



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف  
Université Hassiba Benbouali de Chlef  
Faculté de Sciences et Sciences de l'Ingénieur  
Département de Génie Civil

## *Mémoire de Magister*

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Construction**

Présenté par

**BRAHIM Abdelkader**

Ingénieur d'état en génie civil

### **Influence de la présence des colonnes ballastées Sur le comportement d'un sable limoneux de la région de Chlef**

*Devant le jury composé de:*

*Mrs:*

Taieb BRANCI	Maître de Conférences A, UHB de Chlef	Président
Missoum HANIFI	Maître de Conférences A, UAIB de Mostaganem	Examineur
Karim EZZIANE	Maître de Conférences A, UHB de Chlef	Examineur
Belkacem LAMRI	Maître de Conférences A, UHB de Chlef	Encadreur
Ahmed ARAB	Maître de Conférences B, UHB de Chlef	Co-Encadreur

**Promotion : 2010**

## Remerciement

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein de l'Unité de recherche en laboratoire de Mécanique des Sols à Université de Hassiba Benbouali de Chlef.

J'adresse ici mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à Monsieur LAMRI Belkacem Maître de conférences Université de Chlef, pour avoir guidé mes pas tout au long de cette recherche par ses conseils et ses encouragements.

Je remercie également mon Co-directeur de mémoire Monsieur le Docteur Ahmed ARAB pour sa gentillesse, sa disponibilité, ses conseils; je le remercie encore une fois de m'avoir transmis ses compétences, qui a su également trouver le temps pour relire tous mes travaux. Je lui dois beaucoup.

Monsieur BRANCI Taieb Maître de conférences Université de Chlef, m'a fait le plus grand honneur de présider le jury, je lui adresse mes sincères remerciements.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur EZZIANE Karim Maître vice-doyen de la post-graduation et maître de conférences Université de Chlef, m'a fait le plus grand plaisir de participer au jury et d'examiner ce travail, je tiens à le remercier.

Que monsieur HANIFI Missoum Maître de conférences Université de Mostaganem, trouve ma profonde gratitude d'être examinateur de ce travail.

Je remercie chaleureusement toute l'équipe du laboratoire pour leur accueil, leur aide et leur soutien, et plus particulièrement " Dr: N.Della, Mr: M.Belkhatir, Mr: A.Djaafer henni, Mr: M.Mekkakia". Tous m'ont permis de travailler dans des conditions agréables.

Je n'oublie pas l'aide importante fournie par mes enseignants du département de génie civil surtout Dr A.Makhlouf, Mr S.Nouri, Mr A.Itim, Mr K.Harichane, Dr M.Ghrici...etc.

Je remercie toute l'équipe du laboratoire CERMES pour leur accueil, et plus particulièrement " Pr: P.Delage, Pr: J.Canou et le responsable de laboratoire de CERMES Dr L.Emmanuel.

Je tiens aussi vivement à remercier mes collègues et notamment *Toufik, Yacine, Habib et les autres*, qui m'ont encouragé et soutenue au cours de la thèse

Je remercie enfin ma famille pour leur indispensable et chaleureux soutien tout au long de ces années de thèse.



*Brahim Abdelkader*

## Sommaire

Page

• Résumé.....	I
• Abstract.....	II
• Résumé en Arabe.....	III
• Notations.....	IV
• Liste des figures.....	V
• Liste des tableaux.....	X
• Introduction.....	1

## Chapitre I

• <b>Liquéfaction et paramètres Influent sur la résistance à la liquéfaction.</b>	
○ 1.1 Introduction.....	5
○ 1.2 Définition de la liquéfaction.....	5
○ 1.3 Paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction.....	9
▪ 1.3.1 Etat de contrainte actuel.....	9
▪ 1.3.2 Influence de la densité relative.....	10
✓ 1.3.2.1 Concept d'état critique.....	10
✓ 1.3.2.2 Densité relative.....	11
▪ 1.3.3 Influence de la pression de confinement.....	13
▪ 1.3.4 Influence de la saturation.....	14
▪ 1.3.5 Influence des fines.....	15
▪ 1.3.6 Influence de la méthode de préparation des échantillons.....	17
▪ 1.3.7 Influence du préchargement.....	17
▪ 1.3.8 Influence de la surconsolidation.....	18
○ 1.4 Etude du comportement des sables sous chargement monotone.....	20
▪ 1.4.1 Essai Drainé.....	20
▪ 1.4.2 Essai non drainé.....	21
○ 1.5 Conclusion.....	24

## Chapitre II

• <b>Méthodes d'Amélioration de la Résistance à la liquéfaction</b>	
○ 2.1 Introduction.....	26
○ 2.2 Amélioration par densité relative.....	26
▪ 2.2.1 Compactage par explosifs.....	26
▪ 2.2.2 Compactage par Vibroflotation.....	26
▪ 2.2.3 Compactage dynamique.....	27
○ 2.3 Amélioration par inclusion de micro-pieux de sable compacté (SCP).....	27
○ 2.4 Amélioration des conditions de drainage.....	28
○ 2.5 Amélioration par inclusion de géosynthétiques.....	28
▪ 2.5.1 Amélioration par inclusion de nappes de géotextile.....	28
▪ 2.5.2 Amélioration par couche sandwich.....	30
▪ 2.5.3 Amélioration par inclusion de fibres et mailles géosynthétiques.....	34
▪ 2.5.4 Renforcement par géosynthétiques (polyester).....	36

- 2.6 Amélioration de module de déformation d'un terrain par les colonnes ballastées...37
- 2.7 Conclusion. ....38

### **Chapitre III.**

- **Dispositif Expérimental et Mode Opérateur**
  - 3.1 Introduction.....41
  - 3.2 Dispositif expérimental..... 41
    - 3.2.1 Présentation générale .....41
    - 3.2.2 Le moule de fabrication de l'échantillon.....43
    - 3.2.3 Acquisition..... 44
    - 3.2.4 Le système de mesure. ....45
      - ✓ 3.2.4.1 Mesure des variations de volume de l'échantillon..... 45
  - 3.3 Mode opératoire..... 45
    - 3.3.1 Préparation de l'échantillon..... 45
    - 3.3.2 Déversement à sec (DS)..... 47
    - 3.3.3 Saturation de l'échantillon..... 48
    - 3.3.4 Consolidation.....48
    - 3.3.5 Application du déviateur..... 48
  - 3.4 Matériau Utilisé. ....49
    - 3.4.1 Sable..... 49
    - 3.4.2 Matériau Ballaste..... 50
    - 3.4.3 Matériau SCP..... 52
    - 3.4.4 Géotextiles..... 53
  - 3.5 Conclusion. ....56

