

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



**UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE**  
Faculté des sciences de l'ingénieur  
Département de Génie Civil

## **THESE**

Présentée pour l'obtention du diplôme de DOCTORAT D'ETAT en Génie Civil

Option : Géotechnique

N° d'ordre : .....

Série : .....

<p><b>ANALYSE DE LA TRANSMISSION AU SOL DES VIBRATIONS A PARTIR D'UNE STRUCTURE VIBRANTE</b></p>
--

**Par**

**Fauzi MERIBOUT**

**Directeur de thèse :** M. Ahmed Boumekik Professeur - U. Mentouri de Constantine

Thème soutenu le .....

Devant le jury composé de :

<b>Président :</b>	<b>M. Mostefa Mimoune</b>	Professeur - U. Mentouri de Constantine
<b>Membres :</b>	<b>M. Hedi. Hassis</b>	Professeur (Ecole Nationale des Ingénieurs de Tunis, Tunisie)
	<b>M. Abdelghani Belouar</b>	Maître de conférences - U. Mentouri de Constantine
	<b>M. Larbi Mokrani</b>	Maître de conférences - U. Ferhat Abbas Setif
	<b>M. Khelifa. Abbeche</b>	Maître de conférences- U. Hadj Lakhdar Batna

# Remerciements

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein de l'équipe Géotechnique du laboratoire de mécanique des sols et des structures.

J'adresse ici mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon Directeur de thèse Professeur Ahmed Boumekik qui m'a permis d'entreprendre cette recherche, ses conseils, ses encouragements ainsi que son soutien effectif qu'il n'a cessé de m'apporter tout au long de ce travail.

J'exprime ma vive reconnaissance au Professeur Mostefa Mimoune pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury de thèse, je lui en suis profondément reconnaissant.

Je remercie également le Professeur Hedi Hassis, le Docteur Abdelghani Belouar, le Docteur Larbi Mokrani et le Docteur Khelifa Abbeche pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner cette thèse et de faire partie du jury.

Je remercie enfin ma famille et particulièrement ma femme pour le chaleureux soutien et la patience manifestée tout au long de ces années.

يقدم هذا البحث نتائج دراسة تجريبية حول تغيير الانتقالات و القوى الشاقولية الديناميكية عند المساحة الفاصلة ما بين التربة و الأساس بدلالة الزمن. إن مجسم الأساس المستعمل له شكل مستطيل أو دائرة. القوى المؤثرة على الجملة ناتجة عن الآلة التجريبية. من أجل تشخيص تأثير طبيعة التربة, أنجزت تجارب على نوعين من التربة / الطين (تربة متماسكة) و الرمل (تربة حبيبية). النتائج التجريبية بينت اختلافات واضحة في تجاوب كل نوع من التربة. الطين يحدث بها تشوهات محلية محورية هامة, عكس الرمل الذي تكون التشوهات به أقل درجة عنها في المحور مع ظهور تشوهات في المحيط ينتج عنها تشوه حجمي معتبر.

## RESUME

Ces travaux de recherches présentent les résultats d'une étude expérimentale sur la variation temporelle des déplacements et forces verticales dynamiques mesurés à l'interface sol-fondation. Le prototype de semelle utilisé a une forme rectangulaire ou circulaire. Les sollicitations cycliques appliquées sur l'échantillon sont générées par la machine d'essai. Afin de caractériser l'influence de la nature du sol, une série de tests a été élaborée sur deux types d'échantillon de sols : argile (sol cohérent) et le sable (sol pulvérulent). Les résultats expérimentaux ont montrés que le comportement de chaque sol est différent. L'argile présente des déformations locales axiales importantes, lorsque le sable a des déformations moins importantes à l'axe, et qui sont significatives dans le voisinage entraînant une déformation volumique plus substantielle.

## ABSTRACT

This research presents the experimental results of dynamic displacements and forces of soil measured at the soil-foundation interface, including the effects of time-varying processes. The foundation prototype used in the tests is of a square and circular shape. The cyclic forces applied on the foundation prototype are generated directly by the testing machine. In order to analyse the influence of the soil nature, the tests have been carried out on two types of sample soils: clayey soils (cohesive) and sandy soils (non cohesive). Obtained results showed that the two types of soil present a different dynamic behaviour. In fact, it was observed that cohesive soils exhibit more significant displacement and develop permanent dynamic settlement. However granular soils experience more important lateral deformations with a substantial modification in volume.

## Liste des symboles

$\rho$  : Masse volumique

$E$  : le module de déformation d'Young

$E_{\text{dyn}}$  : le module de déformation d'Young dynamique

$E_{\text{max}}$  :  $E_t$ ,  $E_s$  : le module de déformation d'Young maximal

$G$  : le module de déformation par glissement

$G_{\text{dyn}}$  : le module de déformation par glissement dynamique

$\nu$  : le coefficient de Poisson

$\zeta$  : Facteur d'amortissement

$d$  : Diamètre d'une semelle circulaire

$e$  : Indice des vides

$h_r$  : La profondeur relative du substratum

$V_S$  : La vitesse des ondes de cisaillement

$f$  : La fréquence de chargement

$C$  : Amortissement géométrique

$\eta$  : coefficient de perte

$m$  : Masse de la semelle

$L$  : Longueur de la semelle

$B$  : Largeur de la semelle

$e$  : épaisseur de la semelle

$\varepsilon$  : déformation axiale

$\sigma$  : contrainte axiale

$\omega$  : vitesse angulaire.

$p(t)$  : force vertical.

$U$  : déplacement vertical

# Sommaire

<b>Remerciements</b>		P	I
<b>Résumé</b>		P	II
<b>Liste des symboles</b>		P	III
<b>Sommaire</b>		P	VI
<b>Introduction</b>		P	1
1.1	Généralités	P	1
1.2	Présentation du travail	P	2
1.3	Plan de la thèse	P	3
<b>Chapitre 1 : Propriétés dynamique du sol</b>		P	4
1.1	Comportement dynamiques des sols :	P	4
1.2	Détermination des paramètres dynamique du sol	P	6
1.2.1	Module de déformation dynamique	P	6
1.2.2	Module de déformation par glissement G	P	9
1.2.3	Coefficient de Poisson	P	11
1.3	Amortissement dans le sol	P	11
1.3.1	Amortissement matériel	P	11
1.3.2	Amortissement géométrique ou radiatif	P	15
1.3.3	Effets de l'amortissement sur les paramètres du sol	P	16
1.4	Ondes dans le sol	P	16
1.5	Phénomène de liquéfaction	P	18
<b>Chapitre 2 : Sollicitation dynamique sur les sols et fondations</b>		P	20
2.1	Sollicitation sismique	P	20
2.2	Actions dynamiques dues aux machines	P	21
2.3	Impacts	P	25
2.4	Excitations aléatoires	P	26

<b>Chapitre 3 : Méthodes de détermination des déplacements dynamiques dans le sol</b>	P	28
3.1	Introduction	P 28
3.2	Méthodes analytiques	P 29
3.3	Méthodes numériques	P 33
3.3.1	Méthodes des éléments finis	P 33
3.4	Méthodes semi-analytiques	P 36
3.5	Méthodes expérimentales	P 37
3.5.1	Essais en laboratoire	P 39
3.5.2	Essais IN SITU	P 44
<b>Chapitre 4 : Détermination expérimentale des vibrations transmises au sol</b>	P	49
4.1	Modèle réduit	P 49
4.2	Machine d'essai	P 51
4.2.1	Principe de fonctionnement	P 51
4.2.2	Caractéristiques du mouvement vibratoire	P 53
4.3	Prototype de fondation	P 53
4.4	Echantillons de sols	P 54
4.4.1	Bacs d'essais	P 54
4.4.2	Caractéristiques des échantillons de sols	P 55
4.4.3	Extraction de l'échantillon de sol expérimental	P 56
4.4.4	Préparation de l'échantillon et de l'essai	P 57
4.5	Système d'acquisition des mesures	P 57
4.6	Principe de réalisation de l'essai	P 59
<b>Chapitre 5 : Résultats et discussions</b>	P	60
5.1	Programme d'essai	P 60
5.2	Caractéristiques des matériaux testés	P 62
5.3	Détermination expérimentale des déplacements et contraintes dans un sol sableux	P 62
5.3.1	Mesures des déplacements verticaux et déformations axiales du sol en fonction du temps	P 62
5.3.2	Mesures des forces agissantes et des contraintes dans la zone interface	P 70

5.3.3	Elaboration des courbes contraintes-déformation	P 72
5.3.4	Détermination de l'état de contraintes-déformations avec l'accroissement de la sollicitation	P 73
5.3.5	Elaboration de courbe contrainte axiale - déformation axiale dynamique de l'échantillon de sable sous les forces 1,2 et 3	P 77
5.4	Validation des résultats expérimentaux sur le sable de dune sous sollicitations dynamiques	P 78
5.4.1	Courbe de Variation $\sigma - \varepsilon$ sur le mélange M15	P 78
5.4.2	Courbe de Variation $\sigma - \varepsilon$ sur le mélange M30	P 79
5.4.3	Détermination du module de YOUNG dynamique	P 80
	Conclusion	P 85
5.5	Analyse de l'influence des renforcements sur le tassement dynamique	P 86
5.5.1	Programme des essais	P 86
5.5.2	Résultats des essais	P 88
5.5.3	Analyse des résultats	P 89
5.6	Analyse de l'influence de la nature du sol sur les tassements dynamiques au niveau de l'interface sol-fondation	P 91
5.6.1	Bilan des essais	P 91
5.6.2	Tassements dynamiques à l'axe de l'interface sol-fondation	P 92
5.6.3	Tassement vertical sur le bord de la fondation	P 92
	<b>Conclusions générales</b>	P 94
	<b>Références bibliographiques</b>	P 98

# Introduction

## 1.1. Généralités

La transmission des vibrations au sol est un phénomène rencontré dans différentes constructions du génie civil (centrales nucléaires, centrales électriques, ponts, barrages, ...etc.).

En fonction de la source, ces vibrations peuvent avoir des amplitudes relativement importantes susceptibles de mettre en danger la stabilité du sol de fondation et de la structure elle-même et ce par dépassement des déplacements admissibles ou des contraintes limites suite aux problèmes de fatigue.

Les effets des vibrations sur l'ensemble sol-structure sont multiples, et les phénomènes d'amplification par retour d'ondes font que les installations elles mêmes se trouvent endommagées, en plus des désordres touchant le sol d'assise : tassements différentiels, poussées additionnelles, liquéfaction ou carrément la rupture.

Des simulations numériques du système machine-fondation-sol permettent de traiter des modèles très détaillés dans leur comportement sous des sollicitations statiques ou dynamiques. La difficulté majeure est alors de caractériser ces sollicitations ainsi que les nombreux paramètres qui interviennent dans ces modèles. Les incertitudes relatives aux chargements, aux propriétés mécaniques et physiques des matériaux, à la géométrie ou encore aux conditions initiales et aux conditions aux limites, influent sur la fiabilité des résultats de ces méthodes numériques.

Déterminer la réponse des sols à des sollicitations diverses requiert des connaissances approfondies de leur loi constitutive, et des modèles rhéologiques. L'utilisation des techniques expérimentales

constitue un atout majeur pour la caractérisation et la compréhension des différents mécanismes qui entrent en jeu.

C'est dans ce contexte que se sont développés les essais dynamiques en laboratoire depuis les dernières décennies, permettant de reproduire plus exactement les sollicitations naturelles et de fournir des mesures toujours plus précises et fiables du comportement des sols. Les progrès techniques de la métrologie ont permis la mesure de déformation d'ordre inférieur à  $10 \mu$ , et ainsi la découverte de phénomènes nouveaux concernant le comportement des sols avant rupture.

## 1.2. Présentation du travail

Le travail de cette thèse se propose de déterminer à partir d'essais expérimentaux les vibrations transmises au sol par une fondation vibrante sous l'action d'une force harmonique verticale. La présentation du modèle est représentée sur la figure (1.1).

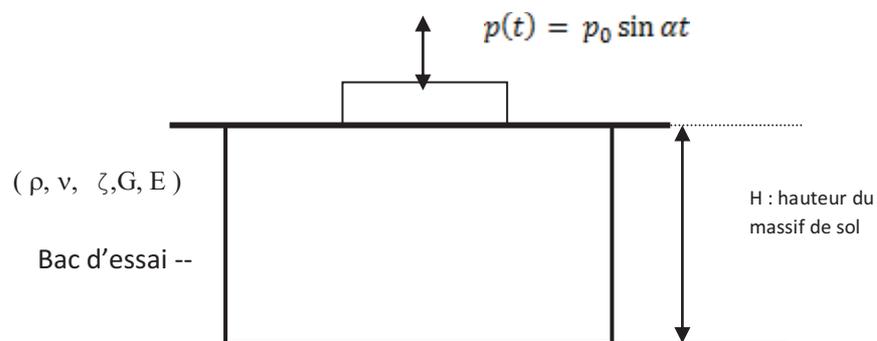


Fig. 1.1 : schéma de l'ensemble sol-semelle soumis à l'action de la force verticale harmonique.

Dans cette étude, la source de vibration est fournie sous forme sinusoïdale directement par la machine d'essai développée au laboratoire de mécanique des sols et structures de l'université Mentouri Constantine. Les prototypes de fondation utilisés sont de forme carrée ou circulaire.

Cette étude vise à étudier d'une part l'effet de la nature des sols sur l'amplitude transmise et d'autre part de caractériser le comportement dynamique de ces sols à travers les courbes de réponse contrainte - déformation et d'en tirer le module de déformation dynamique correspondant.

### **1.3. Plan de la thèse**

Cette thèse est constituée de cinq chapitres en plus de l'introduction et de la conclusion. Après une introduction générale, le premier chapitre est consacré au comportement dynamique du sol. Cette partie expose les différentes propriétés dynamiques du sol, et des phénomènes connus de propagation d'ondes.

Le second chapitre traite des sollicitations dynamiques sur le sol et fondations que ce soit celles produites par les séismes, ou les vibrations provenant de machines, et autres sources d'excitation.

Le troisième chapitre traite des méthodes de détermination des déplacements dynamiques dans le sol. Il présente les méthodes analytiques, numériques, ou expérimentales utilisés pour l'analyse dynamique.

Le quatrième chapitre concerne la détermination expérimentale des tassements dynamiques sous fondation. Ce chapitre englobe la présentation de l'essai, le matériel et accessoires servant à la réalisation des essais, et en dernier point la préparation et caractérisation des échantillons de sols.

Dans le cinquième chapitre on a exposé les résultats des différents types d'essais réalisés. Les premiers essais effectués sur le sable ont été axés à la détermination des variations des tassements dynamiques induisant les déformations axiales, contraintes axiales, et module de déformation dynamique; La seconde série d'essais a été consacré à une analyse comparative entre les comportements du sable et l'argile marneuse dans la surface d'interface à l'axe et au voisinage du point de vue tassement dynamique et en dernier lieu, on a exposé les résultats expérimentaux concernant l'influence de trois types de renforcements sur les variations du tassement dynamique d'un sol cohérent (argile marneuse).

La dernière partie a été consacrée à la présentation des conclusions et des recommandations de recherches.

## Chapitre 1 :

# Propriétés dynamique du sol

La détermination des propriétés dynamique des sols est nécessaire pour l'étude et la caractérisation de la réponse du sol aux charges extérieures. Les paramètres les plus utilisés dans le calcul des vibrations de fondations sont : le module de déformation d'Young  $E$ , le module de déformation par glissement  $G$ , le degré d'amortissement  $\zeta$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Ces variables sont fortement dépendantes de la vitesse de chargement, des amplitudes des déformations et de la fréquence.

Les déformations générées dans le sol dépendent de plusieurs facteurs, dont les propriétés du sol lui-même et sa composition, la nature des sollicitations agissantes, et le type de fondations (souples, ou rigides).

### 1.1. Comportement dynamiques des sols :

Plusieurs essais ont été effectués pour caractériser le comportement du sol. On citera les travaux de Bichop et Henkel (1962) sur l'appareil d'essai triaxial, Ménard (1955), Jamiolkowski et al. (1985) sur le pressiomètre, Tavenas et Leroueil (1987) concernant le cisaillement par scissomètre, de même, aux Etats-Unis le « borehole shear test » par Reiffsteck (2002) entre autres, les travaux de Leidwanger, Flavigny et Ofer sur la caractérisation de l'état de contrainte et les modules de déformations axisymétriques pour la mesure du fluage et du gonflement des sols, et les travaux de Tatsuoka & shibuya (1991), Burland, 1989, sur l'intervalle des faibles déformations.

A titre d'illustration on présente sur la figure 1.1, la forme expérimentale de la courbe contrainte-déformation du sol obtenue durant une sollicitation cyclique (charge et décharge). Des travaux de recherches réalisés (Hardin et Drnevich (1972), Di Benedetto 1987) on classifie le comportement des sols en quatre domaines distincts de comportement selon la valeur de l'amplitude de déformation pour n'importe quel type de sollicitation cyclique.

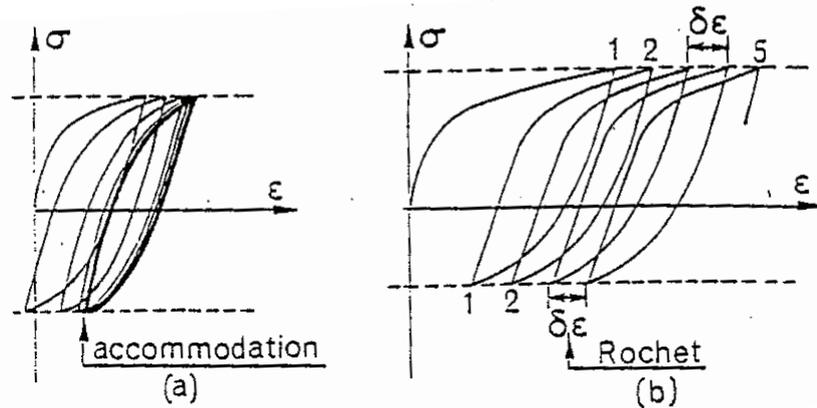


Fig. 1.1 : Courbe de chargement cyclique (contrainte-déformation) – Hardin et Drnevich (1972)

- Le domaine des très petites déformations ou domaine linéaire ( $0 < \varepsilon < 10^{-5}$ ), dans ce cas, le comportement du sol est considéré comme élastique linéaire pour des cycles d'amplitude inférieure à  $10^{-5}$  autour d'un état de contrainte-déformation donné. Les paramètres du comportement sont ceux de l'élasticité linéaire. Cependant, et en raison des valeurs très faibles mais non nulles du coefficient d'amortissement le comportement du sol n'est pas totalement élastique.
- Le domaine des petites déformations ou domaine hystérétique stabilisé ( $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$ ), où le comportement du sol est hystérétique jusqu'à un niveau de déformation  $10^{-4}$ . Les boucles des cycles contrainte-déformation sont en effet, nettement plus ouvertes. Cependant ces boucles se stabilisent, c'est-à-dire qu'elles adoptent la même forme quel que soit le nombre de cycles. Les modules d'Young et de cisaillement décroissent avec le niveau de déformation. L'amortissement augmente avec la déformation et peut atteindre 7%.
- Le domaine des moyennes déformations ou domaine hystérétique non stabilisé ( $10^{-4} < \varepsilon < 10^{-3}$ ), dans ce cas la non linéarité est plus évidente. Une augmentation de la pression interstitielle est constatée en conditions non drainées et une augmentation de la déformation volumique en conditions drainées, l'accroissement de la pression interstitielle mène directement à la liquéfaction où le sol perd de sa résistance au cisaillement et jusqu'à 75% des modules initiaux avec augmentation rapide de l'amortissement.
- Le domaine des grandes déformations ( $10^{-3} < \varepsilon$ ), dans ce cas, on constate une irréversibilité inélastique avec prédominance de l'effet visqueux, une approche incrémentale avec intégration pas à pas le long du chemin de sollicitation permet de décrire le phénomène. Le coefficient d'amortissement

se stabilise vers une valeur maximale, et les modules d'Young et de cisaillement deviennent très faibles par rapport à ceux du domaine élastique.

## 1.2. Détermination des paramètres dynamique du sol

### 1.2.1. Module de déformation dynamique

La détermination expérimentale du module de déformation dynamique s'effectue par des mesures de vitesses de propagation d'ondes longitudinales ou transversales dans l'échantillon de matériau testé, en postulant une hypothèse d'élasticité linéaire, et ce par l'utilisation de capteurs piézo-électriques montés sur des appareils triaxiaux ou oedometriques selon le cas Di Benedetto & Tatsuoka (1997) et Semlat & Luong (1999), de même les essais à colonne résonante (Cremer, 1973, Boelle, 1983, Cazacliu, 1996) permettent de déterminer un lien entre les fréquences de résonance et les modules de déformation du matériau en petites déformations suite à l'application de sollicitations cycliques longitudinales ou en torsion Hameury (1995).

Les travaux de Hardin et Richart (1963) à partir de mesures de propagation d'ondes sur les sols pulvérulents donnent l'expression du module de déformation dynamique maximal en fonction de l'indice des vides  $e$  et de la contrainte moyenne  $\sigma_0$  :

$$E_{max} = A \cdot \frac{(b-e)^2}{1+e} p_a \left(\frac{\sigma_0}{p_a}\right)^n \quad (1.1)$$

Où,  $n$  est généralement voisin de 0,5 ;  $p_a$  est la pression atmosphérique,  $A$  et  $b$  dépendent du sol.

De même, les travaux menés avec des appareils de précision ont montré que les sols comportaient un domaine élastique assez réduit. Le module maximum est une caractéristique intrinsèque des sols pratiquement limitée aux très faibles déformations (vibrations de fondations, microséismes etc.).

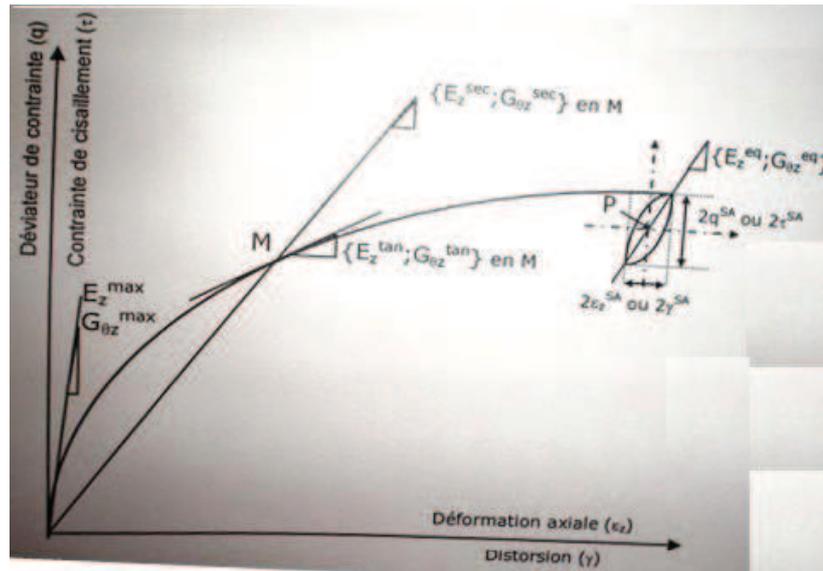


Fig. 1.2 : définition des modules d'Young et de cisaillement maximaux, tangents, sécants et équivalents

L'exploration du module maximum avec des dispositifs d'essais statiques (triaxial de précision) a permis de préciser l'influence des différents paramètres identifiables des sols. Les travaux de Hardin et Black (1968) ont montré que le module maximum est influencé par plusieurs paramètres : l'amplitude de déformation, la contrainte effective moyenne  $\sigma_0$ , l'indice des vides  $e$ , le nombre de cycles  $N$ , le degré de saturation  $S_r$ , la fréquence de sollicitation  $f$ , la contrainte de cisaillement  $\tau$ , l'effet du temps  $t$ , la structure du sol, et la température  $T$ .

La formule proposée par la plupart des auteurs pour les sols pulvérulents est de la forme :

$$E_{max} = K \cdot p_a \cdot F \cdot e \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^n \quad (1.2)$$

où  $K$  dépend du matériau,  $n$  est généralement voisin de 0,5 ;  $p_a$  est la pression atmosphérique,  $p'$  est la contrainte effective moyenne et  $e$  est l'indice des vides.

L'influence de l'indice des vides est tout aussi bien établie. Les premières études étaient basées sur des mesures de propagation d'ondes et avaient mis en évidence une relation linéaire entre la vitesse  $c$  de propagation et l'indice des vides (Hardin et Richart 1963) :

$$c = -a(b - e) \quad (1.3)$$

Et comme la vitesse de propagation est proportionnelle à la racine carrée du rapport entre le module (de cisaillement) et la densité du sol, on obtient :

$$E_{\max} = A [(b - e)^2 / (1 + e)] \quad (1.4)$$

Où A et b dépendent du sol.

• **Détermination du module de YOUNG dynamique dans le cas du chargement cyclique :**

Des travaux expérimentaux (Di Benedetto & Tatsuoka (1997)) ont montrés que l'interprétation et l'exploitation des sollicitations cycliques de faible amplitude reposent sur l'hypothèse qu'un incrément de déformation  $\Delta\varepsilon$  se décompose en deux parties : une composante non-visqueuse  $\Delta\varepsilon^{nv}$  et une composante visqueuse  $\Delta\varepsilon^v$  et :

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^{nv} + \Delta\varepsilon^v \quad (1.5)$$

La composante non-visqueuse est instantanée, réversible et indépendante du temps. Alors que la composante visqueuse est différée, irréversible et dépendante du temps.

Ceci repose sur des constatations expérimentales et spécifiquement les périodes de fluage où la composante visqueuse se dissipe avec le temps. Il ne subsiste alors que la composante non visqueuse qui se développe lors des sollicitations cycliques.

La relation qui lie l'incrément de déformation et l'incrément de contrainte s'écrit sous forme tensorielle :

$$\underline{\Delta\varepsilon} = \underline{\Delta\varepsilon}^{nv} = M^{nv} \cdot \underline{\Delta\sigma} \quad (1.6)$$

Les termes du tenseur  $M^{nv}$  sont déterminés à l'aide de sollicitations cycliques. Les incréments ( $\Delta\varepsilon$ ,  $\Delta\sigma$ ) correspondent aux amplitudes des sollicitations cycliques réalisés ( $\varepsilon^{SA}$ ,  $\sigma^{SA}$ ) si bien que les termes du tenseur s'assimilent à des termes équivalents qui dépendent de l'amplitude des cycles.

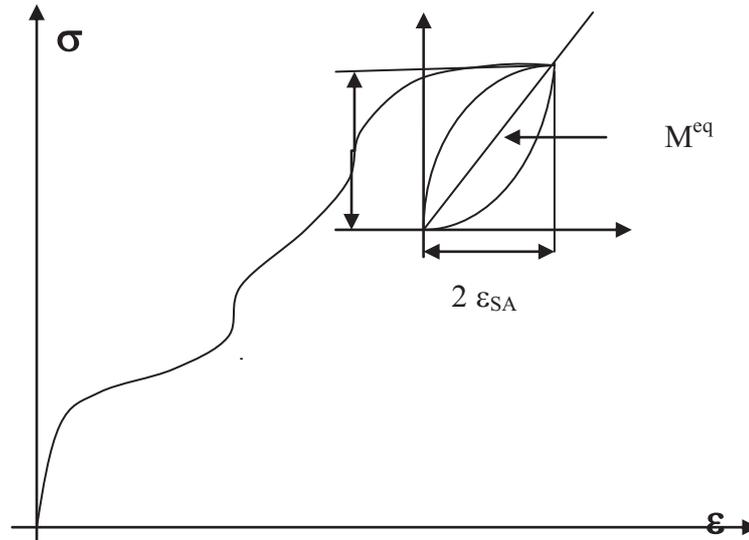


Fig. 1.3 : Module équivalent axial lors d'une sollicitation cyclique axiale

La composante reliant la déformation axiale à la contrainte axiale s'écrit alors :

$$\varepsilon^{SA} = M^{eq} \cdot \sigma^{SA} \tag{1.7}$$

L'application de sollicitations cycliques axiales permet de déterminer la composante :

$$M_{zz}^{eq} = \frac{\varepsilon_{zSA}}{\sigma_{zSA}} \tag{1.8}$$

Ce module est l'inverse du module de déformation dynamique, qui s'écrit alors :

$$E_z = \frac{1}{M_{zz}^{eq}} \tag{1.9}$$

### 1.2.2. Module de déformation par glissement G

Le module de déformation par glissement G se caractérise par des variations importantes en fonction de l'amplitude des déformations et essentiellement dans le cas des sols sans cohésion par la forme et la dimension des grains, l'état de serrage initial (indice des vides ou densité relative), la pression effective moyenne, et la teneur en eau. Les sols cohérents se distinguent des précédents par l'intervention du facteur temps, eu égard aux phénomènes de consolidation et aux propriétés « thixotropies » du milieu.

Aux faibles amplitudes, les déformations sont conditionnées par le module tangent  $G_{max}$  qui, pour un sol donné, ne dépend que de l'indice des vides  $e$  et de la pression effective moyenne  $\sigma_m$ .

Hardin et Richart proposent les expressions suivantes Pour les sables, sur la base d'essais effectués à des amplitudes de déformations de l'ordre de  $10^{-5}$ :

- pour les sables à grains arrondis ( $0,35 \ll e \ll 0,85$ ) :

$$G_{max} = 218 \sigma_m^{0,5} (2,17 - e^2) / (1 + e) \tag{1.10}$$

- pour les sables à grains anguleux ( $0,60 < e < 1,30$ ) :

$$G_{max} = 102 \sigma_m^{1/2} (2,97 - e^2) / (1 + e) \tag{1.11}$$

(G,  $\sigma_m$  en Mpa)

Seed et Idriss proposent une relation plus générale, recouvrant une variété de sols plus étendue et tenant compte de la variation de G avec l'amplitude :

$$G(y) = 6,93 K_1 K_2 (D_r, \gamma) (\sigma_m)^{1/2}, \quad (G, \sigma_m \text{ en MPa}) \tag{1.12}$$

$K_1$ , est un coefficient dépendant de la grosseur des grains et variant de 0,6 pour les silts à 1,0 pour les sables moyens et 2 pour les graviers.

Le coefficient  $K_2$  est en fonction de la densité relative  $D_r$ , et du glissement relatif  $\gamma$ .

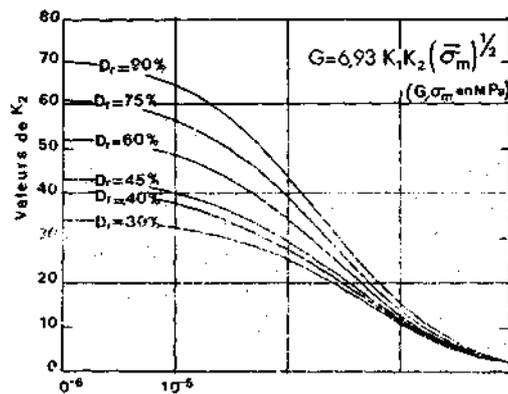


Figure.1.4 : sol non cohérent variation de G en fonction de l amplitude

De même, Les sols cohérents se distinguent des précédents par l'intervention du facteur temps, eu égard aux phénomènes de consolidation et éventuellement aux propriétés « thixotropies » du milieu.

