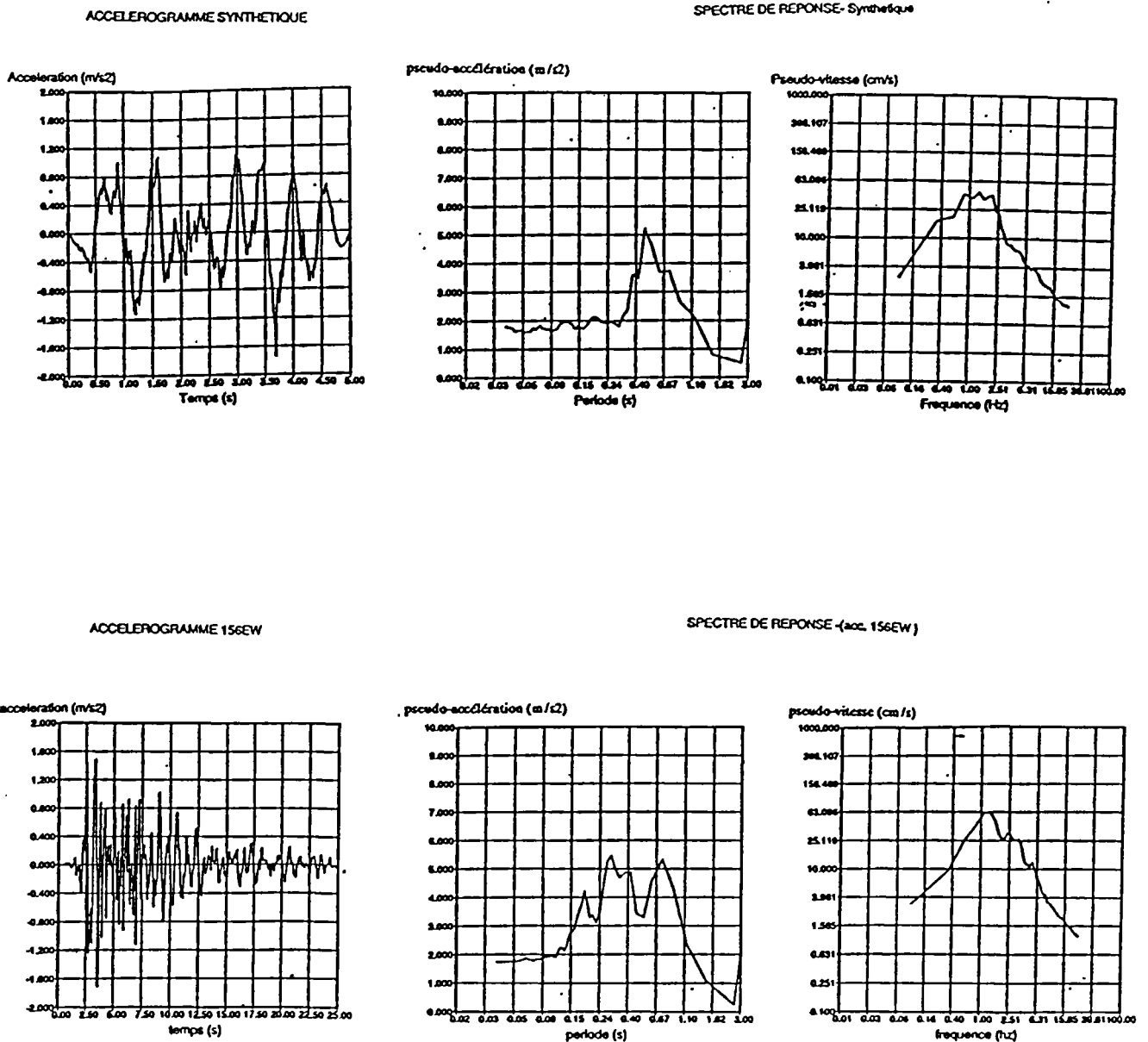
La figure 20 ci-dessous schématise le maillage en éléments finis de la colonne S10.



III33 - Sollicitations : accélérogrammes appliqués

Compte tenu du temps de calcul que demande le logiciel Gefdyn en élastoplasticité, et de la durée des accélérogrammes réels préconisés pour le projet, nous n'avons réalisé les calculs qu'en utilisant l'accélérogramme 156 (composante Est-Ouest) et un accélérogramme synthétique défini à partir du spectre de référence moyen à la base de la colonne S10, et représentant ses caractéristiques.

Ces deux accélérogrammes sont représentés sur la figure 21 ci-dessous.



III34 - Les paramètres de la loi de Hujoux

III341 - Présentation de ces paramètres

La modélisation du comportement des sols à l'aide de la loi élastoplastique nécessite la connaissance d'un grand nombre de paramètres définis en deux catégories :

- les paramètres physiques qui sont déterminés par les essais de laboratoire
- les paramètres numériques propres à la formulation de la loi et qui servent à caler les courbes numériques et expérimentales.

Les paramètres de la loi de Hujoux peuvent être classés en fonction de leur nature et leur domaine d'application :

- les paramètres élastiques : K, G, n
- les paramètres de l'état critique : $P_{co}, \text{Béta}, \text{Phi}$
- les paramètres d'érouissage déviatoire : A_m, B, A_c, m
- les paramètres d'érouissage en consolidation isotrope : C_m, d, C_c
- les paramètres liés aux limites de comportement : $\eta_k^{cla}, \eta_k^{hys}, \eta_k^{mbl}$

On rappelle la définition de ces paramètres :

- K : module volumique rapporté à la pression de référence (sans dimension)
- G : module de cisaillement rapporté à la pression de référence (sans dimension)
- n : exposant élastique (sans dimension)
- phi : angle de frottement effectif en plasticité parfaite
- P_{co} : pression critique initiale de référence (en MPa)
- Beta : module de compressibilité plastique (sans dimension)
- A_m : "coefficient de raideur initiale" des mécanismes déviatoires en chargement monotone.
- A_{cyc} : "coefficient de raideur initiale" des mécanismes déviatoires en chargement cyclique.
- m : exposant plastique mobilisation des mécanismes déviatoires en chargement cyclique.

- b : coefficient de courbure des surfaces de charge des mécanismes déviatoires.
- C_m : "coefficient de raideur initiale" du mécanisme de consolidation isotrope en chargement monotone.
- C_{cyc} : "coefficient de raideur initiale" du mécanisme de consolidation isotrope en chargement cyclique.
- d : "coefficient d'activation" du mécanisme de consolidation isotrope.
- r_k^{cla} : rayon élastique : fixe l'étendue du domaine élastique
- r_k^{hys} : rayon hystérétique : fixe l'étendue du domaine hystérétique
- r_k^{mbl} : rayon mobilisé : fixe l'étendue du domaine intermédiaire

On trouvera tous les détails de la loi de Hujieux ainsi que le rôle de chacun des paramètres dans les travaux de E. Michalski et A. Rahma (volume 1 - 1989) : "Modélisation du comportement des sols en élastoplasticité : définition des paramètres des modèles Hujieux-Cyclade et recherche des valeurs de ces paramètres pour différents sols".

III342 - Moyens de détermination des paramètres

Pour déterminer les paramètres liés aux comportements élastiques des sols, on peut réaliser par exemple :

- les essais triaxiaux cycliques quasi-statiques (El Horsi, 1979)

Le principe de cet essai consiste à créer des sollicitations périodiques dans un échantillon de sol placé dans une cellule triaxiale. Celle-ci est modifiée de façon à pouvoir faire des mesures de déformation directement sur l'échantillon (on peut mesurer des déformations de l'ordre de 10^{-6})

- les essais à la colonne résonnante (El Horsi, 1979)

Le principe de l'essai consiste à faire vibrer un échantillon cylindrique de sol, en torsion autour de son axe, en faisant varier la fréquence jusqu'à la résonance, (on peut mesurer des déformations de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6})

Les méthodes permettant la détermination des paramètres liés à l'état critique, font appel à des essais de cisaillement à l'appareil triaxial, de préférence en grandes déformations (sans discontinuité cinématique), de façon à approcher le palier de plasticité parfaite ; et des essais de consolidation isotrope ou oedométriques.

La détermination des paramètres plastiques est basée essentiellement sur des méthodes de calage, par approximations successives entre courbes théoriques et courbes expérimentales, représentatives d'essais de consolidation ou de cisaillement triaxial, en chargement monotone ou cyclique.

Le calage se fait dans un premier temps sur les paramètres du comportement monotone :

- Am et B sont ajustés à partir d'essais triaxiaux drainés

- Cm et d sont calés à partir d'essais de consolidation isotrope

L'ajustement des paramètres A_{cyc} , C_{cyc} , m , r_k^{hys} , r_k^{mbl} , est fait ensuite de façon à reproduire correctement les essais triaxiaux cycliques (et monotones) drainés et non drainés.

On peut également pour caler r_k^{hys} utiliser les résultats d'essais au triaxial cyclique quasi-statique

On trouvera en annexe 5 quelques ordres de grandeur de ces paramètres.

III343 - Estimation des paramètres de Hujeux pour les matériaux de la colonne S10

III3431 - Principe de détermination

Dans le cadre de cette étude, nous n'avons malheureusement aucune données permettant d'estimer des paramètres de Hujeux (physiques et numériques) relatifs aux différents matériaux constituant le sous sol de Bénévento.

Nous avons donc dû recourir à une méthode dite de calage pour mener à bien cette détermination.

Méthode de calage :

Cette méthode a consisté à :

- Choisir tout d'abord une courbe théorique de $G = f(\gamma)$ pour chaque matériaux du profil S10
- Simuler ensuite des essais de cisaillement cyclique à l'aide d'un code de calcul (Runloi), afin d'obtenir une courbe dite expérimentale $G = g(\gamma)$ pour un jeu de paramètres de Hujoux choisi de façon qualitative.
- Modifier les paramètres physiques, numériques afin d'ajuster au mieux la courbe expérimentale à la courbe théorique.

Inconvénients majeurs de cette méthode dans le cadre de l'étude

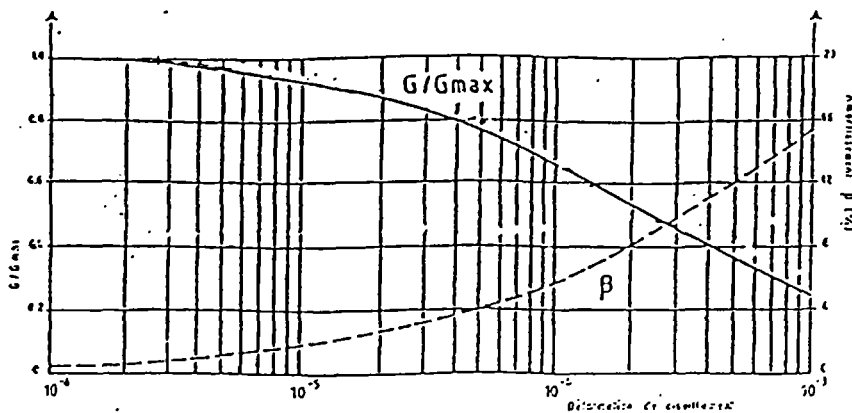
- Vu le peu d'informations disponibles pour chacun des matériaux, les courbes théoriques choisies peuvent ne pas être réellement représentatives de ceux-ci.
- Plusieurs jeux de paramètres différents peuvent conduire à la même courbe expérimentale, suivant des chemins de contraintes/déformations. La connaissance de quelques uns des paramètres physiques aurait rendu l'étude plus facile et surtout plus sûre.
- A cause du facteur "temps", nous ne nous sommes pas servi des courbes de variation du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion, ce qui aurait apporté une précision supplémentaire pour l'évaluation des paramètres. Seules les courbes $G = f(\gamma)$ ont donc été calées.

III3432 - Les courbes $G = f(\gamma)$ théoriques retenues

Pour la couche de made ground, nous avons retenu la courbe relative aux argiles du pliocène (figure 12)

Pour le conglomérat lache la courbe utilisée est celle définie pour les pyroclastites (figure 12)

Pour les conglomérats cimentés et non cimentés la courbe utilisée est la courbe théorique définie par Seed, relative aux sables

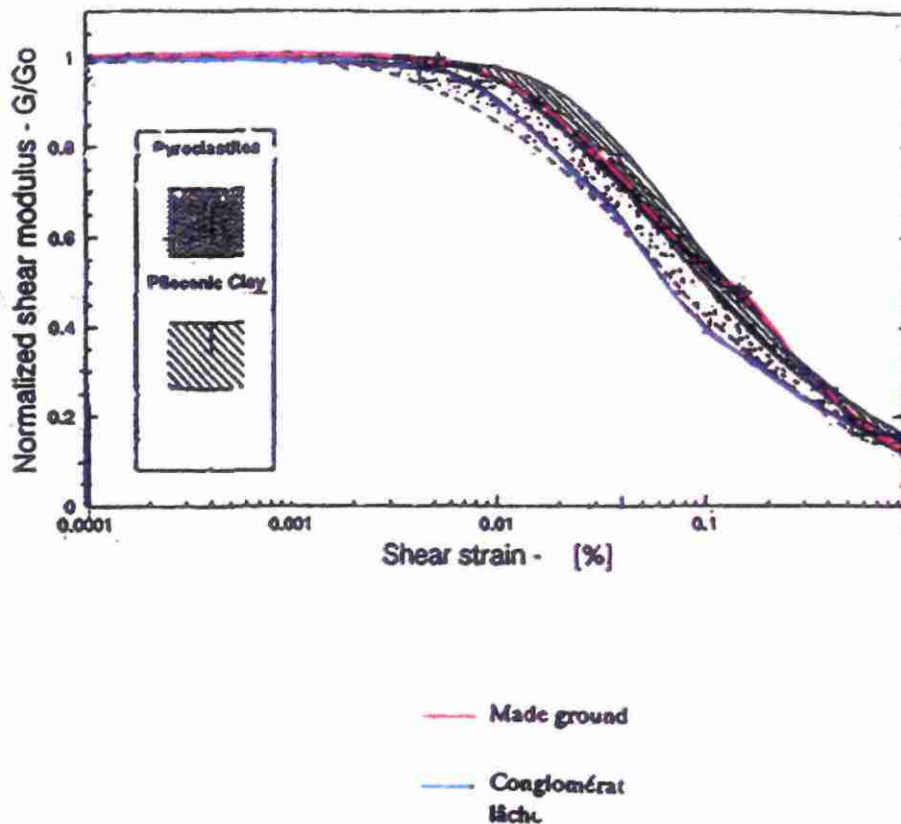


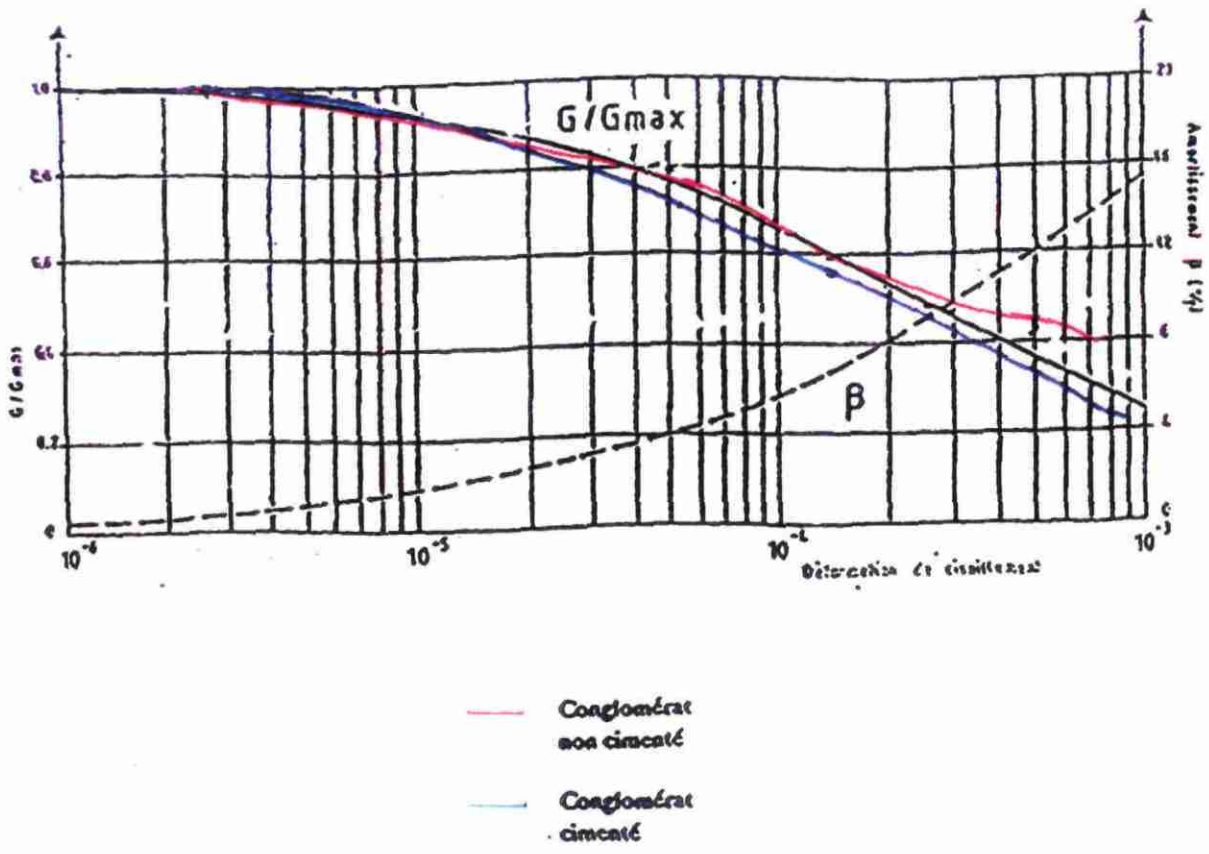
III3431 - Les courbes expérimentales obtenues

Pour la réalisation des essais, de cisaillement cyclique, nous nous sommes fixés un nombre de cycles de chargement égal à 5, et un état de confinement initial du matériau égal au produit $\gamma \times (H/2)$ où γ représente le poids volumique et H l'épaisseur de la couche.