### **Chapitre IV.**

- **Etude expérimentale du comportement d'un sable limoneux de Chlef**
  - 4.1 Introduction.....58
  - 4.2 Essai drainé.....58
    - 4.2.1 Influence de la densité relative (Dr) .....58
  - 4.3 Essai non drainé. .... 59
    - 4.3.1 Influence du confinement. ....59
  - 4.4 Influence du renforcement sur la résistance. ....61
    - 4.4.1 Essais drainés.....61
      - ✓ 4.4.1.1 Renforcement par géotextile non tissé:.....61
      - ✓ 4.4.1.2 Renforcement par géotextile tissé.....62
      - ✓ 4.4.1.3 Renforcement par colonnes ballastées avec géotextiles.....63
      - ✓ 4.4.1.4 Renforcement par colonnes de sable compacté (SCP).....64
      - ✓ 4.4.1.5 Influence des fines sur un sol renforcement par géotextile. ....65
    - 4.4.2 Essais non drainés.....66
      - ✓ 4.4.2.1 Renforcement par géotextile.....66
      - ✓ 4.4.2.2 Renforcement par colonnes ballastées.....68
      - ✓ 4.4.2.3 Renforcement par colonnes de sable compacté (SCP).....69

○ 4.5 Influence du renforcement sur le déviateur maximal.....	70
○ 4.6 Influence du renforcement sur la variation de la pression interstitielle.....	70
○ 4.7 Influence du renforcement sur l'effort résiduel (ligne d'instabilité).....	71
○ 4.8 Influence du renforcement sur les caractéristiques mécaniques.....	72
▪ 4.8.1. Angle de frottement.....	72
▪ 4.8.2. Module sécant de déformation.....	74
○ 4.9 Conclusion.....	77
• Conclusions générales et recommandation.....	79
• Référence bibliographique.....	81

## Résumé

Le travail réalisé dans ce mémoire concerne l'étude en laboratoire du comportement du sol de Chlef renforcé sous chargement monotone. Il comprend quatre parties :

La première partie comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols renforcés sous chargement monotone et cyclique. On présente l'influence des principaux paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la granulométrie, la densité relative, la présence des fines, la saturation, l'histoire de chargement, méthode de préparation, précisaillage et la surconsolidation.

La seconde partie présente les différentes méthodes d'amélioration de la résistance des sols à savoir : la densité relative, compactage par explosifs, compactage par vibroflotation, compactage dynamique et par inclusions de micro-pieux de sables compactés.

La troisième partie présente l'appareillage utilisé et le mode opératoire suivi. Les essais de répétabilité effectués ont permis de vérifier le bon fonctionnement de l'appareillage et la bonne maîtrise du mode opératoire.

La quatrième partie présente les résultats des essais monotones et discute l'influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction. Les essais montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation du nombre d'inclusions. L'augmentation de la teneur en fines affecte d'une manière importante la déformation volumique, et se traduit par une amplification de la phase de contractance.

**Mots clés** : sable, mélange, granulométrie, densité, liquéfaction, sols fins, géotextiles, colonnes ballastées, SCP

## Abstract

The work presented in this paper concerns the laboratory study of the behavior of Chlef reinforced soil under monotonic loading. It includes four parts:

The first part includes a literature review of past work on the behavior of reinforced soils under monotonic and cyclic loading. It shows the influence of the most important parameters on the liquefaction resistance such as the grain size, the relative density, the presence of fines, saturation, stress history, sample preparation, *précisaillement* and overconsolidation.

The second part presents the different methods to improve the shear strength of soil such as the relative density, compaction by explosives, vibroflotation compaction, dynamic compaction and inclusions of micro-piles of compacted sand.

The apparatus and the test procedure used in this laboratory investigation are shown in the third part. The repeatability tests were performed to verify the proper functioning of equipment and proper control of the procedure.

The fourth part presents the results of monotonic tests and discusses the influence of reinforcement on the liquefaction resistance. The test results show that the liquefaction resistance increases with the increase in the number of inclusions. Increasing the fines content affects significantly the volume change, and results in an amplification of the contraction phase.

**Keywords:** sand, mixture, grain size, density, liquefaction, fine-grained soils, geotextiles, stone columns, SCP

## ملخص

العمل المنجز في هذه المذكرة متعلق بالدراسة المخبرية لسلوك تربة منطقة الشلف المدعمة بواسطة أحمال مستقرة وتنقسم إلى أربعة محاوره ي

الجزء الأول يتضمن تحليل و مراجعة الأعمال السابقة المنجزة على سلوك التربة المعززة بواسطة أحمال مستقرة و أخرى دورية . كما يظهر هذا الفصل تأثير مجموعة من العوامل على مقاومة التميع ، نأخذ على سبيل المثال التحليل الحبيبي للتربة ، الكثافة النسبية ، تواجد دقائق التربة ، التشيع ، الأحمال ، طريقة الاستعمال ، الأحمال المسبقة ،نسبة الصلابة.

الجزء الثاني يظهر الأساليب المختلفة لتحسين مقاومة التربة على غرار الكثافة النسبية، الضغط بواسطة المتفجرات، الضغط بواسطة الهز المائي، الضغط الديناميكي، الضغط بواسطة أعمدة من الرمل المضغوط.

أما الجزء الثالث فيعرض المعدات المستخدمة والإجراءات المتبعة. الأداء السليم والدقيق يعود بالدرجة الأولى إلى التكرار المستمر للتجارب والرقابة السليمة على هذا الإجراء.

الجزء الرابع يعرض نتائج الاختبارات المستقرة و يناقش تأثير التدعيم على لمقاومة التميع . وتظهر التجارب أن مقاومة التميع تويد مع زيادة عدد الإدراجات. زيادة محتوى الدقائق يؤثر بصفة كبيرة على التشوه الحجمي ، والنتائج مترجمة بـالتضخيم في مرحلة الانكماش.

**الكلمات الرئيسية :** خليط الرمل ، وحجم الجسيمات ، والكثافة ، والتسييل ، والتربة ذات الحجم الصغير ، والتكسية الأرضية ، وأعمدة حجرية ، أعمدة ذات الرمل المضغوط



## Notation

$\rho_s$	(grs/cm <sup>3</sup> ) Masse spécifique des grains solides .
$e$	Indice de vide.
$e_{\max}$	Indice de vide maximal.
$e_{\min}$	Indice de vide minimal.
$\varepsilon_{ij}$	Composantes du tenseur de déformations.
$\varepsilon_1$	Déformation axiale.
$\varepsilon_2, \varepsilon_3$	Déformations horizontales.
$\varepsilon_v$	Déformation volumique.
$\sigma_{ij}$	Composantes du tenseur de contraintes.
$\sigma'_{ij}$	Composantes du tenseur de contraintes effectives.
$P'_c$ (kPa)	Pression de confinement effective.
$P'$ (kPa)	Pression moyenne effective.
$u$ (kPa)	Pression interstitielle.
$\Delta u$ (kPa)	Variation de la pression interstitielle.
$q$ (kPa)	Déviateur, pour un essai triaxial : $q = \sigma_1 - \sigma_3$ .
$q_{\max}$ et $q_{\min}$	Valeur du déviateur maximal et minimal.
$q_{am}/2p'_c$	Résistance au cisaillement cyclique (RCC).
$\Delta \varepsilon_v$	Variation de la déformation volumique.
$\Delta \varepsilon_1$	Variation de la déformation axiale.
$\Delta \varepsilon_1$	Variation de la déformation axiale.
$B$	Coefficient de Skempton.
$H_0$ et $V_0$	Hauteur et Volume initiaux de l'échantillon.
$I_d, D_r$	Indice de densité ou densité relative.
$W_L$	Limite de liquidité.
$W_p$	Limite de plasticité.
$I_p$	Indice de plasticité.
$N_c$	Nombre de cycles de pré cisaillement.
RLC	Résistance à la liquéfaction cyclique ( $N_c = 15$ cycles).