En ce qui concerne  $G$ , l'effet des chargements antérieures à l'intervention de l'action dynamique se trouve en général convenablement résumé dans le coefficient de sur-consolidation  $C = \sigma_p / \sigma_0$  rapport de la pression de pré consolidation à la contrainte verticale *in situ*.

Les formules suivantes généralisent les expressions données pour les sols non cohérents :

$$G_{\max} = 102 \sigma_m^{0.5} (2,97 - e)^2 / (1 + e) e^p \quad (1.13)$$

Dans cette expression, l'exposant  $p$  dépend de l'indice de plasticité  $I_p$ .

### 1.2.3. Coefficient de Poisson dynamique

Le coefficient de Poisson  $\nu$  n'est susceptible de varier que dans des limites assez étroites entre sa valeur supérieure absolue de 0,5 (solides incompressibles) et des valeurs inférieures qui se situent rarement en dessous de 0,25. Ce facteur est peu sensible aux variations des autres paramètres du sol ou du problème (indépendant de l'amplitude des déformations).

A titre indicatif, on peut donner les valeurs suivantes pour quelques sols moyens (auteurs divers) :

Sable, sable et gravier	0,25 à 0,30,
Sable silteux, sable argileux	0,30 à 0,35,
Argile sableuse	0,35 à 0,40

## 1.3. Amortissement dans le sol

Contrairement aux structures on distingue deux types d'amortissement dans le sol : l'amortissement matériel et l'amortissement géométrique ou radiatif

### 1.3.1. Amortissement matériel

Ce type d'amortissement correspond à la dissipation sous forme de chaleur dans la structure d'une partie de l'énergie injectée dans cette dernière. Dans la pratique il faut faire une distinction entre l'amortissement interne ou

structural qui se produit dans les matériaux à l’occasion des déformations qu’ils subissent, et les amortissements externes qui correspondent à des frottements divers et se résument essentiellement à ceux qui interviennent le long des interfaces de contact entre la structure et les éléments non structuraux lorsqu’il en existe.

En fonction de la nature du sol, l'amortissement dépend de la fréquence, de l'amplitude des déformations, de l'état de contraintes, de la teneur en eau de l'indice des vides.

Pour modéliser l’effet de cet amortissement, le comportement du sol est modélisé par l’un des deux modèles viscoélastiques qui sont : Le solide de Voigt et le modèle à hystérésis constante.

**a. Le solide de Voigt**

Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité ( $G'$ ) placé en parallèle avec un amortissement de viscosité ( $\eta$ ) représentant le comportement visqueux du sol (Fig.1.4).

Contrairement au milieu élastique, le milieu viscoplastique se « souvient » des sollicitations qui lui ont été imposées au cours du temps. La vitesse de déformation joue un rôle important, et l’influence de cette vitesse se traduit par des relations constitutives exprimées sous forme complexes dépendant de la fréquence, reliant les contraintes aux déformations.

Pour un milieu unidimensionnel, la relation constitutive qui lie contraintes  $\sigma$ , déformations  $\varepsilon$ , est :

$$\sigma e^{i\omega t} = G' \varepsilon e^{i\omega t} + \eta \frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon e^{i\omega t}) \tag{1.14}$$

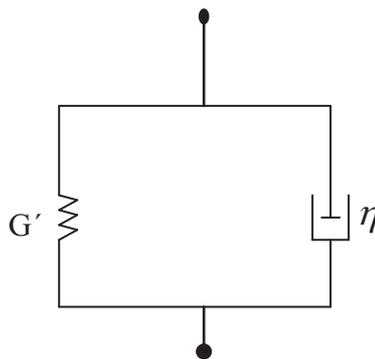


Fig. 1.5 : Modèle de voigt

Où  $\omega$  : la fréquence circulaire et  $t$  : le temps.

A partir de cette relation, la relation constitutive liant les amplitudes des contraintes et des déformations s'écrit simplement :

$$\sigma = G' \varepsilon + i \eta \omega \varepsilon \quad (1.15)$$

Les vecteurs  $\sigma$  et  $\varepsilon$  tournent à la vitesse ( $\omega$ ), le vecteur de déformation ( $\varepsilon$ ) est en retard par rapport au vecteur de contrainte d'un angle  $\delta$  ( $\omega$ ) appelé angle de perte.

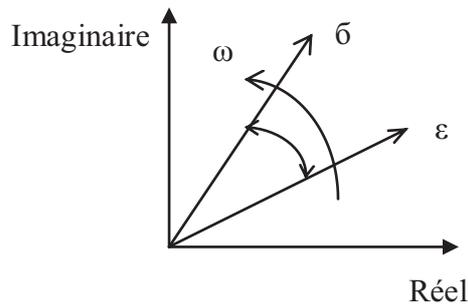


Fig. 1.6 : Projection des vecteurs  $\sigma$  et  $\varepsilon$

Les parties réelles représentent le comportement purement élastique du milieu et Les parties imaginaires sont associées au comportement visqueux et traduisent la dissipation (ou perte) d'énergie dans le milieu,

- $tg \delta(\omega) = \frac{\omega \eta}{G'}$
- $tg \delta(\omega) \approx 2 \zeta$

(1.16)

Avec :  $\eta = 2 \zeta$ .

**b. Modèle à hystérésis constante**

Le coefficient d'amortissement peut être obtenu à partir de courbes expérimentales (courbes d'hystérésis) Hardin et Richart (1963). Celui-ci est alors estimé à partir du coefficient de perte  $\eta$  qui représente le rapport de l'énergie dissipée au cours d'un cycle à l'énergie potentielle maximum multipliée par  $2\pi$ .

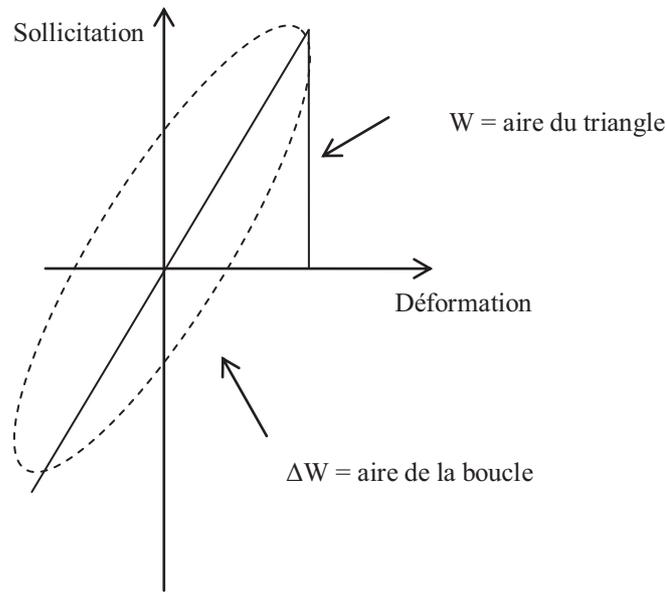


Fig. 1.7 : Amortissement interne

En générale les cycles d’hystérésis sont modélisés par des formes elliptiques, et l’expression de ce coefficient de perte est la suivante:

Le facteur d’amortissement de type visqueux, défini pour l’oscillateur simple, est donné par :

$$\zeta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \tag{1.17}$$

Et le degré d’amortissement est égal à la moitié du coefficient de perte.

Hardin & al (1969) ont présenté à partir d’essais une formule empirique donnant le degré d’amortissement pour les sols sans cohésion aux faibles amplitudes (de  $10^{-6}$  à  $10^{-4}$ ),

$$\zeta = 0,031 \gamma^{0.2} \sigma_m^{1/2} \quad (\sigma_m \text{ en MPa}) . \tag{1.18}$$

Où  $\sigma_m$  est la pression effective moyenne comprise entre 0,025 et 0,15 Mpa, et  $\gamma$  le glissement relatif.

Pour les sols cohérents, n'atteignant pas la limite élastique cette valeur est de l'ordre de 5 % en moyenne, et reste indépendante de l'amplitude,

On note que les variations du degré d'amortissement  $\zeta$  se font en sens inverse de celle du module de déformation par glissement  $G$ .

En générale les valeurs adoptées pour  $\zeta$  sont :

- Pour des déformations modérées (fondation vibrante),  $\zeta = 5$  a 10%.
- Pour des déformations élevées (séisme),  $\zeta = 15$  a 20%.

### 1.3.2. Amortissement géométrique ou radiatif :

Une autre source d'amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus où moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (structure et sol entourant) à travers les ondes en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement radiatif (ou géométrique). Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique sol-structure, nécessite une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol.

Il est à noter enfin que l'amortissement radiatif est fonction de la fréquence de vibration.

L'amortissement géométrique est directement associable à l'effet de dissipation d'énergie par rayonnement lors de la propagation des ondes dans le sol.

Les propriétés dynamiques du sol sont conventionnellement décrites en termes de fonctions d'impédances complexes, dépendant de la fréquence et reliant les forces aux déplacements :

$$K = [k' + ik''] \quad (1.19)$$

La partie réelle  $k'$  définit la rigidité élastique et la partie imaginaire  $k''$  décrit l'effet de l'amortissement radiatif.

Par analogie avec un oscillateur simple à un degré de liberté, la constante de l'amortissement visqueux radiatif équivalent s'exprime par :

$$c = \frac{k''}{\omega} \quad (1.20)$$

Ce type d'amortissement est donc toujours fonction de la fréquence angulaire de vibration  $\omega$

### 1.3.3. Effets de l'amortissement sur les paramètres du sol :

Pour les fondations superficielles les constantes élastiques  $k$  et la constants d'amortissement sont en général évaluées en utilisant la théorie du demi-espace élastique. L'avantage principal de cette théorie est qu'elle tient compte de la dissipation d'énergie à travers les ondes élastiques et décrit les propriétés du sol par des constantes de base comme le module de cisaillement  $G$ , le coefficient de Poisson et le poids volumique du sol.

Pour tenir compte de l'effet de l'amortissement matériel du sol, on remplace dans ces formules le module de cisaillement conventionnel du sol  $G$  par le module de cisaillement complexe exprimé comme suit:

$$G^* = G(1 + i2\beta) \quad (1.21)$$

Avec :  $\beta$  facteur d'amortissement matériel indépendant de la fréquence.

Dans ces conditions, e ce fait, la constantes élastiques  $k_h$  et la constants d'amortissement  $c_h$  s'expriment:

$$\begin{aligned} k_h &= k - 2\beta c \omega \\ c_h &= c + 2\beta \frac{k}{\omega} \end{aligned} \quad (1.22)$$

Il y a lieu de noter que lorsque l'amortissement matériel est pris en considération (milieu viscoélastique), la rigidité élastique diminue et l'amortissement total augmente.

### 1.4. Ondes dans le sol :

L'expérience a montré qu'une fondation soumise à des vibrations cycliques devient une source d'émission d'ondes élastiques harmoniques qui se propagent dans le sol et transportent la perturbation vers les endroits le plus lointains, selon l'énergie communiquée et la capacité du sol à dissiper cette énergie.

La propagation des ondes dans le sol est régit par les équations de l'elastodynamique. En fonction des conditions aux limites en surface du sol et à

l'infini et des conditions de continuités dans le cas des sols stratifiés, on distingue plusieurs types d'ondes dans le sol.

Il existe plusieurs types d'ondes qui se propagent dans le sol à savoir :

- **Ondes de volume** : qui prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes d'ondes de compression (P) (appelée aussi onde primaire (P) ; de dilatation ou longitudinales) qui se propage avec une vitesse  $V_P = 8 \text{ Km/s}$  et les ondes de cisaillement S (appelée aussi onde secondaire (S) ou onde de distorsion) elles se propagent perpendiculairement au mouvement avec une vitesse  $V_S$ .

Les déplacements liés aux ondes (P) et (S) sont respectivement longitudinaux et transversaux par rapport à la direction de propagation.

- **Ondes de surface** :

Les ondes de volume qui arrivent à la terre produisent des ondes de surface n'intéressant le sol que sur une profondeur extrêmement faible. Ces ondes de surfaces ont deux propriétés importantes :

La plus grande partie de l'énergie de ces ondes est localisée au voisinage des surfaces du sol et plus de deux sur trois (2/3) de cette énergie est dissipée à la surface du sol.

L'amplitude de ces ondes décroît très rapidement en fonction de la profondeur.

- a) **Ondes de *Rayleigh* (R) (1880)** :

Elles se propagent dans un espace élastique semi-infini, limitée par un plan. Cette onde a été premièrement étudiée par *Rayleigh* (1885) puis décrite en détail par *Lamb* (1904) en imposant à une surface libre les conditions de frontières appropriées.

On suppose un état plan de déformation avec une direction z compté positif vers le bas.

L'onde doit être nulle à l'infini et elle n'existe que si :

$$V_S \leq V_R \leq V_P.$$

**b) Ondes de Love :**

Love (1912) a montré qu'il existe un autre type d'ondes de surface dont le mouvement des grains est perpendiculaire à la direction de propagation. Leur vitesse de propagation  $V_L$  est comprise entre  $V_s$  la vitesse d'onde de cisaillement et  $V_R$  de *Rayleigh* et aussi elle varie en fonction de la fréquence.

La nature hétérogène de la composition du sol de fondation et la présence d'un *bedrock* (rigidité très élevée) en profondeur, donne naissance à des phénomènes de réflexion d'ondes. De ce fait, les ondes incidentes et réfléchies forment dans le massif un système d'ondes stationnaires dont l'énergie se propagerait principalement dans la direction parallèle aux interfaces (horizontales).

Les ondes de volume arrivant à la surface de séparation de deux milieux se réfléchissent et se réfractent sur cette surface. Les phénomènes revêtent toutefois une grande complexité, en effet, une onde incidente donne en général naissance non seulement à une onde réfléchie et une onde réfractée de même nature qu'elle-même, mais aussi à une onde réfléchie et une onde réfractée de nature différente. L'amplitude de chaque onde résultante dépend du rapport des densités de deux milieux, du rapport des vitesses de propagation et, pour deux milieux donnés, de l'angle d'incidence.

Toutefois, le problème de réflexion et de réfraction des ondes de surface de *Rayleigh* se pose essentiellement pour des milieux à surface libre horizontale en contact le long d'une interface verticale ou inclinée

Il est admis que les impulsions sollicitant un demi-espace élastique, homogène en surface indique une propagation successive des trois formes d'ondes P, S et R avec une prédominance des ondes de compression (P), sauf que la majeure partie d'énergie émise à la surface du sol revient aux ondes de *Rayleigh* R avec un pourcentage de 67%, ce qui confirme leurs importances fondamentales dans l'étude des vibrations des fondations, quelles que soient leurs formes, ou leurs positions dans le sol.

**1.5. Phénomène de liquéfaction :**

Le phénomène de liquéfaction correspond à une perte totale de la résistance au cisaillement, et par conséquent de la capacité portante du sol. Il se produit lorsqu'il a une augmentation de la pression interstitielle entraînant une forte diminution des contraintes effectives ce qui conduit à une perte de contact entre les grains de sol. Ce phénomène peut donc se produire principalement dans des sols pulvérulents et saturés, soit du fait d'un gradient hydraulique

(phénomène de Renard), soit du fait d'une sollicitation monotone en condition non drainée (liquéfaction statique) ou cyclique. Les sollicitations d'origine sismiques sont donc particulièrement dangereuses pour les massifs sableux lâches. En effet durant un séisme, leur perméabilité n'est pas suffisante pour assurer une dissipation adéquate des pressions interstitielles engendrées par leur comportement contractant.

L'expérience montre que l'apparition de la liquéfaction, en conditions statiques comme en conditions dynamiques, dans les sols granuleux saturés, correspond à la montée de la pression interstitielle.

Simultanément, le squelette des grains du sol réagit à cette diminution de contrainte effective en suivant la ligne de gonflement de manière à maintenir le volume constant. De ce qui précède, il résulte un transfert des contraintes vers l'eau interstitielle, avec une diminution des contraintes effectives. C'est l'interaction de ces phénomènes respectifs de diminution de volume et de gonflement qui détermine l'importance de l'augmentation de pression interstitielle.

Lorsque la pression interstitielle approche la contrainte verticale, le sable commence à se déformer. S'il est lâche, la pression interstitielle augmente brusquement jusqu'à une valeur égale à la contrainte verticale, phénomène qui s'accompagne de déformations de glissement atteignant 20% ou plus. Si les déformations de glissement se poursuivent sans limite, on parle de liquéfaction. Si, au contraire, le sable est dense, il se peut qu'il développe une pression interstitielle égale à la contrainte verticale lors d'un cycle de chargement, mais, lors du cycle suivant, le sol se dilate et, en conditions non drainées, la pression interstitielle diminue, entraînant ainsi l'apparition d'une résistance suffisante pour résister aux contraintes appliquées. Ceci se produit cependant avec une déformation de glissement et il se peut que lorsque le chargement cyclique continue, la déformation nécessaire pour atteindre un équilibre stable croisse. A la fin, pour toute condition de chargement cyclique, il y a toujours un niveau de déformation cyclique pour lequel le sol est capable de résister à tout nombre de cycles de contraintes à un niveau donné, sans autre augmentation de la déformation maximale. Il s'agit ici de mobilité cyclique. Il est cependant important de remarquer que dès que les contraintes de chargement cyclique cessent, lorsqu'elles redeviennent nulles, il y a une pression interstitielle résiduelle importante, égale à la contrainte verticale, qui provoque inévitablement un écoulement d'eau vers le haut qui peut avoir un effet désastreux sur les couches situées à un niveau supérieur.

## **Chapitre 2 :**

# **Sollicitation dynamique sur les sols et fondations**

Alors que dans un séisme ou explosion, c'est le sol qui impose ses vibrations à la fondation des constructions, une machine tournante impose les vibrations au sol. Il s'agit donc de deux phénomènes différents, cette différence est beaucoup plus apparente que réelle en raison des phénomènes d'interaction ; Dans le cas d'un séisme la structure en oscillation imprime au sol des sollicitations variables, perturbant le mouvement moteur et renvoyant au sol une partie de l'énergie qu'elle reçoit, alors que dans le cas des machines, les forces d'inerties développées dans le sol réagissent sur le mouvement de la semelle, les processus mécaniques se produisant ainsi sont les mêmes dans les deux sens.

Les vibrations générées constituent une source de désagrément pour les occupants. De même elles peuvent affecter le fonctionnement de certains instruments ou provoquer des dommages à la structure du bâtiment. Les paramètres influant sur la vibration des structures sont la fréquence naturelle, la forme de mode et l'amortissement.

Les principales sollicitations dynamiques susceptibles d'agir sur l'ensemble sol-fondation sont présentées ci-après.

### **2.1. Sollicitation sismique :**

La charge sismique sur une structure est appliquée à travers son sol de fondation sous formes d'ondes. Pour déterminer cette charge pour laquelle la structure doit être conçue, la modélisation du système sol-structure nécessite la prise en compte des caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure, du sol de fondation et de l'interface entre ces deux dernières.

L'interaction entre le sol et la structure est importante pour le cas des structures telles que les barrages, les ouvrages d'art, les bâtiments de grandes hauteurs, les réacteurs nucléaires etc..... Ces structures doivent être conçues pour résister aux séismes.

L'action sismique sur les sols s'exercera d'une manière dynamique, c'est à dire que le mouvement sismique a pour effet d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables.

L'énergie de vibration impartie sur la structure par le séisme est partiellement dissipée à travers la masse infinie de la fondation rocheuse et à travers la dimension latérale du sol ou formations rocheuses de caractéristiques géo-mécaniques faibles. Durant les deux dernières décennies, il a été reconnu que le sol sur lequel repose une structure peut avoir un effet d'interaction dynamique avec la structure durant un mouvement sismique. Ce phénomène s'amplifie lorsque le sol est mou et la structure est rigide. Ce type d'interaction sol-structure en dynamique peut quelques fois modifier d'une façon significative les contraintes et les déflexions du système structural complet.

Du fait de leur caractère aléatoire et imprévisible, la caractérisation des sollicitations sismiques agissant sur un ouvrage reste difficilement prédictible en un site donné.

## **2.2. Actions dynamiques dues aux machines :**

Les fondations pour machines rotatives constituent une source de vibrations qui se propagent dans le sol sur des distances plus ou moins grandes dépendant de leurs amplitudes et de la capacité du sol à dissiper leur énergie. Les machines provoquent des vibrations de différentes natures : harmoniques (turbines, moteurs à explosions), des chocs (marteau pilon), ou des vibrations quelconques (broyeurs).

Les actions dynamiques engendrées par les machines revêtent des formes assez variées.

- **Chargement cyclique par excitation harmonique :**

Les machines tournantes génèrent des forces verticales sous forme d'excitation harmoniques :

$$p(t) = p_0 \sin \alpha t \quad (2.1)$$

L'équation de mouvement engendrée sera :

$$\ddot{u} + 2 \xi \omega \dot{u} + \omega^2 u = \frac{p_0}{m} \sin \alpha t \quad (2.2)$$

Dans le cas d'oscillations sous amorties ( $\xi < 1$ ) la solution est de la forme :

$$u = (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) e^{-\xi \omega t} + \frac{p_0}{k} \lambda \sin(\alpha t - \theta) \quad (2.3)$$

Avec :

$$\beta = \frac{\alpha}{\omega}$$

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2 + (2\xi\beta)^2)}}$$

$$\theta = \text{Arctg} \frac{2\xi\beta}{1 - \beta^2}$$

Les coefficients A et B sont calculés aux conditions initiales à  $t=0$ , les déplacements et la vitesse étant nuls.

Le déplacement est constitué de deux parties principales :

### **Période transitoire :**

Défini par le terme :  $(A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) e^{-\xi \omega t}$  .

Le mouvement transitoire qui est amorti, se caractérise par sa disparition rapide, dans la pratique, on s'efforce d'écartier les fréquences propres du support, de la ou des fréquences de régime de l'excitation. Il se peut qu'au cours de la montée en régime ( $\omega$  variable), on traverse des plages de résonance, il convient alors de considérer cette phase comme transitoire.

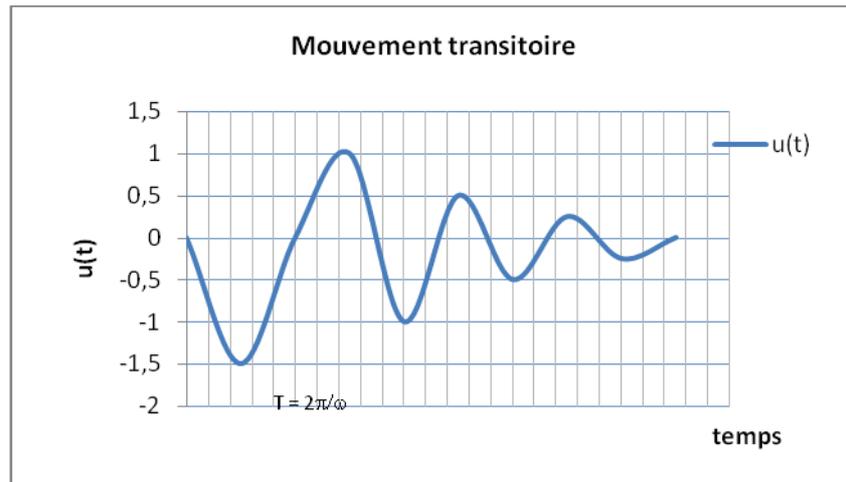


Fig. 2.2 : phase transitoire du mouvement

### Régime permanent :

Caractérisé par le terme:  $\frac{p_0}{k} \lambda \sin(\alpha t - \theta)$  cette partie de mouvement s'effectue avec la même pulsation  $\alpha$  que la force excitatrice.

Après une phase transitoire, le régime permanent s'établit et se stabilise pour le restant du mouvement.

Contrairement au cas des oscillations libres qui s'effectuent avec une pseudo-période propre au système, la pulsation du mouvement permanent est celle de la force excitatrice.

Les cas les plus répandues sont ceux des machines non équilibrées en rotation (balourd), et celui des machines en mouvement alternatif (systèmes bielle-manivelle). Dans un régime permanent caractérisé par la vitesse angulaire de rotation  $\omega$ , une masse non équilibrée  $m$ , agissant avec une excentricité «  $e$  » engendre une force dont les composantes sur deux axes rectangulaires ont pour expression  $m.e.\omega^2 \sin \omega t$  et  $m.e.\omega^2 \cos \omega t$ .

Lorsque, l'on a affaire à des systèmes complexes comportant des masses excentrées tournant à des vitesses différentes, l'excitation revêt une forme plus compliquée mais qui reste une fonction périodique résultant de la combinaison de lois harmoniques. Le système étant linéaire, la réponse est toujours une combinaison linéaire de réponses élémentaires.

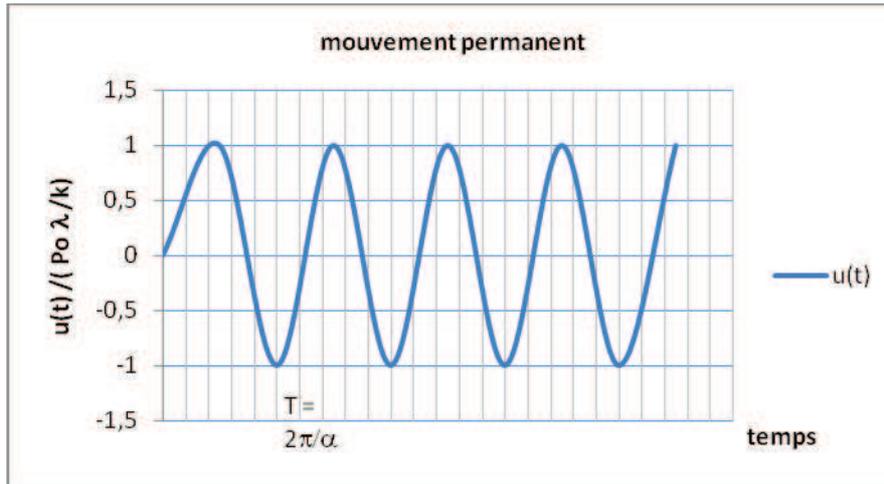


Fig. 2.3 : phase permanente du mouvement harmonique.

Le coefficient  $\frac{p_0}{k}$  représente le déplacement statique du système sous l'action de la force  $p_0$  ; le coefficient  $\lambda$  est le coefficient d'amplification dynamique qui dépend de l'amortissement et du rapport  $\beta$  des pulsations.

On voit donc que la réponse d'un système à une excitation donnée dépend essentiellement de sa pulsation propre :

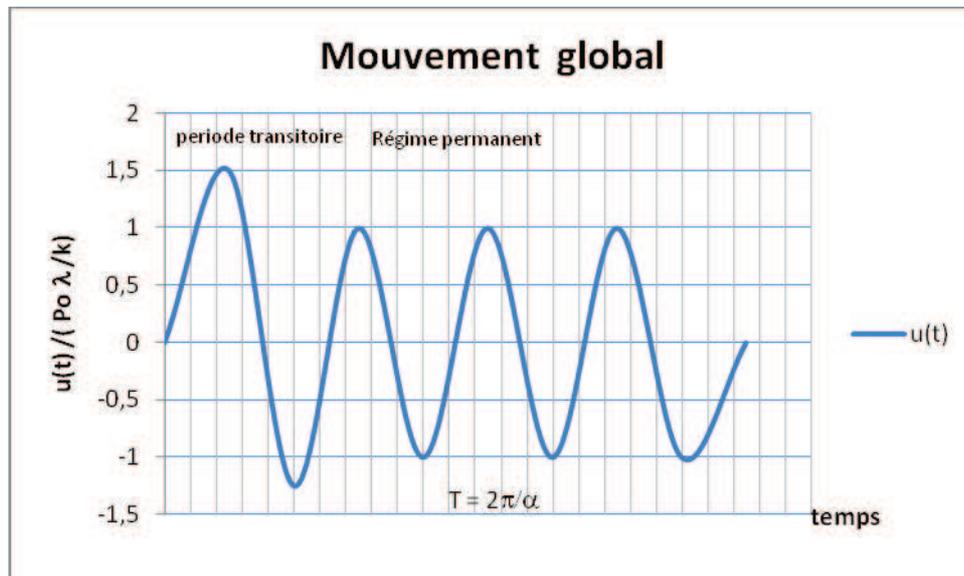


Fig. 2.4 : variation des déplacements en mouvement global

- Dans le cas d'un oscillateur infiniment raide ( $\omega$  infini,  $\beta = 0$ ) il n'y a pas d'amplification de la déformée statique, le mouvement est sinusoïdal d'amplitude  $\frac{p_0}{k}$
- Pour un oscillateur très souple (grandes valeurs de  $\beta$ ) le coefficient d'amplification a une valeur très faible, le mouvement est sinusoïdal d'amplitude  $\frac{p_0}{m\alpha^2}$
- Lorsque la pulsation de l'oscillateur est égale à celle de la force excitatrice ( $\beta = 1$ ) celui ci entre en résonance, le coefficient d'amplification ayant alors pour valeur  $\lambda = \frac{1}{2\xi}$ .

### 2.3. Impacts :

Les machines telles que les marteaux pilons provoquent des vibrations consécutives aux chocs de masses tombant d'une certaine hauteur.

L'impact du mouton a pour effet d'imprimer au bâti et à son support une certaine vitesse. La réponse du système consiste en oscillations libres qui, si l'on prend l'instant de l'impact comme origine des temps, sont déterminées pour chaque degré de liberté, par des conditions initiales :  $x(0)=0$ ,  $dx/dt=v$ .

Le problème revient à la détermination des vitesses initiales en se basant sur le principe de la conservation de la quantité de mouvement.

La force  $p(t)$  étant de forme quelconque, la solution du mouvement est fournie par l'intégrale de *Duhamel* :

$$u(t) = \frac{1}{m \omega_D} \int_0^t p(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_D(t-\tau)] \cdot d\tau \quad (2.4)$$

Pendant l'application de la force  $p(t)$  la masse est soumise à des oscillations forcées, auxquelles succèdent des oscillations libres amorties.