Pour chacun des jeux de paramètres, nous avons réalisé 5 à 6 essais en fonction du taux de déformation imposé (de 10^{-6} à 10^{-2}), en essayant d'obtenir une courbe expérimentale "la plus théorique possible". Pour chacun des essais nous avons calculé le module de cisaillement G à partir du dernier cycle.

Les courbes retenues pour chacun des matériaux sont données ci-dessous (figure 22)





III3432 - les paramètres de Hujoux correspondants

Les modules G_0 et K_0 correspondant au produit $(\rho_0 * V_s^2)$, ainsi que les modules G_{ref} et K_{ref} (modules G_0 et K_0 ramenés à la pression de référence : 10 bars = 1 MPa) sont rappelés dans le tableau 6 ci-dessous.

	Made ground	Conglomérat lache	Conglomérat non cimenté	Conglomérat cimenté
G_0 (MPa)	68	575	1166	5175
K_0 (MPa)	130	649	1890	8000
G_{ref}	835	2122	2616	7305
K_{ref}	1592	3670	4252	11370

Tableau 7 : ensemble des paramètres retenus pour les différents matériaux

Paramètres			Made ground	Conglomérat lache	Conglomérat non cimenté	Conglomérat cimenté
	nom	unité				
élastiques	n	-	0.6	0.5	0.5	0.5
	Ko	MPa	130	649	1890	8000
	Go	Mpa	68	575	1166	5175
	Pref	MPa	1	1	1	1
état critique	Pco	Pa	20.10 ³	0.510 ⁶	0.9510 ⁶	1.510 ⁶
	β	°	20	30	30	35
	ϕ	-	18	30	35	40
	ψ	-	18	30	35	40
écrouissage déviatoire	Am	-	0.00001	0.00001	0.00004	0.00002
	Ac	-	0.000005	0.000005	0.00002	0.00001
	B	-	0.8	0.8	0.8	0.8
écrouissage isotrope	Cm	-	0.000015	0.000015	0.00006	0.00003
	Cc	-	0.0000075	0.0000075	0.00003	0.000015
	d	-	1.4	2	2	2
domaine de comport.	Rel	-	0.1	0.1	0.01	0.01
	Rhys	-	0.15	0.15	0.015	0.035
	Rmbl	-	1	1	0.5	0.6
	γ_{sl}	-	0.1	0.1	0.01	0.01
	m	-	1	1	1	1
	α	-	1	1	1	1

III344 - remarques et conclusions

On observe que certains paramètres numériques obtenus pour nos différents matériaux, sortent des fourchettes de grandeur trouvées dans la littérature (voir annexe 5).

En effet, on s'aperçoit que le paramètre A_m par exemple (coefficient de raideur initiale des mécanismes déviatoires en chargement monotone) est :

- pour le made ground (10^{-5}) inférieur à celui obtenu généralement pour une argile (10^{-3} à 10^{-4}).

- pour les conglomérats non cimentés et cimentés (de l'ordre de 10^{-5}), inférieur aux valeurs habituellement obtenues pour un sable (10^{-2} à 10^{-3}).

Dans notre démarche nous avons essayé de considérer au mieux, compte tenu de l'expérience, les paramètres géomécaniques des différents matériaux. Ensuite nous avons calé les paramètres numériques avec les courbes théoriques $G = f(\gamma)$ de matériaux présentant des propriétés mécaniques le plus proche possible des nôtres.

Il s'avère en fait que les propriétés mécaniques de nos matériaux sont supérieures à celle des "matériaux théoriques". Il est donc logique d'obtenir au niveau des paramètres numériques des variations non négligeables.

A_m est un paramètre qui, en chargement monotone, règle : la valeur initiale du module d'érouissage, et la pente de la courbe contrainte déviatorique - déformation de cisaillement. L'expérience a montré que ceux-ci augmentaient lorsque la valeur de A_m diminuait.

Compte tenu de cette remarque, il est tout à fait normal de trouver des valeurs de A_m plus faibles pour nos matériaux que pour les matériaux théoriques.

Sachant que pour les paramètres A_{cyc} , C_m , C_{cyc} on a utilisé, comme il est d'usage, les relations suivantes :

$$A_{cyc} = A_m/2$$

$$C_m = 3A_m/2$$

$$C_{cyc} = C_m/2$$

les différences obtenues pour ces paramètres, entre nos matériaux et les matériaux théoriques, sont du même ordre de grandeur que celles de A_m et s'expliquent de la même manière.

III35 - Résultats obtenus

Une analyse comparée des résultats à chacun des interfaces géologiques de la colonne de sols S10, nous a donné une idée sur l'influence de chacune des couches au niveau de la réponse recueillie en surface.

III351 - Résultats obtenus à partir de l'accélérogramme synthétique

diagrammes d'accélération et de vitesse à chacun des interfaces

Figure 23 : au niveau du toit du conglomérat cimenté

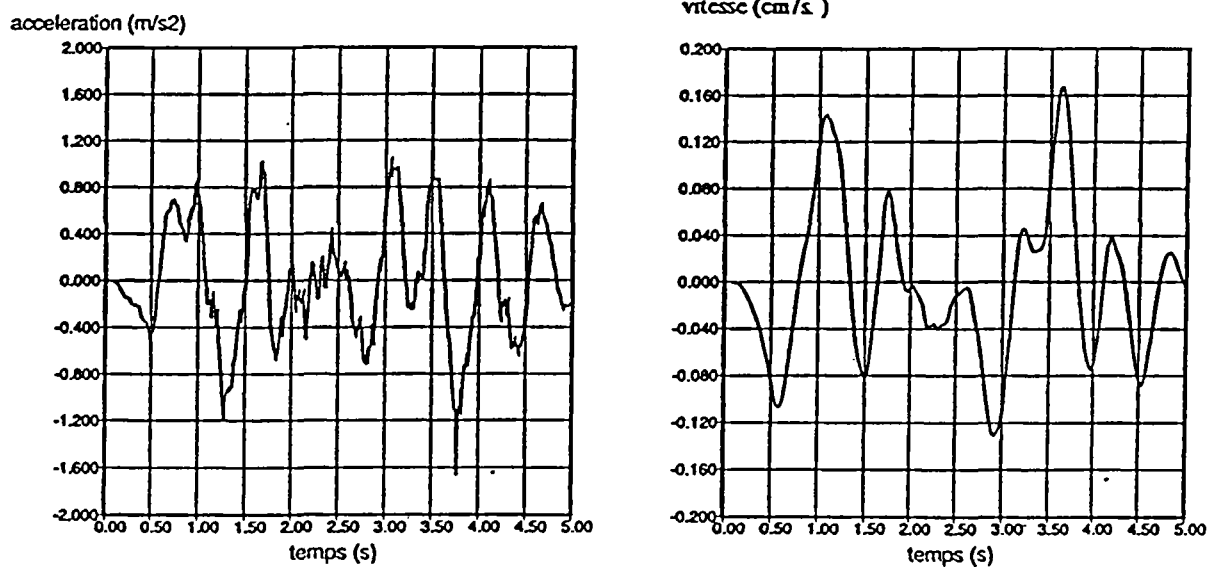


Figure 24 : au niveau du toit du conglomérat non cimenté

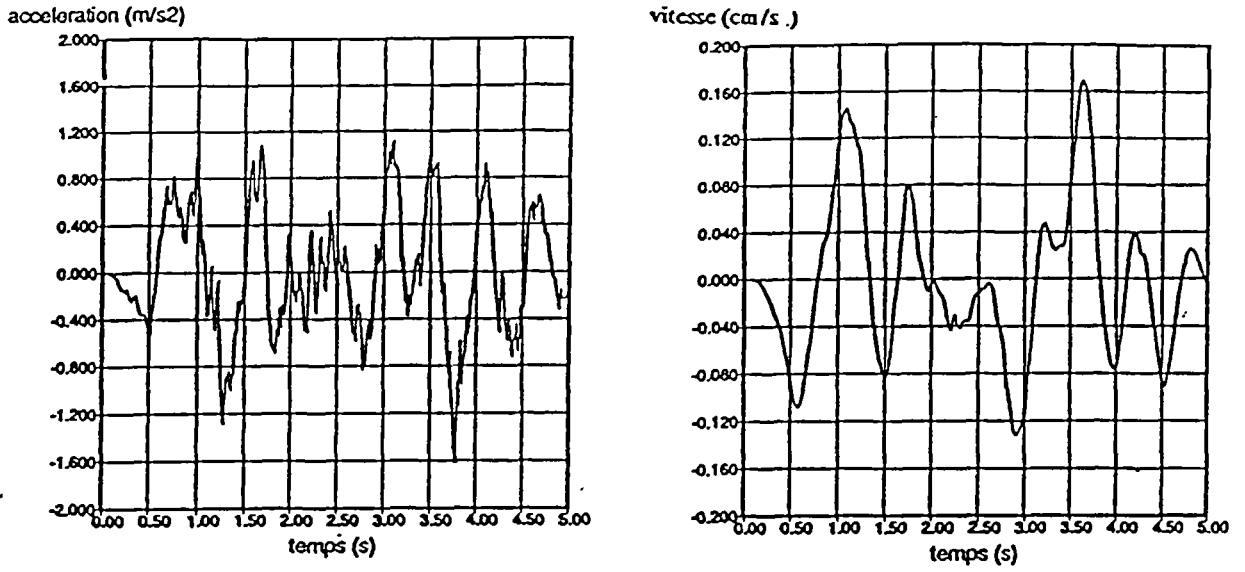


Figure 25 : au niveau du toit du conglomérat lache

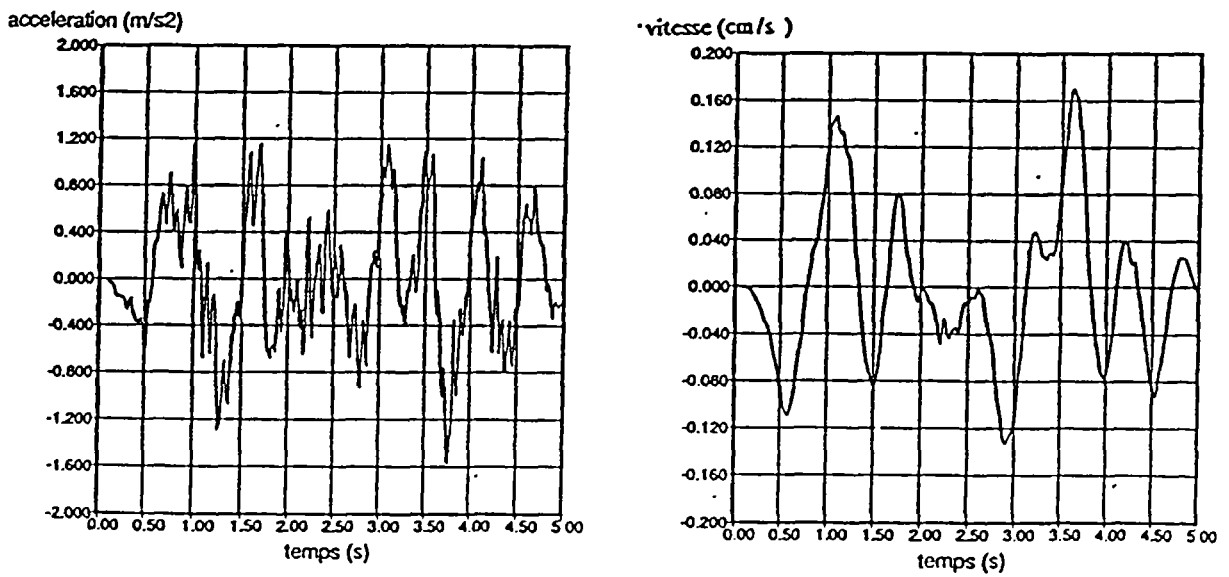
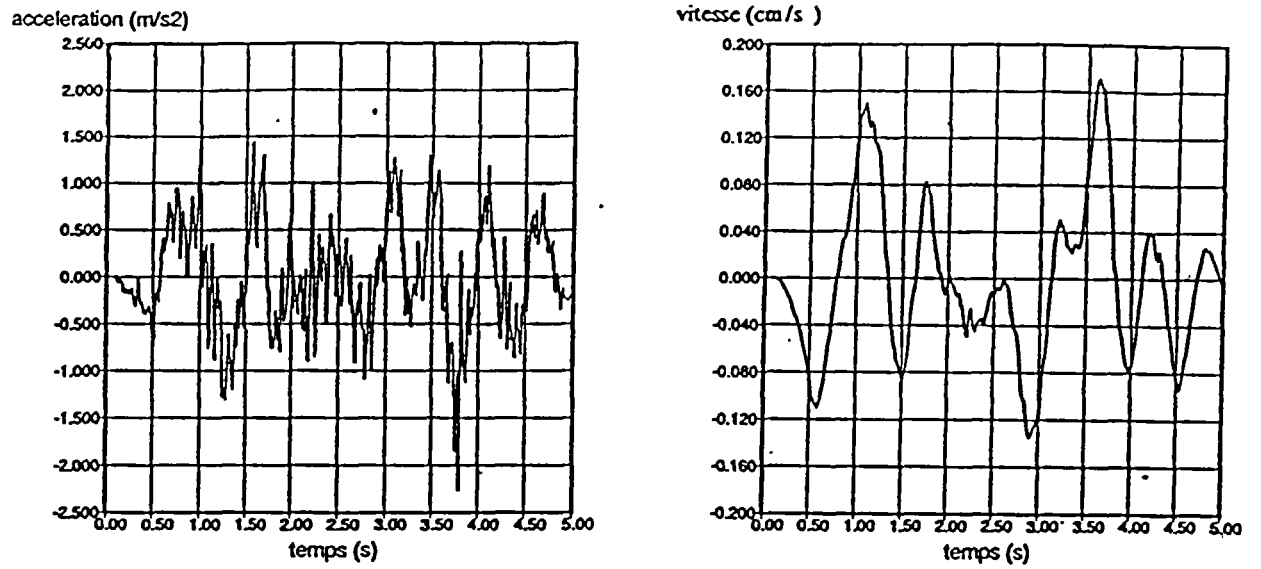


Figure 26 : en surface (toit du made ground)