## Liste des figures

- **Figure 1.1** : Liquéfaction à l'échelle microscopique (Johansson, 2000)
- **Figure 1.2** : Enfoncement, basculement et renversement des bâtiments lors du séisme de Niigata Japon (1964)
- **Figure 1.3** : Schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de la liquéfaction d'une couche de Sable
- **Figure 1.4** : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos
- **Figure 1.5** : Influence de  $K_0$  sur la résistance à la liquéfaction [5]
- **Figure 1.6** : Comportement des matériaux granulaires lâches et denses [6]
- **Figure 1.7** : Essais triaxiaux monotones non drainé sur sable [7]
- **Figure 1.8** : Influence de la contrainte de confinement sur l'évolution du comportement non drainé [13]
- **Figure 1.19** : Influence de la saturation sur la résistance sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux [13]
- **Figure 1.10** : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure. Compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines [16]
- **Figure 1.11** : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable limon [19]
- **Figure 1.12** : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche [12]
- **Figure 1.13** : Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, ( $q_s$  : déviateur, sable dense ( $Dr = 70\%$ ); sable lâche ( $Dr = 50\%$ ) [25]
- **Figure 1.14** : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols [26]
- **Figure 1.15** : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun [30]
- **Figure 1.16**: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento [27]

- **Figure 1.17** : Essais triaxiaux monotones sur sable de Sacramento [27]
- **Figure 1.18** : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable [2].
- **Figure 1.19** : variation du volume sous chargement monotone [31].
- **Figure 1.20** : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire [31].
- **Figure 2.1**: Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps (Akiyoshi et al. 1993)
- **Figure 2.2**: Influence du drainage sur la variation de la pression interstitielle (Watari et Fujiwara, 1977)
- **Figure 2.3**: Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction [32]
- **Figure 2.4** : Valeurs minimales de pression interstitielle ( $R=0.235$ ,  $R=0.285$ ,  $R=0.325$ ) [32]..
- **Figure 2.5** : Influence d'épaisseurs de couches de sable sur le déviateur ( $\sigma_{3c} = 110$  kPa, renforcement avec du géotextile tissé) [33]
- **Figure 2.6** : Influence du matériau de renforcement sur le déviateur maximal développé ( $\sigma_{3c} = 110$  kPa) [33]
- **Figure 2.7** : Influence de la pression de confinement sur le déviateur maximal développé (renforcement avec du géotextile tissé) [33]
- **Figure 2.8**: Evolution du potentiel d'amélioration cyclique renforcé (CIR) avec micro-grilles à un niveau de contrainte cyclique = 100 KPa [33]
- **Figure 2.9** : Influence de la contrainte déviatrice cyclique sur le potentiel d'amélioration cyclique [33]
- **Figure 2.10**: Influence de la teneur de fibres sur la résistance à la liquéfaction [34]
- **Figure 2.11**: Effet de la proportion "AR" sur la résistance à la liquéfaction du FLY ASH renforcé ( $\sigma_{3c} = 40$  kN/m<sup>2</sup>, CSR = 0.3, teneur en maille= 2%) [34]
- **Figure 2.12**: Effet du type de renforcement sur la résistance à la liquéfaction ( $\sigma_{3c} = 40$  kN/m<sup>2</sup>, CSR = 0.3, teneur fibre/maille= 2%) [34]

- **Figure 2.13** : Evolution de la résistance du sol renforcé avec différentes formes de polyester [35]
- **Figure 2.14** : Le comportement contrainte déformation du sable renforcé avec 8 couches de géosynthétiques différentes formes de géotextiles ( $\sigma_3 = 100 \text{ Kpa}$ ) [35]
- **Figure 2.15**: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide [37]
- **Figure 3.1** : Dispositif expérimental utilisé
- **Figure 3.2** : Dispositif expérimental
- **Figure 3.3** : moule de fabrication des échantillons
- **Figure 3.4** : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988)
- **Figure 3.5** : Plaquage de la membrane et remplissage du moule
- **Figure 3.6** : Mise en place de l'embase et démoulage
- **Figure 3.7**: Mise en place et remplissage de la cellule
- **Figure 3.8** : Préparation d'un échantillon lâche
- **Figure 3.9** : Courbe granulométrique du sable utilisé
- **Figure 3.10** : Fabrication des colonnes ballastées
- **Figure 3.11**: Disposition des colonnes ballastées
- **Figure 3.12**: Mise en place des colonnes ballastées dans l'échantillon
- **Figure 3.13**: Disposition des MSCP dans l'échantillon
- **Figure 3.14**: Mise en place des MSCP dans l'échantillon
- **Figure 3.15**: Géotextiles à base de fibres de polyester non tissé
- **Figure 3.16**: Géotextile tissé à base de filaments continus en polypropylène
- **Figure 4.1** : Influence de la densité relative sur la réponse drainée du sol de Chlef
- **Figure 4.2** : Influence du confinement sur la réponse non drainée du sol de Chlef ( $\sigma'_v = 20, 50, 100$  et  $200 \text{ kPa}$ )...

- **Figure 4.3:** Renforcement de sol par des nappes des géotextiles non tissé (Essai drainé)
- **Figure 4.4 :** L'échantillon à la fin de l'essai (Renforcement de sol par une et deux, trois nappes des géotextiles non tissé) (Essai drainé)
- **Figure 4.5:** Renforcement de sol par les nappes des géotextiles tissé (Essai drainé)
- **Figure 4.6 :** L'échantillon à la fin de l'essai (Renforcement de sol par une et deux, trois nappes des géotextiles tissé) (Essai drainé)
- **Figure 4.7:** Renforcement de sol par les colonnes ballastées avec géotextiles (Essai drainé)
- **Figure 4.8:** Renforcement de sol par les colonnes de sable compacté (SCP) (Essai drainé)
- **Figure 4.9:** Influence des fines sur le sable avec une nappe de géotextiles
- **Figure 4.10:** Renforcement de sol par des nappes des géotextiles non tissé (Essai non drainé)
- **Figure 4.11:** L'échantillon avec une nappe après cisaillement (Essai non drainé)
- **Figure 4.12:** Renforcement de sol par les nappes des géotextiles tissé
- **Figure 4.13:** Renforcement de sol par les colonnes ballastées avec géotextiles (Essai non drainé)
- **Figure 4.14:** Renforcement de sol par des colonnes de sable compacté (SCP) (Essai non drainé)
- **Figure 4.15:** Influence du renforcement sur le déviateur maximal
- **Figure 4.16:** Influence du renforcement sur la pression interstitielle
- **Figure 4.17:** Evolution de l'effort résiduel en fonction de la contrainte de confinement
- **Figure 4.18 :** Evolution de l'angle de frottement en fonction de la densité moyenne
- **Figure 4.19 :** Evolution de l'angle de frottement en fonction de la contrainte de confinement
- **Figure 4.20:** Evolution de l'angle de frottement à la rupture avec le confinement pour plusieurs sables lâches et denses [19]