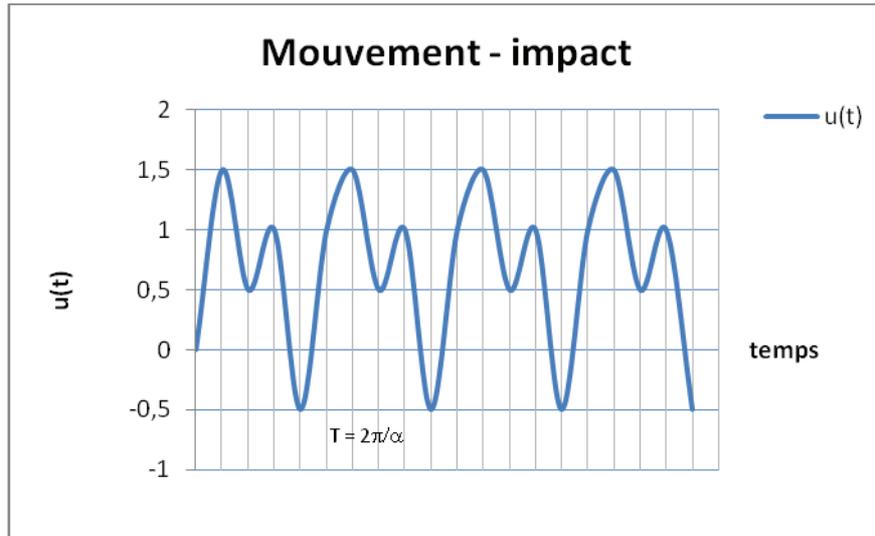


Fig. 2.5 : Mouvement d'impact cyclique

#### 2.4. Excitations aléatoires :

Certains engins comme les broyeurs et concasseurs engendrent des actions qui ne se reproduisent pas identiquement à elles-mêmes au cours du temps mais qui souvent présentent des fluctuations obéissant à des lois de distribution stationnaire. Le traitement de ces actions aléatoires relève des méthodes de la dynamique stochastique.

Lorsqu'on suppose que la masse mobile soumise à une force extérieure  $Q(t)$  variable dans le temps et agissant suivant la direction  $Ox$ , l'équation du mouvement devient :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = Q(t) \quad (2.5)$$

Qui s'écrit sous forme canonique :

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2x = q(t) \quad (2.6)$$

Dans laquelle  $q(t)$  est la force par unité de masse.

S'il on prend comme origine des temps le début de l'excitation,  $q(t) = 0$  à  $t=0$

Le système est supposé au repos, les conditions initiales sont :  
 $X(0) = 0, x'(0)=0.$

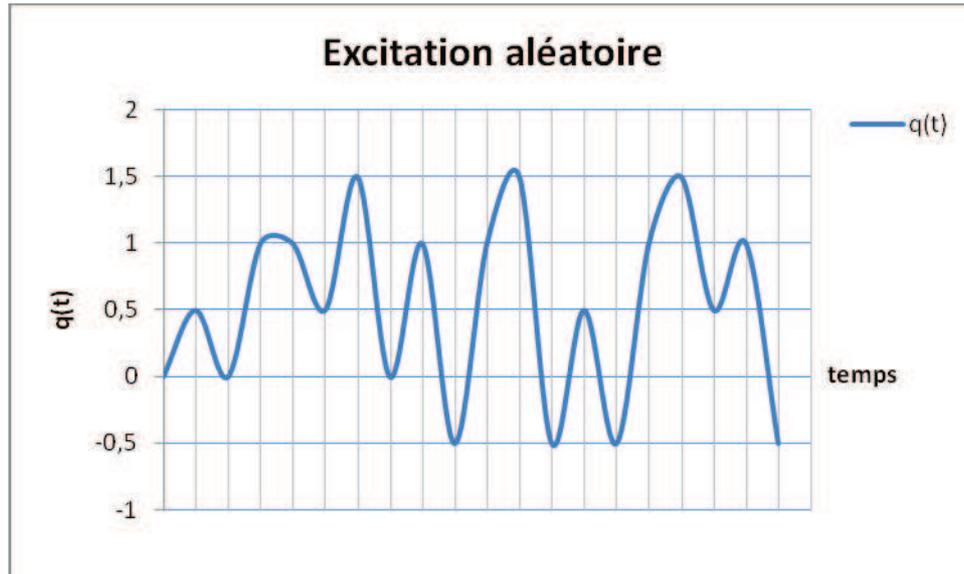


Fig. 2.6 : Excitation quelconque (origine  $t_0 = 0$ )

La réponse est donnée par l'intégrale de convolution :

$$x(t) = \int_0^t h(t - \tau) q(\tau) d\tau = \int_0^t h(\tau) q(t - \tau) d\tau \quad (2.7)$$

Dans cette expression  $\tau$  est une variable d'intégration,  $h(t)$  est la fonction de transfert dépendant des caractéristiques  $\omega$ ,  $\xi$  du système, elle est égale à :

$$h(t) = \frac{1}{\omega} e^{-\omega \xi t} \sin \omega t \quad (2.8)$$

Sous forme développée la réponse s'écrit :

$$x(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t q(\tau) e^{-\xi \omega \tau} \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (2.9)$$

Cette équation fournit la réponse en termes de déplacements.

## Chapitre 3 :

# Méthodes de détermination des déplacements dynamiques dans le sol

### 3.1 Introduction

Actuellement, il existe différentes procédures pour la détermination des tassements de fondations de formes quelconques soumises à une sollicitation harmonique (force ou moment). Une procédure donnée est plus en moins bien adaptée à la solution d'un problème, et il n'existe pas de méthode de résolution universelle, quelle que soit la forme de la fondation, son enfoncement dans le sol, sa fréquence d'excitation, à cet effet, on distingue :

- Les solutions obtenues à partir d'une formulation continue du problème conduisant à des solutions analytiques ou semi-analytiques.
- Les solutions obtenues à partir d'une formulation discrétisée du problème ; méthodes des éléments finis et plus rarement les méthodes des équations intégrales aux frontières.
- Les solutions expérimentales, qui constituent un apport non négligeable pour une meilleure approche des lois de comportement des géo matériaux, ainsi que la proposition de lois empiriques.

Les méthodes d'analyses actuelles tendent à tenir compte d'une façon rationnelle de l'interaction sol-structure dans la détermination de la réponse des fondations à des charges dynamiques.

Ces charges sont de deux types : le premier type correspond à une source d'excitation à l'intérieur du modèle (machines rotatives

par exemple), le deuxième type correspond à une source d'excitation à l'extérieur du modèle (Séisme par exemple).

Indépendamment de la nature de la méthode utilisée (analytique ou numérique), la solution du problème de vibration de la fondation nécessite toujours la détermination de la fonction impédance liant les forces appliquées aux déplacements résultants.

La vibration (harmonique) de la fondation donne naissance au niveau de l'interface sol-structure à des ondes solides qui se propagent dans le sol sous forme d'ondes de volume ou de surface.

La recherche de la réponse de la fondation devient donc essentiellement un problème de propagation d'ondes avec des conditions aux frontières mixtes. Ceci limite l'utilisation des méthodes analytiques à des problèmes de géométrie simple (fondation circulaire ou rectangulaire sur sol semi-infini).

Les problèmes plus pratiques (fondation encastree, sol stratifié, etc....) nécessitent soit l'utilisation des méthodes numériques soit l'utilisation des méthodes semi-analytiques.

### **3.2. Méthodes analytiques**

Ne peuvent être obtenues qu'en simplifiant la condition de contact

- Les contraintes de cisaillement sont supposées nulles à l'interface pour les mouvements de translation verticale, ou de balancement autour d'un axe horizontal
- Les contraintes normales sont supposées nulles pour les mouvements de translation horizontale.

L'application de transformation intégrale (Fourier ou Hankel) conduite pour chaque mode de vibration, à un ensemble d'équations intégrales réductible à une équation de Fredholm dont l'évaluation est obtenue numériquement.

Ces méthodes se limitent généralement à l'étude des problèmes de géométrie simple et pour des profils de sol semi-infini homogènes, réduisant ainsi les conditions aux frontières à la surface du sol, sauf

qu'elles deviennent moins efficaces en la présence d'un sol stratifié ou avec une forme plutôt complexe de la fondation.

Des solutions de ce type ont été obtenues, pour des fondations circulaires est filantes sur sol stratifié, viscoélastique et pour des fondations rectangulaires posées sur un demi-espace.

#### **a) Fondations circulaires posés sur sol semi-infini**

Il existe un nombre important des études qui traitent des vibrations de fondations circulaires (ou disque) à la surface d'un sol semi-infini homogène.

La réponse d'un milieu élastique semi-infini (sol) à des charges harmoniques concentrées a été obtenue par Lamb (1904). La solution de Lamb a contribué largement au développement de la théorie de propagation des ondes.

La première application technique de cette théorie a été présentée en 1936 par Reissner dans son traité sur la réponse d'un disque chargé verticalement. La répartition des contraintes sous le disque a été supposée homogène pour éviter la complexité des conditions aux frontières mixtes.

Pour des fondations rigides, cette hypothèse de répartition uniforme conduit à des déplacements non-uniformes à l'interface sol-disque. Ceci est incompatible avec le mouvement rigide de la fondation.

Dans la moitié des années 50, certains auteurs ont adopté une répartition de contraintes identiques à celle qui résulte de l'application des charges statiques. Cette répartition produit au niveau de l'interface, soit des déplacements uniformes, soit des déplacements linéaires suivant que la charge appliquée est une force ou un moment. En utilisant cette hypothèse ; sung, et quinlan ont obtenu la réponse d'une fondation circulaire et rectangulaire pour les vibrations verticales ou de torsion. Arnold & al et Bycroft ont étudié le cas des oscillations de translation et de flexion.

L'hypothèse de répartition adoptée par ces auteurs a l'avantage de reproduire des déplacements compatibles avec le mouvement rigide de la fondation. Néanmoins, ces solutions restent assez approximatives, car en réalité la répartition des contraintes sous la

fondation est fonction de la fréquence particulièrement dans les hautes fréquences.

Des méthodes plus « exactes » sont apparues vers la moitié des années 60. Ces méthodes analysent les vibrations du système sol-fondation comme un problème aux conditions frontières mixtes avec des déplacements compatibles avec le mouvement du corps rigide sous la fondation et des contraintes nulles sur la partie restante de la surface du sol. Ces méthodes supposent généralement une répartition libre des contraintes (« relaxed boundary ») dans le sens ou pour des oscillations verticales ou de flexion, le contact est supposé lisse (contraintes de cisaillement nulles) et pour des oscillations horizontales, le contact est non pressurant (contraintes normales nulles). Sous cette hypothèse, la réponse d'un disque circulaire a été étudiée par collin pour le cas des oscillations verticales, Robertson pour celui de torsion. Gladwell, Luco et al ont considéré le cas des oscillations horizontales et de flexion.

La réponse couplée d'un disque soumis à des oscillations de translation et de flexion a été obtenue par veletos et al sans aucune hypothèse quant à la répartition des contraintes veletos et al ont présenté également une solution approximative pour la réponse d'un disque à la surface d'un semi-espace viscoélastique (sol) et soumis à des charges harmoniques horizontales ou verticales et à des moments de flexion

### **b) fondation rectangulaire sur sol semi-infini**

Peu d'auteurs ont étudié la réponse des fondations rectangulaires les études existantes sont en général limitées aux cas de déformations planes.

Nous citons entre autres kassudhi et al qui ont présenté une solution analytique approximative pour la réponse d'une semelle filante pour des vibrations verticales et pour des oscillations couplées de translation et de flexion.

Luco et al ont étudié le même problème et ont dérivé des solutions approximatives valables pour les basses fréquences.

Awojobi a considéré également ce problème et a obtenu des solutions approximatives pour les hautes fréquences.

### c) Analogie de Lysmer

Hsieh et Lysmer ont montré que la réponse dynamique d'une fondation à la surface d'un sol semi-infini peut être modélisée par un système oscillant à un degré de liberté ou ses coefficients caractéristiques sont fonction de la fréquence.

De ce fait, le mouvement de la fondation est donnée par :

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = P(t) \quad (3.1)$$

où :

- m et p(t) : masse de la fondation et force agissante sur la fondation
- $\ddot{x}, \dot{x}, x$  : déplacement, vitesse et accélération
- k et c : coefficient de rigidité et coefficient d'amortissement du système.

L'analogie entre le mouvement de la fondation et celui du système à un degré de liberté est généralement désignée par « l'analogie de Lysmer ».

Pour des basses et moyennes fréquences, Lysmer a proposé :

$$K = \frac{4GR}{1-\nu} \quad (3.2)$$

$$C = \frac{3 \cdot 4 \cdot R^2}{1-\nu} \sqrt{G\rho}$$

Cette approximation reproduit avec une fiabilité suffisante le comportement dynamique de la fondation. Son utilisation assez simple a rencontré un grand succès dans les applications techniques.

### d) Fondations encastrées dans un sol semi-infini

La solution analytique du problème est assez complexe à cause des conditions aux frontières supplémentaires introduites par l'encastrement de la fondation.

Des solutions assez approximatives ont été proposées par Novak et Beredugo pour tous les modes de vibrations.

### **3.3. Méthodes numériques**

#### **3.3.1 Méthodes des éléments finis**

La M.E.F est basée sur la discrétisation du milieu continu en un certain nombre d'éléments de taille relativement petite ayant des formes dépendant de la géométrie du problème et des caractéristiques physiques différentes, si nécessaires. Les détails de la méthode sont bien connus et ne sont pas repris.

Du fait de la nature discrète, cette méthode est plus « flexible » que les méthodes analytiques dans le sens où elle peut traiter des problèmes de géométrie complexe (encastrement, sol stratifié, etc ..). Néanmoins, elle est plus approximative. Aussi pour des raisons d'économie, son utilisation, en dynamique des sols, est généralement limitée à des problèmes à deux dimensions.

Cette méthode est couramment utilisée dans le calcul des structures. Néanmoins, son utilisation en dynamique des sols et en particulier dans le domaine des vibrations des fondations.

Nécessite une adaptation qui consiste à :

- représenter avec une fiabilité suffisante la nature infinie du problème (fondation + sol) par un modèle discrétisé (fondation + partie infinie du sol) ;
- imposer au modèle des conditions aux frontières pour éviter toute réflexion des ondes à ce niveau.

Deux conditions aux frontières sont généralement utilisées :

La frontière absorbante (absorbing boundary) et la frontière « transmettante » (transmitting boundary).

#### **a) Frontière absorbante**

La frontière absorbante (ou visqueuse) a été développé par Lysmer et Kuhlemeyer pour l'étude par éléments finis des vibrations de fondations en surface ou partiellement encastrées dans un sol semi-infini

Celle-ci est basée sur l'application, aux frontières du modèle discrétisé, des contraintes visqueuses (normales et tangentielles) de sorte que la plus grande partie de l'énergie transportée par les ondes P (ondes de compression) et les ondes S (ondes de cisaillement) puisse être totalement absorbée au niveau de la frontière du modèle discrétisé. Les valeurs approximatives de ces contraintes sont obtenues à partir de la théorie de propagation unidimensionnelle des ondes.

Cependant, pour que cette frontière soit efficace, elle devrait être placée à une certaine distance de la fondation.

Kuhlemeyer a montré que l'utilisation de cette frontière dans le cas d'un sol stratifié semi-infini ne fournit pas des résultats assez fiables. Ceci résulte de la difficulté à quantifier l'énergie transportée par les ondes P et S à cause des réflexions et des réfractions de ces ondes au niveau des strates.

#### **b) Frontière transmettante**

La frontière « transmettante » est caractérisée par une transmission totale des ondes aux frontières. Celle-ci a été présentée par Waas et consiste à appliquer aux frontières du modèle à discrétiser les forces nécessaires pour maintenir l'équilibre entre le modèle et la partie du sol non discrétisé.

Ces forces s'obtiennent à partir des considérations de propagation des ondes dans la partie non discrétisée sous l'hypothèse d'une propagation horizontale parallèle aux strates.

En utilisant cette frontière, Waas a étudié (par éléments finis) les vibrations verticales et de torsion d'une fondation (encastrée ou non) dans un sol multicouche limité par un substratum infiniment rigide. Seul le cas de déformation plane ou axisymétrique a été considéré.

En utilisant la même démarche, Chiang a obtenu les oscillations verticales, horizontales et de flexion d'une fondation rectangulaire infiniment longue.

Cette frontière s'est avérée assez efficace pour modéliser l'influence de la radiation des ondes (dans la partie non discrétisée) sur la réponse de la fondation.

De plus, l'utilisation de cette frontière conduit à des économies considérables (par rapport à la frontière absorbante) du fait qu'elle

peut être placée directement à côté de la fondation, cependant, son utilisation étant limitée au cas de déformation bidimensionnelle.

Kausel a généralisé cette technique de Waas pour l'analyse des fondations axisymétriques mais dans le cas où les vibrations ne sont pas axisymétriques. À cette fin, celui-ci a utilisé une méthode pseudo-tridimensionnelle introduite par Wilson dans le calcul par éléments finis des structures axisymétriques soumises à des charges non axisymétriques.

Celle-ci consiste à développer les charges non axisymétriques (ou les déplacements) en série de Fourier en fonction de la coordonnée angulaire.

Cette méthode a l'avantage de préserver la nature tridimensionnelle du problème (à cause de la présence de la coordonnée angulaire à travers les séries de Fourier) et de ramener en même temps l'étude du problème à deux dimensions, ce qui entraîne une économie importante en termes de stockage (par rapport aux méthodes tridimensionnelles).

L'étude par éléments finis des vibrations des fondations en utilisant la frontière transmittante a pour avantage de prendre en considération de façon efficace l'influence de la partie du sol non discrétisé sur le modèle discrétisé. Son inconvénient est d'augmenter la taille du problème en termes de stockage, ceci limite l'utilisation de cette méthode à des cas de vibration qui peuvent être ramenés à une analyse bidimensionnelle tel que le cas des fondations rectangulaires assez longues ou celui des fondations cylindriques.

Néanmoins, les fondations carrées peuvent être traitées comme des fondations cylindriques en imposant une surface égale pour les deux fondations.

Par contre, l'analyse tridimensionnelle des fondations rectangulaires ne s'adapte pas à cette méthode et nécessite l'utilisation de méthodes plus appropriées telles que les méthodes semi-analytiques que nous présentons ci-dessous.

### 3.4. Méthodes semi-analytiques

Ces méthodes constituent un compromis entre les méthodes analytiques et les méthodes numériques. Celles-ci sont basées sur la subdivision de l'interface sol-fondation en un certain nombre d'éléments différentes formes sont utilisées : disques, carré, rectangle, etc.... la répartition des contraintes est supposée uniforme sur chaque élément.

La détermination de cette répartition à partir des considérations d'interaction sol-structure permet d'obtenir la réponse de la fondation. Il est à signaler que la détermination de cette répartition nécessite à priori la connaissance des fonctions de Green en chaque élément.

De par ses caractéristiques, cette méthode s'adapte assez bien à l'analyse tridimensionnelle des fondations de forme arbitraire.

En effet, en utilisant cette méthode, Wong et al (86) ont étudié tous les modes de vibrations d'une fondation de forme quelconque placée à la surface d'un sol semi-infini élastique.

Les éléments utilisés dans la subdivision sont rectangulaires. Les fonctions de Green sur chaque élément ont été obtenues initialement par Thomson et al. En utilisant la même approche, Gaul a étudié les vibrations verticales et de flexion d'une fondation à la surface d'un sol semi-infini viscoélastique. De même, Nemet et al ont utilisé des éléments circulaires pour déterminer les flexibilités (forces dues à des déplacements unités) horizontales, verticales et de torsion d'une fondation de forme arbitraire.

Comparées à la méthode des éléments finis ou la discrétisation englobe la fondation et une partie du sol, les méthodes semi-analytiques sont plus attractives car ces dernières discrétisent uniquement l'interface sol-fondation et sont de ce fait plus économiques. De plus, elles sont moins approximatives que la méthode des éléments finis du fait que les fonctions de Green sur chaque élément sont obtenues analytiquement. Néanmoins, son utilisation est limitée, à l'état actuel, à des fondations placées à la surface d'un sol semi-infini homogène.

Cette limitation est due au fait que le calcul analytique des fonctions de Green devient très complexe et en pratique irréalisable dans le cas d'un milieu multicouche à cause de l'aspect transcendantal du problème de propagation des ondes dans ce milieu.

### 3.5 Méthodes expérimentales :

La caractérisation de la réponse des sols à des sollicitations diverses comme celles présentes à l'état naturel nécessite l'emploi d'un certain nombre de techniques d'essai en place (in situ) mais également en laboratoire.

Les recherches expérimentales traitant du thème étudié sont peu nombreuses, et les recherches bibliographiques nous indiquent que les rares travaux effectués sur le thème ont plus tôt traité un aspect spécifique du problème posé initialement, nous citerons :

- Les travaux de John Vivian Perry (1963) qui a élaboré des tests sur un sol « standard 20-30 Ottawa Sand ASTM C-190 » contenu dans un récipient cubique de 1m<sup>3</sup> de volume soumis à l'action de chargements dynamique appliqués sur une semelle circulaire avec des intervalles de fréquences variant de 5 à 50 cycles par seconde, aboutissant au développement de trois équations empiriques relatives aux valeurs maximales de l'accélération, vitesse et déplacement du sol testé (367 essais réalisés).
- De même, Les études expérimentales menées par Brumund et Leonard (1972) sur le tassement des fondations circulaires reposant sur le sable de type Ottawa 20-30, soumise à l'excitation verticale au moyen d'essais sur maquette de laboratoire. Ces essais modèles ont été effectués sur des échantillons de sable remaniés disposés dans des récipients 2-ft<sup>3</sup> (0.057-m<sup>3</sup>); Le modèle de fondation utilisée pour les essais était 4 in. (101.6mm) de diamètre. Ces essais ont permis de mieux cerner l'évolution du plant de tassement avec la variation du pic accélération ainsi que l'intensité de l'énergie transmise par cycle.
- D'autres travaux plus récents, utilisant de nouveaux moyens traitent certains aspects du sujet en tenant compte de sollicitations combinées (compression axiale et cisaillement, en plus de la torsion parfois). Dans ces travaux on utilise des appareils plus précis comme le triaxial dynamique « T4C stady » (appareil de Torsion, Compression, Confinement d'éprouvette Cylindrique Creuse en sollicitation Statique et Dynamique) conçu par EDF exclusivement pour l'estimation de la tenue sismique, ainsi que la marge de dimensionnement des centrales nucléaires Sauzeat (2003), Dutine (2005) et Doan Tran (2006).

Dans ce qui suit, on présentera une revue d'essais réalisés en laboratoire et in situ de façon succincte. Notant que, les essais en laboratoire se sont considérablement diversifiés au cours des dernières années avec l'apparition d'appareils de précision dont les plus récents comprennent des dispositifs de sollicitations dynamiques mais également quasi-statiques. Ces essais dits « de précision » permettent de retranscrire le comportement du sol pour des déformations inférieures à  $10^{-4}$  m/m.

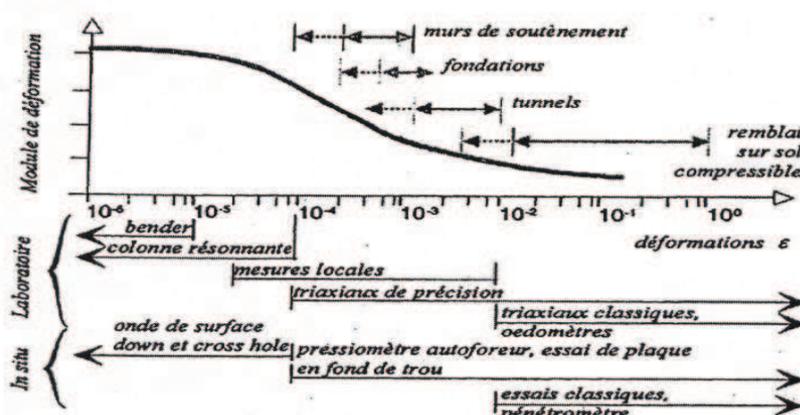


Fig. 1.3 : Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation et de leur application (Reiffsteck, 2002)

Les différentes expérimentations élaborées doivent tenir compte des niveaux de déformations des modèles étudiés en rapport avec ceux qui apparaissent lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de la vie de ces derniers. Les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des géo matériaux sont accessibles à travers un certain nombre de techniques d'essais en laboratoire et d'essais in situ.

Chaque essai est classifié par un champ d'application lié aux déformations qu'il génère. Ainsi, de nombreux chercheurs (entre autres, Burland, 1989, Jardine, 1994, Tatsuoka et al. 1995, 2001, Koseki et al. 2001) rapportent nombre de cas, où des déformations plus faibles sont impliquées. Burland (1989) donne le cas du creusement d'un tunnel à Londres, lors duquel les déformations en surface ne dépassent pas  $5 \cdot 10^{-4}$  m/m et restent inférieures à  $10^{-3}$  m/m à proximité du tunnel, ou encore l'exemple de chargements en surface lors de la construction d'un accélérateur nucléaire pour lesquels la déformation reste inférieure à  $10^{-4}$  m/m. Tatsuoka et al. (1995) reporte des niveaux de déformation maximum atteints à proximité de murs de soutènement

ou de fondations superficielles de l'ordre de  $10^{-4}$  m/m. Koseki et al. (2001) répertorient 18 cas d'ouvrages construits au Japon (tel que le pont d'Akashi Kaikyo, le Rainbow Bridge à Tokyo, la centrale nucléaire de Kashiwazaki ou encore plus généralement le cas de nombreux gratte-ciels) pour lesquels des essais de laboratoire ont été utilisés.

### **3.5.1 Essais en laboratoire :**

Les essais en laboratoire se sont considérablement diversifiés et sont devenus extrêmement variés au cours des dernières décennies, ainsi, une attention particulière a été donnée aux essais à échelle réduites pour les ouvrages et installations sensibles.

Ces essais permettent permettant l'exploration de champs de déformations et contraintes les plus infimes.

- **Les essais de cisaillement direct.**

Ces essais fortement non-homogènes, du fait de leur configuration, se caractérisent par un appareil composé de deux boîtes superposées que l'on déplace horizontalement l'une par rapport à l'autre, de manière à cisailer le sol sur un plan imposé et sous une contrainte verticale. Les déplacements se localisent sur l'épaisseur de la couche limite mobilisée au niveau du plan de rupture, Habib (1984) a pu montrer les différences entre la contrainte moyenne mesurée et la contrainte maximale de cisaillement agissant sur le plan de glissement. Les déformations et les contraintes de cisaillement n'étant pas réparties uniformément sur la surface, des ruptures progressives apparaissent commençant aux bords de l'échantillon.

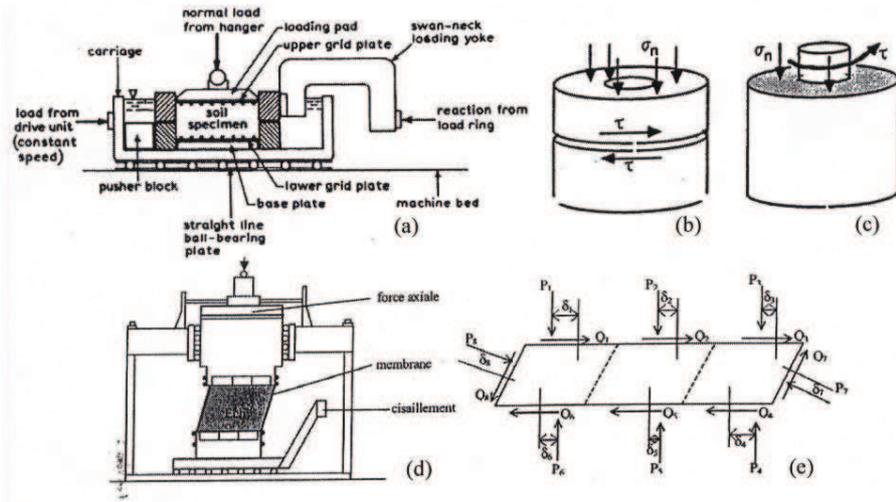


Fig. 1.4 : Essais de cisaillement direct.

Les essais de cisaillement simple, tel que l'appareil MK7 développé à Cambridge, sont une adaptation des essais de cisaillement direct, où les champs de contrainte et de déformation deviennent « plus homogènes ». Lors de cet essai, les efforts sont transmis à l'aide de nombreux plateaux rigides instrumentés par des capteurs d'effort normaux et tangentiels.

- **Les essais en centrifugeuse :**

Ces essais sont également classés comme des essais non-homogènes. Ils consistent à étudier les comportements de modèles réduits d'ouvrages placés dans une nacelle soumise à une rotation constante. Les différentes grandeurs physiques mises en jeu doivent satisfaire à des relations de similitude, établies pour l'essentiel par E.Philips (1869), pour que les résultats obtenus soient transposables aux ouvrages en grandeur réelle. L'accélération centrifuge doit notamment être  $n$  fois supérieure à la pesanteur terrestre si le modèle est réalisé à l'échelle  $1/n$ .

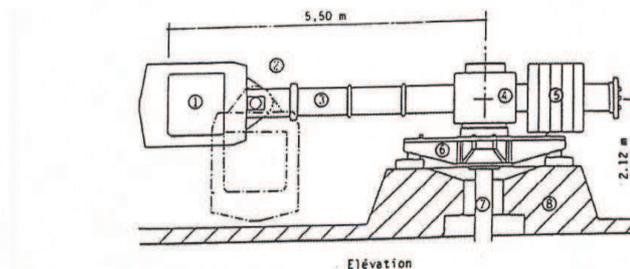


Fig. 1.5 : Essais à la centrifugeuse.

- **L'essai œdométrique :**

L'échantillon de sol drainé est soumis à des charges verticales, les déformations latérales étant maintenues nulles par une paroi rigide (bague ou anneau œdométrique). Des paliers de chargement sont observés jusqu'à stabilisation des déformations ou jusqu'à un temps prédéfini, ce qui permet d'établir une relation entre le tassement et le temps, et de caractériser la consolidation des sols. La bague œdométrique peut également être équipée de jauges de déformation afin de mesurer la pression latérale et de déterminer le coefficient  $K_0$  des sols.

- **Essais au triaxial de révolution :**

Cet essai standard, consiste à réaliser une compression/traction axiale sur un échantillon cylindrique de sol (couvert d'une membrane), confiné latéralement dans une cellule par de l'eau ou de l'air comprimé. Ceci a comme incidence la création d'un déviateur de contraintes.



Fig. 1.6: Modèle d'appareillage d'essai triaxial classique.

Depuis sa conception initiale par Bishop et Henkel en 1962. L'appareil d'essai triaxial a subi de nombreuses modifications et ses défauts largement étudiés : dispositifs d'anti-fretage dû aux embases, de rotules pour limiter les moments de flexion parasites dû aux défauts d'axes, prise en compte des effets de membrane, asservissement des déplacements, forces ou pressions...etc. Cet appareil est de dimension 2.

Un appareil triaxial dit « vrai », de dimension 3, consiste à solliciter une éprouvette cubique ou parallélépipédique de sol selon les 3 directions de l'espace par des plateaux rigides ou souples qui l'entourent. Trois configurations sont rencontrées :

Des appareils à interface rigide, où le chargement se fait par l'intermédiaire de six plateaux rigides, permettant une bonne maîtrise des déplacements au niveau des frontières de l'éprouvette d'où une meilleure uniformité et estimation du champ de déformation.

Des appareils à interface souples où les sollicitations sont réalisées à partir d'enceinte de confinement à parois souples ou par l'intermédiaire de coussins (d'air ou d'eau) à pression contrôlable et qui permettent d'assurer une bonne uniformité du champ de contraintes.

Des appareils mixtes à interfaces rigides et souples cumulent les avantages et les possibilités des deux précédentes configurations.