Spectres en pseudo-accélération et de pseudo-vitesse

Figure 27 : au niveau du toit du béton armé

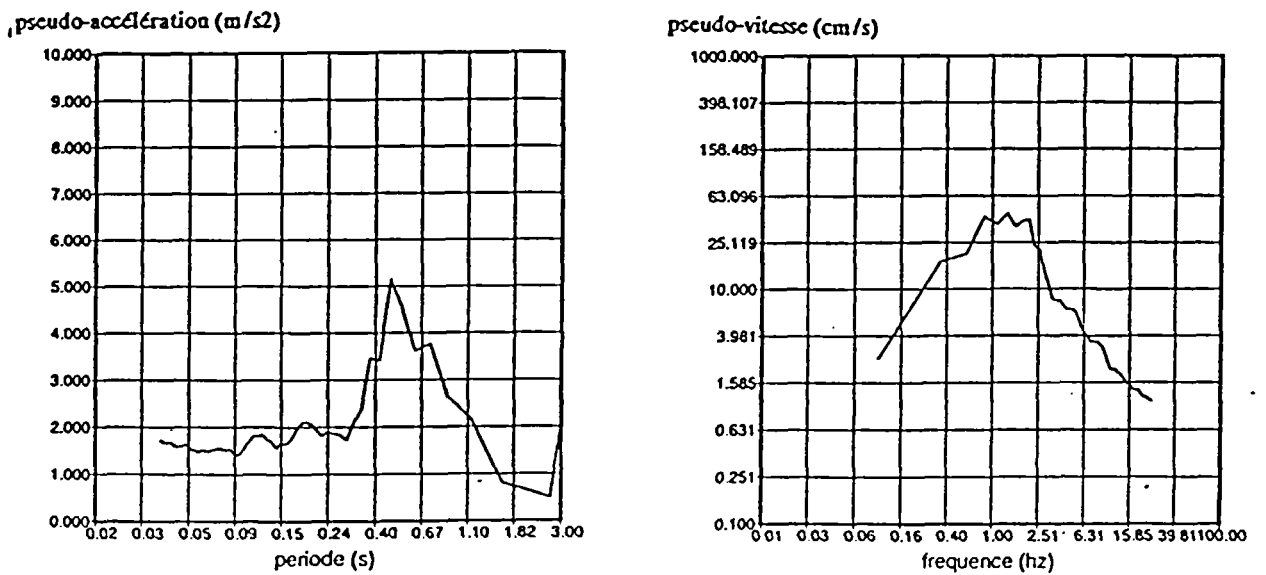


Figure 28 : au niveau du toit du conglomérat non cimenté

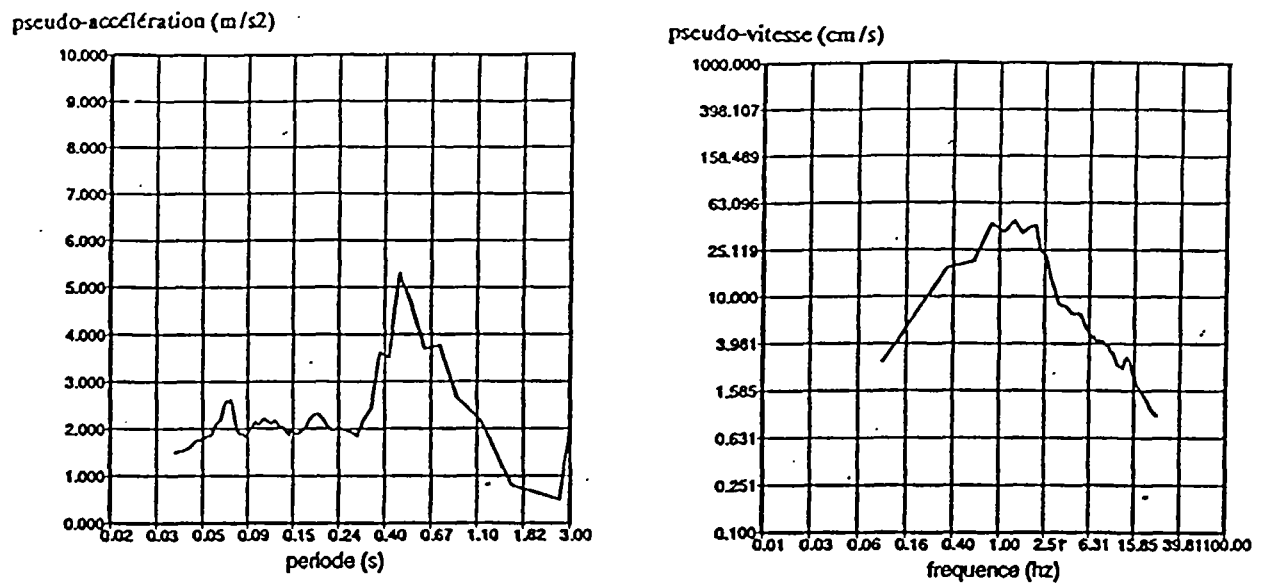


Figure 29 : au niveau du toit du conglomérat lache

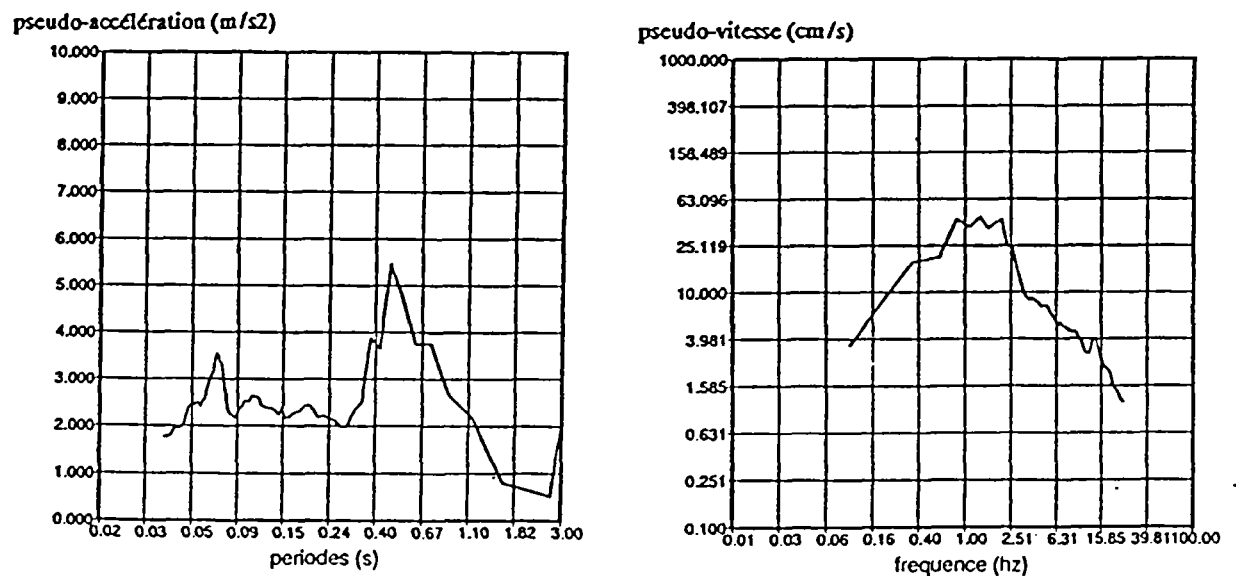


Figure 30 : en surface (toit du made ground)

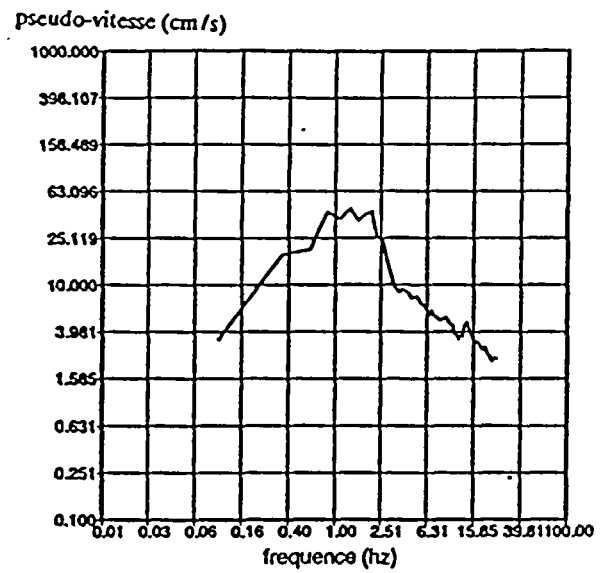
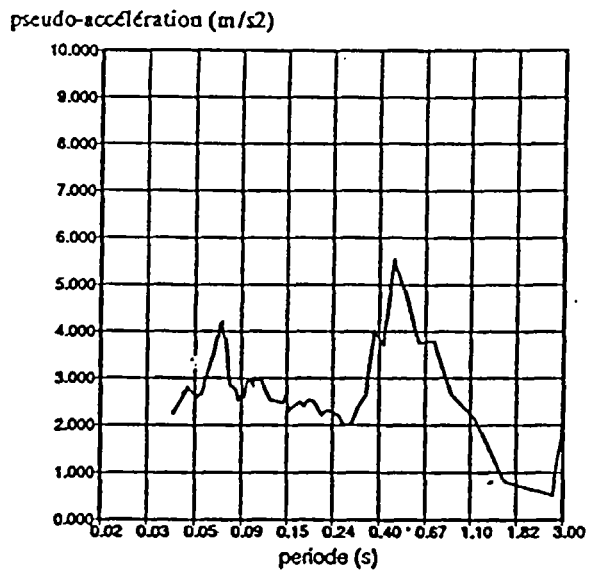
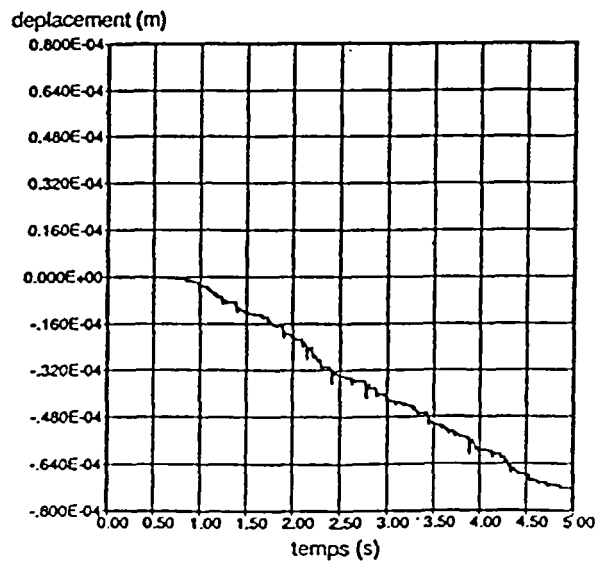
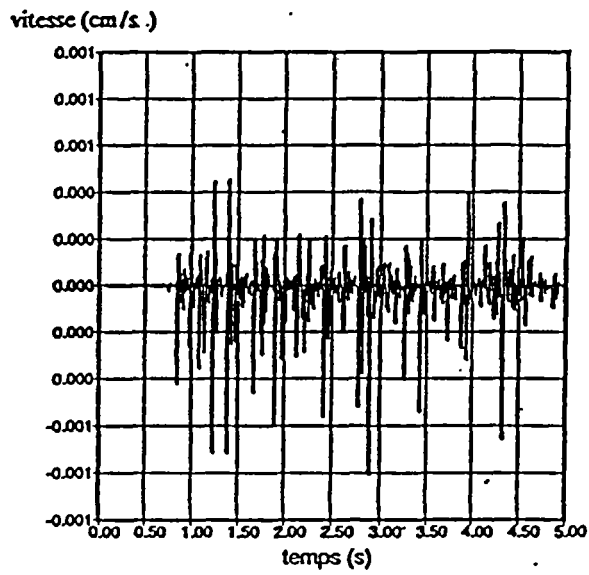
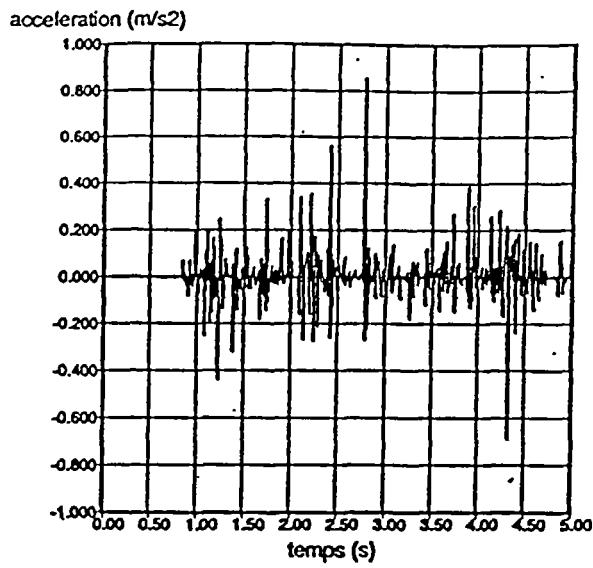


diagramme des accélérations, vitesses, déplacements verticaux en surface

Figure 31



III352 - résultats obtenus à partir de l'accélérogramme 156 EW

diagrammes d'accélérations, et vitesses horizontales à chaque interface

Figure 32 : au niveau du toit du béton aggloméré

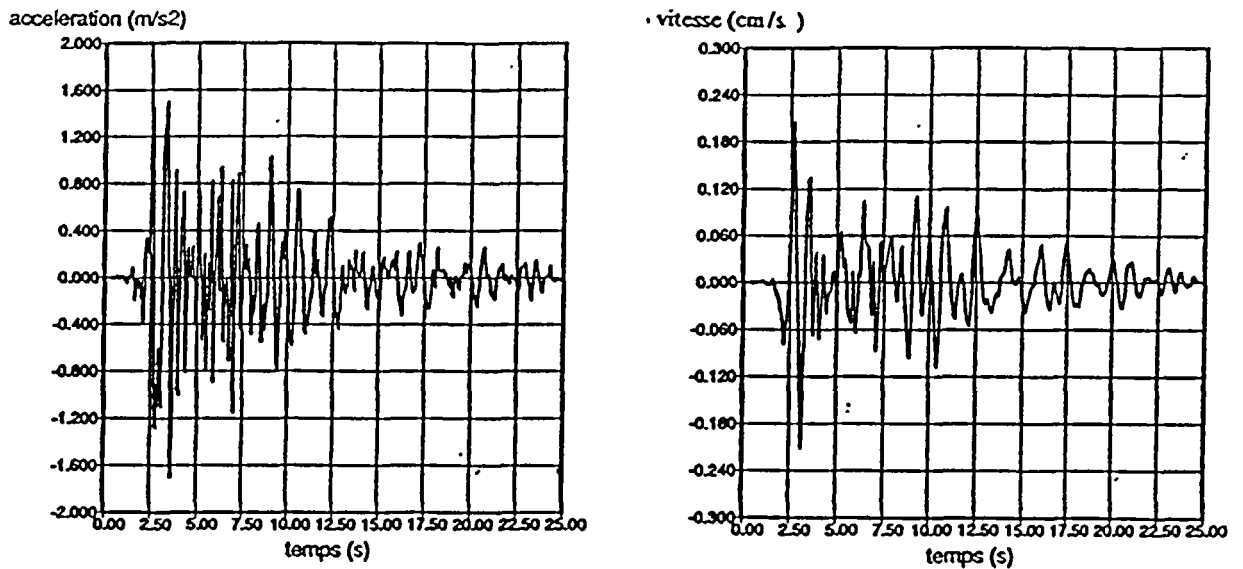


Figure 33 : au niveau du toit du béton non aggloméré

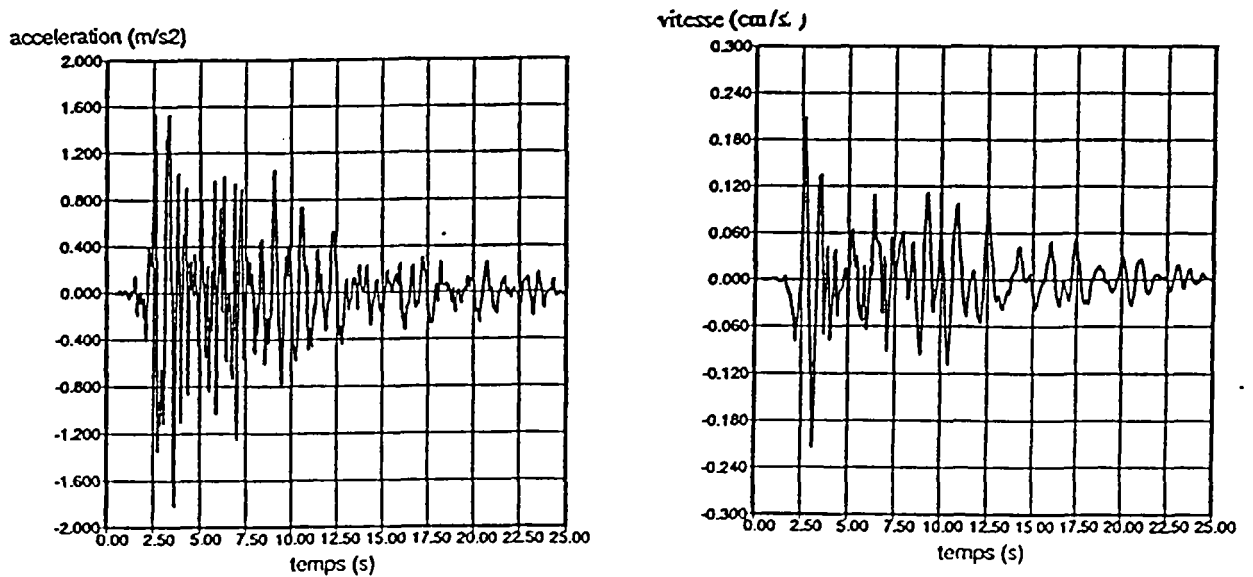


Figure 34 : au niveau du toit du conglomerat lache

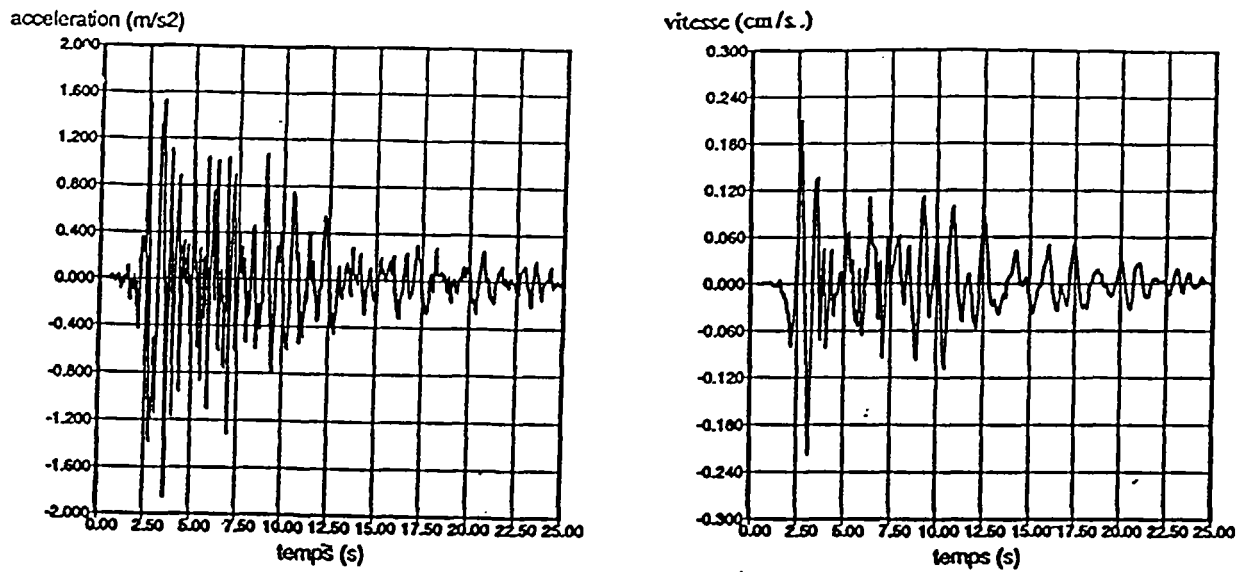
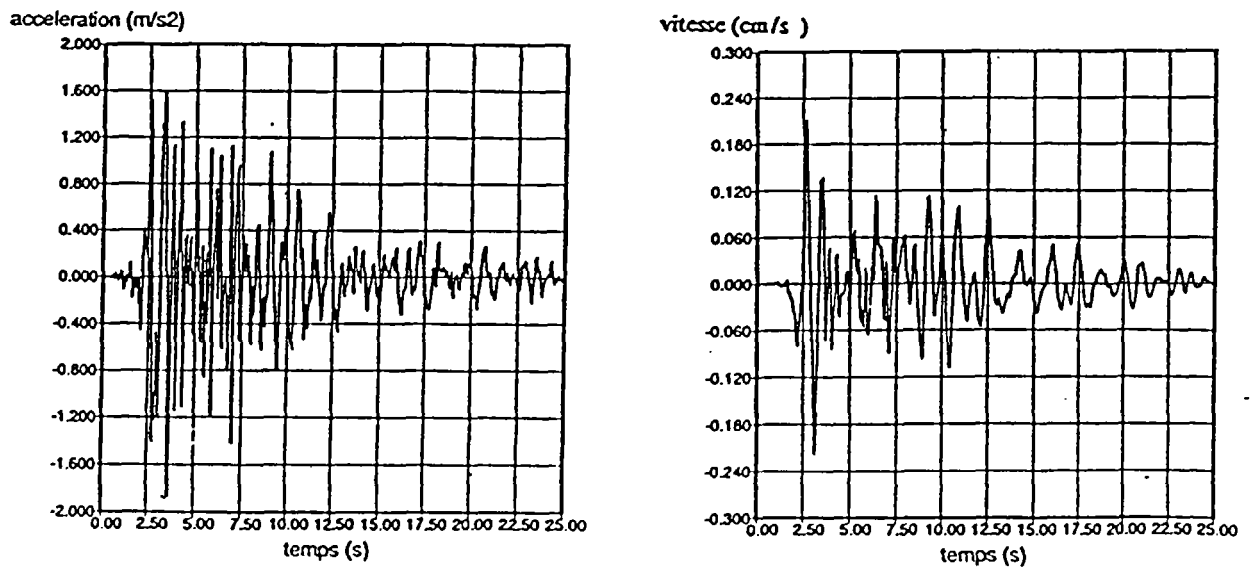