- **Figure 4.21** : Evolution de l'angle de frottement en fonction du type de renforcement
- **Figure 4.22**: Influence du renforcement par des géotextiles non tissés sur le module de déformation
- **Figure 4.23**: Influence du renforcement par des géotextiles tissés sur le module de déformation
- **Figure 4.24**: Influence du renforcement par des les colonnes ballastées sur le module de déformation
- **Figure 4.25** : Influence du renforcement par (SCP) sur le module de déformation.
- **Figure 4.26** : Influence des fines non plastiques sur le module de déformation.

## Liste des tableaux

- **Tableau 3.1** : Propriétés du sable utilisé
- **Tableau 3.2**: Caractéristiques physiques du géotextile non tissé
- **Tableau 3.3**: Caractéristiques physiques du géotextile tissé

## **Introduction générale**

Le risque de liquéfaction prend une part grandissante dans les projets d'aménagement du territoire et de construction. La liquéfaction correspond à la perte de résistance d'un matériau sableux saturé suite à une surgénération de la pression interstitielle. C'est alors que le sol perd sa résistance et commence à couler comme un liquide. Liquéfaction est un phénomène qui a été responsable de nombreux dégâts à travers le monde : séisme d'Alaska et de Niigata 1964, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995 et récemment Izmir 1999.

L'augmentation de la pression interstitielle a été examinée par Seed et Lee (1966) sur un sable soumis à un chargement cyclique. Seed (1976) définit la liquéfaction initiale quand la pression interstitielle résiduelle devient égale à la pression de confinement appliquée. La liquéfaction initiale peut aussi être produite par un chargement cyclique sur un sable moyennement dense à dense et n'est pas limitée aux seuls sables lâches.

Actuellement, les méthodes les plus utilisées pour l'amélioration de la résistance à la liquéfaction agissent sur la densité relative, les conditions de drainage du sol et par inclusions de nappes de géotextiles et géogrids. Pour ces derniers, leur application sur le terrain est très limitée. Elles sont uniquement utilisées pour la stabilisation des pentes et talus etc. L'amélioration d'un site par colonnes ballastées a connu ces derniers un grand succès vu leur coût qui moins cher et leur facilité d'exécution.

Cette étude présente l'influence du renforcement du sol de Chlef par des inclusions de colonnes ballastées, nappes de géotextiles et des micro-pieux de sable compacté sur la résistance à la liquéfaction et sur les caractéristiques mécaniques.

Le travail est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique sur la liquéfaction, et donne un bref aperçu sur le comportement des sables sous chargement monotone et cyclique, ensuite on présente l'influence de quelques paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme l'état de contrainte actuel, la densité relative, le degré de saturation, la pression de confinement, La méthode de préparation des échantillons en laboratoire, la présence des fines, l'influence de l'histoire de préchargement et la surconsolidation.



Le deuxième présente les méthodes les plus utilisées pour l'amélioration de la résistance à la liquéfaction à savoir la densité relative, les conditions de drainage du sol, par inclusions de nappes de géotextiles, géogrids ....

Le troisième chapitre est consacré à la présentation de l'appareillage utilisé dans ce travail. Après une description de cet appareillage, on présente le mode opératoire et les matériaux utilisés.

Le quatrième chapitre comporte une analyse de l'influence du renforcement à savoir par inclusion de nappes de géotextiles, colonnes ballastées et micro pieux de sables compactés sur le comportement drainé et non drainé du sol de Chlef dans un premier, ensuite, il traite également d'un aspect important, l'influence du renforcement sur les caractéristiques mécaniques du sol.

**Introduction générale**

**Chapitre I:**  
**Liquéfaction et paramètres Influçant la résistance**  
**à la liquéfaction.**

## 1.1 Introduction

Ce chapitre présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur la liquéfaction et ayant trait aux sujets abordés dans ce mémoire. La première partie donne la définition de la liquéfaction, ainsi que quelques cas historiques de rupture et de glissement de terrains provoqués par la liquéfaction. Après un bref aperçu sur le comportement des sables sous chargement monotone et cyclique, on présente l'influence de quelques paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme l'état de contrainte actuel, la densité relative, le degré de saturation, la pression de confinement, La méthode de préparation des échantillon en laboratoire, la présence des fines, l'influence de l'histoire de préchargement et la surconsolidation.

## 1.2 Définition de la liquéfaction

Il semblerait que Hazen [1] ait été le premier a utilisé le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, ou 700 000 m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente.

Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression.

L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit a une diminution des forces intergranulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale a la contrainte effective initiale. Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, parmi d'autres, ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, concernant le comportement non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, dans des milieux non cohérents saturés.

Les études réalisées aux laboratoires et in situ ont permis de distinguer entre les principaux phénomènes suivants : l'écoulement de liquéfaction ou tout simplement liquéfaction, et la mobilité cyclique. Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique.

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés, ayant une tendance à la contractance sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.

La liquéfaction cyclique vraie caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge décharge sans augmentation considérable des déformations.

Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations.

La mobilité cyclique est un phénomène caractéristique de sables moyennement denses et très denses dilatants. Il se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture est produite par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement.

Le phénomène de liquéfaction est moins fréquent que la mobilité cyclique, mais les conséquences sont plus désastreuses, étant donné qu'un volume plus important de sol peut être disloqué. En plus, ce phénomène peut se produire sans aucune cause apparente. Terzaghi a employé le terme « spontaneous liquefaction » ou liquéfaction spontanée pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation.