- **Essais au triaxial dynamique :**

Ce triaxial développé qui utilise des éprouvettes cylindriques creuses permet l'application conjointe d'un effort vertical, d'un couple de torsion et de pressions latérales générant une rotation continue des axes principaux. L'échantillon cylindrique creux est préféré à un échantillon cylindrique plein afin d'assurer une meilleure homogénéité des contraintes, cette homogénéité, dans le cas du cylindre creux, peut être d'autant plus optimisée qu'un choix judicieux de ses dimensions est réalisé.

Des pistons à air comprimé appliquent les efforts de compression et de torsion à un échantillon de hauteur et de diamètre extérieur 254mm, et de diamètre intérieur 203mm. Les pressions latérales internes et externes imposées peuvent être différentes, le haut de l'échantillon étant recouvert d'une plaque rendant la partie interne de l'échantillon hermétique.

Cet appareil développé à l'Imperia College de Londres (Hight et al. 1983) dont une version dite « T4C stady » (appareil de Torsion, Compression, Confinement d'éprouvette Cylindrique Creuse en sollicitation Statique et Dynamique) a été conçu par EDF pour l'estimation de la tenue sismique, il est actuellement utilisé à l'INSA de Lyon.

- **Essais à colonne résonnante :**

Ces essais dits dynamique consistent à atteindre la fréquence de résonance de l'échantillon en imposant des sollicitations cycliques longitudinales ou en torsion. Dans la plupart des cas, le matériau est supposé viscoélastique linéaire si bien que l'étude d'une barre finie viscoélastique linéaire (assimilée à l'échantillon) soumise à une excitation périodique à l'un de ses bords, permet de déterminer un lieu

entre les fréquences de résonance et les modules de déformation du matériau en petites déformations (Cremer, 1973, Boelle, 1983, Cazacliu, 1996), Hameury (1995). Un générateur de fonctions transmet un signal à des bobines montées sur l'échantillon qui entraînent en déplacement les noyaux magnétiques. La fréquence du signal, mesurée précisément par un fréquencesmètre, est augmentée progressivement pour atteindre la résonance, repérée, par exemple, à partir du maximum de la courbe fréquence-accélération (l'accélération est mesurée par un accéléromètre).

- **Essais à propagation d'ondes ultrasonores :**

Ces essais consistent à mesurer les vitesses d'ondes longitudinales ou transversales qui se propagent dans l'échantillon de matériau testé. Ces vitesses sont reliées aux modules de déformation du matériau en postulant une hypothèse d'élasticité linéaire. La génération des ondes longitudinales ou transversales est réalisée par l'intermédiaire de capteur piézo-électrique. Un matériau est dit piézo-électrique, quand celui-ci est soumis à une déformation mécanique, il produit une tension électrique et inversement, il se déforme quand un champ électrique lui est appliqué.

Leur faible cout, leur facilité d'installation, et le caractère non destructif des sollicitations qu'ils génèrent ont permis à ces capteurs de se répandre et d'être installés sur les essais classiques de laboratoire, comme les essais œdométriques ou triaxiaux.

- **Essai quasi-statique de précision**

Les essais statiques et dynamiques se distinguent par les types de sollicitations appliquées : quasi-statiques ou rapides et dynamiques. Cette distinction des sollicitations est fondée sur la négligence ou la prise en compte des forces d'inertie qui entrent en jeu dans les équations du mouvement.

Di Benedetto & Tatsuoka (1997) ou semlat & luong(1999) précisent cette notion en comparant, à une longueur de référence (hauteur H de l'échantillon par exemple), la longueur d'onde de la sollicitation,  $y = C.T$  avec C la vitesse à laquelle une variation d'effort se propage d'un point à un autre, ou vitesse de propagation de l'onde mécanique, et T la période de la sollicitation.

Lorsque le rapport  $y/H$  est grand devant l'unité, les sollicitations peuvent être considérées comme quasi-statiques et l'inertie négligée.

Lorsque ce même rapport est petit devant l'unité, les sollicitations sont dynamiques, l'inertie cesse d'être négligeable et les composantes de l'accélération doivent être prises en compte.

Enfin, lorsque la hauteur de l'échantillon est comparable à la longueur d'onde de la sollicitation, les essais sont qualifiés de résonnants.

### 3.5.2 Essais IN SITU :

L'usage des techniques d'essais in situ est devenu systématique pour la plupart des ouvrages importants sur terre comme en mer. Il est possible de distinguer les essais de pénétration, de cisaillement, d'expansion et les essais sismiques ou de propagation d'ondes. Les principaux essais sont présentés ci-après

- **Essais de pénétration**

Les essais de pénétration peuvent être réalisés par fonçage d'une pointe conique (pénétrömètre statique), par battage à l'aide d'un mouton d'une pointe conique (pénétrömètre dynamique) ou d'un carottier. La résistance de pointe est mesurée et les premières améliorations ont consisté à la dissocier du frottement latéral. Du fait de sa souplesse et sa facilité d'utilisation, le pénétrömètre est très répandu et a connu de nombreuses variantes en intégrant un ou plusieurs capteurs de pression interstitielle (piézocône), ou un accéléromètre (Sismocône).

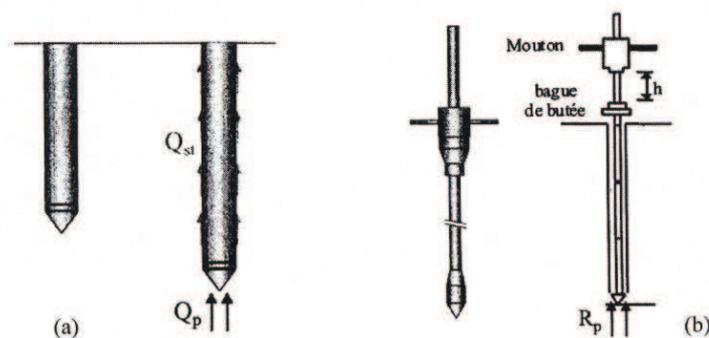


Fig. 1.8 : principe du travail pénétromètre

- **Essais de cisaillement**

Les essais de cisaillements consistent à déterminer les caractéristiques de résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement soit par traction ou arrachement vertical de l'appareil soit par rotation autour de son axe.

Le scissomètre est l'essai de cisaillement le plus répandu, le cisaillement étant réalisé par rotation des pales rectangulaires. Son utilisation est fréquente pour la détermination de la cohésion non drainée des argiles qui est reliée au couple de torsion appliqué. Selon Tavenas et Leroueil (1987), les effets de la géométrie particulière de l'appareil sur le frottement, la distribution non uniforme des contraintes ou encore sur la rupture progressive du sol (qui peut avoir lieu au cours du cisaillement), sont mal connus et rendent difficile l'interprétation des résultats.

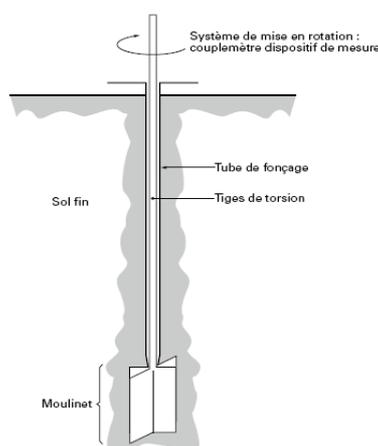


Fig. 1.9 : scissomètre à hélices

Le scissomètre auto foreur développé par Baguelin et Jézéquel en 1973, consiste à descendre une sonde par autoforage pour réduire au maximum les effets de remaniement de sol. Suivant le même principe que le scissomètre, le cisaillement est appliqué par rotation de la partie cylindrique munie de pales et le couple torsion avec l'angle de rotation sont mesurés.

Le phacomètre reproduit le principe des premiers essais de cisaillement en forage développé aux Etats-Unis sous le nom de « borehole shear test » selon Reiffsteck (2002). Il consiste à dilater dans un forage préalable une sonde munie d'aspérités qui pénètrent

dans le sol. La résistance au cisaillement du sol est alors mesurée lors de l'arrachement vertical de la sonde.

- **Essais d'expansion**

Les essais d'expansion reposent sur le principe de dilater une sonde radialement, dans un forage préalable et à déterminer la relation entre la pression appliquée et le déplacement de la paroi de la sonde. Les principaux essais présentés ici sont le pressiomètre, le pressiometre auto foreur et le pressio - pénétromètre.

L'un des essais les plus répandus in situ est le pressiomètre, originellement développé par Ménard en 1955. Il est constitué d'une sonde cylindrique dilatable, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations de volume et de la pression appliquée.

L'essai consiste ainsi à mettre sous pression la sonde pressiométrique par injection d'un fluide incompressible et à mesurer les variations de volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression imposée.

Selon Jamiolkowski et al. (1985), l'avantage de l'essai pressiométrique est qu'il est un des seuls essais in situ capables de fournir des relations contrainte-déformation jusqu'à la rupture avec des conditions aux limites spatiales relativement bien définies. Ainsi, il permet une analyse théorique et expérimentale du comportement des sols plus « rigoureuse » que d'autres essais in situ (pénétromètre, scissomètre).

L'état de contrainte et les modules de déformation axisymétriques sont en effet accessibles et des variantes ont vu le jour pour mesurer le fluage ou le gonflement des sols selon Reiffsteck (2002) citant les travaux de Leidwanger, Flavigny et Ofer. Toutefois, l'essai pressiométrique ne s'affranchit pas des phénomènes de remaniement dû au forage préalable du sol.

Le pressio - pénétromètre consiste à combiner les informations provenant d'un essai de pénétration statique et d'un essai pressiométrique. L'essai est réalisé par fonçage d'une sonde pressiométrique fixé à un train de tiges à pointe conique la procédure d'essai ne donne accès aux propriétés du sol qu'après un cycle de charge-décharge (gonflement -dégonflement) au minimum pour tenter d'effacer le remaniement du à la mise en place de la sonde.

- **Essais sismiques**

Ces essais sont issus de la géophysique et consistent à mesurer les vitesses de propagation d'ondes émises dans le sol. Pour réaliser ces mesures, une perturbation en général mécanique est créée en un point du site qui génère des ondes qui se propagent jusqu'à un autre point du site dont la distance à la source est connue. Pour relier les vitesses mesurées aux paramètres mécaniques du sol, une hypothèse au préalable doit être réalisée sur le comportement du sol. Les énergies mises en jeu sont suffisamment faibles tel que les déformations découlant de ces essais restent petites ( $<10^{-5}$  m/m) et que le sol puisse être considéré comme élastique. Deux catégories d'essais peuvent être distinguées :

- Les essais réalisés à partir de la surface du sol
- Les essais réalisés à partir de forage. « cross-hole », « down-hole », ou « up-hole »

Les essais réalisés à partir de la surface du sol consistent à créer une perturbation mécanique à la surface du sol qui se propage dans le sous-sol par ondes progressives et qui donne la naissance à des phénomènes de réflexion et de transmission lorsqu'elles parviennent aux limites des couches géologiques.

Les ondes réfléchies remontent à la surface ou elles sont détectées (principe de sismique-réflexion, ou les ondes transmises peuvent se propager horizontalement sur une certaine distance et remonter ensuite vers la surface (principe de sismique-réfraction).

Ces essais sont faciles à mettre en œuvre mais restent peu utilisés pour les ouvrages importants. Une méthode plus récente (SASW ou Spectral Analysis of Surface Waves, CNRC, 1997) développe les propriétés des ondes de surface qui se propagent directement de la source aux détecteurs et s'atténuent sur la profondeur du sol (ondes de Rayleigh). Leur vitesse est reliée à celle des ondes de cisaillement.

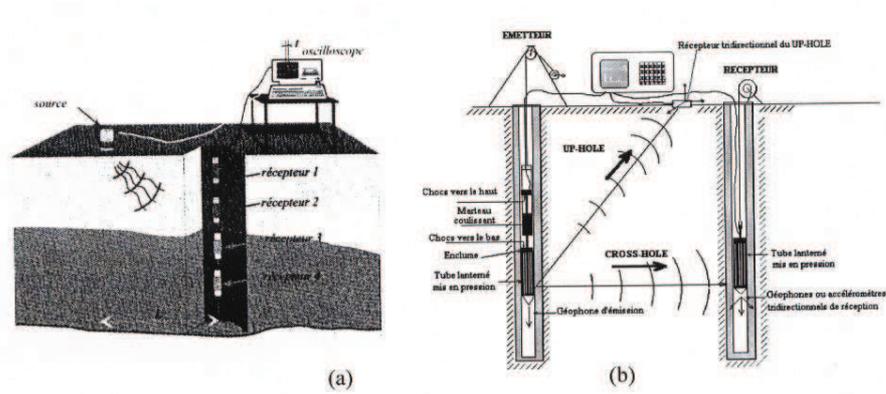


Fig. 1.10 : Vues schématiques d'un essai (a) « down-hole » (Rieffsteack) et (b) « cross hole » et « up hole »

Les essais réalisés à partir du forage sont les essais « cross-hole », « down-hole », ou « up-hole ». La source d'émission et les récepteurs sont soit placés à la surface soit dans le forage. La perturbation émise se fait par explosion, ou le plus souvent par l'intermédiaire d'un marteau coulissant. Les vitesses des ondes de compression et de cisaillement peuvent alors être mesurées puis reliées aux paramètres mécaniques des sols en place par l'intermédiaire d'une hypothèse de comportement élastique.

## Chapitre 4 :

# Détermination expérimentale des vibrations transmises au sol

Dans ce chapitre on présente une description de l'essai sur modèle réduit utilisé pour la détermination des vibrations transmises au sol.

Ces essais portent essentiellement sur l'analyse des déplacements verticaux, déformations axiales, et contraintes axiales à l'interface d'un prototype de fondation soumis à des sollicitations verticales harmoniques générée par une machine vibrante.

Ces travaux de recherches ont été effectués dans des conditions expérimentales similaires à celles utilisées par J.V. Perry (1963), et Brumund & al. (1972)

### 4.1. Modèle réduit :

Le modèle réduit utilisé dans l'essai est représenté sur la figure (4.1). Dans ce modèle la force verticale harmonique produite par la machine d'essai est appliquée directement sur un prototype de semelle de forme circulaire ou carré. Cette fondation est placée à la surface d'un échantillon de sol de dimensions assez importantes par rapport à celles de la fondation.

Le matériau utilisé étant le même que dans le problème réel, l'effet d'échelle est principalement lié au rapport entre les dimensions des semelles et la taille des échantillons.

Les dimensions de la semelle sont fixés à : diamètre = 102 mm, hauteur 50 mm. Ces dimensions étant proches de celles utilisées par Brumund & al. (1972) : diamètre 4 in.

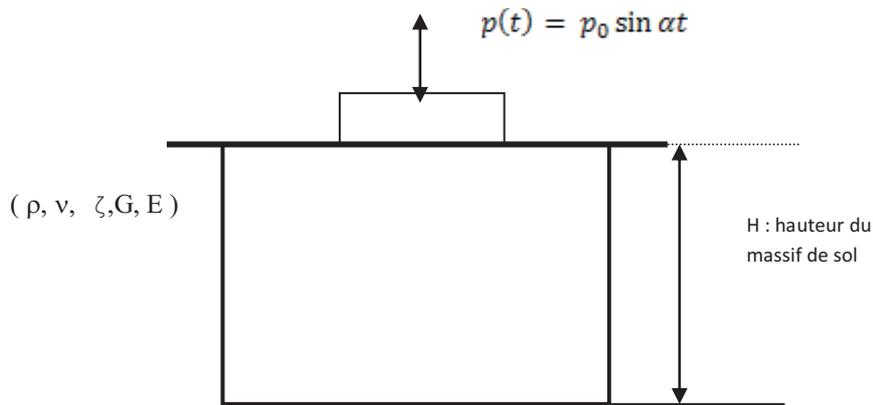


Fig. 4.1 modèle expérimental de fondation de machine générant une vibration verticale

Les dimensions des échantillons sont fixées en tenant compte des conditions d'échelle, des zones d'influence, ainsi que des dimensions utilisées dans les expérimentations similaires. Ces dimensions doivent tenir compte de la zone d'influence des tassements dynamiques, qui est de  $2.4 R$  en surface avec une profondeur pouvant atteindre  $6R$  ( $R$  étant le rayon de la semelle).

Les massifs de sols testés sont de trois types ayant des formes cubiques, leurs dimensions respectives sont :  $30 \times 30 \times 30$ ,  $50 \times 50 \times 50$  et  $100 \times 100 \times 100$  cm. Ces dimensions sont en accord avec les dimensions des échantillons testés par J.V.Perry (1963) qui sont de formes cubiques de  $1\text{m}^3$  de volume, alors que les essais modèles de Brumund et de Leonard (1972) ont été effectués au moyen d'un récipient  $2\text{-ft}^3$  ( $0.057\text{-m}^3$ ); ces derniers ont employé le sable 20-30 Ottawa, compacté à une densité relative de 70%.

L'intensité des forces appliquées dépend strictement des valeurs de contrainte à la rupture du sol. Cependant, la taille des grains de sable est maintenue à l'état réel.

Les travaux de Balachowski (1995) et de Garnier and Koenig (1998) ont montré que les frottements latéraux mesurés ne sont pas influencés par l'effet d'échelle lié à la taille des grains si le rapport entre le diamètre  $d$  du modèle et le  $D_{50}$  du sable est suffisamment grand ( $d/D_{50} \geq 100$ ).

## 4.2. Machine d'essai

La machine d'essai constituée d'un bâti métallique supportant un moteur électrique, relié au système de transmission de charge. Cette machine est montrée sur la figure (4.2) :



Fig.4-2: vue globale de la machine expérimentale.

### 4.2.1. Principe de fonctionnement :

Ce dispositif expérimental peut générer des forces verticales harmoniques selon différentes fréquences et amplitudes, grâce à un système de variation de vitesse constitué d'un réducteur de fréquences réglable relié au moteur électrique.

- **type moteur** : 3 phases 380
- **puissance** : 1.5 kW
- **vitesse** : 1405 t/min.

Le système de transmission du mouvement harmonique est constitué de :

- Un ensemble de poulies de diamètres  $\varnothing(700 \text{ mm})$  et  $\varnothing(140 \text{ mm})$  qui sert à réguler la fréquence du mouvement.



Fig.4.3: Système poulies de transmission relié au variateur de vitesse.

- Un ressort à boudin (hauteur 16.3 cm) soudé à une plaque métallique fixée à la semelle.

Ce dispositif agencé à l'axe vertical de la machine, permet de générer la force harmonique ainsi que de maintenir une pression constamment sur la semelle lors des différentes phases de relaxation du mouvement.

Le ressort a été étalonné avant de procéder aux essais purement dits, ce qui a permis de déterminer sa raideur, et ainsi à chaque déformation produite, on peut connaître directement l'intensité de la force appliquée instantanément.

L'utilisation d'une série de ressorts de différentes raideurs, nous permet de faire varier l'intensité de la force excitatrice.



Fig. 4.4 : mise en place du dispositif de la force.

#### 4.2.2 Caractéristiques du mouvement vibratoire :

Le bras de transmission de la machine applique sur le prototype de fondation un mouvement harmonique vertical caractérisé par les paramètres suivants :

Amplitude maximale de l'axe = 2 cm

Période de vibration (T) = 0,6 s

Fréquence d'excitation = 1,667 Hz

Fréquence circulaire :  $\omega = 10.467$  rad/sec.

#### 4.3 Prototype de fondation

Dans ce travail, les semelles en béton utilisées sont de deux formes :

- **Semelle carrée :**

Ce prototype de semelle en béton a une forme carrée de dimensions (0,12\*0,12\*0,05) m

- **Semelle circulaire :**

Ce deuxième prototype de semelle en béton a une forme circulaire ayant pour dimensions : diamètre 102 mm, épaisseur 50mm.

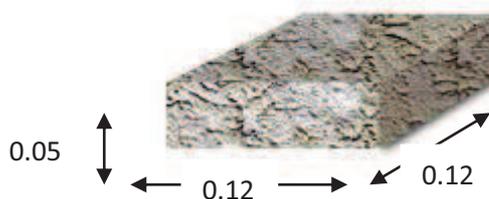


Figure 4.5: Semelle rectangulaire



Figure 4.6 : semelle circulaire

#### 4.4. Echantillon de sols

Les échantillons de sols prélevés sont analysés, puis mis dans des bacs d'essais prévus à cet effet selon le type d'expérimentation programmée.

##### 4.4.1. Bacs d'essais :

Une série de bacs de sol ayant différentes dimensions ont été conçus pour les besoins expérimentaux. Ils sont de formes cubiques ou cylindriques

##### a. Bacs cubiques

Le bac principal figure (4.5) de dimensions (1\*1\*1 m) a pour avantage de permettre de mesurer les déplacements de voisinage et en profondeur du sol, ce système permet de reconstituer le semi espace infini élastique isotrope du sol. Les caractéristiques dimensionnelles des bacs d'essais de formes cubiques sont les suivantes :



Fig. 4.7 : bac d'essai cubique – volume de sol 1m<sup>3</sup>

N <sup>o</sup> du bac	Forme de base du bac	Dimension base et hauteur
Bac n <sup>o</sup> 1	Cubique	100*100 et h=100 (cm)
Bac n <sup>o</sup> 2	Cubique	30*30 et h=30 (cm)
Bac n <sup>o</sup> 3	Cubique	50*50 et h=50 (cm)

Tab 4.1 : caractéristiques dimensionnelles des bacs d'essais de formes cubiques

Les bacs ont été munis de panneaux en plexiglas permettant le suivi du processus de déformation du sol et le contrôle de sa compacité lors du damage préliminaire.

La base du bac a été perforé initialement pour permettre la mise en place de la tige témoin qui sera placé sous la fondation à l'interface sol-fondation permettant de transmettre avec précision les déformations se produisant dans cette zone au comparateur de mesure prévu à cet effet.

b. Bacs de formes cylindriques :

L'élaboration des études de l'influence des tassements au voisinage de l'axe d'interface sur des semelles de forme circulaire a été effectuée sur des bacs des sols de forme cylindrique.

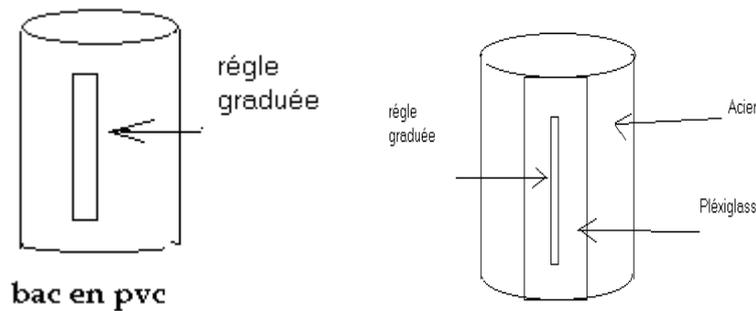


Figure 4.8 : représentant les bacs des sols cubique et cylindrique

N° du bac	Forme de base du bac	Dimension base et hauteur
Bac n° 4	Cylindrique en pvc	D=12.5 et h=25 (cm)
Bac n° 5	Cylind. en acier	D =30 et h=32 (cm)

Tab 4.1 : caractéristiques dimensionnelles des bacs d'essais de formes cylindriques

**4.4.2. Caractéristiques des échantillons de sols :**

Les rapports d'analyses de laboratoire ont révélé les caractéristiques suivantes des sols qui seront soumis aux essais dynamiques :

1. le sable utilisé, de masse volumique  $2.31 \text{ g/cm}^3$ , est à forte dominance de particules fines, la taille des grains est comprises entre 0.2 et 0.6 mm.

D60	D50	D30	D10	$C_u$	$C_c$
0.36	0.32	0.27	0.25	1.44	0.81

Tab 5.3 : caractéristiques granulométriques du sable

L'indice des vides varie de 0.652 à 0.909.

2. L'argile marneuse :

- une masse volumique  $\rho = 1.61\text{g/cm}_3$
- teneur en eau naturelle  $W = 22.44\%$
- Limites de liquidité  $W_l = 47\%$
- Indice de plasticité  $I_p = 18\%$
- Angle de frottement interne  $\varphi = 15^\circ$
- cohésion  $C_u = 0.2$  bars.

3. L'argile sableuse :

- une masse volumique  $\rho = 1.53\text{g/cm}_3$
- teneur en eau naturelle  $W = 18.59\%$
- Limites de liquidité  $W_l = 28\%$
- Indice de plasticité  $I_p = 11\%$
- cohésion  $C_u = 0.124$  bars.

**4.4.3. Extraction de l'échantillon de sol expérimental :**

L'extraction d'un échantillon de sol présente des difficultés de faisabilité, eu égard, aux dimensions et la forme des bacs d'essais, l'usage couramment adopté dans ce type d'essais, travaux de J.V.Perry(1963), Brummund & al(1972), ou sur le T4C stady par Sauzeat(2003), Dutine(2005), puis Doan Tran (2006) est d'utiliser que ce soit pour les sables d'Ottawa dans les deux premiers cas ou le mélange sable-argile pour le troisième des géo-matériaux à l'état pulvérulent qui seront soit compacté manuellement à environ 70% ou soumis à des pressions de confinement comme dans le cas du T4C stady.

#### 4.4.4. Préparation de l'échantillon et de l'essai :

Selon les objectifs assignés préalablement à chaque essai, un choix du type de bac est fixé en conséquence. L'échantillon de sol est mis en place dans le bac par pluviation à l'aide d'entonnoir. Le dépôt de sable se fait par plusieurs couches horizontales, les plus uniformes possibles. Dans le cas d'échantillon denses, de petits tapotements sont appliqués sur le moule extérieur pour densifier les couches de sables par vibration. Cette méthode permet d'obtenir des échantillons lâches et denses très simplement. Un damage manuel est effectué parallèlement par petites couches horizontales afin de reconstituer sensiblement l'état du sol en place.

Tenant compte des recommandations expérimentales, qui stipulent que pour des sols de fondations granulaires et lâches, il est toujours souhaitable de prendre des précautions pour éviter des problèmes possibles dans le tassement. Des spécifications au moins de densité relative de 70% sont souvent citées.

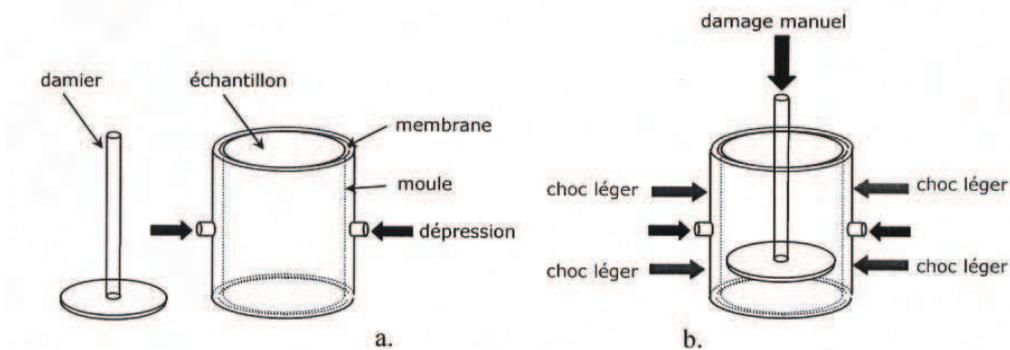


Fig 4.9 : Préparation de l'échantillon : a. damier et échantillon b. densification des couches par damage manuel et vibration

De même, on peut opter dans certains cas à des essais oedométriques au préalable, afin de déterminer les conditions de compressibilité et de consolidation de l'échantillon.

L'échantillon de sol ainsi préparé dans le bac d'essai, on procédera, par la suite, à la mise en place du dispositif de mesure et enregistrement prévu à cet effet.

### 4.5 Système d'acquisition des mesures

#### 4.5.1. Comparateur de mesure

Cet appareil de mesure de précision sert à indiquer instantanément tout déplacement du témoin posé dans les différents points du sol d'une part, de plus, il sert à indiquer les élongations du

ressort à boudin lors des multiples phases de transmission de la charge excitatrice.

Une série de trois comparateurs de marque de Baty-CL1, ayant une précision de 0.01 mm, a été utilisé parallèlement dans chaque essai.



Fig. 4.10 : comparateurs sup et inf.

Les comparateurs placés en trois positions spécifiques :

- Le premier en bas du bac en face du témoin axe-interface, nous indique instantanément tout déplacement infime se produisant au centre de la semelle dans la zone interface sol-fondation.
- Le second est placé en bas du bac en face du témoin bord-interface, afin d'indiquer les déplacements au coin de la semelle ( $a/2$ ,  $b/2$ ) dans la même zone d'interface.
- Le dernier comparateur est placé en face du témoin ressort-semelle, il indique les élongations instantanées du ressort de transmission de la force excitatrice.

#### 4.5.2. Mesure par l'utilisation de vidéo :

Des caméras à haute résolution numérique enregistrent toutes les indications révélées par les trois comparateurs, afin de pouvoir reconstituer par le biais de logiciels de traitement de l'image les déplacements instantanés de chaque témoin, c'est-à-dire chaque point de contrôle.



Fig. 4.11 : mise en place des cameras d'enregistrement

L'exploitation de ces enregistrements nous permet de reconstituer l'évolution des différents paramètres, et le traçage ainsi des courbes de variations du déplacement et de la force excitatrice en fonction du temps.

#### 4.6 Principe de réalisation de l'essai :

Une fois, le dispositif mis en place, une dernière mise au point de la position initiale du bras de transmission de la force est effectuée. L'essai consiste à soumettre le système sol-fondation à un chargement vertical harmonique d'amplitude constante, pendant plusieurs cycles avec une fréquence constante (1.67 Hz) dans notre cas.

Les enregistrements prélevés seront traités par la suite par des logiciels de traitement d'images, pouvant détailler le séquentiel des déplacements en fonction du temps, ce qui nous permettra, en un premier lieu, de mettre en forme les courbes de variation des déplacements donnés par le comparateurs en fonction du temps.

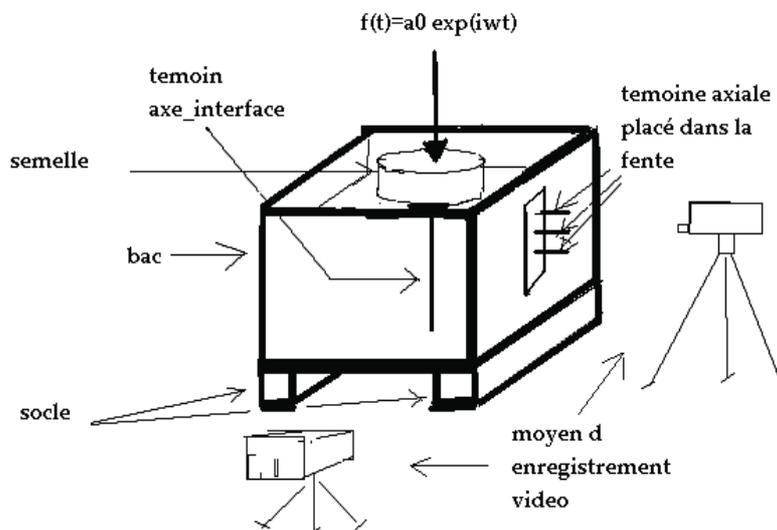


Fig. 4.12: schéma du dispositif d'essai d'axe-interface et voisinage

## Chapitre 5 :

# Résultats et discussions

### 5.1. Programme d'essai :

Trois campagnes expérimentales ont été réalisées portant sur des matériaux différents et ayant des objectifs spécifiques propres à chaque cas.