Figure 35 : en surface (toit du made ground)



spectres en pseudo-accélération et pseudo-vitesse à chaque interface

Figure 36 : au toit du conglomerat cimenté

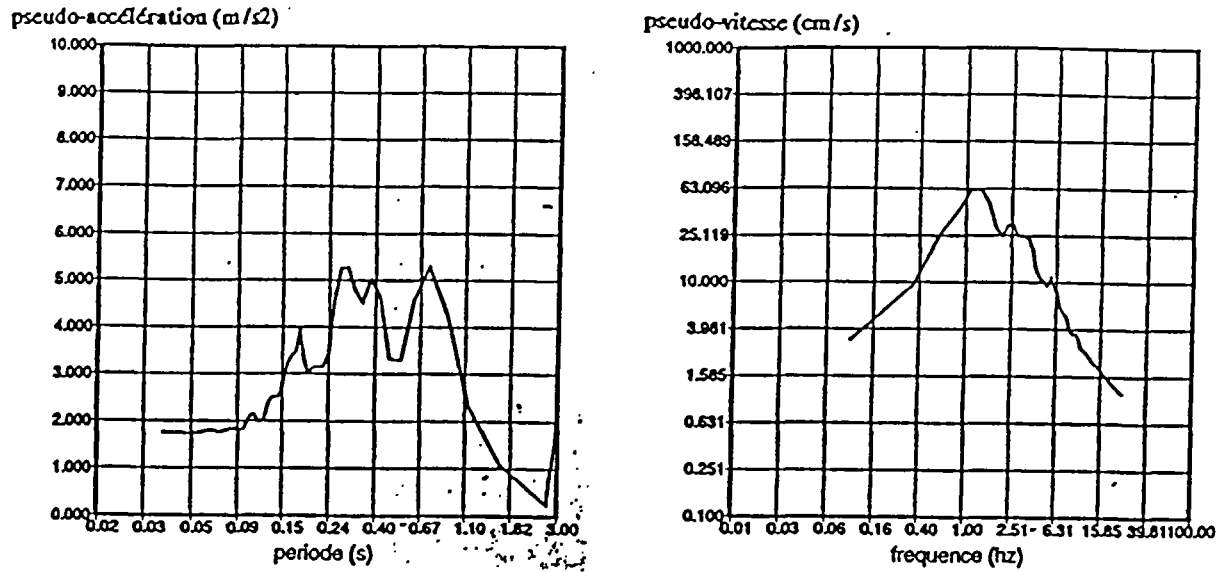


Figure 37 : au toit du conglomerat non cimenté

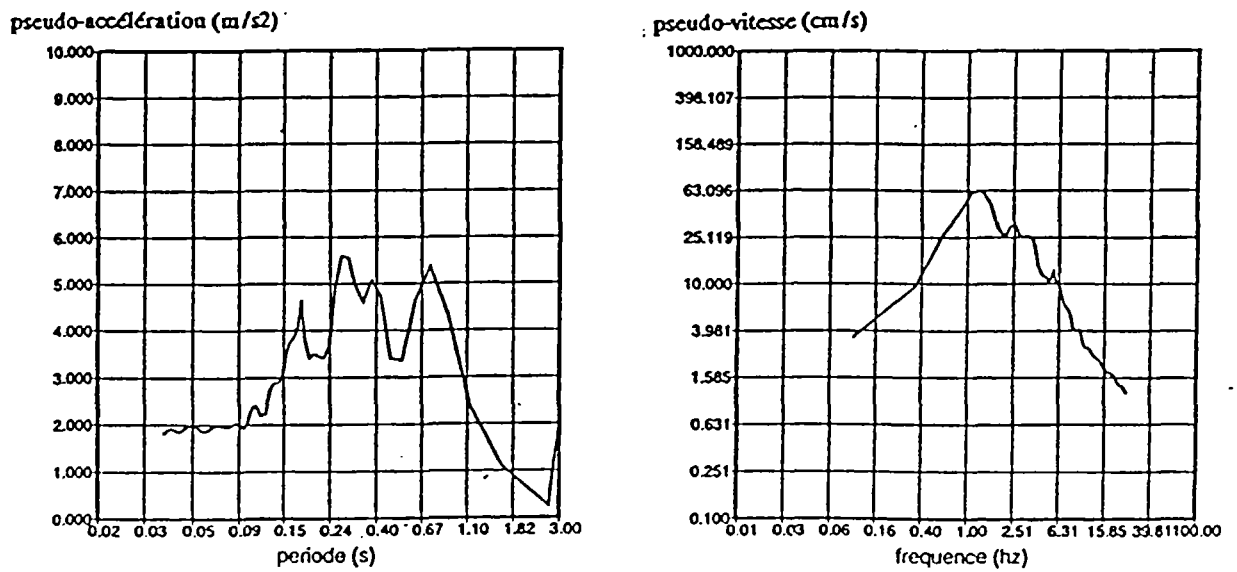


Figure 38 : au toit du conglomerat lache

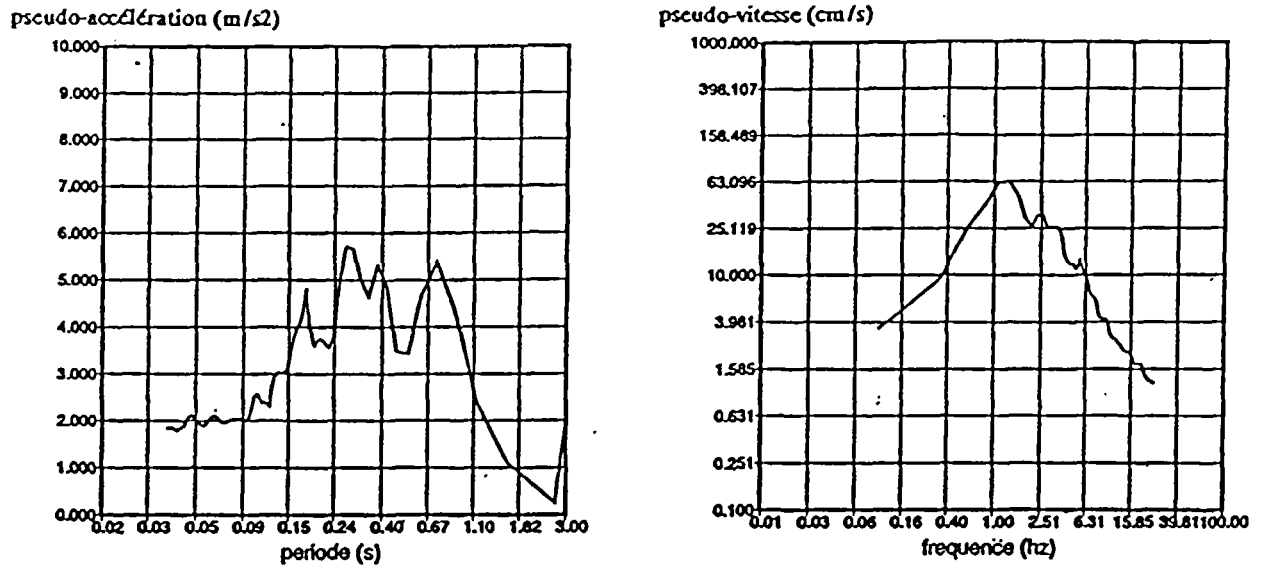
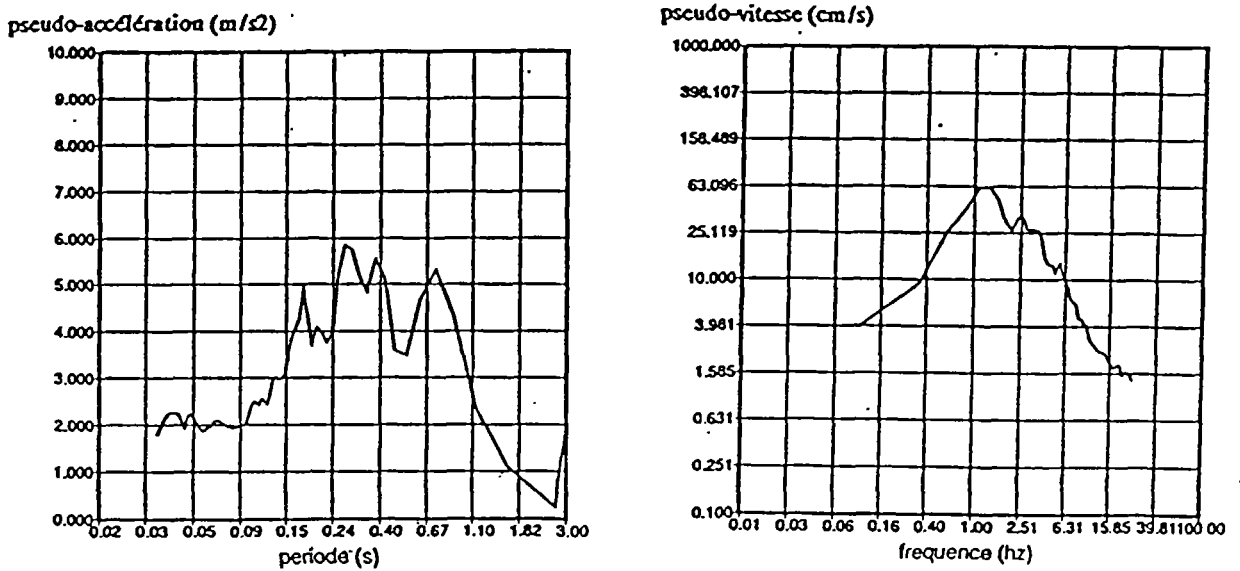
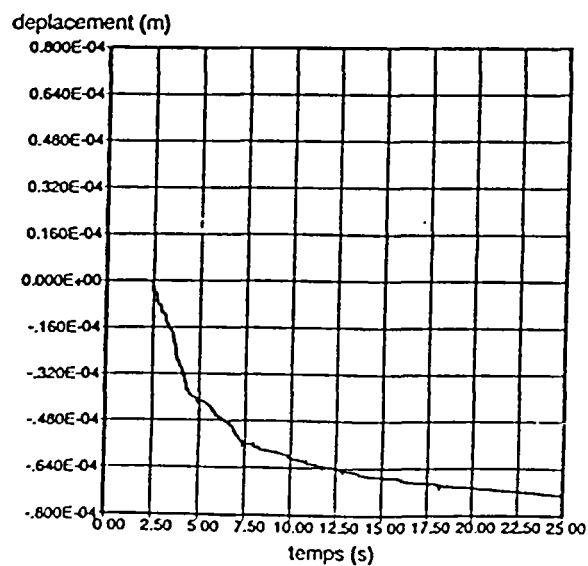
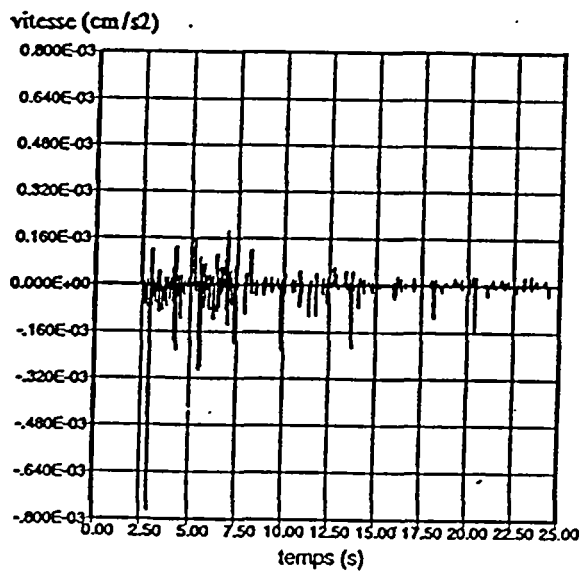
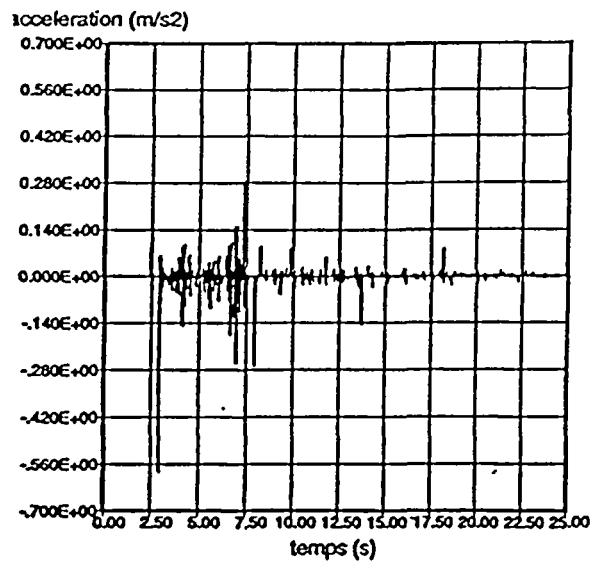


Figure 39 : en surface (toit du made ground)



diagrammes d'accélérations et vitesse verticales en surface

Figure 40



III353 - conclusions

Les comparaisons ont été établies à partir du spectre correspondant au mouvement à la base de la colonne.

accélérations horizontales maximales

Les couches de conglomérat ne semblent pas modifier (ou tout du moins de façon peu significative) la valeur de cette accélération. On obtient même avec l'accélérogramme synthétique une très légère atténuation à la sortie du conglomérat lâche.

En revanche, une amplification notable de cette accélération horizontale maximale apparaît en surface (à la sortie du made ground).

Bien qu'il soit difficile de conclure avec seulement ces résultats, il semble que pour cette colonne de sol, l'influence des conglomérats sur l'amplification de l'accélération horizontale maximale obtenue en surface, soit très faible.

Le made ground par contre apparaît comme le siège de cette amplification.

vitesse horizontales maximales

La variation de la vitesse horizontale maximale est nettement moins nette que celle de l'accélération.

L'influence de la nature des couches paraît extrêmement faible sur la vitesse horizontale recueillie en surface.

spectres de réponse - fréquence et amplification

_____ en terme d'accélération

A partir de l'accélérogramme synthétique:

On note un enrichissement des spectres pour des périodes supérieures à 1,5 Hz, avec cependant une amplification maximum pour des périodes comprises entre 0,4 et 0,7 seconde (soit de 1,4 à 2,5 Hz).

Cette amplification croit de façon très progressive depuis la base de la colonne jusqu'à la surface où elle atteint un facteur de 1,08.

A partir de l'accélérogramme réel (156 EW)

On observe ici un enrichissement des spectres en hautes fréquences (entre 3,3 et 6,6 Hz)

La remarque précédente sur la croissance progressive de l'amplification lorsqu'on se rapproche de la surface est toujours valable (on obtient ici, une amplification de facteur 1,2 en surface).

_____ en terme de vitesse

Dans les deux cas de sollicitation, on note une très légère amplification spectrale pour des fréquences supérieures à 3 Hz. L'évolution de cette amplification au sein du profil de sols est du même type que celle de l'accélération.

Dans le cas de l'accélérogramme synthétique l'amplification en surface atteint un facteur 2, alors qu'elle n'est que de 1,4 dans le cas de l'accélérogramme réel.

déplacements verticaux en surface

Les déplacements verticaux (ou tassement) recueillis en surface sont très faibles dans les deux cas de sollicitation : de l'ordre de 0,07 millimètre.

Ces résultats semblent montrer qu'avec les chargements utilisés la colonne S10 n'entre quasiment pas en plasticité.

D'autre part, on constate que la loi élastoplastique de Hujoux permet de modéliser le comportement élastique des matériaux lorsque le chargement reste faible.

Un calcul à partir d'une sollicitation d'intensité supérieure permettrait de confirmer cette constatation.

III4 - Comparaison des résultats obtenus à partir des trois lois de comportement utilisées (linéaire, linéaire équivalent, non linéaire)

Dans la mesure où à l'heure actuelle seule la colonne de sol S10 à été modélisée en non linéaire, la comparaison avec les résultats en linéaire et linéaire équivalent, est assez limité.

D'autre part, les colonnes de sols modélisées en linéaire et linéaire équivalent, ont été soumises à 6 cas de chargements différents (accélérogrammes 156, 164, 655, 618, 917, 869), ce qui à permis l'obtention d'un spectre de réponse moyen (et moyen plus écart type).

En revanche, la colonne S10 à été soumise, en elastoplasticité, qu'à deux types de chargements : l'accélérogramme 156, et l'accélérogramme synthétique dont les caractéristiques sont mentionnées au chapitre III33.

Afin d'avoir un élément supplémentaire de comparaison, nous avons déterminé la réponse de la colonne S10 en linéaire et en linéaire équivalent, à partir de l'accélérogramme synthétique, avec le code de calcul shake.