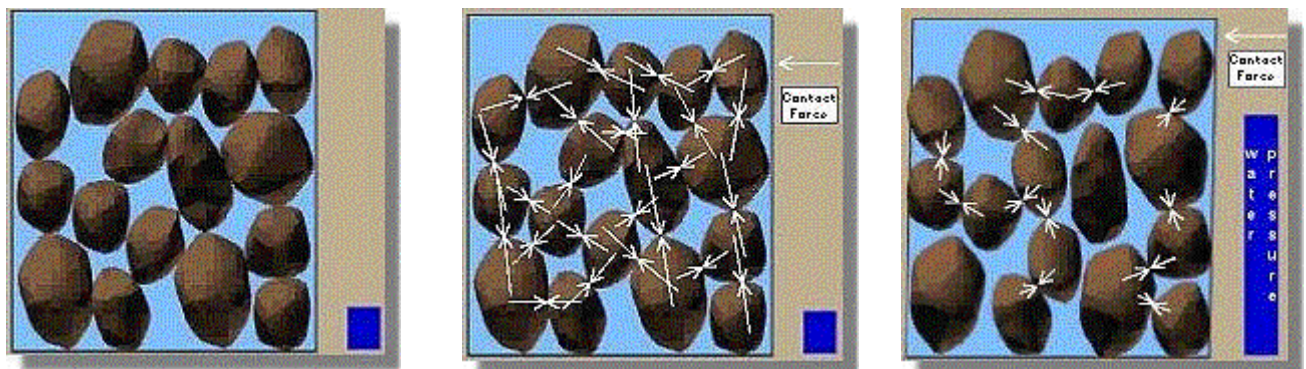
Casagrande [2], Castro et Poulos [3] ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives.

Selon Poulos et al [4], ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, voire sismiques.

Il peut également se développer dans le cas de sables denses pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes.

Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives.

A l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure I.1a l'état initial, les grains sont au repos dans un état relativement lâche. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle. Ce qui a pour conséquence la diminution des contraintes effectives jusqu'à zéro: il y a liquéfaction du matériau (fig.1.1b).



(a) Etat initial

(b) Etat à liquéfaction

Figure 1.1 : Liquéfaction à l'échelle microscopique (Johansson, 2000)

La contrainte effective d'un sol est reliée à la pression interstitielle par la relation suivante :

$$\sigma_{\text{eff}} = \sigma_t - u \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$\sigma_{\text{eff}}$  : pression effective,

$u$  : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol.

$\sigma_t$  : Contrainte totale

Comme la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle  $u$ , il y a réduction de la résistance du sol, jusqu'à son annulation des contraintes effectives:  $\sigma_t - u = 0$ .

Un matériau sans résistance au cisaillement se comporte comme un liquide, d'où le terme « liquéfaction » du sol. Le phénomène de liquéfaction a fait de nombreux dégâts à travers le monde où on observe des basculements et enfoncements de bâtiments (fig.1.2) cas du séisme de Niigata (1964), glissements de terrain (fig1.3).



Figure 1.2 : Enfoncement, basculement et renversement des bâtiments lors du séisme de Niigata Japon (1964)

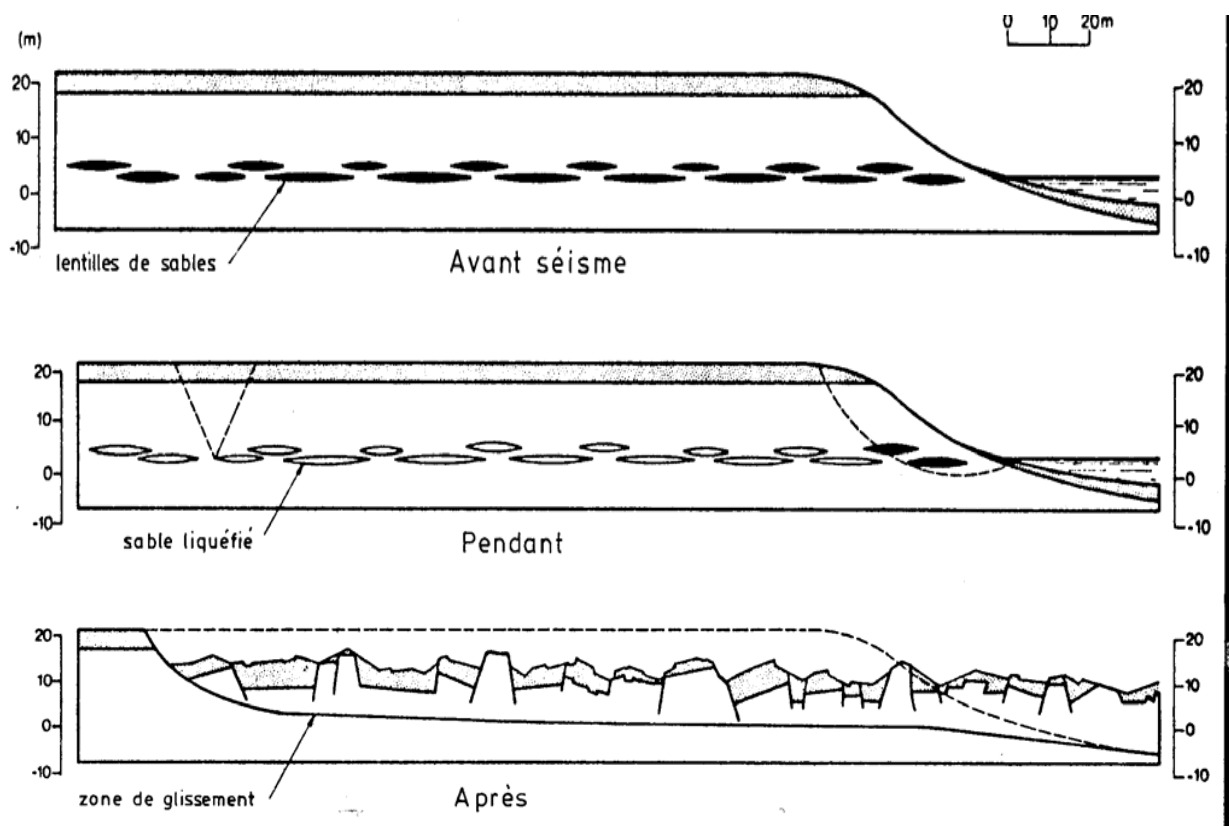


Figure 1.3 : Schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de la liquéfaction d'une couche de Sable.

### 1.3 Paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur la résistance à la liquéfaction on cite entre autres : L'état de contrainte actuel, la densité relative, le degré de saturation, la pression de confinement, méthode de préparation des échantillons, la présence de fines, surconsolidation et préchargement.

#### 1.3.1 Etat de contrainte actuel

L'état de contrainte actuel d'un élément de sol au repos à une profondeur  $H$ , est défini par les contraintes effectives  $\sigma'_h$  et  $\sigma'_v$  régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale. (Voir schéma ci-dessous).

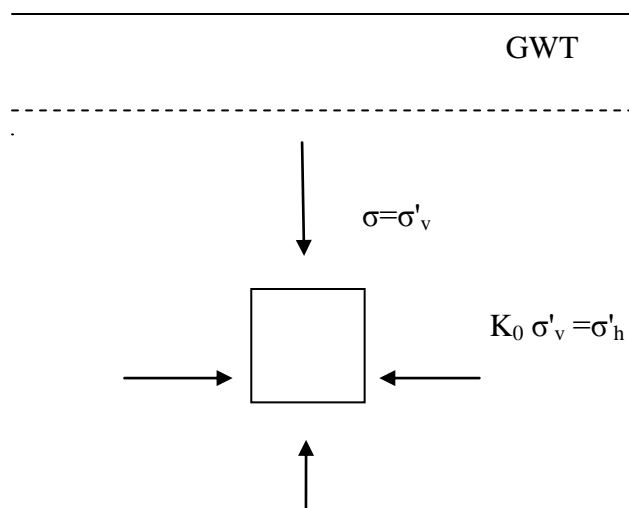


Schéma 1.4 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos.