La première porte sur le sable prélevé à Hamma, elle vise à mesurer les déplacements et caractériser ainsi les déformations et contraintes à l'interface sol-fondation sous les sollicitations verticales harmoniques.

L'analyse expérimentale du comportement du sable a été accompagnée d'une étude des effets d'influence de la position par rapport à l'axe de la semelle au niveau de l'interface. Deux paramètres ont été ainsi étudiés : l'effet de voisinage dans le plan horizontal d'interface et l'effet de la position en profondeur dans le sol. L'intérêt de ces études d'influence est de délimiter la zone d'influence des vibrations sur le tassement du massif de sol.

La deuxième série d'essais a porté sur l'analyse des déplacements verticaux des échantillons d'argile sableuse dans la zone d'interface, puis l'influence de renforcements (colonnes ballastées, tirants et sol de substitution) sur la grandeur de ces déplacements.

La troisième série d'essais a été consacré à une étude comparative du comportement d'un sol cohérent (argile kaolin) et un autre sol sableux du point de vue répartition des déplacements verticaux dans chaque massif, afin de caractériser le travail de chaque type de sol en profondeur et au voisinage.

Chaque campagne a nécessité la réalisation d'un nombre spécifique d'essais, en fonction du nombre de paramètres en étude et des conditions techniques propres à l'essai. Le nombre d'essais réalisés est d'environ 80, seulement une partie a été jugée satisfaisante et dont le traitement a été

conservé : 1ere série (15 essais), 2eme série (12 essais) et pour la troisième série (8 essais).

<b>Matériau</b>	<b>Désignation de l'essai</b>	<b>position</b>	<b>Caractéristiques mesurées</b>
Sable Hamma	<ul style="list-style-type: none"> <li>• SAI1</li> <li>• SAP1</li> <li>• SB1</li> <li>• SAIF1</li> <li>• SAIF2</li> <li>• SAIF3</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Axe interface</li> <li>• Axe en prof.</li> <li>• Bord</li> <li>• Axe interface</li> <li>• Axe interface</li> <li>• Axe interface</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\Delta l</math>, <math>\varepsilon</math></li> <li>• <math>\Delta l</math>, <math>\varepsilon</math></li> <li>• <math>\Delta l</math>, <math>\varepsilon</math></li> <li>• <math>\Delta l</math>, <math>\varepsilon</math>, <math>\sigma</math>, E</li> <li>• <math>\Delta l</math>, <math>\varepsilon</math>, <math>\sigma</math>, E</li> <li>• <math>\Delta l</math>, <math>\varepsilon</math>, <math>\sigma</math>, E</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sable argileux</li> <li>• Sable argileux renf. Tirants</li> <li>• Sable argileux renf. Col. Bal.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• SAAI1</li> <li>• SATAI1</li> <li>• SACAI1</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Axe interface</li> <li>• Axe interface</li> <li>• Axe interface</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\Delta l</math></li> <li>• <math>\Delta l</math></li> <li>• <math>\Delta l</math></li> </ul>
Sable argileux  Argile Marneuse	<ul style="list-style-type: none"> <li>• SSAI1</li> <li>• SSB1</li> <li>• AMAI1</li> <li>• AMB1</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Axe interface</li> <li>• Bord</li> <li>• Axe en prof.</li> <li>• Bord</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\Delta l</math></li> <li>• <math>\Delta l</math></li> <li>• <math>\Delta l</math></li> <li>• <math>\Delta l</math></li> </ul>

Tab 5.1 : nomenclature des essais réalisés

## **5.2. Caractéristiques des matériaux testés**

Les expérimentations réalisées au laboratoire sur le comportement de sols soumis à ce type de chargement dynamique ont toujours considéré des matériaux pulvérulents, et précisément le sable.

Dans le cas de nos travaux de recherches on a effectué une série d'essais sur des échantillons de natures diverses prélevés sur des sites de la région de Constantine : sable de dune Hamma, argile marneuse grise au chantier de l'université Mentouri et de l'argile sableuse à Ain El-Bey.

Les rapports d'analyses de laboratoire ont révélé les caractéristiques présentées au paragraphe (4.4.2).

## **5.3. Détermination expérimentale des déplacements et contraintes dans un sol sableux :**

Une première série d'essais a été consacré volontairement au comportement du sable à des fins de comparaison et validation.

Il s'agit dans un premier temps de mesurer les déplacements au point de contact sol-fondation à l'axe, et à un point sur la face supérieure de la fondation situé à l'axe dans la zone de contact entre le dispositif provoquant la force harmonique et la fondation.

Deux comparateurs de mesure placés à cet effet nous permettent de prélever les déplacements instantanés aux points indiqués, dont l'interprétation des enregistrements vidéo par un traitement de l'image rend possible l'élaboration des courbes de déplacements des points indiqués en fonction du temps.

D'autres mesures seront effectuées par la suite dans différents endroits du système, selon l'objectif recherché par l'essai, que ce soit au bord de la semelle à l'interface pour des études de l'effet de voisinage, ou en profondeur de l'échantillon pour explorer l'effet de dissipation des tassements en profondeur du massif de sol.

### **5.3.1. Mesures des déplacements verticaux et déformations axiales du sol en fonction du temps :**

L'échantillon de sable a été soumis à un chargement vertical harmonique d'une intensité  $F1 = 950 \text{ N}$ , généré par la machine d'essai

avec une fréquence constante  $f = 1.667$  Hz. Cet essai combiné avait pour but préliminaire de déterminer l'évolution du tassement dynamique en trois endroits spécifiques de l'échantillon :

- Dans la zone d'interface en position d'axe : Point1 ( $h=0, 0,0$ )
- Dans la zone d'interface au bord de la semelle : Point2 ( $h=0, r,r$ )
- Et à une profondeur : Point3 ( $h=hs/3, 0,0,$ )

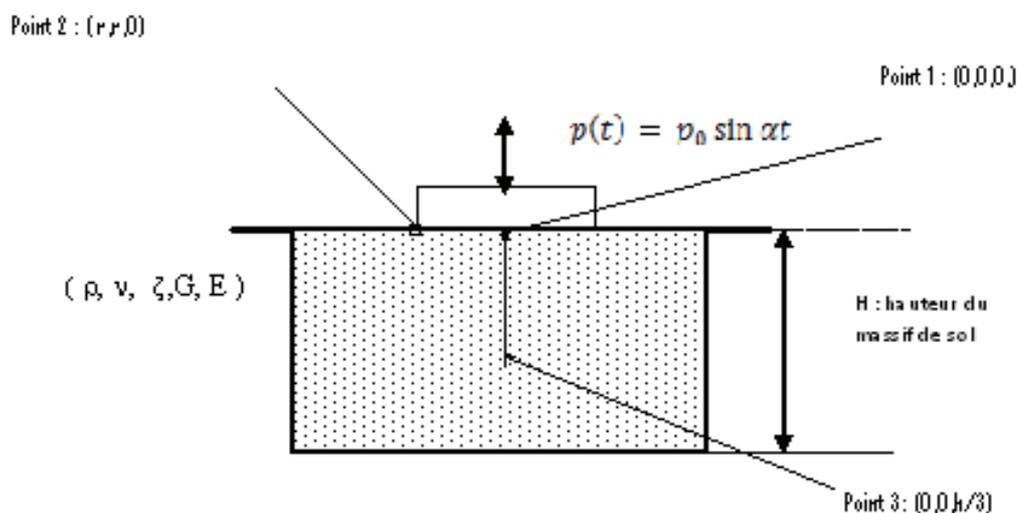


Fig.5.1 : positions des points de mesures sur l'échantillon

#### a) Tassements dans la zone d'interface en position d'axe :

Le comparateur relié au témoin placé dans la zone d'interface à l'axe de la semelle, nous indique les déplacements temporels du sol sous la semelle. La reconstitution de ces données nous permet d'élaborer les courbes de variation de la déformation axiale en fonction du temps :

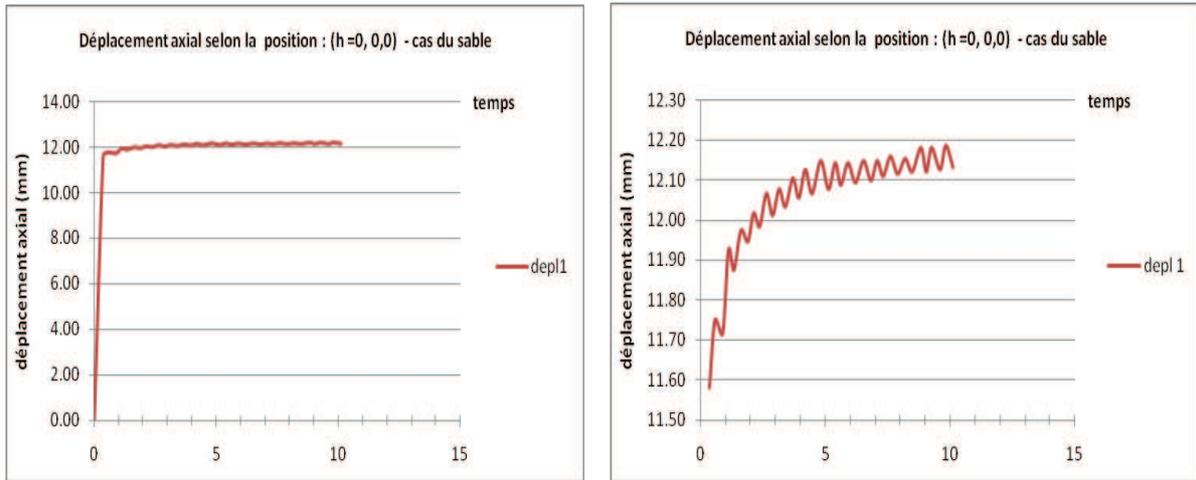


Fig.5.2 : (a) déplacement axial selon la position d’axe interface point1 (0,0,0), (b)détail des sinusoides à partir du 2eme cycle.

Ces déplacements suivent une courbe croissante en sinusoides. A l’amorce du mouvement, un tassement initial important se produit ( $S_i=11.74\text{mm}$ ) suite au choc, qui sera suivi par une phase de mouvement transitoire avant la stabilisation des sinusoides au bout du 15eme cycle avec des tassements moyens de 12.05 mm.

Les déformations axiales sont ainsi déduites :  $\epsilon (\%) = \Delta h/h_0$ . La courbe des déformations temporelles à l’interface reconstituée après traitement présente l’aspect suivant :

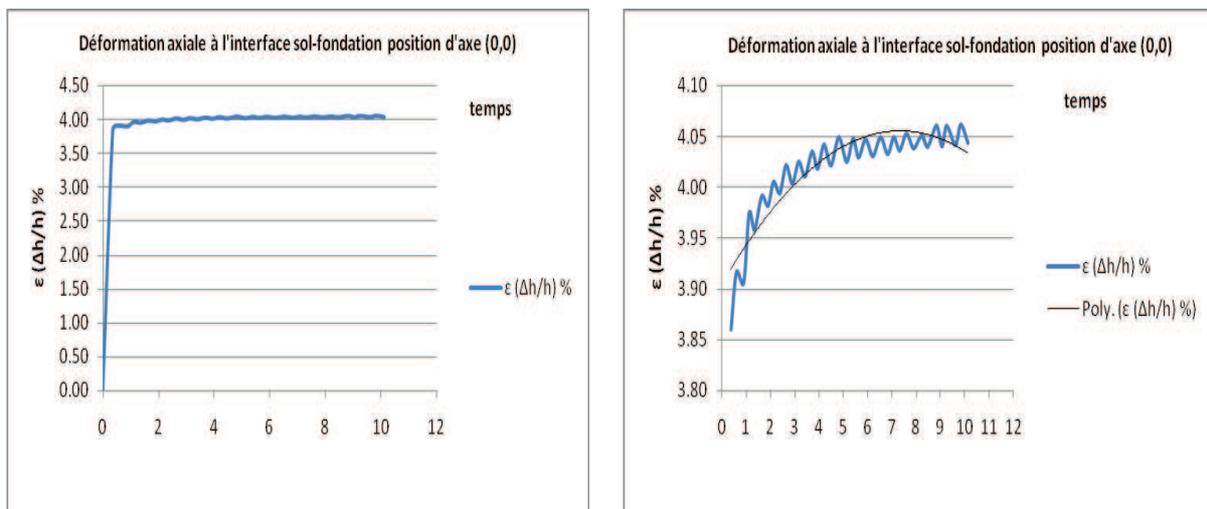


Fig.5.3: variation de la déformation axiale à l’axe interface

On remarque la poursuite du processus d’accroissement des déformations pendant neuf cycles, puis une stabilisation sensible des sinusoides avec des amplitudes de 0.02% en moyenne.

Les déformations axiales du sol décrivent des sinusoides régulières et d’amplitude sensiblement constante.

La courbe de variations des déformations a une tendance croissante durant les premiers cycles, puis se stabilise et le sol préserve les mêmes déformations harmoniques par la suite, cette courbe s’approche des formes idéalisées.

**b) Tassements dans la zone d’interface au bord de la semelle :**

Le comparateur relié au témoin placé, dans ce cas, dans la surface d’interface sol-semelle au bord de cette dernière, nous indique le déplacement vertical du sol dans cette zone, comme le montre la figure :

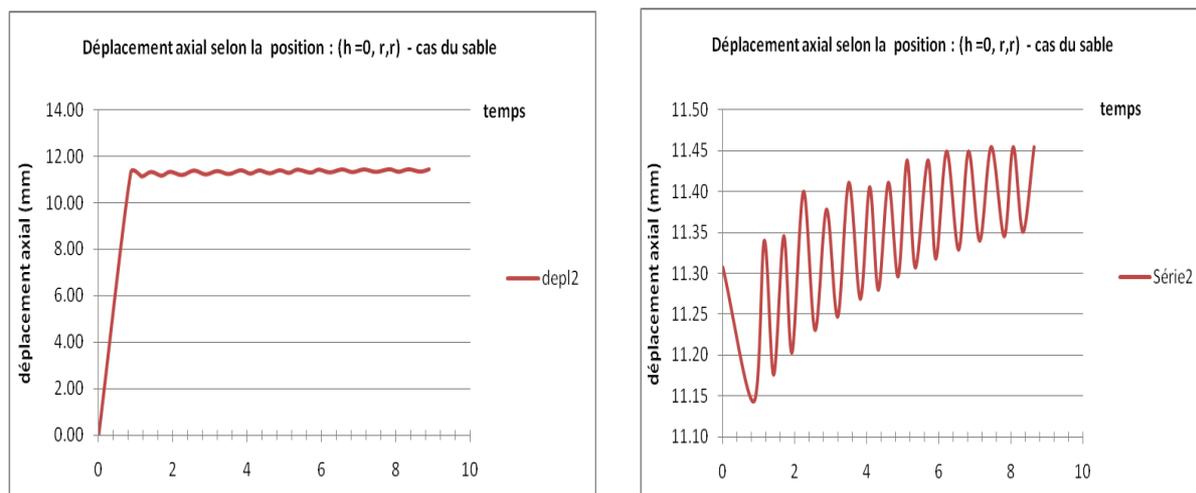


Fig.5.4 : déplacement axial selon la position bord interface point2 (0,r,r,)

Ces déplacements sont assez proches de ceux observés à l’axe de la semelle rigide. La courbe est croissante avec des sinusoides d’amplitudes moyennes  $A_z=0.10$  mm donnant un tassement final après stabilisation de l’ordre de 11.40 mm.

D’où les courbes de déformations dans le voisinage de la semelle en position de bord (0,r,r) :

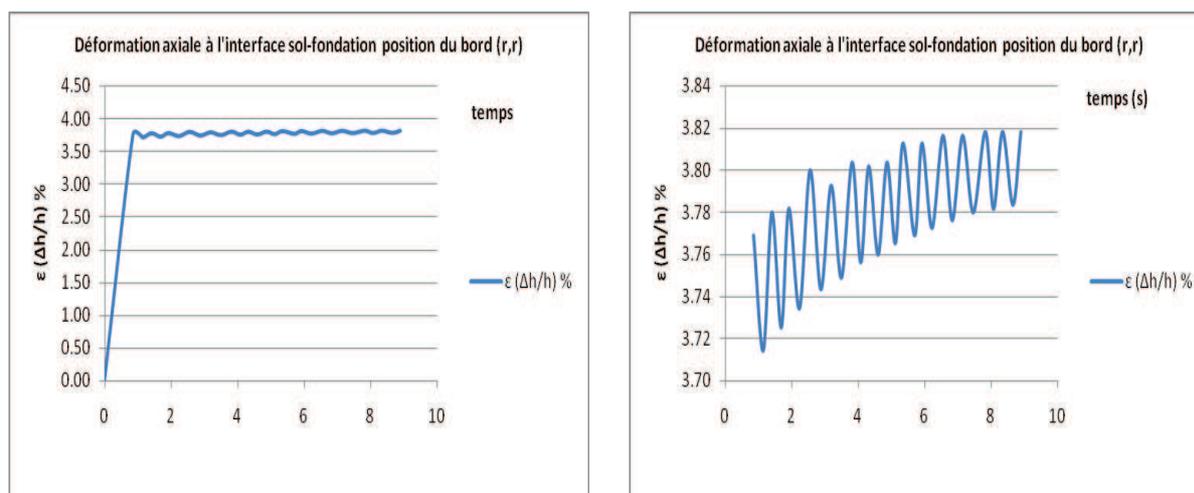


Fig.5.5: variation de la déformation axiale au bord interface (0,r,r)

On constate une légère atténuation des déformations verticales par rapport à la position d'axe qui passe à 0.0038 en moyenne, au lieu de 0.0040 à l'axe. C'est-à-dire une diminution de déformation de l'ordre de 5%.

Les déformations ont pratiquement la même tendance que ce soit pour la position d'axe, ou de bord à l'interface, avec des sinusoïdes régulières décroissantes ayant des amplitudes pratiquement constantes  $A_z = 0.05 \%$ , avec une atténuation et une stabilisation à partir du 7ème cycle, où le sol va se comporter élastiquement, à chaque coup, il accuse un tassement additionnel qui disparaît totalement avec le recul de force agissante.

- **Analyse de l'effet de proximité de l'axe de la semelle sur le tassement vertical :**

Les déplacements au bord de la semelle (depl 2 sur la courbe) sont sensiblement proches de celles de l'axe (depl. 1 sur la même courbe), ce qui conforte l'idée que le sable et les sols pulvérulents travaillent de façon diffuse et l'effet de la sollicitation cyclique est repris par tout le bloc du sol à l'intérieur et en dehors du volume sous la semelle.

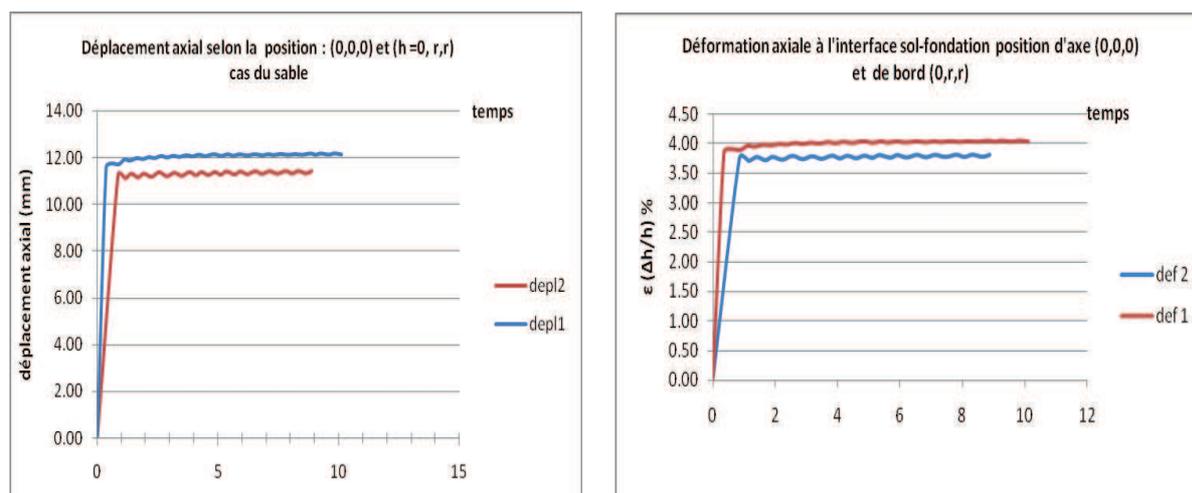


Fig.5.6 : variation du déplacement et de la déformation axiale à l'axe et au bord de l'interface

Ceci est conforté par les travaux de Giroud (1971) et Meyerhof & Ueshita (1968) qui indiquent que le tassement au centre de la fondation est approximativement le double de celui au bord pour une fondation souple et égal à celui du bord pour une semelle rigide.

De même, les résultats obtenus à la mise en place de fils souples en étain dans la surface d'interface confortent les résultats avancés par Milovitch (1970) et Poulos (1968) et qui précisent qu'au-delà d'une distance  $r = 2.4 R$  (avec  $R$  : rayon de la semelle circulaire) de l'axe vertical de la fondation, le tassement en surface est pratiquement nul ; C'est-à-dire que la zone d'influence des tassements dépasse rarement un cercle de rayon  $2.4 R$  par rapport à l'axe de symétrie de la semelle.

La variation des déformations dans le voisinage de la surface d'interface des sables est minimale en présence d'une fondation rigide, le massif de sol travaille en bloc à cet endroit.

### c) Déformations en profondeur suivant l'axe de la semelle :

Dans cet essai le témoin est placé à l'axe de la semelle à une profondeur  $h/3$  de l'interface, et sous l'action des mêmes sollicitations on mesure la variation temporelle des déplacements puis les déformations en ce point du sol.

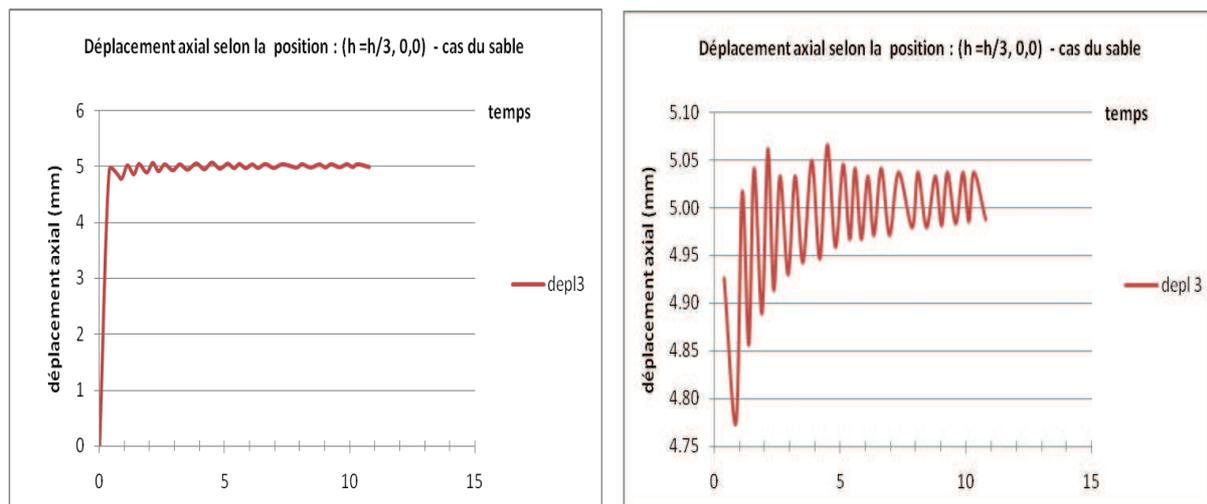


Fig.5.7 : variation du déplacement vertical à l'axe interface (0,0) à une profondeur  $h/3$

Les déformations en profondeur, contrairement à celles produites à l'interface ont tendance à montrer des sinusoïdes ayant des amplitudes importantes de l'ordre de 0.1% lors des 4 premiers cycles, pour se réduire de moitié lors des cycles suivants

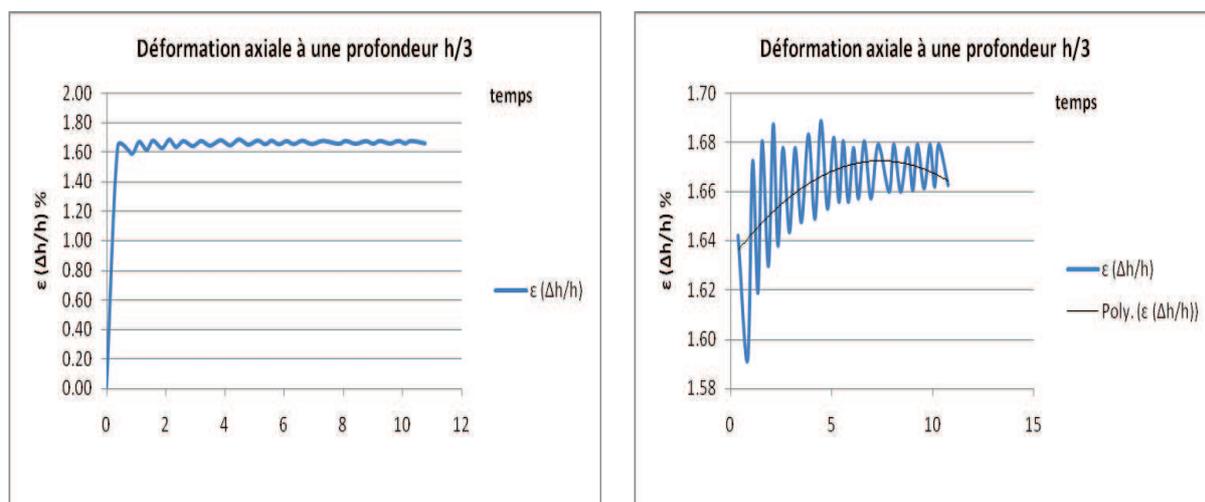


Fig.5.8 : variation de la déformation axiale à l'axe interface (0,0) à une profondeur  $h/3$

Jusqu'à la stabilisation des tassements qui se fait pratiquement à partir du sixième cycle, où l'amplitude  $\epsilon$  sera  $A_z=0.4\%$  à. La courbe de déformation devient harmonique monotone avec des amplitudes de plus en plus petites.

• **Analyse de l'effet de la profondeur sur le tassement vertical**

Afin de mieux cerner l'effet d'influence des tassements en profondeur, des essais sur des échantillons plus grands ont été effectués, avec une hauteur de sol  $h=500$  mm. Les mesures de déplacements obtenus dans ce cas sont montrées sur la figure fig. ....

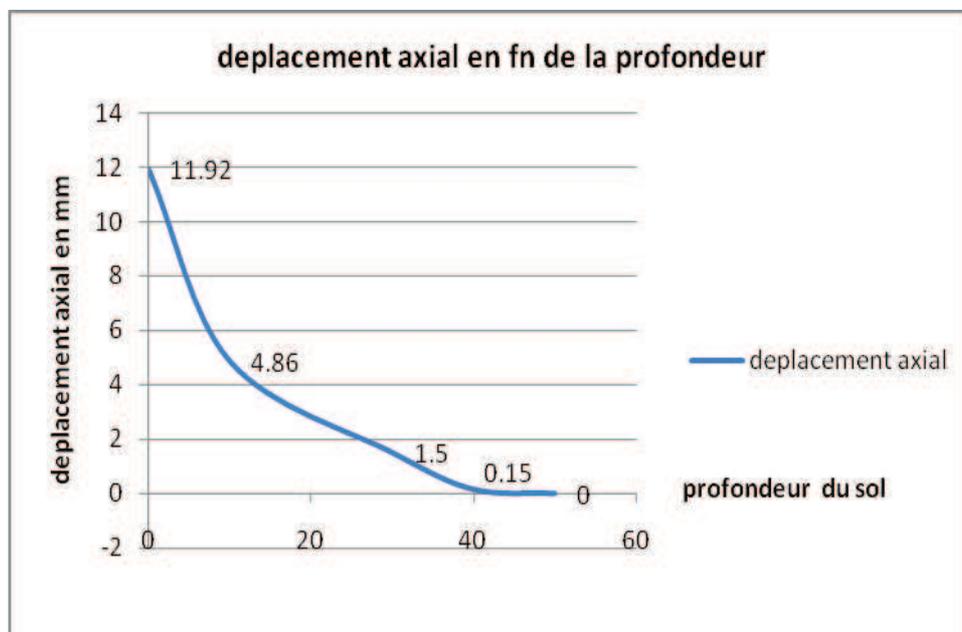


Fig.5.9 : variation du déplacement axial avec la profondeur

L'allure de la courbe des déplacements en fonction du temps de cet essai cyclique est conforme aux prévisions, le sol sableux connaît un déplacement important sous le premier coup, c'est un choc sous lequel le sol tasse subitement d'environ 11.92 mm à la surface d'interface, et de 4.86 mm en profondeur ( $h/3$ ), après cela les déplacements décrivent des sinusoïdes légèrement décroissantes.

L'intensité des tassements décroît avec la profondeur et son effet devient peu perceptible à partir d'une profondeur ( $h = 6R$ ) où le tassement ne dépasse pas  $S=1.5$  mm soit  $S_0/8$ , avec  $R$  : Rayon de la semelle, et  $S_0$  : tassement immédiat à l'interface.

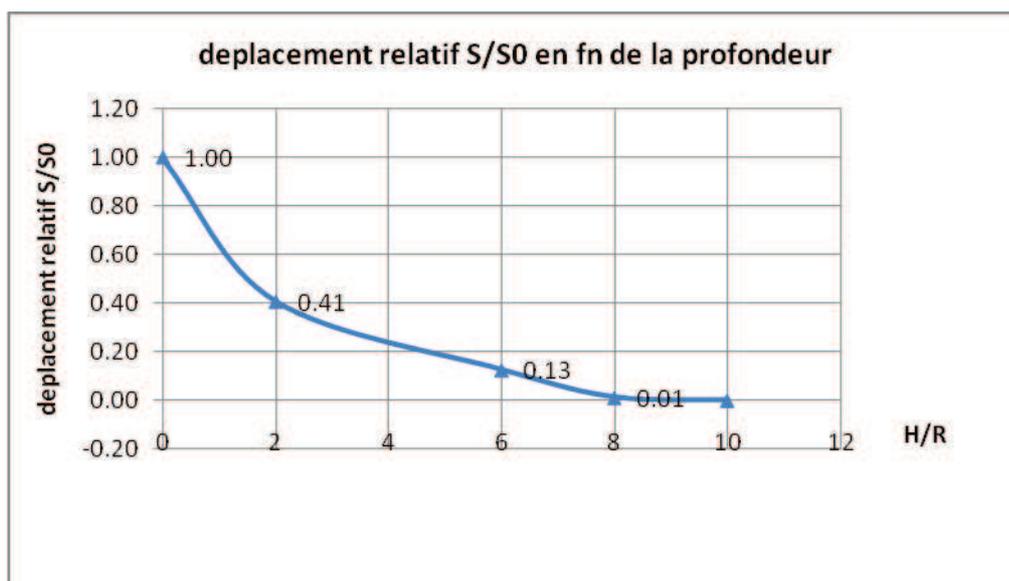


Fig.5.10 : variation du déplacement relatif axial avec la profondeur

Les déplacements relatifs à une profondeur  $3R$  sont d'environ 30% du tassement à l'interface  $S_0$ , alors que sa valeur avoisine les 13% du tassement référentiel à une profondeur  $6R$  pour s'annuler pratiquement à  $8R$ .