Les résultats de ces calculs sont présentés sur les figures 41 et 42

Figure 41 : résultats en linéaire
 (colonne S10 - accélérogramme synthétique - code de calcul
 shake)

pseudo-vitesse .

cm/s)

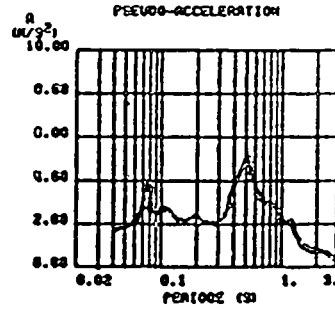
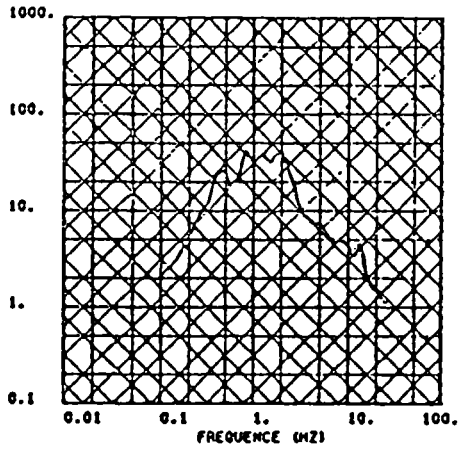
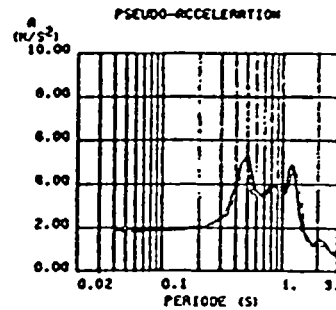
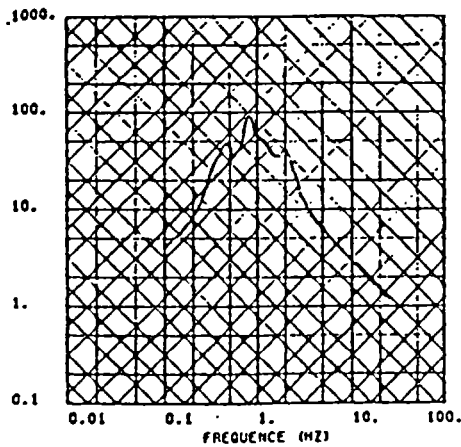


Figure 42 : résultats en linéaire équivalent
 (colonne S10 - accélérogramme synthétique - code de calcul
 shake)



conclusions

- Les spectres, en linéaire et linéaire équivalent, que l'on obtient en surface de la colonne S10, à partir de l'accélérogramme synthétique, sont du même type que ceux que nous avons obtenus à partir de la moyenne des 6 accélérogrammes (compte tenu des approximations faites pour la réalisation de l'accélérogramme synthétique).

- D'autre part, les spectres en pseudo-accélération obtenus en linéaire et en non linéaire sont tout à fait comparables. En revanche, en linéaire équivalent on obtient un "pic" très marqué du spectre pour une période proche de 1,2, et un appauvrissement du contenu fréquentiel pour des périodes inférieures à 0,2 s.

Ce résultat est quelque peu surprenant et demande à être vérifié lors de la réalisation des calculs de réponse en élastoplasticité des autres sites.

CONCLUSION

CONCLUSION*****

La modélisation du comportement des sols à partir d'une loi linéaire, linéaire équivalent, et non linéaire pour évaluer la réponse sismique de différents profils, nous a permis de constater l'influence notable de la profondeur du substratum et de l'épaisseur de la couche superficielle de faibles caractéristiques mécaniques, sur l'amplification en surface du mouvement sismique profond.

Faute de temps les calculs en élastoplasticité n'ont pu être réalisés que sur une seule colonne de sols : la colonne S10 (ou colonne de référence). Cependant, cette analyse en non linéaire nous a permis d'observer de très faibles tassements en surface, sur la composante verticale du déplacement.

La suite de l'étude devra permettre l'obtention des résultats en élastoplasticité de tous les autres profils de sols.

A partir de seulement ces résultats il paraît difficile de déterminer, de façon correcte, des zones de même réponse sismique, et ce notamment, à cause du fait que la quasi-totalité des sites sont localisés au Sud-Est de la ville.

Une étude instrumentale prochaine, devrait apporter de nombreux compléments d'observation...

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES*****

MARCELLINI A., BARD P.Y., VINALE F., BOUSQUET J.C., CHETRIT D.,
DESCHAMPS A., FRANCESCHINA L., GRELLET B., IANNACCONE G.,
LENTINI E., LOPEZ ARROYOA., MENEROUD J.P., MOUROUX P.,
PESCATORE T., RIPPA F., ROMEO R., ROMITO M., SAURET B., SCARPA R.,
SIMONELLI A.? TENTO A., VIDAL S. 1991 - Benevento seismic risk projet :
progress report

BARD P.Y., DURVILLE J.L., MENEROUD J.P., MOUROUX P. - Plan
d'exposition au risque sismique (guide méthodologique pour la réalisation des
études techniques).

PECKER A., 1991 - Rappel de notions fondamentales : comportement des
sols sous chargement sismique (journées d'études AFPS-AFPC "PONTS EN
ZONE SISMIQUE", Saint-Rémy-les-Chevreuses : 17 et 18 janvier 1991)

PECKER A., WALTER J.P., SIGISMOND J. - Reponse sismique d'une couche
de vase molle.

PECKER A., 1990 - Influence de la loi de comportement sur la réponse
sismique d'un sol.

IDRISS I.M., ASCE A.M., SEED H.B., ASCE M., 1968 - Soil mechanics and
foundations division : Seismic response of horizontal soil layers.

MICHALSKI E., RAHMA A., 1989 - Modélisation du comportement des sols en
elastoplasticité : définition des paramètres des modèles Hujeux - Cyclade et
recherche des valeurs des paramètres pour différents sols (volume1).

HUJEU J.C. - Une loi de comportement pour le chargement cyclique des
sols

ANNEXES

ANNEXE : I

ARTICLE DE SARPA ET ZOLLO (1983) :

Mise en évidence du "GAP"

Seismotectonics and Seismic Quiescence in the Southern Apennines, Italy

R. SCARPA and A. ZOLTO

Osservatorio Vesuviano, 80056 Ercolano (NA), Italy

(Received February 15, 1983; Revised June 5, 1983)

Abstract. The occurrence of large ($M \geq 6.5$ or $I_{max} \geq X$ MCS) earthquakes in the central and southern Apennines is consistent with loading cycles of more than 200 years. The space-time distribution of these large events suggests possible regularities and a clustering tendency was observed at the end of 1600 A.D. when 6 earthquakes produced felt areas covering most of the central and southern Apennines.

The 23 November 1980 earthquake ($M_S = 6.9$) occurred in a region quiescent at this level since 1694, thus filling a gap of seismic activity. Another seismic gap seems to be present in the Apenninic region adjacent to the northern boundary of the apparent rupture zone of the 1980 event. This region extends for about 100 km along the mountain range and has been quiescent since 1688. In addition, the spatial distribution of small earthquakes ($M_L \geq 3$) in the last 6 years suggests a doughnut pattern around this gap. The incompleteness and the location errors in the available catalogues, combined with complex tectonics, make a comparison to similar patterns observed in other seismic regions difficult. Further study, including additional seismic monitoring must be performed in the southern Apennines to better understand the relationship between local microseismicity and large earthquakes.

1. Introduction

The search for regularities in the space-time distribution of large ($M > 7$) earthquakes represents an important subject of seismological research in order to improve the knowledge on the seismic process in active regions. Various types of patterns preceding large earthquakes have been till now recognized by many investigators, leading to the publication of maps illustrating zones of different seismic potential in the seismically most active regions of the world, which include the Circum-Pacific and the Alpine-Himalayan belts (NISHIENKO and McCANN, 1981; PURCARU and BERCKHEIMER, 1982). For shallow large earthquakes located close to oceanic subduction zones, having reliable estimates of their rupture extent, the plate tectonic model has provided the basic support for the gap concept. Several high potential zones for future large earthquakes have been identified and long term prediction of earthquakes has successfully been made obtained in some cases (McCANN *et al.*, 1979; OHTAKE *et al.*, 1977).

Almost all the patterns occurring prior to the main events have been identified visually, through space-time plots of seismicity (KANAMORI, 1981), without perhaps performing careful statistical analyses, which should improve the identification of such features and their reliability (VON STIGGERN *et al.*, 1981). Particularly in regions along

of seismic activity was identified by PURCARU and BERCKHEMER (1982) close to the 1980 rupture zone. These last authors defined this region as one of the 7 highest seismic potential zones in the Mediterranean, prior of the occurrence of the 1980 event. Precursors of the 1980 earthquake have been reviewed by DEL PEZZO *et al.* (1983). These successes however do not reduce the difficulties in applying the seismic gap concept in Italy, where as seen in the preceding paragraph, the tectonics is quite complex and the seismogenetic zones are poorly defined. Figure 2 illustrates an epicenter map of earthquakes having $M > 4$ (or $I_{max} > 6$ Mercalli Cancani Sieberg scale) in the period 1000-1981. A thousand years interval seems to represent a good averaging period, and the most destructive earthquakes appear to be more or less uniformly distributed along the Apennines. Epicenters are scattered in the volcanic areas close to the Tyrrhenian sea, but these events have a shallow focus, high intensity values, and a limited size, which is not well represented in Fig. 2 due to the simple expression used to derive magnitude: $M = 0.36 I_{max} + 1.84$. Another seismic active region is located close to the Adriatic sea (Oargano), but here the size and the frequency and magnitudes of earthquakes are smaller than in the Apennines. Figures 3 and 4 illustrate two seismicity maps performed by using data from NEIS and Istituto Nazionale di Geofisica (ING) bulletins respectively. In particular Fig. 3 displays all epicenters in the period 1960-1981; the magnitude threshold is in average 3.5-4.0. Absence of seismic activity is evident in the region located North of the 1980 rupture zone, for about 150 km length. Figure 4 displays epicenters obtained through all Italian seismic stations operating in this region during 1975-1981. In this period the detection threshold cor-

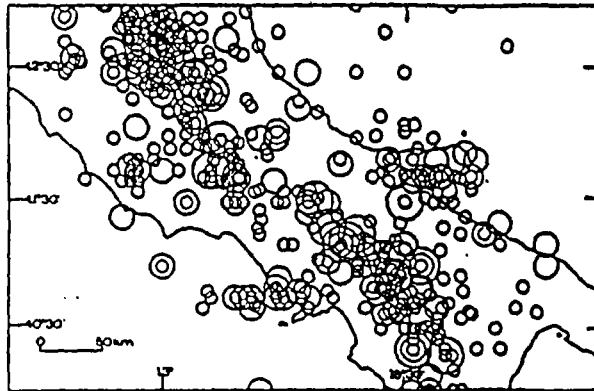


Fig. 2. Epicenters of earthquakes having $M > 4$ or $I_{max} > 6$ MCS located between 40° - 43° N and 12° - 17° E, since 1000 A.D. Data source are the ENEL catalogue (1000-1974 A.D.) and the NEIS bulletins (1975-1981). Circles are proportional to earthquake magnitude.

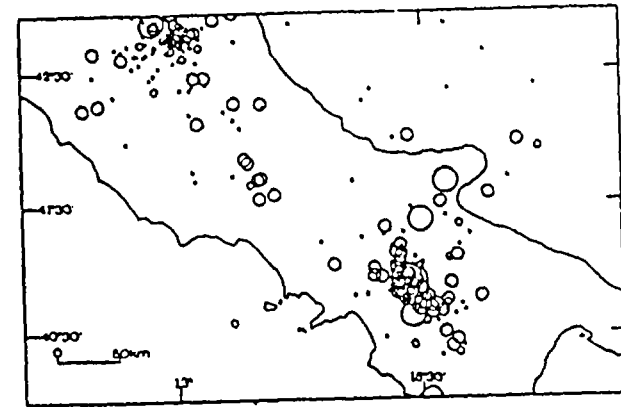


Fig. 3. Epicenters of earthquakes located by NEIS in the period 1960-1981.

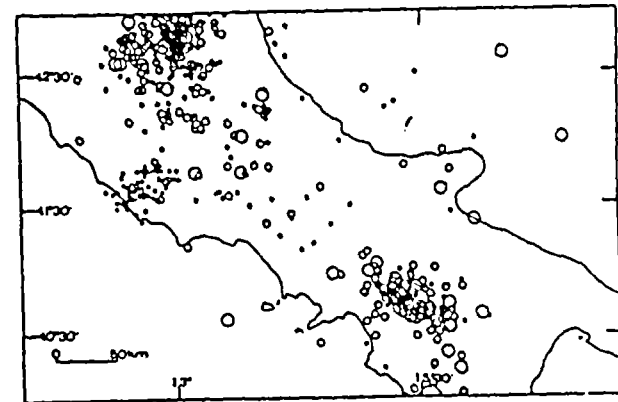


Fig. 4. Epicenters of earthquakes located by the Istituto Nazionale di Geofisica (ING), Rome, in the period 1975-1981.

responds to a local magnitude value of 3. In this map the region with a reduced seismic activity is again present, with a length of 70–80 km. Figures 5 and 6 show the epicenter distribution in the period 1 January 1975–22 November 1980 (ING catalogue) and 1 January 1960–22 November 1980 (NEIS catalogue), i. e. till to the day preceding the 1980 earthquake, for the region bounded $40^{\circ}15'$ – $41^{\circ}45'$ north latitude and 13° – 16° east longitude. Figure 5 displays also intensity contours of 1688, 1694 and 1980 earthquakes. Figure 7 shows the epicenter distribution for the same region in the period 23 November 1980–31 December 1981 (ING catalogue). The epicenters obtained through analysis of selected data from additional temporary stations, installed soon after the main event (DEL PEZZO *et al.*, 1983) are shown in Fig. 8. This figure shows a plot of the aftershocks located in the period 7–15 December 1980, by using at least 10 local seismic stations for each event (among the 32 additional ones operating in this period), with the r.m.s. errors on the residuals less than 0.5 sec. The same figure indicates a pronounced alignment extending for about 70 km in the Apenninic direction. The discrepancies with Fig. 7 are instead explainable in terms of the systematic errors (and high magnitude threshold) present in the data from the ING catalogue, due to the relatively low number of phase readings, sparse geometry of network, and lateral inhomogeneities in the velocity model, not incorporated in routine locations. However as it can be seen from a comparison between Figs. 5–6–7 and 8, a reduced seismic activity was present in the region apparently ruptured during the 1980 event. These seismicity maps also indicate that a gap of seismic activity is present North of the 1980 aftershock region, corresponding to the

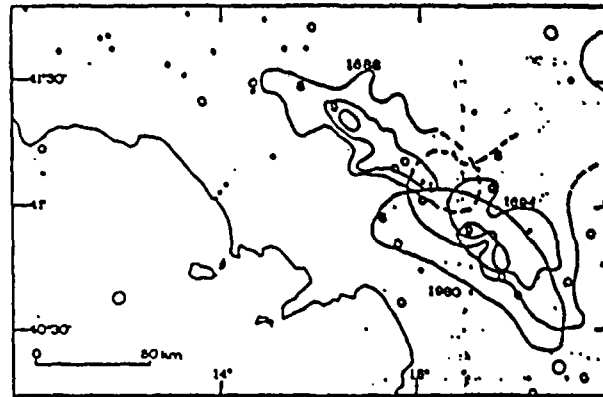


Fig. 5. Epicenters of earthquakes in the period 1 January 1975–22 November 1980, located between $40^{\circ}15'$ – $41^{\circ}45'$ N and 13° – 16° E. Data source is ING. Intensity contours of 1688, 1694, 1980 events are also shown.

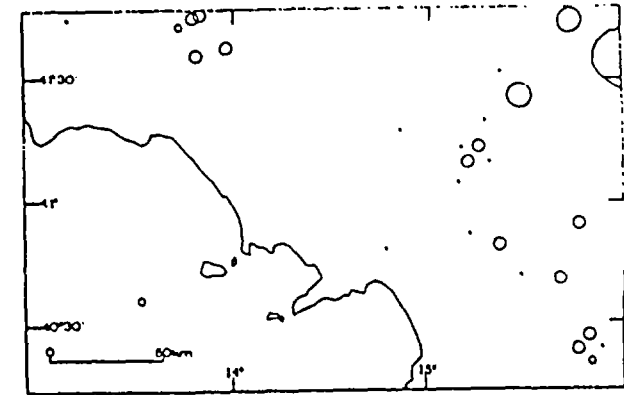


Fig. 6. Epicenters of earthquake in the period 1 January 1960–22 November 1980. Data source is NEIS.

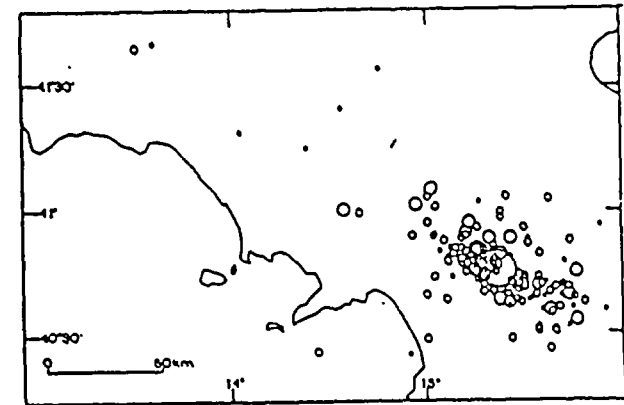


Fig. 7. Epicenters of earthquakes in the period 23 November 1980–31 December 1981. Data source is ING.