$K_0$  = Coefficient des terres au repos.

$\sigma'_v$  = Contrainte effective horizontale.

$\sigma'_h$  = Contrainte effective verticale.

La résistance au cisaillement cyclique est fortement influencée par le coefficient  $K_0$ , Nous pouvons remarquer sur la figure (1.5) établie par Seed et Peacock [5]. Que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec  $K_0$ .

Comme le coefficient  $K_0$  croît avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va procurer une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique pour les couches de sol les plus profondes.



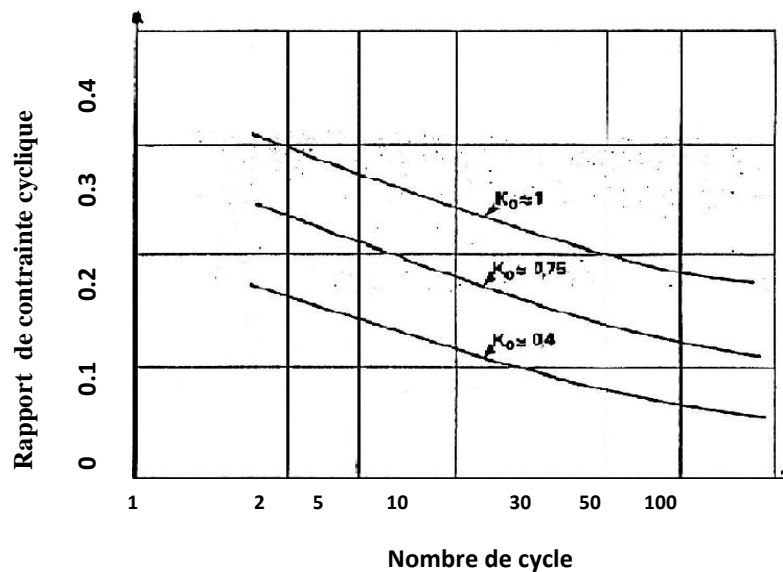


Figure 1.5 : Influence de  $K_0$  sur la résistance à la liquéfaction [5].

Avec :

$\tau_{hv}$  : Contrainte de cisaillement cyclique.

$\sigma'_v$  : Contrainte effective verticale.

N : Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon.

### 1.3.2. Influence de la densité relative

#### 1.3.2.1 Concept d'état critique

La densité relative ou aussi l'indice des vides joue un rôle primordial dans le comportement des sols et un effet important sur l'initiation de l'instabilité pour mieux comprendre cette influence de la densité, il faut d'abord rappeler un concept de base, le concept de l'indice des vides critique, postulé par Casagrande [6].

En réalisant des essais de cisaillement drainé sur des matériaux granulaires, Casagrande remarque une différence entre les comportements des sols denses et lâches. Il constate qu'un échantillon de sable dense est contractant au début mais devient dilatant très vite, ainsi le volume de l'échantillon augmente et la densité relative du sable diminue. Contrairement, un échantillon de sable lâche reste toujours contractant au cours du cisaillement, alors son volume diminue et sa densité relative augmente. Aux grandes déformations, les deux échantillons arrivent à un même état de contrainte défini par Casagrande comme étant un état critique le cisaillement se fait à état de contrainte de cisaillement constante (fig. 1.6).

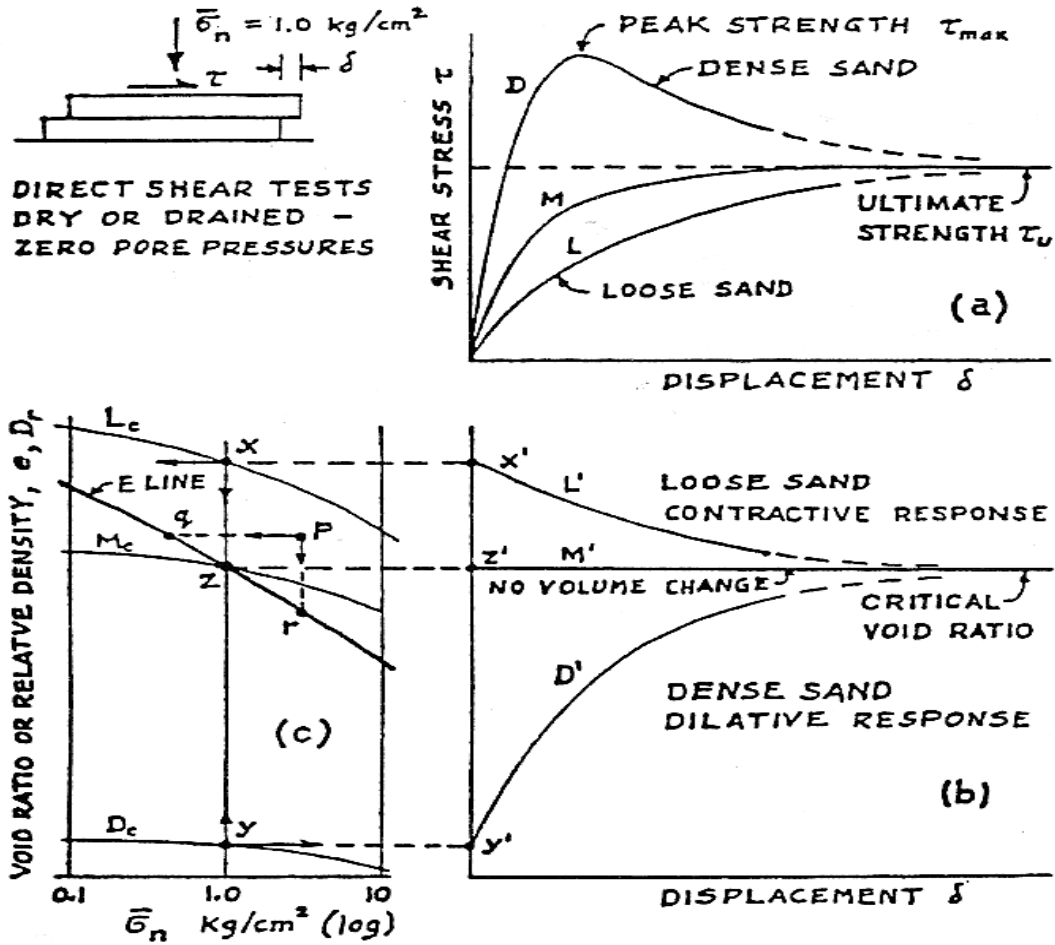


Fig.1.6 : Comportement des matériaux granulaires lâches et denses [6].