L'intensité des tassements décroît avec la profondeur et son effet devient pratiquement nul à partir d'une certaine profondeur selon la nature du sol, ceci est conforté par les travaux de Milovitch (1970) et Poulos (1968) qui précisent que le massif est considéré comme infiniment épais pour une épaisseur plus grande que 6 fois le rayon de la fondation

### 5.3.2. Mesures des forces agissantes et des contraintes dans la zone interface :

En deuxième lieu, il a été procédé à la mesure du déplacement de l'extrémité supérieure de la semelle, afin de suivre l'évolution de l'intensité de la charge excitatrice avec le temps, et par là en déduire les valeurs temporelles des contraintes sous la semelle.

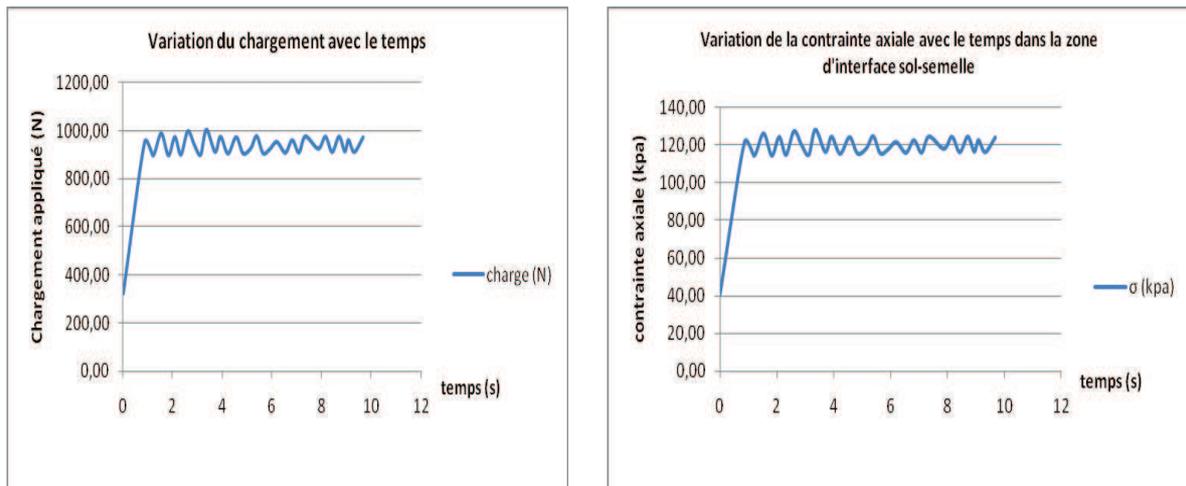


Fig.5.11 : variation du chargement et de la contrainte axiale à l'interface sol-fondation

Le capteur de déplacement est positionné au point de jonction de la semelle (sur sa face supérieure) et l'extrémité du ressort à boudin servant à la transmission du chargement provoqué par la machine sous forme de force verticale ponctuelle axée de type harmonique.

L'enregistrement des déplacements de l'extrémité du ressort nous permet d'identifier les élongations subis par cet élément, et ainsi de déterminer par la suite la variation de l'intensité de la force agissante avec le temps.

La courbe des contraintes en fonction du temps, reconstituée après traitement présente l'aspect ci-contre.

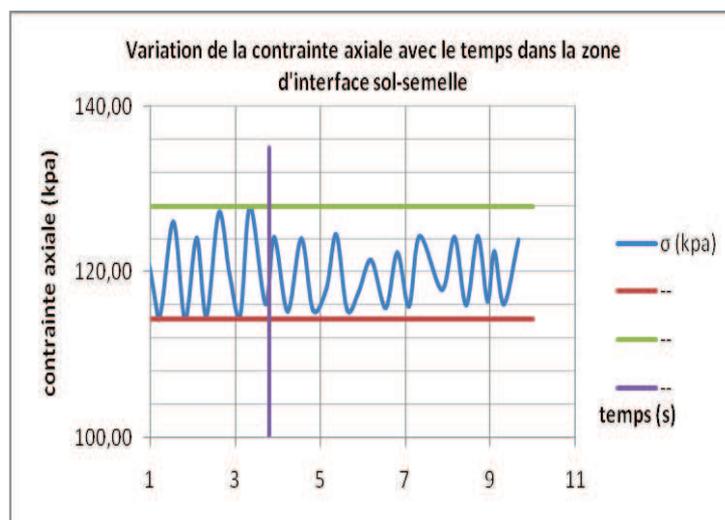


Fig.5.12 : variation en palier de la contrainte axiale à l'interface sol-fondation

L'allure de cette courbe est monotone, les sinusoïdes sont pratiquement régulières, les différences qui apparaissent dans la courbes-détail s'expliquent beaucoup plus par des incertitudes d'appareillages, ainsi que les légers déplacements des comparateurs au début de l'essai.

Il est à noter que dans notre cas, le damage effectué avant l'essai n'a pas été volontairement très significatif, ceci pour permettre une observation claire des phénomènes de tassement dynamique, le système de mesure en place ne permettant pas des mesures de déplacements très petites.

D'autres essais sur le même sol opéré après un damage accentué ont montré que les tassements enregistrés étaient pratiquement nuls, le sol était compact et sa densité trop élevée.

Ces essais sur le sable peuvent être considérés comme étant non destructifs, l'amplitude de la force agissante étant limitée et constante, et la valeur de la contrainte provoquée à l'interface est de l'ordre de 128 kpa ce qui est en deçà de la contrainte limite de ce sol.

### 5.3.3. Elaboration des courbes contraintes-déformation

L'élaboration des courbes contraintes axiales – déformations axiales nous permet par déduction de déterminer les valeurs des modules de déformations longitudinales et transversales.

Les résultats précédents nous permettent d'avoir l'état de contraintes déformations en un intervalle restreint  $3.85 < \varepsilon < 4.05\%$  pour les déformations et  $114 < \sigma < 126$  kpa pour les contraintes. Cet état de contraintes-déformations sera représenté par un point dans la courbe globale.

La figure ci-contre montre l'aspect de variation des contraintes cycliques avec les déformations cycliques, notant qu'une pré-tension de l'ordre de 40 kpa était appliquée à l'échantillon avant le début de l'essai, les intervalles de variation de la déformation nous révèlent qu'on est dans le cas des moyennes déformations [3 à 5%].

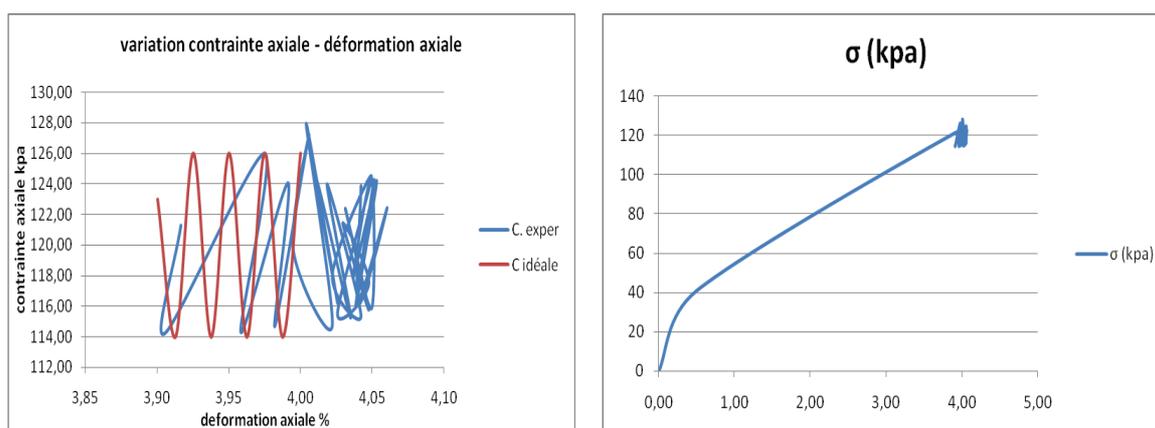


Fig.5.13 : Courbe contrainte axiale-déformation axiale du sable le long de l'essai cyclique sous la force 1

Les essais montrent le caractère cyclique de la variation des contraintes axiales en fonction des déformations axiales, qui est clairement montré par les formes d'hystérésis répétées.

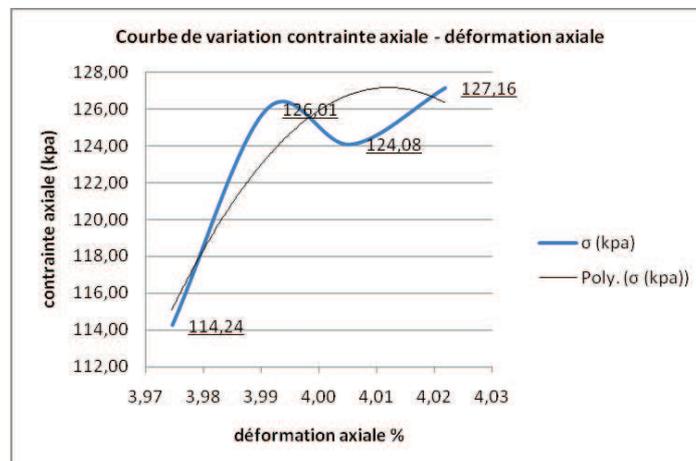


Fig.5.14 : Courbe contrainte axiale-déformation axiale du sable aux 2eme et 3eme cycles.

Le caractère cyclique de la variation des contraintes axiales en fonction des déformations axiales est clairement montré par la courbe. Lors des premiers cycles la variation des contraintes se fait dans une plage d'amplitude de 12 kpa et une période idéalisée à 0.04% de déformation axiale cette phase est considérée transitoire. Cette courbe se stabilise, après les premiers cycles, où on observe une variation des contraintes et des déformations dans un intervalle plus restreint, le sol travaillant comme un ressort élastique avec une amplitude d'environ 8kpa, c'est la phase le régime permanent du mouvement, comme il est montré dans la seconde partie de la même courbe.

L'intensité modérée et constante de la force appliquée engendre des contraintes et déformations modérées et l'essai est considéré non destructif.

#### **5.3.4. Détermination de l'état de contraintes-déformations avec l'accroissement de la sollicitation :**

La variation de la force excitatrice engendre un nouvel état de contraintes et de déformations. A cet effet, il a été procédé de reprendre les mêmes essais de détermination des déplacements, déformations et contraintes au niveau de l'interface sol-fondation en position d'axe de la semelle réalisés sous la force :  $F_1 = 950 \text{ N}$ , et ca par l'application respectives des forces suivantes :  $F_2 = 1250 \text{ N}$  et  $F_3 = 1550 \text{ N}$ .

Il est à noter que chaque essai a été réalisé sur un nouvel échantillon pour des raisons techniques.

• **Résultats des essais suite à l'application de la force ( $F_2=1250N$ ) :**

Sous l'action de la force 2 d'intensité moyenne ( $F_2=1250N$ ), on détermine les déplacements, déformations et contraintes au même point de mesure et dans les mêmes conditions des essais précédents réalisés sous la force 1.

- Déformations axiales  $\varepsilon$  (%) du sol au niveau de l'interface sous la force  $F_2$

L'accroissement de l'intensité de la force agissante a eu pour effet immédiat l'augmentation des déformations au niveau de l'interface qui passe d'une valeur moyenne de 3.80 % à environ 4.90 %. L'échantillon de sable répond bien aux sollicitations auxquelles il est soumis, ce qui montre qu'il est apte à supporter des sollicitations plus importantes.

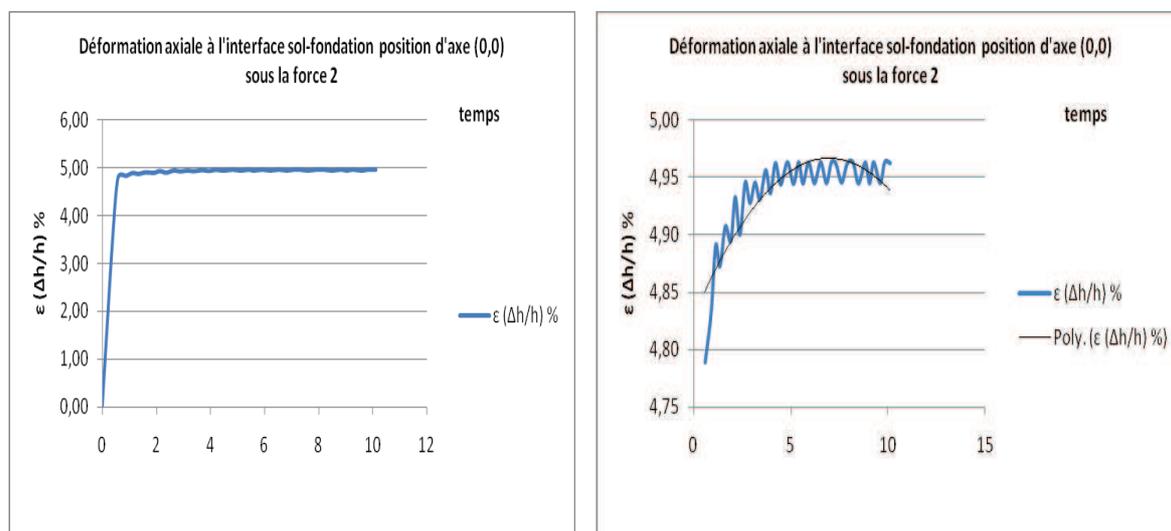


Fig.5.15 : variation de la déformation axiale à l'axe interface (0,0) sous la force 2

Le processus d'accroissement des déformations se poursuit jusqu'au 7eme cycle au-delà duquel il y a stabilisation des tassements où l'amplitude devient  $A_z = 0.4$  % à la fin de l'essai.

L'augmentation de l'intensité de la force agissante s'accompagne d'une augmentation des déformations axiales au niveau de l'interface. L'échantillon de sable répond bien aux sollicitations auxquelles il est soumis,

l'essai est non destructif et il est apte à supporter des sollicitations plus importantes.

- Mesures des forces agissantes et des contraintes dans la zone interface sous la force  $F_2$  :

Sous l'effet de l'incrément de force appliqué la courbe des contraintes en fonction du temps, reconstituée après traitement présente l'aspect ci-dessous.

L'allure de cette courbe est monotone, les sinusoïdes sont pratiquement régulières, les différences qui apparaissent dans la courbes-détail s'expliquent beaucoup plus par des incertitudes d'appareillages, ainsi que les légers déplacements des comparateurs.

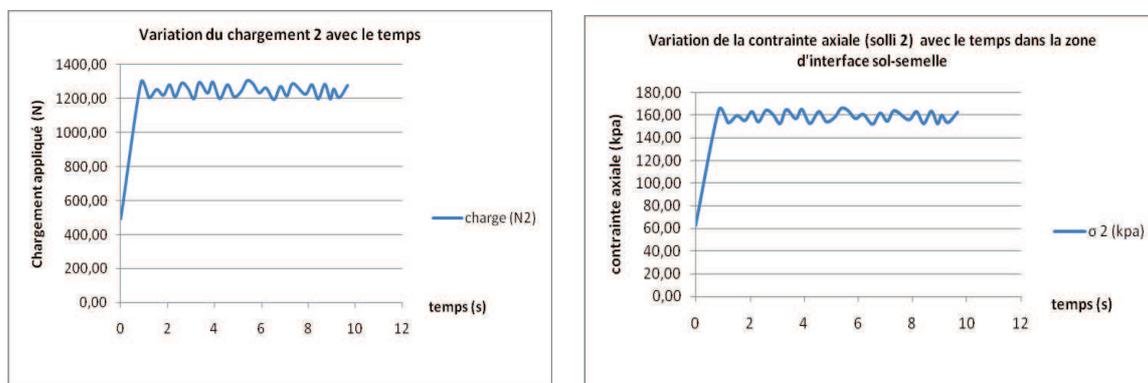


Fig.5.16 : variation du chargement et de la contrainte axiale à l'interface sol-fondation sous la force 2

La variation des contraintes après le choc initial a une amplitude de l'ordre de 12 kpa, avec un intervalle de variation de [153 kPa, à 165 kPa] soit une augmentation de l'ordre de 30%.

Ces essais sur le sable sont non destructifs, et l'échantillon répond convenablement à la force appliquée.

#### • Résultats des essais suite à l'application de la force ( $F_3=1550N$ ) :

La troisième série d'essais sur le « sable de dune » a été effectuée sous l'action d'une force d'intensité moyenne ( $F_{moy}=1550N$ ), avec détermination des contraintes et déformations axiales au niveau de l'interface.

- Déformations axiales  $\varepsilon$  (%) du sol à de l'interface sous la force  $F_3$  :

L'accroissement de l'intensité de la force agissante est accompagné d'une augmentation des déformations au niveau de l'interface qui passe d'une valeur moyenne de 4.90 % à environ 7.30%.

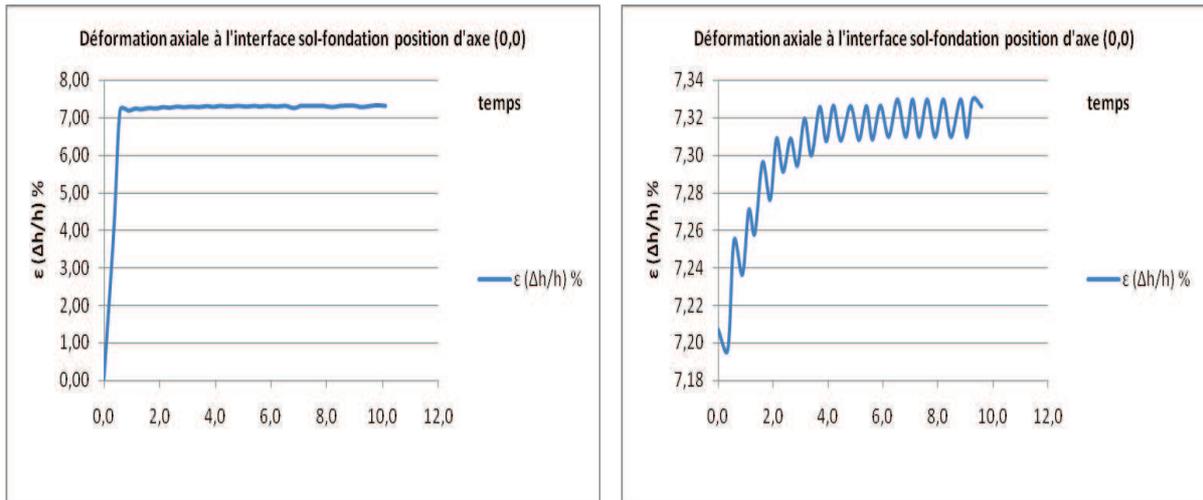


Fig.5.17 : variation de la déformation axiale à l'axe interface (0,0) sous la force 3

L'augmentation de l'intensité de la force agissante a été suivi de l'augmentation de l'intensité des déplacements et déformations axiales, les déformations sont importantes et le seuil de la rupture n'est pas atteint, ce qui dénote les réserves de résistances encore disponibles dans le sol et confirme que l'essai demeure non destructif.

- Mesures des forces agissantes et des contraintes dans la zone interface sous la force  $F_3$  :

L'application de la troisième force a engendré une courbe de variation contrainte axiale – déformation régulière et monotone.

La variation des contraintes après le choc initial a une amplitude moyenne de l'ordre de 8 kpa, avec un intervalle de variation de [187 kPa, 205 kPa] soit une augmentation de l'ordre de 25%, resp. 66% par rapport à la force  $F_2$ , resp.  $F_1$ .

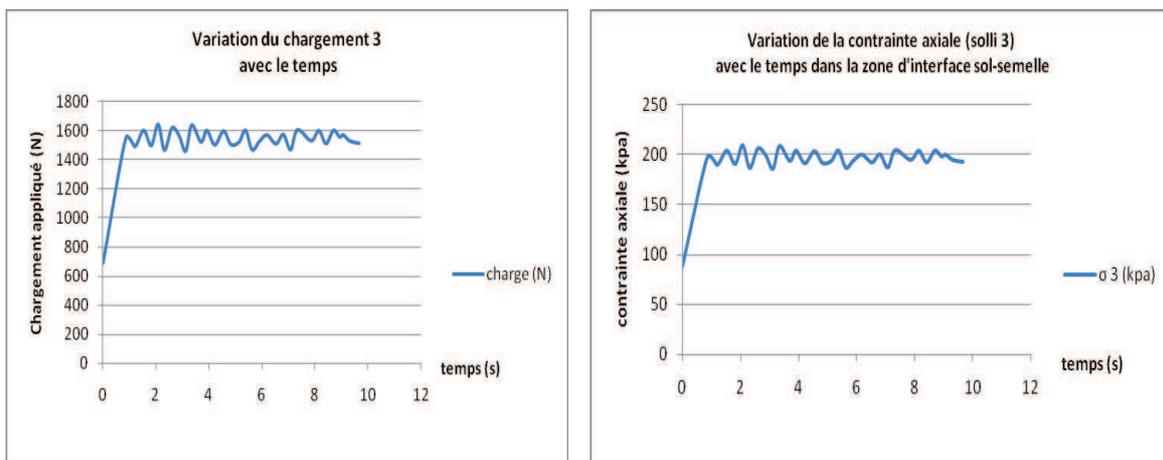


Fig.5.18 : variation du chargement et de la contrainte axiale à l'interface sol-fondation sous la force 3

### 5.3.5. Elaboration de courbe contrainte axiale - déformation axiale dynamique de l'échantillon de sable sous les forces 1,2 et 3

L'application de trois paliers de forces avec des intensités différentes, nous a permis de caractériser les paramètres contrainte axiale et déformation axiale du sable de dune sous des sollicitations dynamiques et cycliques avec une fréquence régulière et constante pour les trois séries d'essais.

L'allure de la courbe contrainte axiale et déformation axiale élaboré à partir des résultats d'essais est très proche des courbes théoriques.

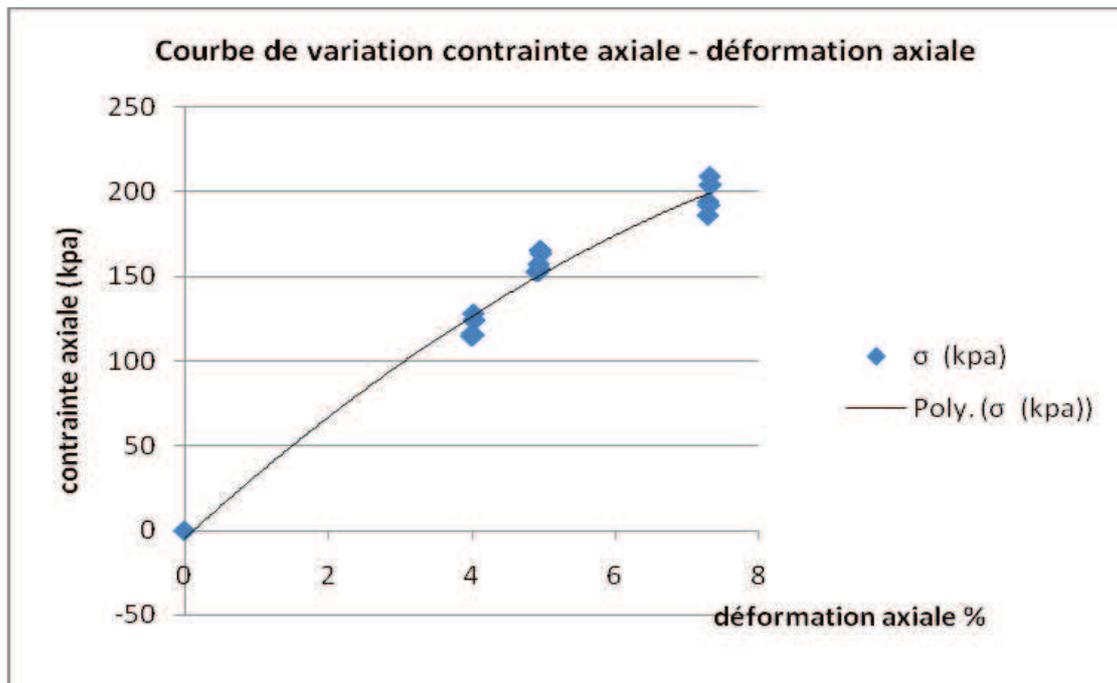


Fig.5.19 : Courbe contrainte axiale-déformation axiale du sable le long de l'essai cyclique sous les forces 1,2 et 3

La valeur expérimentale du module de déformation d'Young dynamique diminue avec l'accroissement des déformations et des contraintes axiales, pour le cas du sable de dune Hamma elle varie comme suit :

#### 5.4. Validation des résultats expérimentaux sur le sable de dune sous sollicitations dynamiques :

L'absence de résultats de travaux sur le même type de sable et dans les mêmes conditions d'expérimentation a fait que la validation des travaux a été effectuée par comparaison des résultats obtenus avec ceux obtenus expérimentalement par sauzeat & al, et Dutine (2005) sur le sable d'Hostun par des essais au triaxial à cylindre creux :

##### 5.4.1. Courbe de Variation $\sigma - \epsilon$ sur le mélange M15 ( 85% sable d'hostun et 15% argile kaolin)

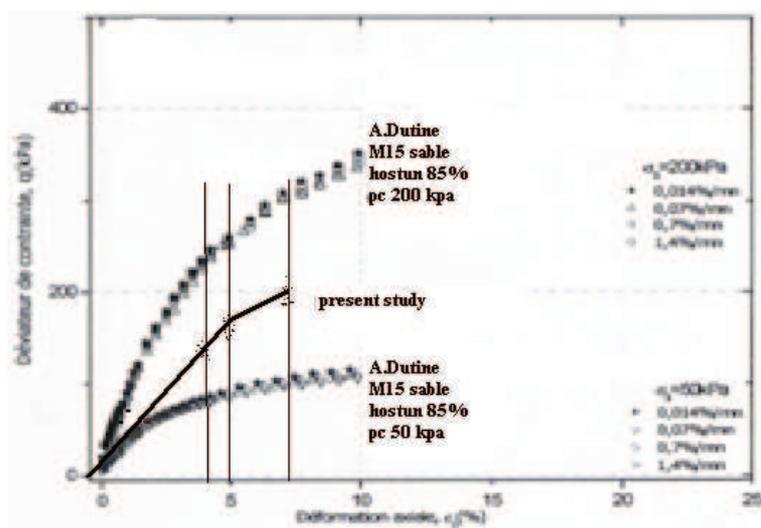


Fig.5.20: Courbe contrainte axiale-déformation axiale du sable (p. study) & mélange M15 (A.Dutine) sous une pression 50 et 200 kPa

L'application de la courbe  $\sigma - \epsilon$  obtenue expérimentalement sur les courbes expérimentales de A.Dutine & al, par des essais au le triaxial à cylindre creux sur le mélange M15 ( 85% sable d'hostun et 15% argile kaolin) et ce dans un intervalle de déformations de 0 à 8 %.

nous révèle :

- L'allure de la courbe expérimentale obtenue est pratiquement identique à celle obtenue par triaxial à cylindre creux.
- La courbe du sable de dune testé s'insère entre deux courbes d'essais sur sable d'hostun soumis à des compressions axiales au triaxial cylindre creux avec des pressions de confinement de 50 et 200 kPa.

De même, il est à noter que les variations de la relation  $\sigma - \varepsilon$  par des essais au même triaxial à cylindre creux sur le mélange M15 à une pression  $\sigma_f$  de 100 kPa s'approchent de ceux obtenus par la présente étude.

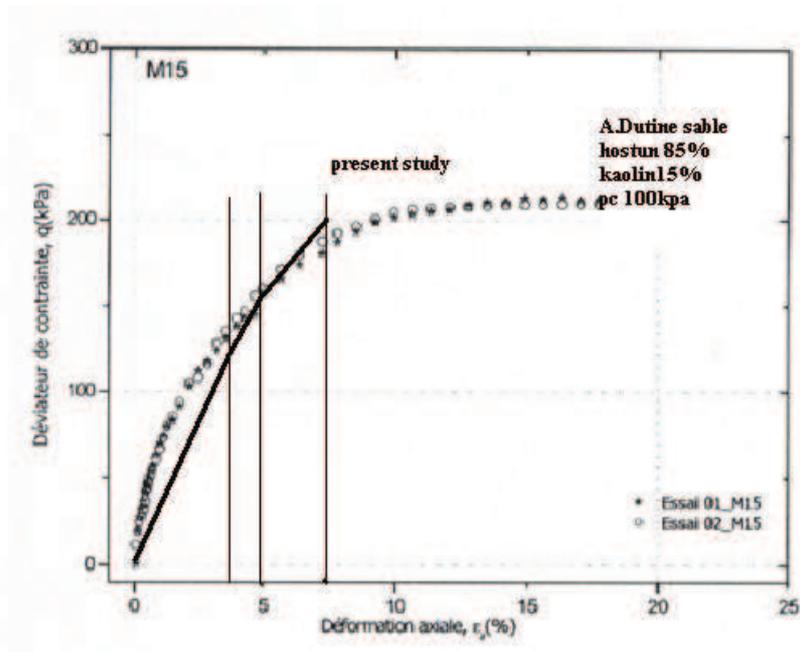


Fig.5.21: Courbe contrainte axiale-déformation axiale du sable (p. study) & mélange M15 (A.Dutine) sous une pression 100 kPa

#### 5.4.2. Courbe de Variation $\sigma - \varepsilon$ sur le mélange M30 (70% sable d'hostun et 30% argile kaolin)

Dans le cas du mélange M30 (70% sable d'hostun et 30% argile kaolin) :

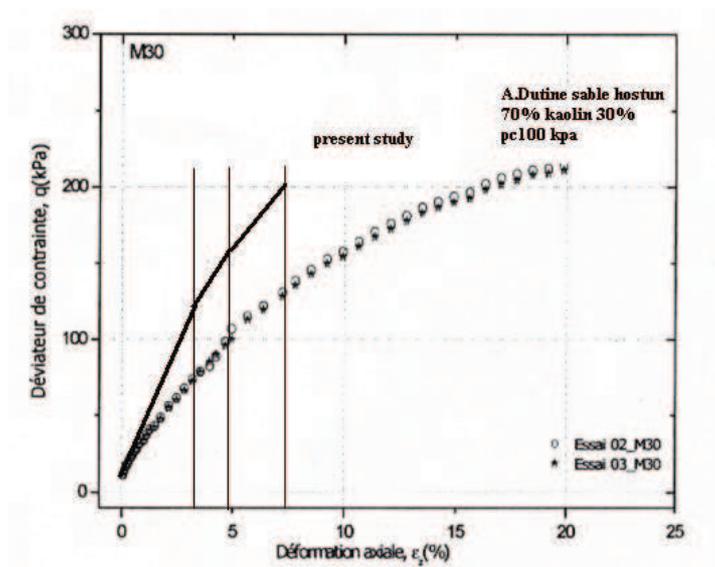


Fig.5.22: Courbe contrainte axiale-déformation axiale du sable (p. study) & mélange M30 (A.Dutine) sous une pression 50 et 200 kPa

- la courbe contrainte axiale – déformation axiale obtenue par des essais en compression cyclique sur le sable, a la même allure que celle du mélange M30 testé par A.Dutine (2005) par des essais au le triaxial à cylindre creux sur le mélange M30 à des pressions  $\sigma_f$  de 100kPa
- Les valeurs de contraintes axiales sont plus importantes dans notre cas, et ce pour les mêmes déformations, et ce dans un intervalle de variation de 0 à 8 %.