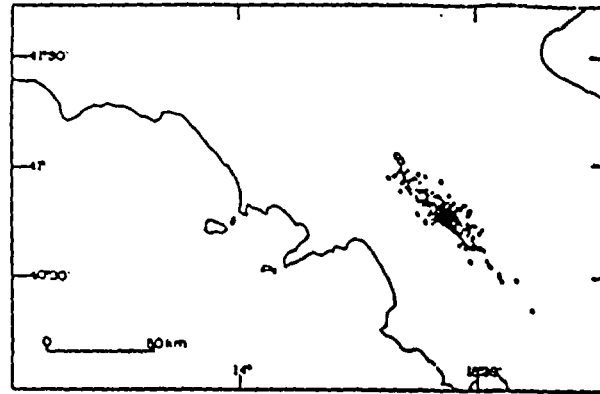


Fig. 8. Aftershocks of the 23 November 1980 earthquake, in the period 7-15 December 1980, recorded at a minimum of 10 local stations.

zone lastly ruptured in 1688. In the remaining seismic regions of the Apennines, presently in a quiescent stage, no other comparable minimum of seismic activity is evident from the available data. Again, the epicenter distribution suggests a doughnut pattern around this region, but the incompleteness and the location errors in the available catalogues do not allow to estimate the time history of this feature and to compare it with other similar observations in the world (Mogi, 1979). A quiescence of small and moderate activity seems to be present in this region since the beginning of this century. This quiescence is made also evident by plots of the cumulative number of earthquakes as a function of time, acting as low pass filters for seismicity (Wyss and Hasegawa, 1979). The earthquake catalogues used seem to be complete for events with $M > 4$ or $I_{max} > 6$ MCS since 1920. Figure 9 shows the cumulative number of earthquakes with $M > 4$ in the period 1920-1981, dividing the Apennines into 3 volumes as shown in Fig. 10. The seismicity rate in the northern segment is higher as compared to the remaining two regions, while the southernmost volume was quiescent before 1980. The central region is characterized by a pronounced gap of seismicity. The last significant earthquake sequences within the southern part of this gap occurred in 1902-1903 and 1927, with swarms of events reaching maximum intensities up to 7 MCS scale. From the historical reports of this last region it is possible to deduce that in the last thousand years it has been more active as compared to the region ruptured in 1694 and 1980, with comparable events occurred in 990, 1125, 1436 and 1688. This seismic gap can be filled in future, but the assessment of a reliable probability estimate for its occurrence is largely undetermined. In the region located South of the 1980 rupture zone, earthquakes with comparable large size occurred in 1273,

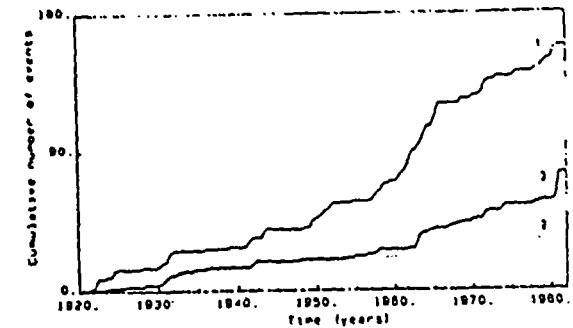


Fig. 9. Cumulative number of events having $M > 4$ or $I_{max} > 6$ MCS in the period 1920-1981. The numbers refer to regions illustrated in Fig. 10.

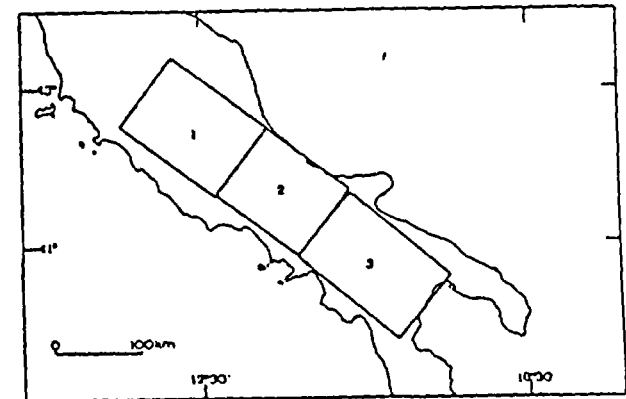


Fig. 10. Volumes utilized to draw the seismicity rates shown in Fig. 9

1561 and 1857, i.e. about every 300 years. Recurrence rates of $M > 6.5$ earthquakes estimated in the region shown in Fig. 1 by the extreme value method (DE VIVO *et al.*, 1979) indicated average values of 30-50 years, on the hypothesis of time stationarity of seismicity, for a time interval including the last 200 years. From the above

discussion loading cycles of at least 200-300 years seem to be required in order to produce the largest earthquakes of this region. RYALL (1977) suggested for Nevada, an intraplate domain with similar normal faulting tectonics, comparable long seismic cycles for large earthquakes (up to thousand years), but it is very difficult to find analogies between other seismic regions and the Apennines, where, as seen in the preceding paragraph, peculiar structural and tectonic features are dominating.

To better illustrate the time-space variation of seismicity in the region under investigation, several space-time plots have been produced from the available catalogues and compared with each other. Figure 11 illustrates the space-time plot derived from NEIS catalogue, years 1960-1981, which well describes the reduced earthquake activity presently observed North of the 1980 aftershock region. Figures 12 and 13 display seismicity above magnitude 4 (or $I_{max} > 6$ MCS) derived from the ENEL catalogue and ING bulletins (for the last 6 years) in the period 1600-1981 and 1000-1981 respectively. These last two plots indicate that grouping of large events is another characteristic pattern of seismicity in the Apennines. Recently CAPUTO (1981) has shown that some seismically active regions of Italy exhibit a tendency in clustering before large earthquakes. In particular within a domain of the southern Apennines (between the latitudes 39° and $41^\circ 50'N$) 38 events characterized by maximum intensity higher than 9 MCS occurred from 1488 to present, which can be grouped in 13 sequences of events, with average number of events for each sequence characterized by inter-occurrence times from a few months to 13 years. The most relevant of these sequences occurred at the end of XVII century, when 6 large earthquakes covered most of the seismically active regions of the Apennines. Figures 12 and 13 show quite clearly these features.

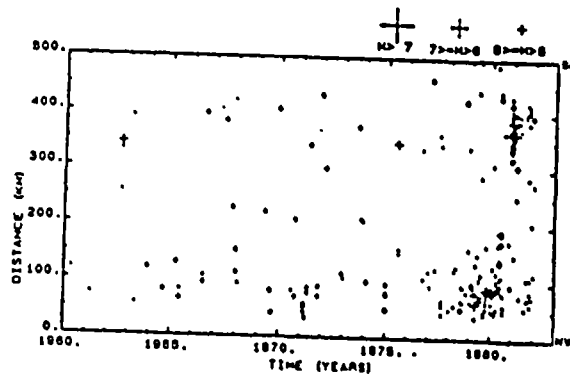


Fig. 11. Space-time plot in the period 1960-1981. Data source is NEIS. The pole of the projection is located at $43^\circ N$, $12^\circ E$. The events are projected into a narrow band oriented toward South-East along the Apennines.

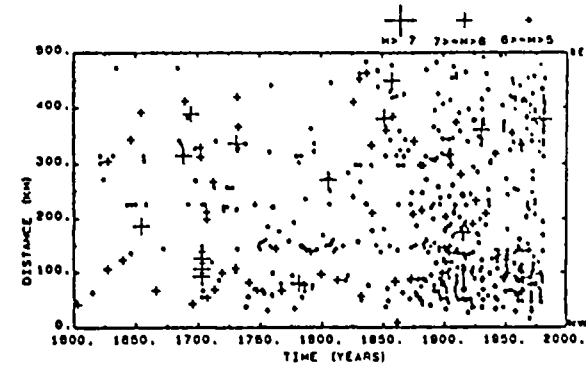


Fig. 12. Space-time plot as in Fig. 11, but in the period 1600-1981. Data source are ENEL and ING catalogues. Only events having $M > 4$ or $I_{max} > 6$ MCS are shown.

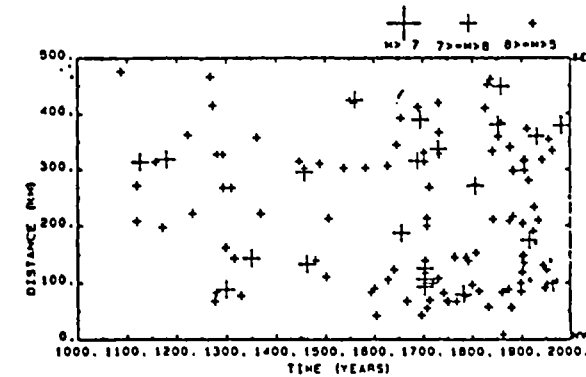


Fig. 13. Space-time plot as in Fig. 11, but in the period 1000-1981. Data source are ENEL and ING catalogues. Only events having $M > 5$ or $I_{max} > 8-9$ MCS are shown.

4. Conclusions

The analysis of the seismicity in the Apennines, discussed in the present paper, suggests that the seismic activity of this region seems to be characterized by alternance of quiescence and grouping of earthquakes of largest size. The grouping of large events is a feature observed in many active regions of the world (ANDO, 1975; ALLEN *et al.*, 1972; LAY and KANAMORI, 1980), including zones with continental tectonics (KRISTY *et al.*, 1980; LI and YU, 1982).

Several models have been proposed to explain such patterns by stress corrosion theory (DAS and SCHOLZ, 1981), stress diffusion mechanisms (LEHNER *et al.*, 1981), asperity model (WYSS *et al.*, 1981), triggering mechanisms (BRUNE, 1979). The present quiescence of a large part of the Apennines since about 3 centuries North of the 1980 earthquake sequence is probably a factor indicating the potential high seismic hazard of this region, as compared to surrounding seismic regions in Italy. However, additional seismic monitoring and application of other geophysical and geochemical methods is necessary to improve the knowledge of the seismic processes and to define in more detail the geometry of the seismogenic regions.

The authors are grateful to Robert Crosson for many useful suggestions during the preparation of the manuscript. This work was supported by the Ministry of Education.

REFERENCES

- ALLEN, C. R., M. WYSS, J. N. BRUNE, A. GRANTZ, and J. E. WALLACE, Displacements on the Imperial Superstrike Hills, and San Andreas faults triggered by the Borrego Mountains earthquake, *U. S. Geol. Surv. Prof. Pap.*, 787, 87-104, 1972.
- ANDO, M., Source mechanisms and tectonic significance of historical earthquakes along the Nankai trough, Japan, *Tectonophysics*, 27, 119-140, 1975.
- BRUNE, J. N., Implications of earthquake triggering and rupture propagation for earthquake prediction based on premonitory phenomena, *J. Geophys. Res.*, 84, 2193-2198, 1979.
- CAPUTO, M., Seismic gaps in Southern Italy, *E.O.S.* (abstract), 62(17), 323, 1981.
- DAS, S. and C. H. SCHOLZ, Theory of time-dependent rupture in the Earth, *J. Geophys. Res.*, 86, 6039-6051, 1981.
- DEL PEZZO, E., O. IANNAZZONE, M. MARTINI, and R. SCARPA, The 23 November 1980 southern Italy earthquake, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 73, 187-200, 1983.
- DE VIVO, B., D. DIETRICH, I. GUERRA, O. IANNAZZONE, G. LUONDO, P. SCANDONE, R. SCARPA, and E. TURCO, *Carta Sismotettonica Preliminare Dell'Appennino Meridionale*, CNR, Roma, Prog. Final. Geodinam., Publ. 166 pp., 1979.
- GASPARINI, C., O. IANNAZZONE, P. SCANDONE, and R. SCARPA, Seismotectonics of the Calabrian arc, *Tectonophysics*, 84, 267-286, 1982.
- KANAMORI, H., The nature of seismicity patterns before large earthquakes, in *Earthquake Prediction: an International Review*, AGU Maurice Ewing Series 4, pp. 1-19, Washington D.C., 1981.
- KRISTY, M. J., L. J. BURDICK, and D. W. SIMPSON, The focal mechanism of the Gazi, USSR earthquakes, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 70, 1737-1750, 1980.
- LAY, T. and H. KANAMORI, Earthquake doublets in the Solomon Islands, *Phys. Earth Planet. Int.*, 21, 238-304, 1980.
- LEHNER, F. K., Y. C. LI, and J. R. RICE, Stress diffusion along rupturing plate boundaries, *J. Geophys. Res.*, 86, 6155-6169, 1981.
- LI, O. Z. and X. C. YU, Occurrences of major earthquakes by groups in north China, *Tectonophysics*, 85, 61-74, 1982.
- MALLEI, R., *The Great Neoplaton Earthquake of 1837*, Chapman and Hall, London, 1862.
- MCCANN, W. R., S. P. NISHIENKO, L. R. SYKES, and J. KRAUSE, Seismic gaps and plate tectonics: seismic potential for major boundaries, *Pure Appl. Geophys.*, 117, 1082-1147, 1979.
- MIKUH, K., Two kinds of seismic gaps, *Pure Appl. Geophys.*, 117, 1172-1186, 1979.
- NISHIENKO, S. P. and W. R. MCCANN, Seismic potential for the world's major plate boundaries: 1981, in *Earthquake Prediction: an International Review*, AGU Maurice Ewing Series 4, pp. 22-28, Washington D. C., 1981.
- OMTAKI, M., T. MATUMOTO, and G. V. LATHAM, Seismicity gap near Oaxaca, Southern Mexico as probable precursor to a large earthquake, *Pure Appl. Geophys.*, 115, 375-385, 1977.
- PURCARU, G. and H. BERCKHEMER, Regularity patterns and zones of seismic potential for future large earthquakes in the Mediterranean region, *Tectonophysics*, 85, 1-30, 1982.
- RYALL, A., Earthquake hazard in the Nevada region, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 67, 517-532, 1977.
- SERVA, L., Il terremoto del 1688 nel Sannio, *Tech. Rep. ENEA-ENEL*, 103 pp., Rome, 1981a.
- SERVA, L., Il terremoto del 1694 in Irpinia e Basilicata, *Tech. Rep. ENEA-ENEL*, 69 pp., Rome, 1981b.
- VON SECCERM, D., S. S. ALEXANDER, and C. E. BAAG, Seismicity parameters preceding moderate to major earthquakes, *J. Geophys. Res.*, 86, 9325-9351, 1981.
- WYSS, M., A. C. JOHNSON, and F. W. KLEIN, Multiple asperity model for earthquake prediction, *Nature*, 289, 231-234, 1981.
- WYSS, M. and R. E. HABERMANN, Seismic quiescence precursory to a past and a future Kurile island earthquake, *Pure Appl. Geophys.*, 117, 1195-1211, 1979.

ANNEXE : 2

Les échelles d'intensité

TABLEAU COMPARATIF DE DIFFERENTES ECHELLES D'INTENSITE

ROSSI-FOREL 1873	MERCALLI CANCANI SIEBERG 1917	MERCALLI MODIFIEE (WOOD-NEUMANN) 1931	OBS. CENTRAL JAPON (ISHIMOTO) 1932	MERCALLI CANCANI SIEBERG (MODIFIEE ROTHE) 1942	OBS. CENTRAL JAPON (MODIFIEE KAWASUMI) 1951	GEOFIAN URSS (MEDVEDEV) 1953	MERCALLI MODIFIEE (RICHTER) 1956	MERCALLI MODIFIEE NEW ZEALAND (EIBY) 1965	E.M.I. (Echelle macrosismique internationale)	M.S.K. 1964 MEDVEDEV SPONHEUER KARNIK
I	I	I	0	I	0	I	I	I	I	I
II	II	II	I	II	I	II	II	II	II	II
III	III	III	II	III	II	III	III	III	III	III
IV	IV	IV	III	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
V	V	V	IV	V	IV	V	V	V	V	V
VI	VI	VI	V	VI	V	VI	VI	VI	VI	VI
VII	VII	VII	VI	VII	VI	VII	VII	VII	VII	VII
VIII	VIII	VII	VII	VIII	VII	VIII	VIII	VIII	VIII	VIII
IX	IX	VIII	VIII	IX	VIII	IX	IX	IX	IX	IX
	X	IX	IX	X	IX	X	X	X	X	X
	XI	X	X	XI	X	XI	XI	XI	XI	XI
X	XII	XI	XI	XII	XI	XII	XII	XII	XII	XII
		XII	VI		XII					

Echelle macrosismique d'intensité (MSK 1964)

1 - Terminologie et classification des termes utilisés dans l'échelle

1 — Classification des constructions (constructions non antisismiques)

— Type A : maisons en argile, pisé, briques crues ; maisons rurales ; constructions en pierres tout venant ;

— Type B : constructions en briques ordinaires ou en blocs de béton ; constructions mixtes maçonnerie-bois ; constructions en pierres taillées ;

— Type C : constructions armées ; constructions de qualité en bois.

2 — Définition des termes de quantités

Quelques : 5 % environ
Beaucoup, nombreux : 50 %
La plupart : 75 %

3 — Degrés d'endommagement des constructions

1^{er} degré : dommages légers : fissurations des plâtres ; chutes de petits débris de plâtre.

2^e degré : dommages modérés : fissurations des murs ; chutes d'assez gros blocs de plâtre, chutes de tuiles ; fissurations de cheminées ou chutes de parties de cheminées.

3^e degré : sérieux dommages : lézardes larges et profondes dans les murs ; chutes de cheminées.

4^e degré : destruction : brèches dans les murs ; effondrements partiels éventuels ; destruction de la solidarité entre parties différentes d'une construction ; destruction de remplissages ou de cloisons intérieures.

5^e degré : dommage total : effondrement total de la construction.

4 — Effets considérés dans l'échelle

Effets sur les personnes et leur environnement ;
Effets sur les structures de toute nature ;
Effets sur les sites naturels.

2 - Degré de l'échelle d'intensité

Degré I - Secousse non perceptible

L'intensité de la vibration se situe en dessous du seuil de perception humaine ; la secousse est détectée et enregistrée seulement par les séismographes.

Degré II - Secousse à peine perceptible

La secousse est ressentie seulement par quelques individus au repos dans leur habitation, plus particulièrement dans les étages supérieurs des bâtiments.

Degré III - Secousse faible ressentie seulement de façon partielle

La secousse est ressentie par quelques personnes à l'intérieur des constructions et n'est ressentie à l'extérieur qu'en cas de circonstances favorables. La vibration ressemble à celle causée par le passage d'un camion léger. Des observateurs attentifs notent un léger balancement des objets suspendus, balancement plus accentué dans les étages supérieurs.

Degré IV - Secousse largement ressentie

Le séisme est senti à l'intérieur des constructions par de nombreuses personnes et par quelques personnes à l'extérieur. Des dormeurs isolés sont réveillés mais personne n'est effrayé. La vibration est comparable à celle due au passage d'un camion lourdement chargé. Les fenêtres, les portes et les assiettes tremblent. Les planchers et les murs font entendre des craquements. Le mobilier commence à être secoué. Les liquides contenus dans des récipients ouverts s'agitent légèrement. Les objets suspendus se balancent légèrement.