### 1.3.2.2 Densité relative

En réalisant des essais triaxiaux monotones non drainés sur le sable de Banding consolidé sous une contrainte effective moyenne égale à 400 kPa, Castro [7] a distingué trois types de comportement : un comportement contractant caractéristique des sables lâches, un comportement contractant au début du chargement suivi avec comportement dilatant après un état de contrainte presque stable pour les échantillons de densité moyenne et un comportement dilatant caractéristique des sables denses (fig.1.7).

L'échantillon lâche ( $D_r = 27\%$ ) présente un pic du déviateur de contrainte à 1% de déformation axiale. Ensuite, la résistance de l'échantillon chute brusquement vers une valeur résiduelle qui reste constante pour des grandes déformations axiales. Après cette chute, la pression interstitielle se stabilise à un maximum, presque 95% de la pression de confinement, après un taux de génération très élevée au début de l'essai. Le développement rapide de la pression interstitielle est sans doute à l'origine de la chute de résistance, qui marque le déclenchement de la liquéfaction.

Pour l'échantillon de densité ( $D_r = 47\%$ ), la pression interstitielle atteint un maximum pour une déformation axiale de 2.5%, et puis commence à diminuer jusqu'à s'annuler à 14% de déformation axiale. Quant au déviateur de contrainte, il montre un point d'inflexion au moment où la pression interstitielle passe par un maximum, pour augmenter ensuite avec la diminution de la pression interstitielle.

Enfin, pour un échantillon de densité moyenne ( $D_r = 44\%$ ), on aperçoit un comportement moyen entre « limited liquefaction » et la liquéfaction. La résistance au cisaillement atteint d'abord un pic suivi d'une chute rapide mais assez faible, et se stabilise pour une plage limitée de déformation, avant de remonter vers 10% de déformation axiale où l'échantillon présente une tendance à la dilatation. Cette dilatation se traduit par une augmentation de la résistance et une diminution de la pression interstitielle avec la déformation. Malgré cette partie de dilatation, ce comportement est considéré comme similaire au phénomène de liquéfaction.

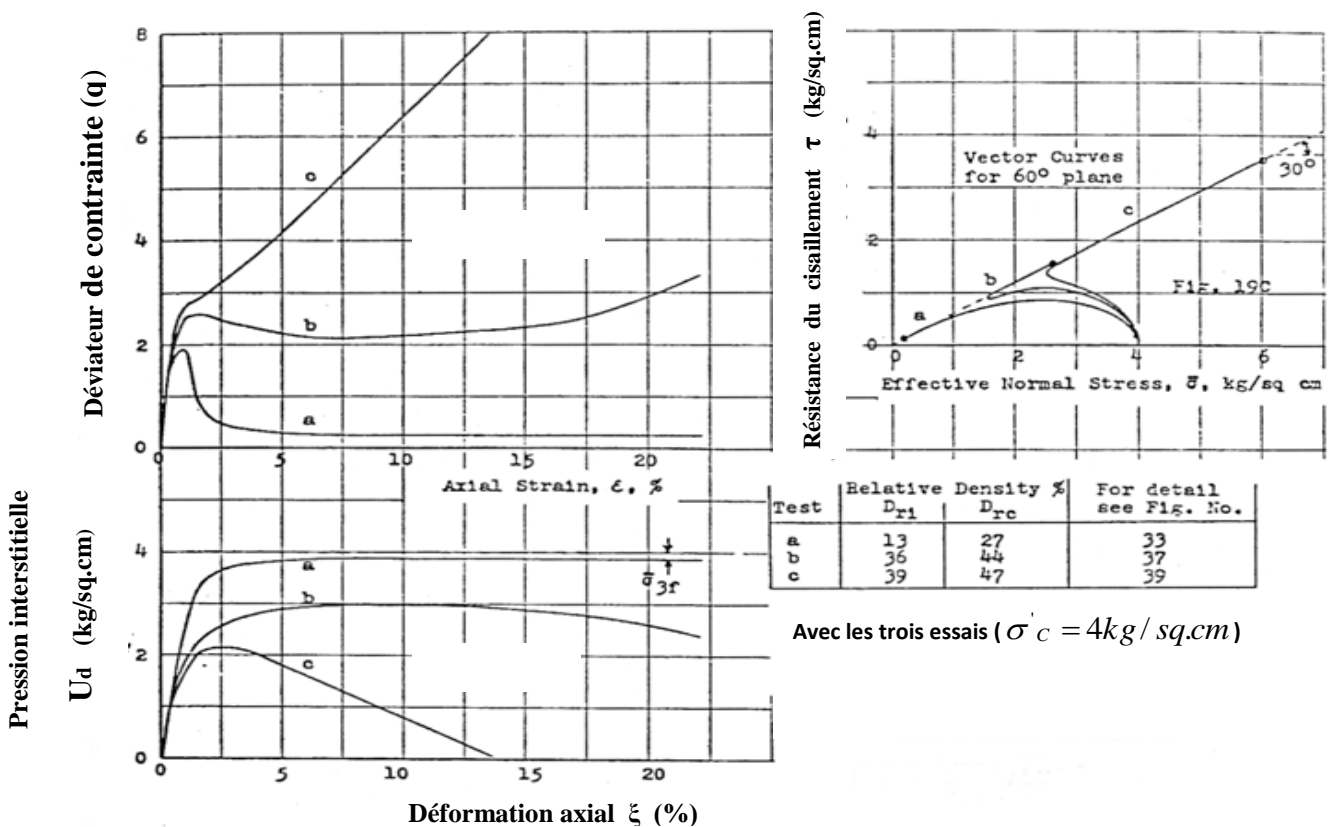


Fig.1.7 – Essais triaxiaux monotones non drainé sur sable [7].

Ces études de Casagrande et de Castro ont mis en évidence l'influence de la densité relative sur le changement du comportement du sol, et le rôle déterminant qu'elle joue dans son instabilité et sa susceptibilité à la liquéfaction.

Plusieurs auteurs ont confirmé ces constatations tels que Kramet et Seed [8], Konrad [9], Meghachou [10], Verdugo [11], Benahmed [12].

### 1.3.3 Influence de La pression de confinement

Il est bien connu que l'augmentation de la pression de confinement a pour effet d'augmenter la tendance à la contraction volumique du sol dans le cas d'un essai drainé. On aperçoit que l'instabilité temporaire révèle un comportement normal du sol qui devient plus contractant avec l'augmentation de la pression de confinement. Néanmoins, dans le cas de la liquéfaction temporaire, le sol devient plus dilatant et donc plus résistant à la liquéfaction avec l'augmentation de la pression de confinement.

Différents chercheurs tels que Verdugo [11], Yoshimine et Ishihara [13] pour des contraintes de consolidation comprises entre 100 et 3000 kPa, confirment l'augmentation du caractère contractant avec l'augmentation de la contrainte de consolidation (fig. 1.8).