Il est à signaler que les valeurs des contraintes axiales sont plus petites que celles obtenues par Sauzeat sur le sable sec d'Hostun sous un pression de confinement de 100 kpa.

#### 5.4.3. Détermination du module de YOUNG dynamique :

Comme il a été indiqué au paragraphe (1.2.2), la détermination du module d'Young dynamique repose sur la détermination au préalable du module équivalent  $M^{eq}$ .

Sachant que la composante reliant la déformation axiale à la contrainte axiale qui s'écrit d'après l'équation (1.7) :

$$\varepsilon^{SA} = M^{eq} \cdot \sigma^{SA}$$

On calcule la valeur du module équivalent axial à partir des courbes contraintes-déformations axiales sur le cycle pour chaque force à part comme indiqué par la relation (1.8) :

$$M_{zz}^{eq} = \frac{\varepsilon_{zSA}}{\sigma_{zSA}}$$

Ce qui nous permet de déterminer les valeurs du module de déformation dynamique, qui s'écrit d'après (1.9) :

$$E_z = \frac{1}{M_{zz}^{eq}}$$

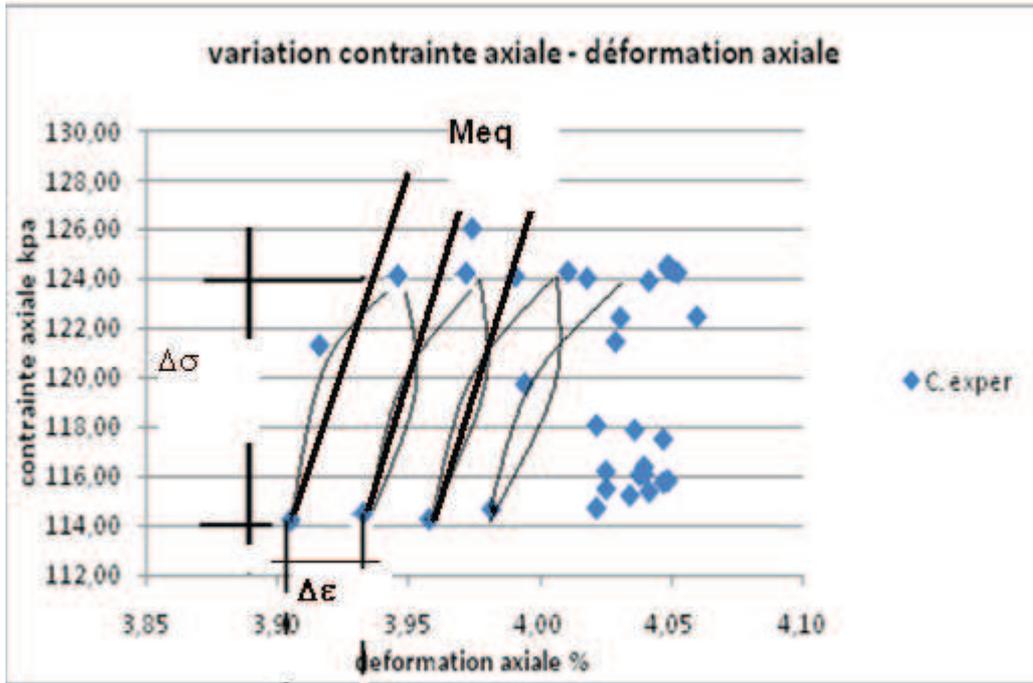


Fig.5.23 : Module équivalent axial - cas du sable sous la force F1

Sous les chargements cycliques la loi de comportement obtenu est complexe. Le cycles de chargement-déchargement dans notre cas sont stationnaires. On distingue deux phases de variation des déformations :

- Une progression des déformations de 3.90% à 4.02%, cette phase est dite phénomène du rochet.
- Une stabilisation des déformations dans l'intervalle 4.02% à 4.05%, cette phase est dite phénomène d'accommodation.

Détermination du module de déformation dynamique :

Force (N)	$\epsilon$	$\sigma$ (kpa)	$M^{eq}$	$E_z$ (Mpa)
950	$0.28 \cdot 10^{-3}$	10	$0.28 \cdot 10^{-4}$	35.71

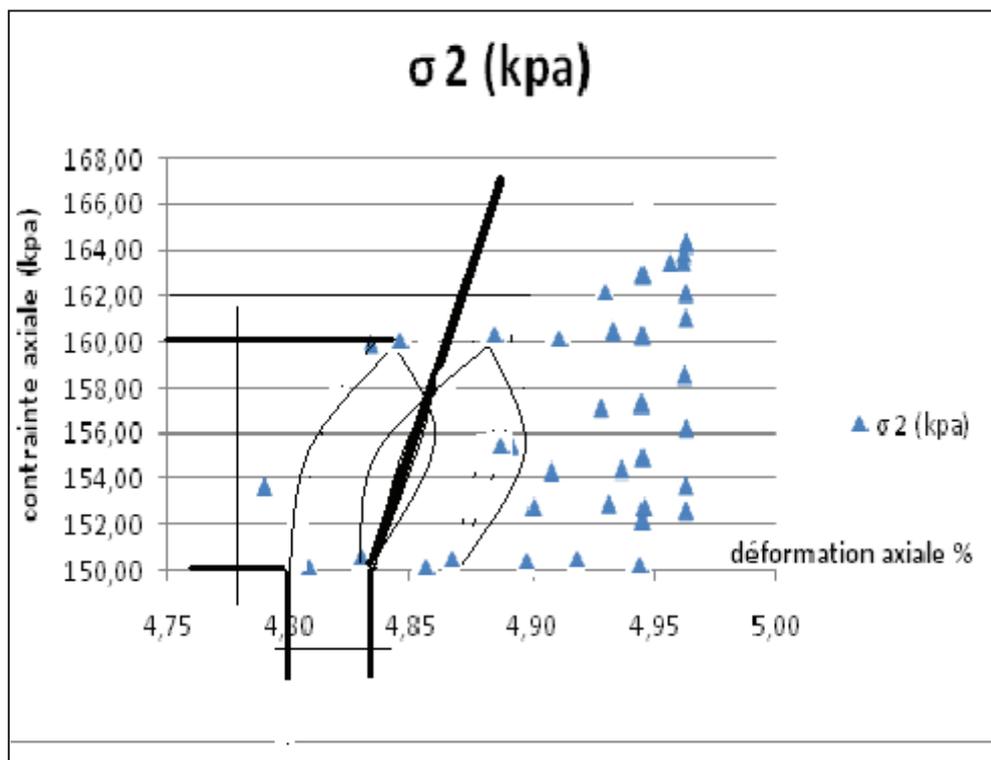


Fig.5.24 : Module équivalent axial - cas du sable sous la force F2

Sous les cycles de chargement-déchargement stationnaires. On distingue :

- phénomène du rochet : 4.800% à 4.928%.
- phénomène d'accommodation : dans l'intervalle 4.928% à 4.960%.

Détermination du module de déformation dynamique :

Force (N)	$\varepsilon$	$\sigma$ (kpa)	$M^{eq}$	$E_z$ (Mpa)
1250	$0.32 \cdot 10^{-3}$	10	$0.32 \cdot 10^{-4}$	31.25

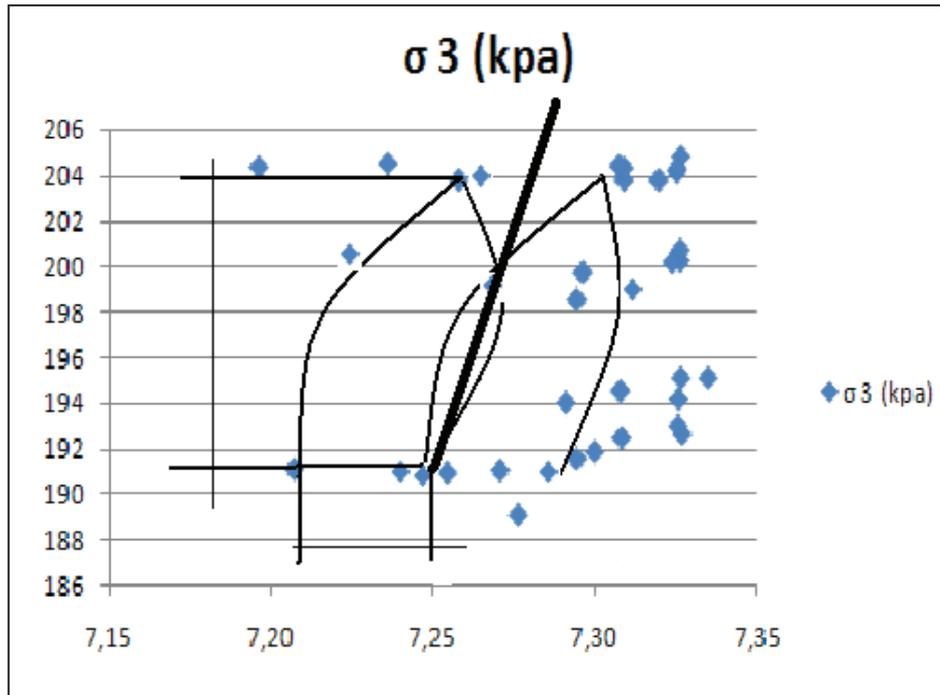


Fig.5.25 : Module equivalent axial - cas du sable sous la force F3

Sous les cycles de chargement-déchargement stationnaires. On distingue :

- phénomène du rochet : 7.205% à 7.295%.
- phénomène d'accommodation : dans l'intervalle 7.295% à 7.340%.

Détermination du module de déformation dynamique :

Force (N)	$\epsilon$	$\sigma$ (kPa)	$M^{eq}$	$E_z$ (Mpa)
1550	$0.45 \cdot 10^{-3}$	13	$0.346 \cdot 10^{-4}$	28.88

De ce qui précède, on peut élaborer la courbe de variation du module de déformation dynamique en fonction de la déformation axiale  $\epsilon$  % :

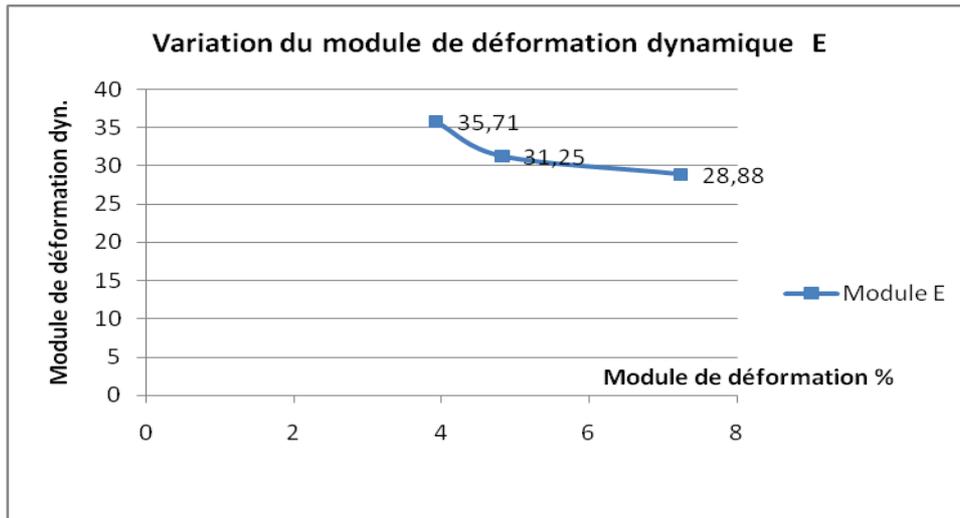


Fig.5.26 : courbe de variation expérimentale du module de déformation dynamique - cas du sable

La courbe de variation du module  $E$  en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon$  est décroissante. Les variations du module de déformation sont de 35.71 Mpa à 28.82 Mpa dans un domaine de variation des déformation axiale allant de 3.90 à 7.20 %.

Les travaux de Reiffsteck (2002), Tatsuoka & shibuya (1991) confirment cette tendance. La courbe logarithmique de variation du module de déformation d'un sol pulvérulent en fonction des déformations axiales élaborée par Reiffsteck est claire à ce sujet.

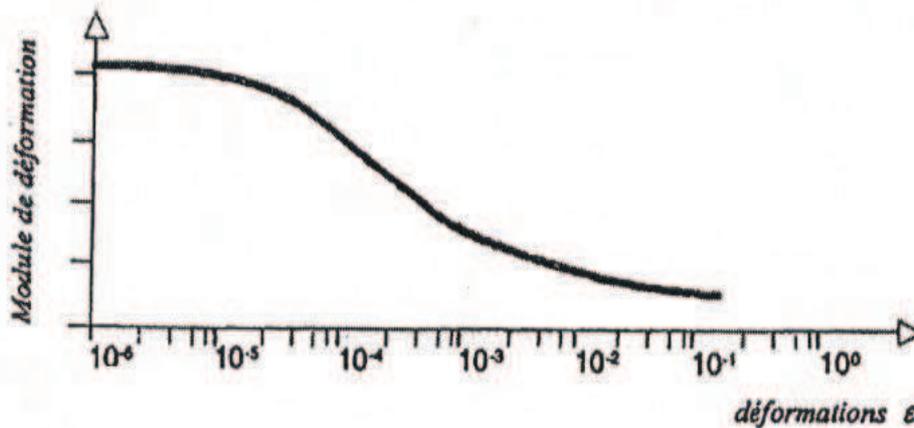


Fig.5.27 : variation du module de déformation dynamique en fonction des déformations (Reiffsteck)

Les limites du matériel d'essai ne nous permettent pas des explorations au champ des petites déformations, où on peut mesurer le module de déformation dit maximal.

**Conclusion :**

Des essais effectués sur le sable de dune, on a pu constater :

- L'allure des courbes de variations des tassements dynamiques est conforme aux prévisions. Le sable comme tout géo matériau pulvérulent est soumis à un tassement initial suivi de deux phases de comportement : un régime transitoire de courte durée puis un régime permanent.
- Les tassements dynamiques diminuent avec la profondeur, et leurs amplitudes deviennent insignifiantes à partir d'une profondeur de 6R pour les sables secs.
- Les tassements dynamiques au voisinage de la semelle « rigide » dans notre cas sont toujours importants, le sol travaille en bloc solidaire.
- L'accroissement de la force excitatrice est accompagné d'une augmentation des contraintes et des déformations.
- Le module de déformation dynamique diminue avec l'accroissement des déformations.
- En état stationnaire des cycles de chargement et déchargement le sol passe par deux phases de comportement : un état translation des boucles  $\sigma$ - $\varepsilon$  connu par le phénomène du rochet, suivi d'une stabilisation des boucles  $\sigma$ - $\varepsilon$  qui la phase d'accomodation.

## **5.5. Analyse de l'influence des renforcements sur le tassement dynamique:**

Le concept de renforcement des sols a été utilisé pour la première fois en soutènement en 1963 à Pragnères lors de l'invention de la Terre Armée. Très rapidement, ce concept a été étendu aux fondations superficielles, notamment aux radiers renforcés par armatures en acier et aux remblais Renforcés par géotextiles, puis plus récemment aux fondations renforcées par des groupes ou des réseaux de micros pieux

Les résultats peu satisfaisants des essais effectués sur des échantillons d'argile sableuse prélevés dans le site de Ain El-Bey à Constantine (tassements importants, et enfoncement rapide de la fondation dans le sol), nous ont poussé à concevoir des solutions de renforcements de ce sol afin d'améliorer son comportement sous les mêmes sollicitations cycliques.

L'idée a été confortée, en constatant l'utilisation sur site de terres prélevées des déblais en masse du même site pour le remblaiement des culées d'un ouvrage de pont en béton soumis à des charges roulantes aléatoires.



Fig. 5.28 : Rupture par enfoncement de l'argile sous des sollicitations cycliques

Trois types de renforcement ont été élaborés, et des essais dans les mêmes conditions de travail de l'échantillon initial ont été effectués afin d'analyser puis caractériser les effets des renforcements sur le comportement dynamique du sol sous les sollicitations cycliques et d'apprécier la grandeur des tassements dynamique se produisant dans chaque cas.

### **5.5.1. Programme des essais**

- le premier essai consiste à placer des tiges métalliques entre les parois parallèles du bac d'essai afin de limiter les déformations des parois souples, ce qui aura pour conséquence l'augmentation de la réaction du sol au voisinage.



Fig. 5.29 : mise en place des fils-tirants - cas de l'argile sous l'action cyclique.

Ce type de renforcement sert en premier lieu à atténuer les poussées horizontales des terres sous l'effet des sollicitations cycliques verticales appliquées au centre de la fondation. Les essais élaborés sur le sol initial ont montré que les panneaux du bac (en plexiglas) subissaient des déformations (gonflement) due cette poussée répétée.

Ce type de renforcement des parois est réalisé équivalent au système de fixation des parois en préfabriqué des culées de pont.

Le renforcement a été réalisé par la mise en place de trois tiges filetées (métallique de diamètre  $D=0.5$  cm) dans chaque cote du bac ces tiges traversent le bac et sont fixés sur les parois souples par un système de boulonnage.

Le sol est ensuite mis en place par pluviage, s'en suivra un damage dans les mêmes conditions de l'essai sur l'échantillon de base.

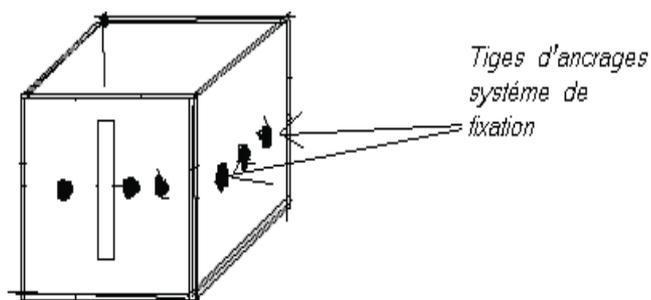


Fig. 5.30 schéma représentant le bac renforcé par les tirants

**b.** Le second type de renforcement conçu consiste en la substitution d'une couche du sol par un matériau dense qui est dans notre cas le tout venant naturel compacté (avec une épaisseur de 6 cm)

En tenant compte des effets d'échelle, il a été procédé au remplacement de la couche supérieure à partir de l'interface sur une profondeur de 6 cm ( $B/2$ ), sachant que la hauteur totale de l'échantillon de sol est de 30 cms (2.5

B). Ce système est équivalent à la mise en œuvre d'une couche de base sur la rampe d'accès au pont.

**d.** Le troisième type de renforcement, consiste en un système de 4 colonnes ballastées miniaturisées à l'échelle et mise en place sous les 4 sommets de la semelle carrée (B x B).

Les colonnes ballastées étant des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportant en particulier aucun liant sur leur hauteur, elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

La technique de colonnes ballastées se situe exactement sur la frontière entre traitement de sol et fondations profondes. Il s'agit d'obtenir une amélioration des caractéristiques du sol par une alliance entre des zones résistantes (les colonnes) et le terrain en place ayant subi une forte compression lors de la réalisation des colonnes. Cet effet est induit par le compactage intensif d'un matériau choisi (ballast) dans le forage.

### 5.5.2. Résultats des essais

La force appliquée est modérée d'une intensité ( $F_{moy}=950N$ ), qui constitue le premier palier de forces générées par la machine d'essai, avec une période du cycle  $T=0.6$  s, c'est-à-dire une fréquence constante 1.667 Hz.

La semelle de béton a une forme carrée B x B (B=12cm), et d'une épaisseur (h=5cm).

Les résultats des essais sont résumés dans par les courbes suivantes:

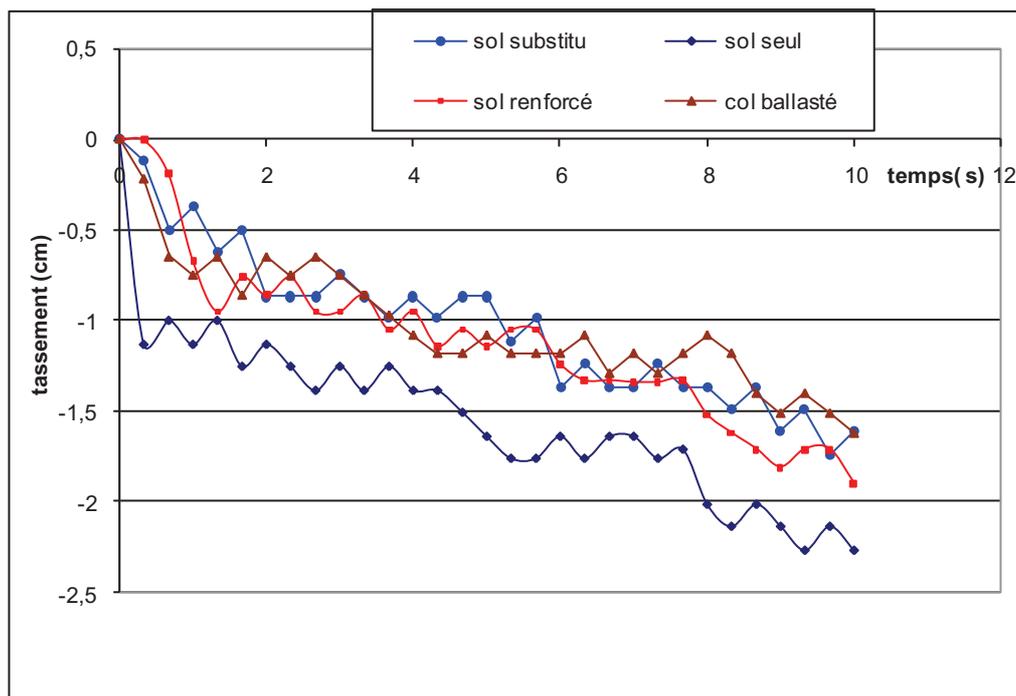


Fig. 5.31 : Courbes de variation des tassements dynamiques pour différents types de renforcements.

Temps (s)	0.30 au demi cycle	2.40 3eme cycle	4.80 6eme cycle	9.60 12eme cycle
Tassement dyn. (cm) Sol initial	1.13	1.38	1.76	2.31
colonnes	0.22	0.76	1.18	1.61
Tiges de fixation	0.02	0.95	1.25	1.75
Sol de substitution	0.12	0.87	0.92	1.57

Tab 5.3 : variation du tassement final en fonction du temps selon la nature du sol

### 5.5.3. Analyse des résultats :

L'échantillon de sol d'argile sableuse remaniée a connu les tassements les plus significatifs, la courbe des tassements verticaux en fonction du temps à le même aspect que précédemment ; C'est-à-dire un tassement subite initial d'environ 12 mm, suivi de cycles de déformation en sinusoïdes décroissantes d'amplitudes  $A_z = 3$  mm. Le tassement final se stabilise à une valeur moyenne de 23.1 mm après le douzième cycle.

Les tiges de fixation des parois souples du bac, contribuent à l'augmentation de la rigidité du massif de sol et les déformations verticales s'en trouvent atténuées.

La courbe des tassements a la même tendance, c'est-à-dire un déplacement brusque et marqué au premier cycle, suivi d'une série de variations en sinusoïdes décroissantes.

Le tassement final est diminué d'environ 25% par rapport à celui du sol non renforcé, avec des sinusoïdes d'amplitude égale à 0.28 mm.

La mise en place de quatre colonnes ballastées aux coins de la semelle carrée, a contribué énormément à rigidifier le bloc de sol sous la semelle.

L'allure de la courbe de tassements est similaire aux précédentes, et le tassement final a été réduit de 30%.

Cette solution est techniquement satisfaisante, seulement, son coût de réalisation la rend peu appropriée dans les cas pratiques d'ouvrages usuels.

La dernière solution, qui du reste est la plus utilisée consiste à la mise en place de couches successives de remblai en terre naturelle (l'argile sableuse dans notre cas) compactées et arrosées, puis la mise en œuvre d'une couche finale en Sol pulvérulent caillouteux (le tout venant naturel dans notre cas).

Les essais ont montrés que les tassements s'atténuent de façon remarquable par rapport au remblai en sol naturel seul, et l'allure de la courbe est maintenue, avec un tassement final de 15.7 mm, c'est-à-dire une diminution d'environ 32%.

Cette solution s'avère très pratique, elle donne de bonnes performances et autant que les colonnes ballastées, avec un coût de mise en œuvre beaucoup plus réduit, et une réalisation plus simple.

Ces essais comparatifs sur des modèles renforcés ont été volontairement réalisés pour observer le comportement de sol dans chaque cas du point de vue tassement dynamique, ils méritent d'être mieux explorés, et des études de détermination des répartitions de contraintes sous les différentes couches de sol et à l'interface devraient mieux nous renseigner sur la pertinence du choix de renforcement à prendre, qui du reste demeure particulier à chaque problème en pratique.

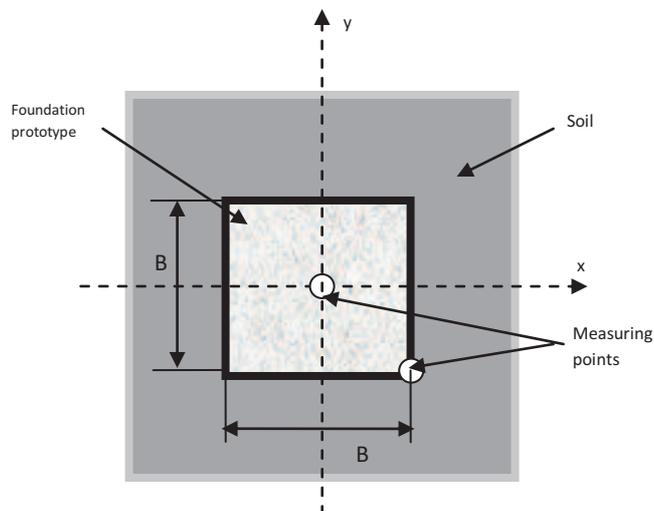
## **5.6. Analyse de l'influence de la nature du sol sur les tassements dynamiques au niveau de l'interface sol-fondation :**

Le comportement des sols dans la zone d'interface a été particulièrement étudié dans cette partie, en effet, selon la nature du sol, on a relevé des essais effectués que la semelle a beaucoup plus tendance à s'enfoncer dans les argiles où les tassements sont strictement localisés sous la semelle, contrairement aux sables qui travaillent de façon plus solidaire au voisinage.

Les essais de compression axiale cyclique réalisés, à cet effet, sur l'échantillon de sable argileux à ain elBey , puis sur l'argile marneuse site de l'université Mentouri, ont confirmé les hypothèses préliminaires.

### **5.6.1. Bilan des essais :**

Pour caractériser ce tassement dynamique, une série d'essais a été effectuée avec des témoins – comparateurs mesurant les déplacements verticaux dans deux positions spécifiques de l'interface.



*Figure 5.32 Measuring points at interface soil-foundation*

Le premier point de mesure est pris à l'axe de la semelle sur le plan contenant l'interface ( $x=0$ ), et le second est situé à la limite du bord de la semelle rectangulaire ( $x=B/2$ ).

Tous les essais ont été réalisés dans les mêmes conditions de charge (amplitude de force agissante : 950N, période de la vibration 0.6s), avec une

durée pour chaque essai fixée à 20s . Les résultats des prélèvements mesurés sont présentés sur les courbes çï-dessous.

### 5.6.2. Tassements dynamiques à l'axe de l'interface sol-fondation :

Les courbes de la variation des tassements dynamiques, en fonction du temps, mesurées à l'axe de l'interface sol-fondation pour les deux échantillons de sol sont représentées sur la figure :

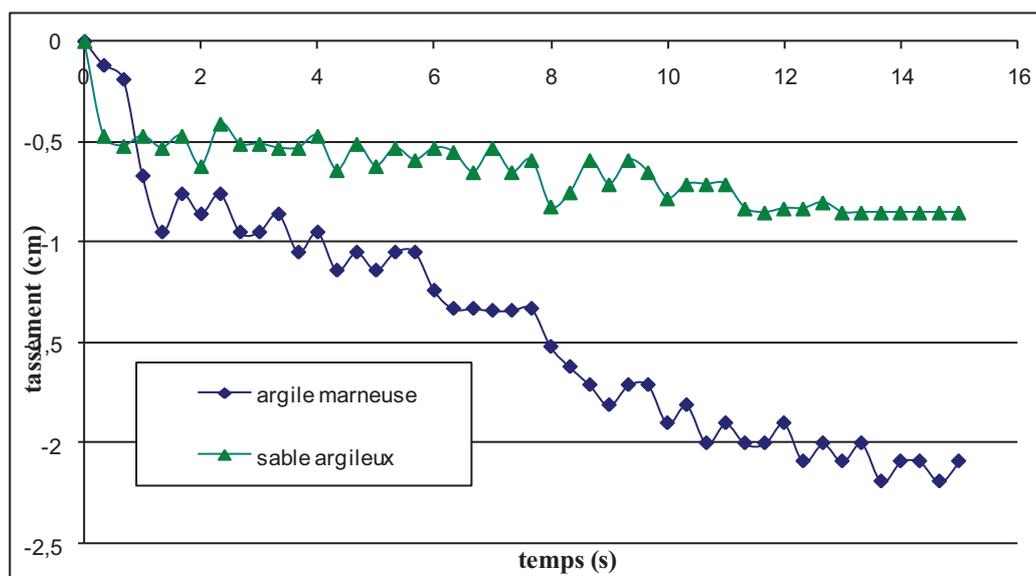


Fig.5.33: Variation du tassement dynamique à l'axe de la semelle ( $x=0$ )

Les essais effectués sur les deux types de sols ont montré que les tassements à l'axe interface sous la même force excitatrice, dans le cas des argiles sont plus importants que dans le sol sableux, ce qui peut s'expliquer par l'apparition d'un phénomène de pré-consolidation de l'argile due essentiellement à la faible densité relative et une teneur en eau basse (assèchement de l'échantillon avant l'expérimentation).

Le tassement se stabilise pratiquement après 16 secs, et sa valeur avoisine les 21.1 mm pour l'argile marneuse, et 8.24 mm pour le sable argileux.