Degré V - Réveil des dormeurs

Le séisme est senti à l'intérieur par tout le monde et à l'extérieur par de nombreuses personnes. De nombreux dormeurs s'éveillent, quelques-uns sortent en courant. Les animaux sont nerveux. Les constructions sont agitées d'un tremblement général. Les objets suspendus sont animés d'un large balancement. Les tableaux cognent sur les murs ou sont projetés hors de leur emplacement. En cer-

ains cas, les pendules à balancier s'arrêtent. Les objets peu stables peuvent être renversés ou déplacés. Les portes ou les fenêtres ouvertes battent avec violence. Les liquides contenus dans des récipients bien remplis se répandent en petite quantité. La vibration est ressentie comme celle due à un objet lourd dégringolant dans le bâtiment.

De légers dommages du 1^{er} degré sont possibles dans les bâtiments de type A.

Modification en certains cas du débit des sources.

Degré VI - Frayeur

Le séisme est ressenti par la plupart des personnes, aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur des bâtiments. De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent vers l'extérieur. Quelques personnes perdent l'équilibre. Les animaux domestiques s'échappent de leur stalle. Dans quelques cas, les assiettes et les verres peuvent se briser ; les livres tomber. Le mobilier lourd peut se déplacer et dans les clochers les petites cloches peuvent tinter spontanément.

Dommages du 1^{er} degré dans quelques constructions du type B et dans de nombreuses constructions du type A. Dans quelques bâtiments de type A, dommages du 2^e degré.

En certains cas, des crevasses de l'ordre du centimètre peuvent se produire dans les sols détrempés, des glissements de terrains peuvent se produire en montagne ; on peut observer des changements dans le débit des sources et le niveau des puits.

Degré VII - Dommages aux constructions

La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent au-dehors. Beaucoup ont de la difficulté à rester debout. La vibration est ressentie par des personnes conduisant des voitures automobiles. De grosses cloches se mettent à sonner.

Dans de nombreux bâtiments du type C, dommages du 1^{er} degré ; dans de nombreux bâtiments de type B, dommages du 2^e degré. De nombreux bâtiments de type A sont endommagés au 3^e degré et quelques-uns au 4^e degré. Dans quelques cas, glissement des routes le long des pentes raides ; fissures en travers des routes ; joints de canalisations endommagés ; fissures dans les murs de pierres.

Des vagues se forment sur l'eau et celle-ci est troublée par la boue mise en mouvement. Les niveaux d'eau dans les puits et le débit des sources changent. Dans quelques cas, des sources tarées se remettent à couler et des sources existantes se tarissent. Dans des cas isolés des talus de sable ou de gravier s'éboulent partiellement.

Degré VIII - Destruction de bâtiments

Frayeur et panique : même les personnes conduisant des voitures automobiles sont effrayées. Dans quelques

cas des branches d'arbres cassent. Le mobilier, même lourd, se déplace ou se renverse. Les lampes suspendues sont endommagées en partie.

De nombreux bâtiments du type C subissent des dommages du 2^e degré et quelques-uns du 3^e degré ; quelques bâtiments de type B sont endommagés au 3^e degré et quelques-uns au 4^e degré. De nombreux bâtiments du type A sont endommagés au 4^e degré et quelques-uns au 5^e degré. Ruptures occasionnelles de joints de canalisations. Les monuments et les statues se déplacent ou tournent sur eux-mêmes. Les stèles funéraires se renversent. Les murs de pierres s'effondrent.

De petits glissements de terrains peuvent se produire dans les ravins et le long des routes en talus sur de fortes pentes.

Les crevasses dans le sol atteignent plusieurs centimètres de largeur. L'eau des lacs devient trouble. De nouvelles retenues d'eau se créent dans les vallées. Des puits asséchés se remplissent et des puits existants se tarissent. Dans de nombreux cas, changement dans le débit et le niveau de l'eau.

Degré IX - Dommages généralisés aux constructions

Panique générale ; dégâts considérables au mobilier. Les animaux affolés courent dans toutes les directions et poussent des cris.

De nombreux bâtiments du type C subissent des dommages du 3^e degré, quelques-uns du 4^e degré. De nombreux bâtiments du type B subissent des dommages du 4^e degré et quelques-uns du 5^e degré. De nombreux bâtiments du type A sont endommagés au 5^e degré. Les monuments et les colonnes tombent. Dommages considérables aux réservoirs au sol ; rupture partielle des canalisations souterraines. Dans quelques cas, des rails de chemins de fer sont pliés, des routes endommagées.

Des projections d'eau, de sable et de boue sur les plages sont souvent observées. Les crevasses dans le sol atteignent 10 cm ; elles dépassent 10 cm sur les pentes et les berges des rivières. En outre, un grand nombre de petites crevasses s'observent dans le sol ; chutes de rochers ; nombreux glissements de terrain ; grandes vagues sur l'eau ; des puits asséchés peuvent retrouver leur débit et des puits existants peuvent s'assécher.

Degré X - Destruction générale des bâtiments

De nombreux bâtiments de type C subissent des dommages du 4^e degré et quelques-uns du 5^e degré. De nombreux bâtiments du type B subissent des dommages du 5^e degré ; la plupart des bâtiments du type A subissent des destructions du 5^e degré ; dommages dangereux aux barrages et aux digues ; dommages sévères aux ponts. Les lignes de chemin de fer sont légèrement tordues. Les canalisations souterraines sont tordues ou rompues. Le pavage des rues et l'asphalte forment de grandes ondulations.

Les crevasses du sol présentent des largeurs de plusieurs centimètres et peuvent atteindre 1 m. Il se produit de larges crevasses parallèlement aux cours d'eau. Les terres meubles s'éboulent le long des pentes raides. De considérables glissements de terrain peuvent se produire dans les berges des rivières et le long des rivages escarpés. Dans les zones littorales, déplacements de sable et de boue ; changement des niveaux d'eau dans les puits ; l'eau des canaux, des lacs, des rivières est projetée sur la terre. De nouveaux lacs se créent.

Degré XI - Catastrophes

Domages sévères même aux bâtiments bien construits, aux ponts, aux barrages et aux lignes de chemins de fer : les grandes routes deviennent inutilisables ; les canalisations souterraines sont détruites.

Le terrain est considérablement déformé aussi bien par

des mouvements dans les directions horizontales et verticales que par de larges crevasses, de nombreux glissements de terrains et chutes de rochers. La détermination de l'intensité de la secousse nécessite des investigations spéciales.

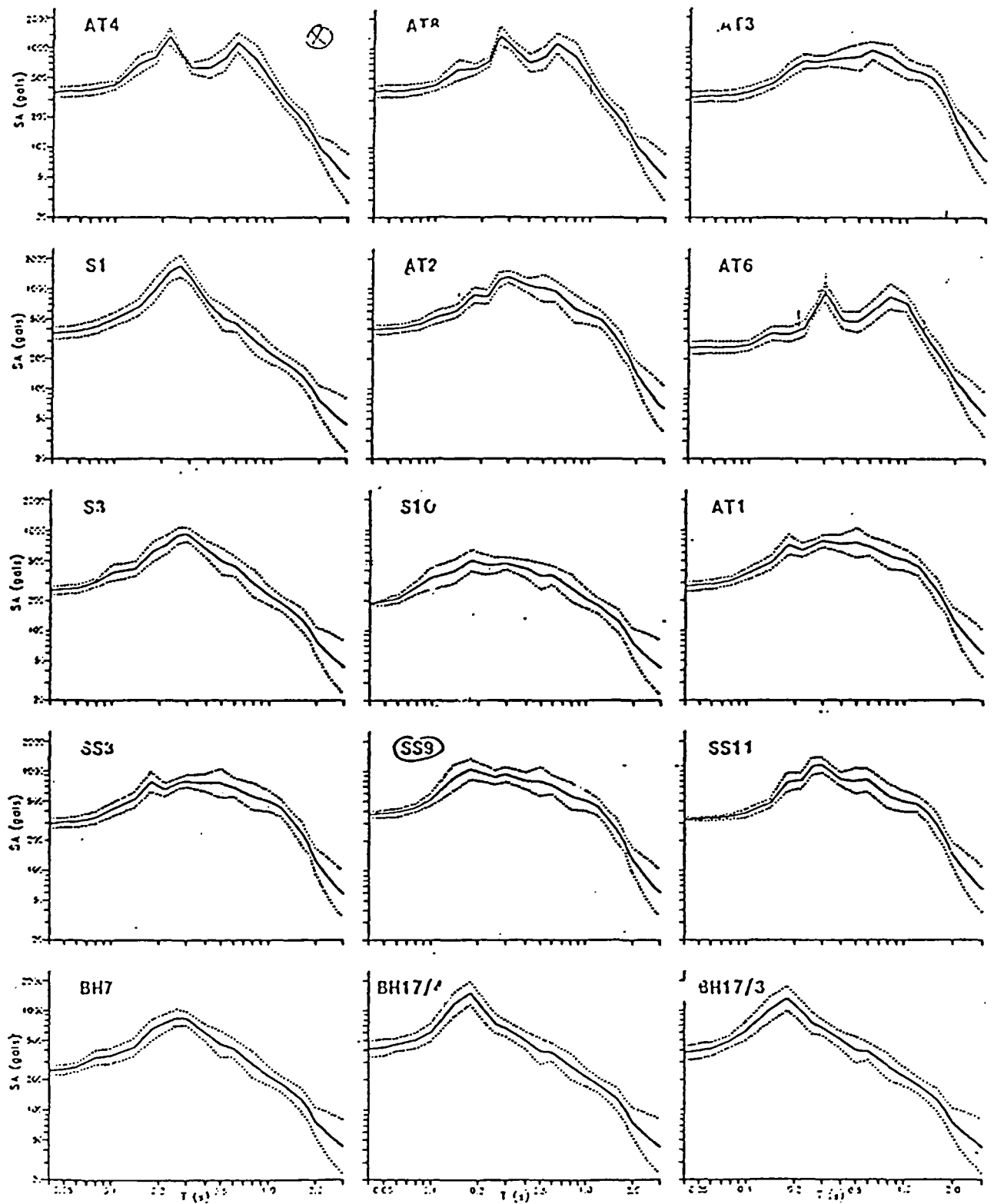
Degré XII - Changement du paysage

Pratiquement toutes les structures au-dessus et au-dessous du sol sont gravement endommagées ou détruites.

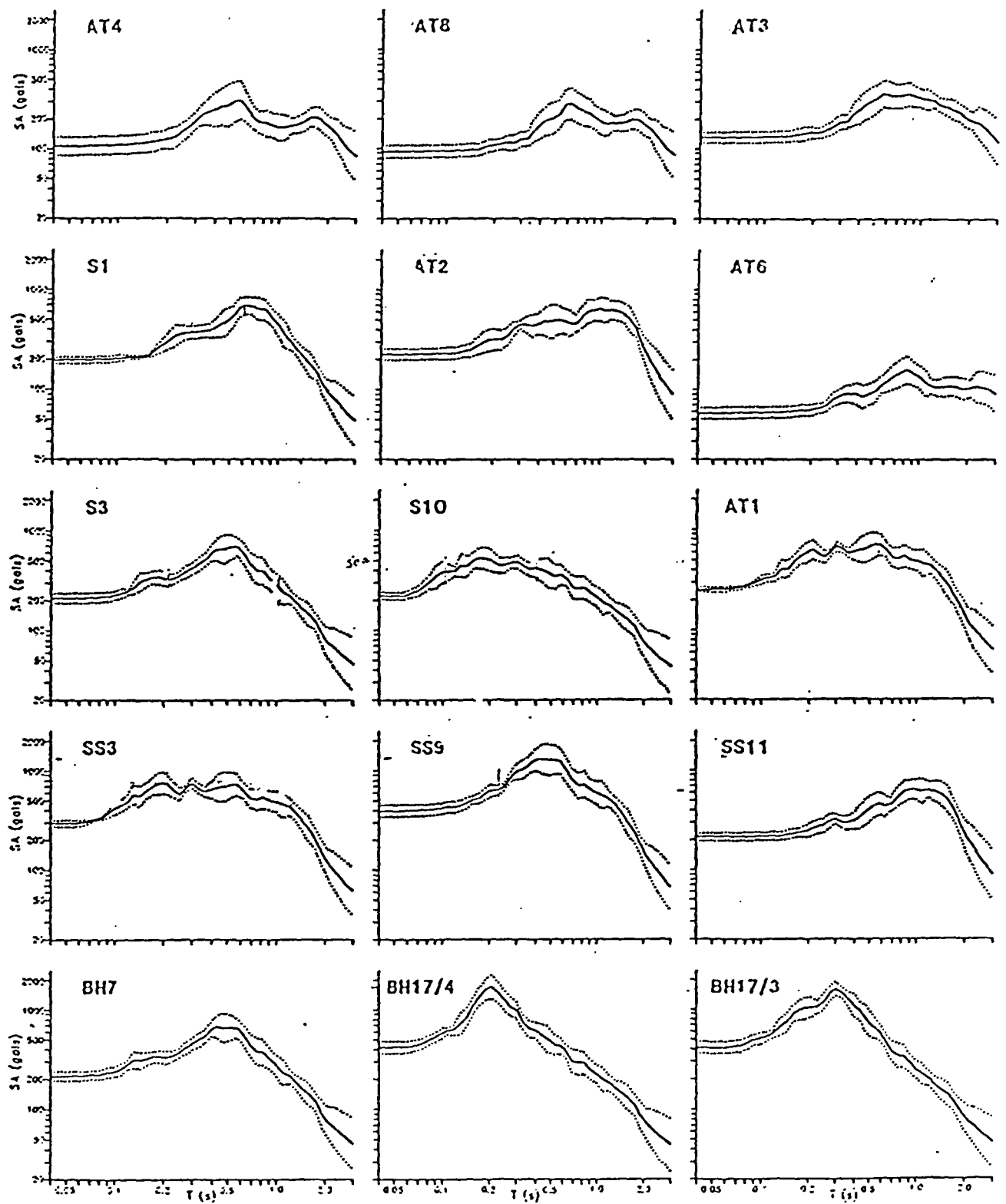
La topographie est bouleversée. D'énormes crevasses accompagnées d'importants déplacements horizontaux et verticaux sont observés. Des chutes de rochers et des affaissements de berges de rivières s'observent sur de vastes étendues. Des vallées sont barrées et transformées en lacs ; des cascades apparaissent et des rivières sont déviées. La détermination de l'intensité nécessite des investigations spéciales.

ANNEXE : 3

Resultats de réponse de sols déjà obtenus



Response spectra obtained at the 15 1D sites with 1D linear modelling



Response spectra obtained at the 15 1D sites with 1D linear-equivalent modelling

ANNEXE : 4

METHODE DE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS

(développée dans Gefdyn)

MODELISATION

La modification du signal sismique affecté par des conditions locales de site est en fait de nature très complexe. C'est un problème de propagation d'onde faisant intervenir les équations de la mécanique des milieux continus, des lois de comportement cycliques linéaires et non-linéaires des sols, des conditions aux limites géométriques et mécaniques, ainsi que des conditions initiales.

LA METHODE

Nous présentons dans ce paragraphe les différentes étapes de la construction de la méthode des éléments finis dans le cadre de la théorie de l'élasticité. Par la suite nous appliquerons cette méthode au cas de la viscoélasticité et de l'élastoplasticité.

La première étape consiste à formuler les équations d'équilibre décrivant le système. On peut distinguer deux catégories de systèmes :

- * les systèmes discrets : les solutions obtenues à partir d'une formulation algébrique du problème conduisent à des solutions sous forme d'un nombre fini de variables d'état.

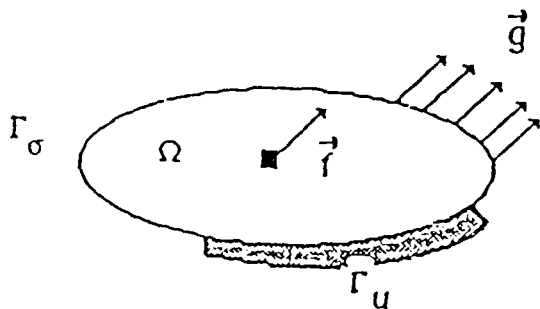
- * les systèmes continus : la plupart des problèmes d'analyse sismique des sols sont trop complexes pour pouvoir être analytiquement résolus ; la solution analytique pour ce type de problèmes est restreinte aux applications monodimensionnelles, avec un comportement élastique ou viscoélastique linéaire pour les sols.

Les solutions obtenues à partir d'une formulation discrétisée du problème continu fait donc appel à des approximations et des résolutions numériques, comme la méthode des éléments finis, ou plus rarement celle des différences finies.

Lorsque les déformations restent faibles (de l'ordre de 10^{-5}), le sol manifeste un comportement élastique que l'on supposera linéaire, pour simplifier l'exposé de la méthode de calcul numérique, que l'on pourra trouver détaillée dans la thèse de Modaressi (1987).

Rappel des équations de l'élasticité

Considérons un solide représenté par un domaine Ω . Ce solide est soumis à deux types de sollicitations (figure 4), des forces volumiques de densité f et des forces de surface g sur la partie Γ_0 de sa frontière Γ .



Solide soumis à des forces de volume f sur Ω et des forces de surface g sur Γ_0

Supposons ce solide constitué d'un matériau linéaire élastique isotrope et homogène, dont le comportement est défini par les coefficients de Lamé λ et μ . Nous pouvons écrire les équations suivantes :

* les relations déplacements-déformations

$$\varepsilon_{ij}(u) = \frac{1}{2}(\partial_j u_i + \partial_i u_j) \quad ij = 1,3 \quad (1)$$

* les relations de comportement

$$\sigma_{ij}(u) = \lambda \sum_{k=1}^3 \varepsilon_{kk}(u) \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}(u) \quad ij = 1,3 \quad (2)$$

* les relations d'équilibre

$$-\sum_{j=1}^3 \partial_j \sigma_{ij}(u) = f_i \quad i = 1,3 \quad (3)$$

Les notations $\varepsilon_{ij}(u)$ et $\sigma_{ij}(u)$ font apparaître les champs de déformations et de contraintes comme des opérateurs définis sur le champ de déplacement u .

En reportant (1) dans (2), puis (2) dans (3), on obtient les équations de Navier de l'élasticité :

$$-\mu \Delta u - (\lambda + \mu) \text{grad div } u = f$$

Il reste à écrire les conditions aux limites sur la frontière Γ du domaine Ω :

* sur Γ_u , partie complémentaire de Γ_σ , on suppose que le déplacement imposé est nul :

$$u = 0 \quad (4)$$

* sur Γ_σ , on suppose donnée une force surfacique g , telle que :

$$\sum_{j=1}^3 \sigma_{ij}(u) \cdot n_j = g_i \quad i = 1,3 \quad (5)$$

n étant la normale extérieure à la frontière.

Les différentes équations sont alors discrétisées par rapport à l'espace en éléments finis et par rapport au temps.

Discrétisation par rapport à l'espace

Dans la méthode des différences finies, on approche les dérivées en chaque point par des dérivées discrètes telles que :

$$\left(\frac{du}{dx} \right)_i \approx \frac{u_{i+1} - u_i}{h}$$

ou par des approximations d'ordre plus élevé faisant intervenir des termes supplémentaires (u_{i+2} , u_{i+3} , ...)

Ces formulations conduisent la plupart du temps à des difficultés, en bi ou en tridimensionnel pour des domaines non rectangulaires, ou encore lorsqu'une diminution locale du pas de discrétisation est souhaitée là où la solution est censée varier rapidement.

Afin de pallier ces inconvénients dans la méthode des éléments finis, on introduit une forme plus générale des équations, dite formulation variationnelle.

Formulation variationnelle

Le système d'équations aux dérivées partielles du second ordre est difficile à interpréter, d'autant plus que des conditions aux limites internes doivent être respectées dans le cas, très fréquent en pratique, d'une structure hétérogène constituée de plusieurs matériaux : continuité du déplacement et des contraintes. Ces conditions aux limites, ainsi que celles des forces de surface imposées, sont en général difficiles à traiter numériquement en utilisant directement les équations précédentes.

On choisit alors une méthode permettant de réduire l'ordre des dérivations et faisant intervenir le principe des travaux virtuels. On arrive ainsi à la formulation variationnelle.

Introduisons un champ de déplacement $v(x)$ et l'espace V de fonctions :

$$V = \{ v / v \text{ régulier, } v = 0 \text{ sur } \Gamma_u \}$$

Dans la terminologie de la mécanique, l'espace V est appelé l'espace des fonctions tests. Il correspond à l'espace des déplacements virtuels cinématiquement admissibles ; alors que le champ u , solution des équations précédentes, est le champ des déplacements réels. Les fonctions de V sont suffisamment "régulières" pour que tous les ordres de différentialité intervenant dans les calculs soient justifiés, et que les conditions de continuité des déplacements entre les éléments soient satisfaites.

Reprenons l'équation d'équilibre (3), que l'on multiplie par v_i avec $v \in V$ et qu'on intègre ensuite sur Ω :

$$- \sum_{ij=1}^3 \int_{\Omega} \partial_j \sigma_{ij}(u) \cdot v_i \, d\Omega = \int_{\Omega} \sum_{i=1}^3 f_i v_i \, d\Omega$$

Afin de réduire l'ordre de dérivation portant sur u , on intègre par parties le membre de gauche :

$$\sum_{ij=1}^3 \int_{\Omega} \partial_j \sigma_{ij}(u) \cdot v_i \, d\Omega = \sum_{ij=1}^3 \int_{\Omega} \sigma_{ij}(u) \partial_j v_i \, d\Omega - \sum_{ij=1}^3 \int_{\Omega} \partial_j (\sigma_{ij}(u) \cdot v_i) \, d\Omega$$

En utilisant la formule de Stokes et en posant en petites déformations : $\partial_j v_i = \epsilon_{ij}(v)$, on obtient :

$$\sum_{ij=1}^3 \int_{\Omega} \sigma_{ij}(u) \epsilon_{ij}(v) \, d\Omega = \sum_{ij=1}^3 \int_{\Omega} \partial_j \sigma_{ij}(u) v_i \, d\Omega + \sum_{ij=1}^3 \int_{\Gamma} \sigma_{ij}(u) v_i n_j \, d\Gamma$$

En tenant compte de la condition aux limites (4) sur Γ_u , l'intégrale sur Γ se réduit à Γ_σ . Et si l'on tient compte de la condition aux limites (5), le champ de déplacement réel u est solution du problème suivant :

Trouver $u \in V$, tel que :

$$\sum_{ij=1}^3 \int_{\Omega} \sigma_{ij}(u) \epsilon_{ij}(v) d\Omega = \int_{\Omega} f \cdot v d\Omega + \int_{\Gamma_\sigma} g \cdot v d\Gamma, \quad \forall v \in V \quad (6)$$

On obtient ainsi la formulation variationnelle du problème initial, qui n'est autre, en fait, que le principe des travaux virtuels. En effet, le membre de gauche représente l'opposé du travail virtuel des forces internes, et le membre de droite le travail virtuel des forces externes.

Par la suite, et ce pour simplifier l'écriture, nous adopterons les notations suivantes pour le produit scalaire sur un domaine Ω ou une frontière Γ :

* dans le cas de deux champs tensoriels σ et ϵ , on posera :

$$(\sigma, \epsilon)_{\Omega} = \int_{\Omega} \sum_{ij=1}^3 \sigma_{ij}(u) \epsilon_{ij}(v) d\Omega$$

* dans le cas de deux champs vectoriels u et v :

$$(u, v)_{\Omega} = \int_{\Omega} \sum_{i=1}^3 u_i(x) \cdot v_i(x) d\Omega$$

* pour la frontière Γ , on notera le produit scalaire d'une manière tout à fait similaire :

$$\langle u, v \rangle_{\Gamma} = \int_{\Gamma} u_i(x) \cdot v_i(x) d\Gamma$$

En tenant compte de ces notations, nous sommes donc conduits à l'expression synthétique de la formulation variationnelle, qui sera utilisée par la suite :

Trouver $u \in V$ tel que : $(\sigma, \epsilon(v))_{\Omega} = (f, v)_{\Omega} + \langle g, v \rangle_{\Gamma_\sigma}, \quad \forall v \in V$

La discrétisation par la méthode des éléments finis va se faire directement sur cette formulation, en profitant immédiatement de ses avantages, à savoir :

- * la réduction de l'ordre des dérivations portant sur u
- * la prise en compte automatique des conditions aux limites en contraintes.

Discrétisation par éléments finis

La formulation variationnelle est posée dans l'espace V qui est de dimension infinie. Afin de rendre les calculs possibles, il convient de se ramener à un problème posé sur un espace de dimension finie.

La méthode des éléments finis consiste à construire un sous-espace V_h de l'espace V , de dimension finie, tel que $V_h \subset V$ afin d'obtenir une approximation interne de V .

Le champ de déplacement u défini dans l'espace V de dimension infinie sera donc approché par le champ u_h défini dans l'espace V_h de dimension finie. Afin de garder une symétrie à V_h on restreindra également v à v_h .

On pose alors la formulation variationnelle dans V_h :

$$\text{Trouver } u_h \in V_h \text{ tel que : } (\sigma, \varepsilon(v_h))_\Omega = (f, v_h)_\Omega = \langle g, v_h \rangle_{\Gamma_\sigma}, \quad \forall v_h \in V_h$$

Puisque V_h est de dimension finie N_h , cet espace admet une base de fonctions, désignée par $w_i(x)$ et qui permet d'écrire le déplacement sous forme développée :

$$u_h(x) = \sum_{i=1}^{N_h} u_i \cdot w_i(x) ; \quad v_h(x) = \sum_{i=1}^{N_h} v_i \cdot w_i(x)$$

On vérifie alors que le principe des travaux virtuels sur V_h , étant donnée la base de celui-ci, est équivalent aux N_h équations suivantes :

Trouver u_i tel que :

$$\sum_{i=1}^{N_h} u_i (\sigma, \varepsilon(w_j))_\Omega = (f, w_j)_\Omega + \langle g, w_j \rangle_{\Gamma_\sigma}, \quad j = 1, N_h$$

Classiquement, on appelle :

$$K_{ij} = (\sigma, \varepsilon(w_j))_\Omega$$

$$F_j = (f, w_j)_\Omega + \langle g, w_j \rangle_{\Gamma_\sigma}$$

respectivement la matrice de rigidité et le vecteur force. Si bien que le principe des travaux virtuels posé sur V_h se ramène à la résolution d'un système linéaire :

$$KU = F$$

où le vecteur colonne U contient les u_i .

La solution de ce système permet de calculer le champ de déplacement approché en tout point, et par dérivation le champ de déformations et de contraintes.

Il reste maintenant à construire effectivement cet espace V_h de la manière la plus optimale possible, selon les critères suivants :

- (i) V_h doit en un certain sens "approcher" V , de manière à ce que u_h soit réellement une approximation de u .
- (ii) les coefficients K_{ij} et F_j doivent être faciles à calculer.
- (iii) la matrice K_{ij} doit être la plus creuse possible et ceci de manière à stocker un minimum de termes en mémoire.

On utilise pour cela des polynômes définis sur des supports petits, qu'on appellera les éléments finis. On se limite au cas classique des éléments quadrilatéraux isoparamétriques. On réalise alors un maillage du domaine à l'aide de quadrilatères. Et à chaque nœud du maillage, on associe une fonction de base w_j de l'espace V_h polynomiale sur chaque élément : égale à un au nœud j et nulle en tous les autres nœuds. Comme ces fonctions de base polynomiales ont une expression analytique seulement sur un élément, le calcul des différentes intégrales est décomposé élément par élément.

Des méthodes plus simples ne permettent pas de rendre compte de nombreux aspects du comportement non linéaire des sols ou des phénomènes d'interaction sol-structures. Par contre les méthodes numériques, telle que la méthode des éléments finis, permettent de reproduire fidèlement les propriétés caractéristiques des sols soumis à un séisme. Et si elles sont parfois lourdes pour une utilisation intensive au niveau de la conception et du dimensionnement des ouvrages, ces méthodes servent à comprendre les phénomènes et à évaluer la validité de méthodes simplifiées.

ANNEXE : 5

PARAMETRES DE HUJEUX
(Quelques ordres de grandeurs)

Manuel scientifique4.2 Sable moyen d'Hostun

Mêmes paramètres que ci-dessus excepté : $p_{c0} = 7. 10^6$ Pa

4.3 Sable dense d'Hostun

Mêmes paramètres que ci-dessus excepté : $p_{c0} = 35. 10^6$ Pa

4.4 Argile normalement consolidée (Kaolinite)

Paramètres du sol		valeur	unité
Elastiques	n	.7	—
	K_i	25.10^6	Pa
	G_i	11.10^6	Pa
	P_{ref}	$1. 10^6$	Pa
Etat critique	p_{c0}	$.49 10^6$	Pa
	β	13.	—
	ϕ	22.	degré
	ψ	20.	degré
Ecrouissage dév.	a^m	.008	—
	a^c	.004	—
	b	.9	—
Ecrouissage isotrope	c^m	.1	—
	c^c	.05	—
	d	1.61	—
Domaine comportement	$r_k^{éla}$.001	—
	r_k^{hys}	.002	—
	r_k^{mbl}	.05	—
	$\delta^{éla}$.0001	—
	m	2.4	—
	α	1.	—
Etat initial	r_k^{m0}	.005	
	r_k^{c0}	.005	
	δ^{m0}	.005	
	δ^{c0}	.005	
	ipl	1	(plastique)

4. QUELQUES JEUX DE VALEURS USUELLES DES PARAMETRES

4.1 Sable lâche d'Hostun

Paramètres du sol		valeur	unité
Elastiques	n	.5	—
	K_i	63.10^6	Pa
	G_i	47.10^6	Pa
	P_{ref}	1.10^6	Pa
Etat critique	P_{c0}	$1.2.10^6$	Pa
	β	30.	—
	ϕ	30.	degré
	ψ	30.	degré
Ecrouissage dév.	a^m	.006	—
	a^c	.003	—
	b	.12	—
Ecrouissage isotrope	c^m	.004	—
	c^c	.002	—
	d	2.	—
Domaine comportement	r_k^{ela}	.01	—
	r_k^{hys}	.03	—
	r_k^{mbl}	.8	—
	δ^{ela}	.001	—
	m	2.4	—
	α	1.	—
Etat initial	r_k^{m0}	.005	
	r_k^{c0}	.005	
	δ^{m0}	.005	
	δ^{c0}	.005	
	ipl	-1	(élastique)

e) Fourchettes de valeurs

. n varie de 0,33 (assemblage régulier de sphères élastiques) à 1. Beaucoup d'auteurs s'accordent pour donner à n une valeur de l'ordre de 0,5 à 0,6. Certains chercheurs proposent des valeurs de 0,6 à 0,9 pour les argiles normalement consolidées.

. Pour les sables et graviers :

$\nu = 0,2$ en très petites déformations,

$\nu \neq 0,3$

$E =$ de l'ordre de 10 MPa (sols peu compacts et contraintes faibles) à 1 000 MPa (sols compacts et contraintes fortes).

. Pour les argiles saturées normalement consolidées :

$\nu = 0,2$ à 0,4

E inférieur à 1,5 MPa en moyennes déformations,

$E = 10$ à 100 MPa en petites déformations.

. Pour les argiles saturées surconsolidées :

$\nu = 0,3$

E de l'ordre de 1 à 10 MPa en moyennes déformations,

$E = 100$ à 1 000 MPa en petites déformations.

. Pour r^{el} et r_4^{el} , si l'on s'intéresse aux petites déformations, on prend des valeurs de l'ordre de 0,001 à 0,01.

. Pour r^{el} (modèle CYCLADE, où l'on s'intéresse aux déformations moyennes à grandes), on prend des valeurs de l'ordre de 0,01 à 0,1.

e) Fourchettes de valeurs

. Valeurs de ϕ : . Silts non plastiques, sables lâches à granulométrie uniforme : $\phi = 25$ à 30°

. Sables denses et graviers sableux à granulométrie étendue : $\phi = 30$ à 35° , jusqu'à même 40° . Argiles saturées : $\phi = 10$ à 25° , voire davantage.

. Valeurs de C_c : . Argiles molles, } : $0,80 < C_c < 2,50$
(et e_0) vases et tourbes } $e_0 \geq 1$

. Argiles moyennes : $0,25 < C_c < 0,80$
 $0,65 < e_0 < 0,80$

. Argiles raides : $0,10 < C_c < 0,25$
 $0,45 < e_0 < 0,55$

. Sables - lâches (selon granulométrie) :
 $0,75 < e_0 < 0,95$
- denses (selon granulométrie) :
 $0,50 < e_0 < 0,65$
- très denses :
 $0,40 < e_0 < 0,50$

. Graviers sableux - lâches : $0,60 < e_0 < 0,70$
- compacts : $0,40 < e_0 < 0,50$
- très compacts : $0,22 < e_0 < 0,35$

. Valeurs de β : HUJEUX indique : $\beta > 30$ pour les sables,
 $\beta < 20$ pour les argiles.

. Le rapport C_c/C_g des sols argileux apparaît augmenter avec l'indice de plasticité. Très généralement compris entre 4 et 6, il serait toujours supérieur à 2, et dépasserait rarement 8 à 10.

e) Fourchettes de valeurs

- a_m de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-3} pour les sables,
 10^{-3} à 10^{-4} pour les argiles.

- $a_{cyc} < a_m$. Il semble que l'on admette souvent

$$a_{cyc} = \frac{1}{2} a_m \text{ (cf. règle de MASING)}$$

- $0 < b < 1$

b de l'ordre de 0,8 à 1 pour les argiles (Cf.
 $b = 1$ pour le critère CAM-CLAY),
 b de l'ordre de 0,1 à 0,3 pour les sables (cf.
 $b = 0$ pour le critère MCS)

- $m \geq 1$

- α voisin de 1 pour les sols non dilatants,
• α supérieur à 1 pour les sols fortement dilatants.

- c_m aurait une valeur peu différente de a_m , et plutôt supérieure (jusqu'à 3 fois).

- $c_{cyc} < c_m$. Il semble admis le plus souvent :

$$c_{cyc} = 1/2 \cdot c_m \text{ (cf. règle de MASING).}$$

- d de l'ordre de $1,1 - 1,2$ pour les argiles très plastiques,
 $1,4 - 1,5$ pour les argiles peu plastiques,
 2 à 3 (voire 4) pour les sables.

- r_{hys} est choisi comme un petit multiple de r_{el} .

Manuel scientifique4.2 Sable moyen d'Hostun

Mêmes paramètres que ci-dessus excepté : $p_{c0} = 7. 10^6$ Pa

4.3 Sable dense d'Hostun

Mêmes paramètres que ci-dessus excepté : $p_{c0} = 35. 10^6$ Pa

4.4 Argile normalement consolidée (Kaolinite)

Paramètres du sol		valeur	unité
Elastiques	n	.7	—
	K_i	25.10^6	Pa
	G_i	11.10^6	Pa
	P_{ref}	$1. 10^6$	Pa
Etat critique	p_{c0}	$.49 10^6$	Pa
	β	13.	—
	ϕ	22.	degré
	ψ	20.	degré
Ecroûissage dév.	a^m	.008	—
	a^c	.004	—
	b	.9	—
Ecroûissage isotrope	c^m	.1	—
	c^c	.05	—
	d	1.61	—
Domaine comportement	η_k^{ela}	.001	—
	η_k^{hys}	.002	—
	η_k^{mbl}	.05	—
	δ^{ela}	.0001	—
	m	2.4	—
	α	1.	—
Etat initial	η_k^{m0}	.005	
	η_k^{c0}	.005	
	δ^{m0}	.005	
	δ^{c0}	.005	
	ipl	1	(plastique)