### 5.6.3. Tassement vertical sur le bord de la fondation :

Contrairement à ce qui a été constaté comme déplacements verticaux à l'axe, sur le bord de la fondation les déplacements ayant lieu sont beaucoup plus significatifs dans le cas du sable que dans le cas de l'argile marneuse, où le travail de l'ensemble sol-fondation se concentre dans la zone directement sous la fondation, et le sol au voisinage ne subit pratiquement pas de

tassements notables, on observe à la fin du processus une consolidation zonale après un cisaillement avec le sol autour, les courbes de tassement dans ce cas sont dès le départ monotone le sol travail pratiquement comme un ressort qui rebondit sous l'action de la force excitatrice.

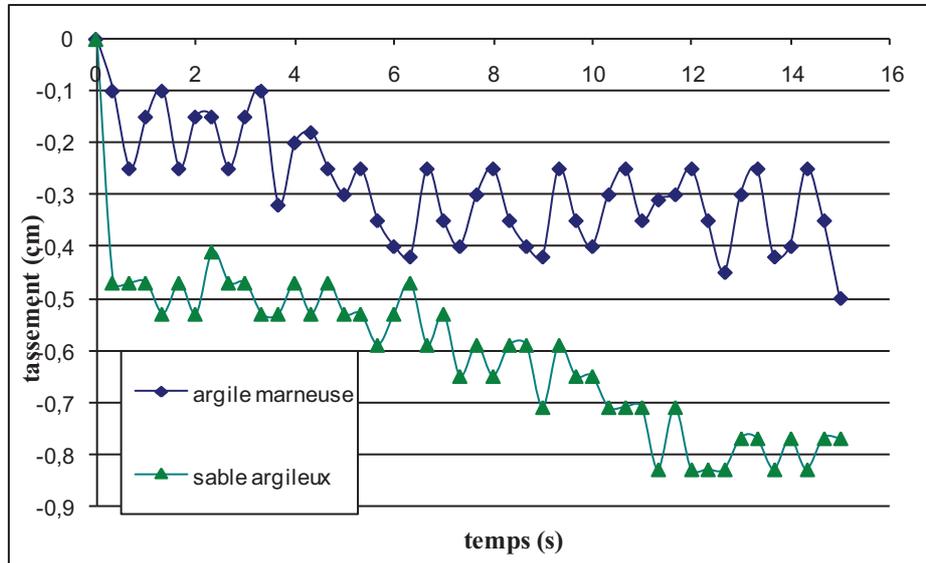


Fig. 5.34 : déplacement vertical à l'interface sol – fondation des 2 échantillons de sols  $X = b$  (bord de la fondation)

Le tassement se stabilise pratiquement après 16 secs, et sa valeur avoisine les 3.20 mm pour l'argile marneuse, et 8.02 mm pour le sable argileux de dunes.

Des résultats précédents, il est clair que de part la nature même de sa constitution, le comportement en dynamique des sols non cohérents (sable argileux dans notre cas) se répartit sur l'ensemble du sol sous la fondation et le voisinage, le bloc sol est très solidaire, et les essais ont montré que les déplacements verticaux sous la fondation varient graduellement avec la position des particules sous l'axe de la fondation et à proximité de l'interface où elle atteint ses valeurs maximales.

L'argile marneuse a un comportement bien spécifique, dans ces sols cohérents l'essentiel du travail s'effectue dans la zone axiale sous la fondation où on constate une consolidation et un affaissement remarquable du sol, qui sera suivi par une stabilisation des déplacements, le sol travaillant dans ce cas comme un ressort.

Dans la zone avoisinante, les déplacements sont infimes, et on constate un cisaillement franc entre les parties du sol sous la fondation et le reste, comme montre la figure, où on voit clairement la forme du fil d'étain qui était rectiligne avant la mise en action de la sollicitation cyclique.



## Conclusions générales

Dans cette thèse une étude expérimentale sur les tassements dynamiques de géo matériaux prélevés dans la région de Constantine a été présentée.

La caractérisation du comportement dynamique des sols s'articule sur deux approches complémentaires : La mise en évidence des phénomènes physiques et leur quantification, puis leur formulation ou leur modélisation. Conformément aux objectifs exposés en introduction, nous nous sommes attelés à travers ce travail de recherche à mettre à l'essai différents types de sols soumis à des sollicitations dynamiques sous forme de force verticale harmonique générée par la machine d'essai.

La campagne expérimentale a été réalisée à l'aide de l'appareil d'essai décrit au chapitre quatre. Elle avait pour but de caractériser le comportement cyclique de différents types de sols prélevés sur des sites d'ouvrages dans la région de Constantine, en moyennes et grandes déformations en introduisant les effets tel que l'intensité du chargement et le type de semelle.

Afin d'étudier différents états de matériaux, plusieurs essais ont été réalisés en faisant varier les paramètres suivants : La nature de l'échantillon (sable, argile sableuse, argile marneuse), l'état initial du matériau, et plus précisément sa densité (état initial lâche ou dense), la position par rapport à l'interface sol-fondation, à l'axe, sur le coté, en profondeur.

Les résultats expérimentaux ont montrés dans le cas des sables secs que les déformations axiales du sol décrivent des sinusoides régulières et d'amplitude sensiblement constante. La courbe de variations des déformations a une tendance croissante durant les premiers cycles, puis se stabilise et le sol présevera les mêmes déformations harmoniques par la suite, cette courbe s'approche des formes idéalisées.

De même, les déplacements au bord de la semelle sont sensiblement proches de celles de l'axe. La courbe de variation des déformations axiales du sol avec le temps est identique à celle à l'axe, qui après une déformation initiale brusque décrit des sinusoides décroissantes se stabilisant après le 7eme cycle.

Le sable et les sols pulvérulents en général, travaillent de façon diffuse et l'effet de la sollicitation cyclique est repris par tout le bloc du sol à l'intérieur et en dehors du volume sous la semelle.

Les tassements dynamiques diminuent avec la profondeur, et leurs amplitudes deviennent insignifiantes à partir d'une profondeur de  $6R$  pour les sables secs.

Le module de déformation dynamique d'Young varie avec le temps et l'importance des déformations. Ce module qui se calcule en différents points de contraintes, se caractérise par des valeurs importantes pour les petites déformations, puis diminue avec l'accroissement de ces dernières. Les limites du matériel d'essai ne nous ont pas permis d'effectuer des explorations au champ des petites déformations, où on peut mesurer le module de déformation dynamique dit maximal

Avec l'augmentation de l'intensité de la force agissante, on constate l'augmentation des valeurs des déformations axiales et des contraintes axiales au niveau de l'interface. Par contre, la valeur du module de déformation dynamique diminue.

Ces résultats sur le sable sec ont été validés par des travaux d'expérimentations en dynamique.

Les essais comparatifs sur des modèles renforcés ont montrés que les renforcements étudiés (colonnes ballastées, tirants entre les parois et sol de substitution) assuraient une baisse d'au moins 30% des tassements dynamiques subit par le sol initial (argile sableuse) non renforcé, toutefois la méthode de renforcement à choisir reste propre à chaque ouvrage en pratique.

La répartition des tassements selon la position par rapport à l'axe au plan horizontal d'interface diffère selon la nature du sol cohésif ou pas.

Selon la nature du sol, on a relevé des essais effectués que la semelle a beaucoup plus tendance à s'enfoncer dans les argiles où les tassements sont strictement localisés sous la semelle, contrairement aux sables qui travaillent de façon plus solidaire au voisinage.

L'argile marneuse a un comportement bien spécifique, dans ces sols cohérents l'essentiel du travail s'effectue dans la zone axiale sous

la fondation où on constate une consolidation et un affaissement remarquable du sol, qui sera suivit par une stabilisation des déplacements – phénomène d’accommodation.

Dans la zone avoisinante, les déplacements sont infimes, et on constate un cisaillement franc entre les parties du sol sous la fondation et le reste.

Des perspectives intéressantes s’offrent ainsi pour la poursuite de ces travaux de recherches :

- Etude de l’effet de variation des fréquences.
- Etude de l’effet de la variation des vitesses.
- Etude de l’effet de la variation de l’amplitude des forces excitatrices.
- Exploration des domaines de petites déformations.
- Influence du degré de compacité des sables (indice des vides).
- Influence de la teneur en eau des sables et effets de liquéfaction.

## Références bibliographiques

- . Antes H. & O. von Erstorff. (1994) *Dynamic response of 2D and 3D block foundations on a half space with inclusions*. Soil Dyn. Earthquake Eng. 13 (1994), 305\_311.
- . Aubry D. (1986). *Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure*. Revue Française de Géotechnique 38 (1986), 5\_24.
- . Aubry D. & D. Clouteau (1992). *A sub domain approach to dynamic soil-structure interaction*. In Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics (Ouest Editions, Nantes, 1992), V. Davidovici & R.W. Clough, Ed., pp. 251\_272.
- . Awajobi, A.O and Tabiowo, P.H. (1976), *Vertical vibration of rigid body with rectangular bases on an elastic media*, Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol.4, 1976.
- . Baguelin, F., Jézéquel, J.F. et Shields, D.H. (1978): « *The pressure meter and foundation engineering* ». Aedermannsdorff (CH), Trans Tech Publications.
- . Bahar, R., Cambou, B., Labanieh, S., et Foray, P: « *Estimation of soil parameters using a pressure meter test* », The pressure meter and its new avenues, 1995 A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 65- 72.
- . Baranov V.A (1967): *On the calculation of excited vibration of an embedded foundation*. Voprosy Dynamiki I prochnooti, N°14, polytechnical Institutue of Riga pp. 195,209.
- . Bjerrum, L. (1973). "Problem of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and other)". State of the Art report, Session 4, Proc-8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol. 3, pp.111-160.
- . Boelle J-L (1983). *Mesure en régime dynamique des propriétés mécanique des sols aux faibles déformations*. Thèse de Doctorat. Paris :ECP,1983
- . Boumekik A. (1985) *Fonctions impédances d'une fondation vibrante en surface ou partiellement encastrée dans un sol multicouche*. Thèse Doc. Uni. Libre de Bruxelles.
- . Boumekik A. Nuyens J, Canstantopoulos I.C. (1986) *Soil-structure effect on circular structure embedded in multilayered soil profile*. Proc. Int. Soc. For soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco.
- . Boumekik A., and Al. « *Experimental study of harmonic vertical displacement generated at the soil-foundation interface*” Twelfth International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering- 10-12 dec 2007 Ain shams University Cairo Egypt.
- . Boumekik A. and Meribout, F. “*Soil structure interaction effects on the seismic displacement of buildings*” 12<sup>th</sup> International Conference For Building & Construction 16-19 june 2005 Cairo Egypt.
- . Brumund W. F. & Leonards G.A. (1973) *Experimental Study of Static and Dynamic Friction between Sand and Typical Construction Materials*. Journal of Testing and Evaluation, 1 (2), 162-165.
- . Buisman, K. (1936): “*Results of long duration settlement tests*”. Proceedings 1 st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass. Vol. 1: 103-107.
- . Burczynski T. & J. Skrzypczyk. *Theoretical and computational aspects of the stochastic boundary element method*. Comp. Methods Appl. Mech. Eng. 168 (1999), 321\_344.
- . Burland, J. B. (1965): "The yielding and dilatation of clay". (Correspondance). Géotechnique, Vol. 15, pp. 211-214.
- . Burland, J. B. (1989):"Small is beautiful" - *The stiffness of soils at small strains*. Canadian Geotechnical Journal, 1989, Vol. 26, n°4, pp. 499-516

- . Butterfield, R. (1979): "A natural compression law for soils (an advance on  $e$ -log  $p$ )". Géotechnique 29:469-480.
- . Bycroft G.N. (1980) *Soil foundation interaction and differential ground motion*. Earthquake engineering and structural dynamics, 8,397-404.
- . Cassan, M. (1978) : « *Les essais in situ en mécanique des sols - 1* », TOME 1, réalisation et interprétation, Paris (1978).
- . Cazacliu B. (1996).Comportement du sable en petites et moyennes déformations – Principe d'essai de torsion, compression, confinement sur cylindre creux. Thèse de Doctorat. Lyon : ECP,1996
- . Chambon G., Schmittbuhl J. et Corfdir A. (2002) *Laboratory gouge friction: seismic-like slip weakening and secondary rate-and-state effects*. Geophysical Research Letter, 29 (10), 10.1029/2001G L014467.
- . Chapel F. *Boundary element method applied to linear soil-structure interaction on a heterogeneous soil*. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 15 (1987), 815\_829.
- . Chow Y.K. (1986) Simplified analysis of dynamic response of rigid foundations with arbitrary geometries. Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 14,643-653.
- . Chow F. C., Jardine R.J., Nauroy J.F. et Bruzy F. (1997) *Time-related increases in the shaft capacities of driven piles in sand*. Géotechnique, 47 (2), 353-361.
- . Clough R.W. & J. Penzien. *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, New York, 1975.
- . Clouteau D. & D. Aubry. *Site effects on 3D elevated topography*. In Soil dynamics and earthquake engineering vol. VII (Computational Mechanics Publications, Southampton, 1995), A.S. Cakmak & C.A. Brebbia, Ed., pp. 291\_298.
- . Clouteau D., G. Devesa & G. Jacquart. *Couplage FEM-BEM : applications pratiques en génie parasismique*. In Actes 4me Colloque National en Calcul des Structures, 18-21 Mai 1999, Giens, France (Teknea, Toulouse, 1999), P. Ladevèze, D. Guedra Degeorges & M. Raous, Ed., vol. 1, pp. 215\_220.
- . Crawford, C. B. (1965). "Resistance of soil structure to consolidation". Can. Geotech. J., 2:2:90-115. See also National Research Council. Canada. Division of Building Research. Research paper 247.
- . Crawford, C. B., Campanella, R. G. (1991). "Comparaison of field consolidation with Laboratory and in-situ tests". Can Geotech Journal, n° 28, pp. 103-112.
- . Cremer L, Heckel M, Ungar E.E (1973). *Structure-borne sound*, Berlin: Heidelberg NewYork,1973
- . Dafalias. Y. F. (1982):"Bounding surface elasto plasticity visco plasticity for particulate cohesive media", in Vermeer. P. and Luger. H. J, (Eds), IUTAM Symp. On Deformation and Failure of Granular Materials. Balkema, Rotterdam, 1982, pp. 97-107.
- . De Barros F.C.P. & J.E. Luco. *Identification of foundation impedance functions and soil properties from vibration tests of the Hualien containment model*. Soil Dyn. Earthquake Eng. 14 (1995), 229\_248.
- . Den Haan, E.J. 1994. *Vertical Compression of Soils*. Thesis, Delft University.
- . Di Benedetto H, Sauzeat C, Geoffrey H, (2001) *time dependent behavior of sand* . In Jamiolkowski M et al eds proc of the 2<sup>nd</sup> int. symp. On Deformation Characteristics of Geomaterials, sept. 1999 Torino Italie Rotterdam. Pays bas : Balkema 2001, vol. 2 pp 1357-1367.
- . Di Benedetto H, (1987) *Modélisation du comportement des geomateriaux : application aux enrobes et aux bitumes*. These de Docteur d'etat grenoble USTMG 1987.
- . Di Benedetto H, and Tatsuoka F., (1997), *Small strain behaviour of geomaterials modelling of strain rate effects*. Soils and Foundations, 1997, vol. 37, n°2, pp, 127-138.

- . Doan Tran Hieu (2006), Comportement élastique et visqueux des sables en petites et moyennes déformations : essai sur éprouvette cylindrique creuse et modélisation. Thèse de Doctorat Paris, LGM ENTPE, 2006.
- . Duncan. J. M, Byrne. P, Wong. K. S, and Mabry. P. (1980): "*Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movement in soil*", University of California, Berkeley, Department of Civil Engineering. Geotech Engineering Research Report.
- . Dutine A. (2005) Comportement des sables et des mélanges sable/argile sous sollicitations statique et dynamique : avec ou sans rotation d'axes. Thèse de Docteur d'état Insa Lyon (2005)
- . Fawaz, A. 1993. "*Etude expérimentale et numérique du pressiomètre en milieu pulvérulent*". Thèse de Doctorant, Univ de Joseph Fourier, Grenoble-France.
- . Frankel A. & R.W. Clayton. *Finite difference simulations of seismic scattering: implications for the propagation of short period seismic waves in the crust and models of crustal heterogeneity*. J. Geophys. Res. 91, B6 (1986), 6465\_6489.
- . Fung C.P. & S. Lototsky. *Nonlinear filtering: separation of parameters and observations using Galerkin approximation and Wiener chaos decomposition*. Tech. Rep. preprint series 1458, Institute for Mathematics and its Applications, Minneapolis, MN, 1997.
- . Garlanger, J.E. 1972. *The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress*. Géotechnique 22: 71-78.
- . Gazetas G. (1983) *Analysis of machine foundation vibrations. State of art*. International journal of soil Dynamics and earthquake engineering Vol2, N°1.
- . Gladwell, G.M.L. *Forced tangential and rotary vibration of rigid circular disk on a semi infinite solid*, Int. J. Eng. Sciences, vol. 6, 1968.
- . Goh A. T. C. et Donald I.B. (1984) *Investigation of Soil-Concrete Interface Behavior by Simple Shear Apparatus*, Proceedings of the 4th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, 101-106.
- . Goldstein, M. N. (1979). "*Mechanics properties of soils (stress-strain and deformation characteristics)*". Strolizdat Moscow, 310 p. En Russe.
- . Graham, J., Crooks, J. H. A., & Bell, A. L. (1983). "*Time effects on the stress-strain behavior of soft natural clays*". Géotechnique, vol. 33, n° 3, pp. 327-340.
- . Habib P. (1984) *Les surfaces de glissement en mécanique des sols* Revue Française de Géotechnique, 1984 vol.27, pp 7-24.
- . Hardin B.O, Richart F.E, (1963) *Elastic waves velocities in granular soils* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 1963. Vol 89 N01 pp 33-65.
- . Hardin B.O, Black W.L, (1969) *Closure to vibration modulus for N.C clay* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 1969. Vol 94 N02 pp 353-369.
- . Hardin B.O and Drnevich V.P. Shear modulus and damping in soils. Measurement and parameter effects. ASCE J Soil Mech Found Div, 1972, vol. 98, N°SM6., pp 603-624.
- . Hameury O. Quelques aspects du comportement des sables avec et sans rotation des axes principaux : des petites aux grandes déformations. Thèse de Doctorat. L'école centrale de Paris, 1995.
- . Hicher, P. Y. (1985). "*Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques*". Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de Doctorat d'état, Université, Paris VI.
- . Hicher, P. Y. (1985). "*Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques*". Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de Doctorat d'état, Université, Paris VI.
- . Hoshiya M. & K. Ishii. *Evaluation of kinematic interaction of soil-foundation systems by a stochastic model*. Soil Dyn. Earthquake Eng. 2, 3 (1983), 128\_134.

- . Hsieh, T.K. *Foundation vibration*. Proc. Int. Civil. Eng., vol.22, 1962.
- . Hughes T.J.R. *The finite element method. Linear static and dynamic finite element analysis*. Prentice-Hall, Englewood Clis, 1987.
- . Huntington D.E. & C.S. Lyrintzis. *Non stationary random parametric vibration in light aircraft landing gear*. J. Aircraft 35, 1 (1998), 145\_151.
- . Jardine R.J Symes M.J Burland J.B (1984) *The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus* Geotechnique 1984 vol 34 N03 pp 323-340
- . Jardine R.J (1994). *One perspective of the prefailure deformation characteristics of some geomaterials*. In Shibuya & al Eds. Proc. Of 11<sup>th</sup> Int. symp. On pre-failure deformation characteristics of geomaterials, sept 1994, Hokkaido, Japan. Rotterdam, Pays bas : Balkema, 1995,vol. 2, pp. 555-585
- . Jamialkowski M., Ladd C.C, Germaine J;T, Lancelotta R. (1985). *A new development in field and laboratory testing of soils*. In Jamialkowski & al Eds. Proc. Of 11<sup>th</sup> Int. cong. On soils Mechanics and Foundations Engineering, San Fransisco, USA. Rotterdam, Pays bas : Balkema, 1985, vol. 1, p. 57-153
- . Kassudhi, P, Keer, L.M, and Lee, S.L. *Vibratory motion of a body on an elastic halfspace*. J. Appl. Mech. ASME, vol.35E, 1968.
- . Kausel E. & A. Pais. *Stochastic deconvolution of earthquake motions*. ASCE J. Engrg. Mech. 113, 2 (1987), 266\_277.
- . Kennett B.L.N. *Seismic wave propagation in stratified media*. Cambridge University Press, Cambridge, 1983.
- . Kohler W., G. Papanicolaou & B. White. *Reflection of waves generated by a point source over a randomly layered medium*. Wave Motion 13 (1991), 53\_87.
- . Koseki J, Tatesuoka F, & al (2001) *Report on applications of laboratory stress-strain test results of geo materials to geotechnical practice in Japan* In Tatesuoka F Shibuya S, kuwano R eds. Advanced laboratory stress-strain testing of geo materials Rotterdam. Pays bas : Balkema 2001, pp 111-184.
- . Kubo T. & J. Penzien. *Analysis of three-dimensional strong ground motions along principal axes, San Fernando earthquake*. Earthquake Engrg. Struct. Dyn. 7 (1979), 265\_278.
- . Lamb, H. On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid. Phil. Trans. Roy. Soc. London, A203, 1904.
- . Ladd. C. C, Foott. R, ishihara. K, Schlosser. F, and Poulos. H. J. (1977): "*Stress deformation and strength characteristics*", Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Foun. Eng.,Tokyo, 1977, pp. 421-494.
- . Lepidas. I. (1987): "*Fluage et consolidation des sols argileux. Modélisation numérique*", Thèse de Doctorat, ENPC.
- . Lerat P. (1996) *Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement simple annulaire*, thèse de doctorat de l'ENPC.
- . Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., Bouchard, R. (1985). *Stress-Strain-Strain rate relation for the compressibility of natural clays*. Géotechnique, vol. 35, n° 2, pp. 159-180.
- . Leroueil, S. (1977): "*Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles*". Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada.
- . Luco J.E. & A. Mita. *Response of a circular foundation to spatially random ground motion*. ASCE J. Engrg. Mech. 113, 1 (1987), 1\_15.
- . Luco J.E. & H.L. Wong. *Response of structures to non-vertically incident seismic waves*. Bull. Seism. Soc. Am. 72, 1 (1982), 275\_302.
- . Luco J.E. & H.L. Wong. *Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion*. Earthquake Engrg. Struct. Dyn. 14 (1986), 891\_908.

- . Luco J.E. and Wesmann R.A. (1971) *Dynamic response of circular footings*. Journal of engineering Mechanics Division ASCE, 97, 1381-1395.
- . Lysmer J. and Richard F.E. (1966) *Dynamic response of footing to vertical loading*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol 92.
- . Lysmer J. And Kulmeyer R.L. *Finite model of infinite media*, J. Eng. Mech. Div., ASCE, vol.95, 1969.
- . Manolis G.D. & R.P. Shaw. *Green's function for the vector wave equation in a mildly heterogeneous continuum*. Wave Motion 24 (1996), 59\_83.
- . Matsuo, S, Kamon, M., (1977) : "*Microscopic study on deformation and strength of clays*," Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 201-204.
- . Ménard, L. (1961) : « *Influence de l'amplitude et de l'histoire d'un champ de contraintes sur le tassement d'un sol de fondation* ». V° ICSMFE, Paris, pp 249-253.
- . Ménard, L. 1957b. "*Mesures in situ des propriétés physiques des sols*". Annales des Ponts et chaussées, 127, 357-377. 255
- . Meribout, F. and Boumekik, A., « *Analyse de la réponse dynamique d'une fondation posée sur un sol non homogène*» revue sciences & technologie section B de l'Université Mentouri de Constantine (N027, juin2008).
- . Meribout, F. and Al., "*Analyse de la réponse dynamique d'une fondation partiellement encastrée dans un sol non homogène* » Colloque International de Géotechnique Beyrouth 19-22 mai 2004.
- . Michali, A. I. (1994): "*Méthode pour l'identification des paramètres d'une loi élastoplastique à partir d'essais de laboratoire et in-situ, modélisation numérique du tassement d'un remblai sur sol compressible*", Thèse de Doctorat, Ecole centrale des Arts et Manufactures, Châtenay-Malabry.
- . Mitchell, J. K. (1993). "*Fundamentals of soil behavior*". 2nd ed., John Wiley and Sons, New York, 437 p.
- . Mohammad. A, Flavigny. E, Boulon. M, (2001) : « *Le module pressiométrique : rappel et modélisation numérique* ». XVème CONGRÈS FRANÇAIS DE MÉCANIQUE, Nancy.
- . Murayama, S., Sekigushi, M., Ueda, T. "A study of the stress-strain-time behavior of saturated clays based on a theory of non linear viscoelasticity". Soils and Foundations. Vol. 14 N°2 (Juin 1974).
- . Nemet and Al. *Static compliance of foundation of arbitrary shape*. Nucl. Eng. Des., vol. 69, 1982.
- . Novak M. and Beredugo Y.O. (1972) *Vertical vibration of embedded footings*. Journal of the soil Mechanics and Foundation Division Vol. 98 N°SM12.
- . Pecker A. *Dynamique des sols*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- . Perry J.V.(1963) Soil motions under vibrating foundations. Thesis PHD Virginia polytechnic institute. AMC Texas.
- . Phillips E. (1869). *De l'équilibre des solides élastiques*, CRAS, n°68, Paris
- . Popescu R., J.H. Prévost & G. Deodatis. *Effects of spatial variability on soil liquefaction: some design recommendations*. Géotechnique 47, 5 (1997), 1019\_1036.
- . Poulos , H. G. (1967). Stresses and displacements in an elastic layer unerslain by a rough rigid base. Géotechnique 17, 378-410.
- . Poulos , H. G., Davis, E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley Inc, 412 pages.
- . Rieffsteck P. (2002). *Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols : état de l'art*. In Magnan J.P.Eds Proc. Of Int. Symp. On identification and Determination of Soil and Rock Parameters for Geotechnical Design, sept. 2002, Paris, Presses de l'Ecole Nationales des Ponts et Chaussées, 2002, pp. 201-242
- . Reissner I. « *stationare axialsymetrische durch eine schutte-inde masse erregete schwinunnen eines homogen elastischen halbraumes* », Ing.Archive, "(1936)

- . Robertson. Forced vertical vibration of rigid circular disk on a semi-infinite elastic solid. Proc. Camb. Phil. Soc. Vol. 62, 1966.
- . Sauzeat C.(2003) Comportement du sables dans les petites et moyennes déformations : rotations d'axes et effets visqueux. Thèse de Docteur d'état insa Lyon 2003.
- . Savidis S.A. & C. Vrettos. *Dynamic soil-structure interaction for foundations on no homogeneous soils*. In Earthquake Engineering, Proc. 10th European Conf., 28 August \_ 2 September 1994, Wien, Austria (Balkema, Rotterdam, 1994), G. Duma, Ed., pp. 599\_609.
- . Savin E., D. Clouteau & D. Aubry. *Modélisation numérique stochastique de l'interaction dynamique sol-structure*. In Actes 4me Colloque National en Calcul des Structures, 18-21 Mai 1999, Giens, France (Teknea, Toulouse, 1999), P. Ladevèze, D. Guedra Degeorges & M. Raous, Ed., vol. 1, pp. 221\_226.
- . Semblat J.T., Luong M.P (1999). 3D Hopkinson bar : new experiments for testing of soils. Soils and Foundations, 1999, vol.39, n°1,pp,1/10
- . Schlosser, F. et Guilloux, A. (1981) *Le frottement dans le renforcement des sols*. Revue Française de Géotechnique, (16), 65-77.
- . Seed H.B. & I.M. Idriss. *Soil modulus and damping factors for dynamic response analysis*. Tech. Rep. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.
- . Tatsuoka F. and Shibuya S. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote lecture for session N°1 9<sup>th</sup> Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, Thailand, 1991, pp. 101-170.
- . Tavenas. F, and Leroueil. S. (1977):" *Effects of stresses and time on yielding of clays*". Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng (1), pp. 319-326, Tokyo
- . Tavenas. F, Leroueil. S. (1987): *Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays : state of art*. Proc. Int. Symp. On geotechnical engineering of soft soils, Mexico city, vol.2, pp. 3-48
- . Taylor. D. W. (1948):"*Fundamentals of soil mechanics*", John Wiley & Sons, Inc., New York.
- . Terzaghi, K., Peck, R. B.L (1967). "*Soils mechanics in engineering practice*". John Wiley and Sons, Inc. New-York, 729pp.
- . Terzaghi. K. (1943):"*Theoretical Soil Mechanics*", Wiley, New York, 1943.
- . Thomson and Kobori. Dynamical compliance of rectangular foundation on an elastic halfspace, J.Aplied Mechanic, ASME, vol. 39, 1972.
- . Toubalem F., B. Zeldin, F. Thouverez & P. Labbé. *Vertical excitation of stochastic soil-structure interaction systems*. ASCE J. Geotech. Geoenviron. Engrg. 125, 5 (1999), 349\_356.
- . Tsakalidis C. *Diffraction d'ondes sismiques sur les structures sur pieux et fonctions de Green du sol multicouche*. Mémoire de thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris, Châtenay-Malabry, juillet 1985.
- . Veletsos A.S. & A.M. Prasad. *Seismic interaction of structures and soils : stochastic approach*. ASCE J. Struct. Engrg. 115, 4 (1989), 935\_956.
- . Veletsos A.S. (1973) *Vibration of viscoelastic foundations*. Int. J. Earthquake engineering and structural dynamics
- . Vrettos C. *Time-harmonic Boussinesq problem for a continuously non-homogeneous soil*. Earthquake Engrg. Struct. Dyn. 20 (1991), 961\_977.
- . Vrettos C. (1999) *Vertical and rocking impedances*. Earthquake engineering and structural dynamics, 28, 1525-1540.
- . Waas, G. Analysis method for footing vibration through layered media. Ph.D.thesis, University of California, Berkeley, 1972.

- . Wong, H.L and Luco, J.E., Dynamic response of rigid foundation of arbitrary shape, Earth. Ing. Struct. Dyn., vol.4, 1976.
- . Wolf J. (2001) *Response of unbounded soil in scaled boundary finite-element method*. Earthquake engineering and structural dynamics, 31:15-32 (Dol: 10.1002/eqe.91).
- . Wolf J.P. *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice-Hall, Englewood, 1985.
- . Wroth, C.P. Hughes, J.M.O, (1973) : “ *An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays*”. Proc. VIII ICSMFE, Moscou, vol 1.2, pp 487-494.
- . Yamazaki F., M. Shinozuka & G. Dasgupta. *Neumann expansion for stochastic finite element analysis*. ASCE J. Engrg. Mech. 114, 8 (1988), 1335\_1354.
- . Yin. J. H, and Graham. J. (1999): “*Elastic viscoplastic modeling of the time dependent stress- strain behavior of soils*”. Can. Geotech. J., 36, pp. 736-745(1999).
- . Yoshimi Y. et Kishida T. (1981) *A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces*. Geotechnical testing journal, 4 (4), 145-152