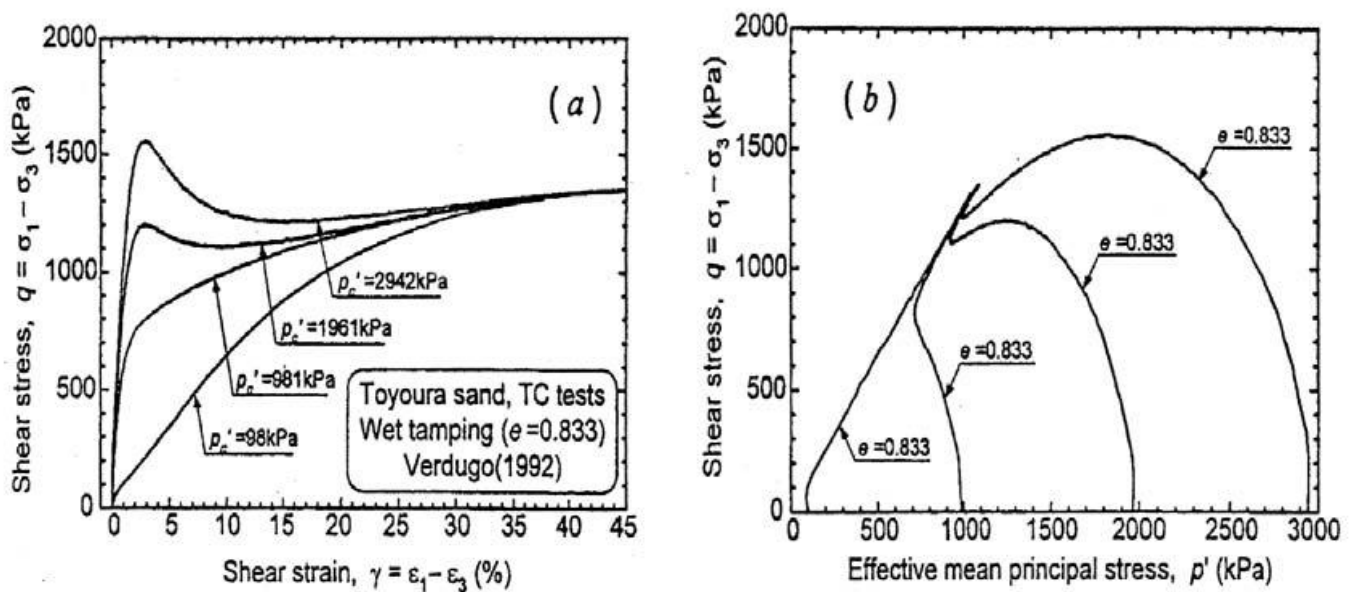


Fig. 1.8: Influence de la contrainte de confinement sur l'évolution du comportement non drainé [13]

Lancelot et al [14]. Ont analysé le comportement du sable d'Hostun sous de faibles contraintes allant de 20 kPa à 200 kPa. Ils ont observé une diminution de l'angle de frottement interne avec l'augmentation du confinement. L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses.

Benahmed [12] pour des pressions de consolidation ne dépassant pas 400 kPa remarque que l'augmentation du niveau de consolidation a pour effet de stabiliser le matériau vis-à-vis de la liquéfaction dans le sens où elle augmente sa résistance au cisaillement au pic et donc le seuil à franchir pour l'initiation de la liquéfaction.

Gay et al [15]. Ont réalisé une comparaison entre les résultats de leurs essais consolidés à moins de 20 kPa et ceux d'autres auteurs à des pressions de consolidation légèrement supérieures entre 20 et 100 kPa. L'ensemble des résultats montre une diminution de l'angle de frottement au pic avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Des valeurs élevées de l'angle de frottement, de l'ordre de  $42^\circ$  pour le sable lâche et de  $47^\circ$  pour le sable dense, sont obtenues. Une chute de  $5^\circ$  à  $7^\circ$  de cet angle est notée au passage d'une contrainte de 5 à 20 kPa. Cette chute est atténuée pour les contraintes supérieures.

#### 1.3.4 Influence de la saturation

Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Toyoura de densité moyenne ( $D_r = 0,60$ ) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 1.9. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0.8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0,5.

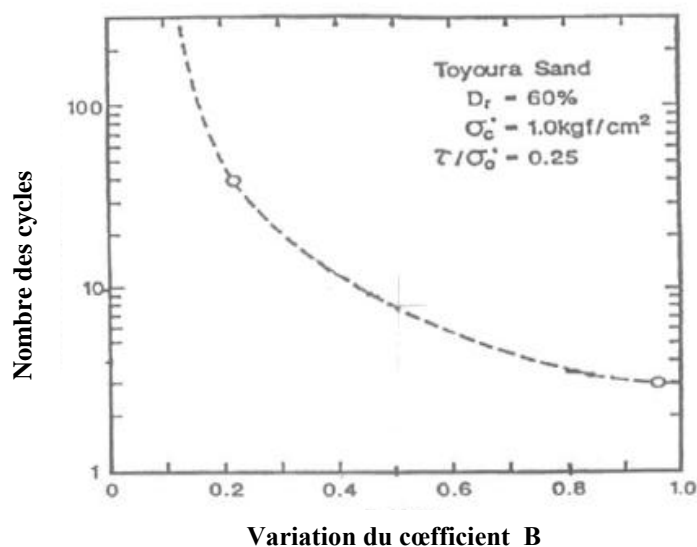


Figure 1.9 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yochimi et al [13]

### 1.3.5 Influence des fines

L'histoire montre que la plupart des sols liquéfiés in situ sont de nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines.

En effet, la présence de fines, bien qu'elle ait pour effet d'accroître la densité, augmente considérablement le potentiel de liquéfaction statique. Ceci n'est pas conforme à l'évolution du comportement classique du sol en fonction de la densité. Lade et Yamamuro [16] expliquent que ce comportement est à l'origine d'une structure particulière très compressible qui se crée entre les particules les plus petites et les plus grandes du sol. En fait, les fines se posent au début au point de contact entre les grains. Après le cisaillement, les fines ont tendance à occuper les espaces vides (fig. 1.10), ce qui génère une tendance contractive inhérente, entraînant sous conditions non drainées à une liquéfaction statique. Au cours du cisaillement, les grandes particules entrent mieux en contact les unes par rapport aux autres, et le sol présente alors une tendance à la dilatation croissante avec l'accroissement des contraintes et des déformations. Cependant, pour des hauts pourcentages en fines, le sable peut développer une tendance à la contraction volumique assez importante qui peut supprimer significativement toute tendance à la dilatation, indépendamment des magnitudes des contraintes et des déformations. Ainsi, une liquéfaction statique totale peut se produire à des densités relatives très élevées. Notons que l'augmentation de la teneur en fines peut aboutir à l'augmentation du potentiel de liquéfaction jusqu'à un seuil maximum à partir duquel les fines dominent le comportement non drainé du sol.

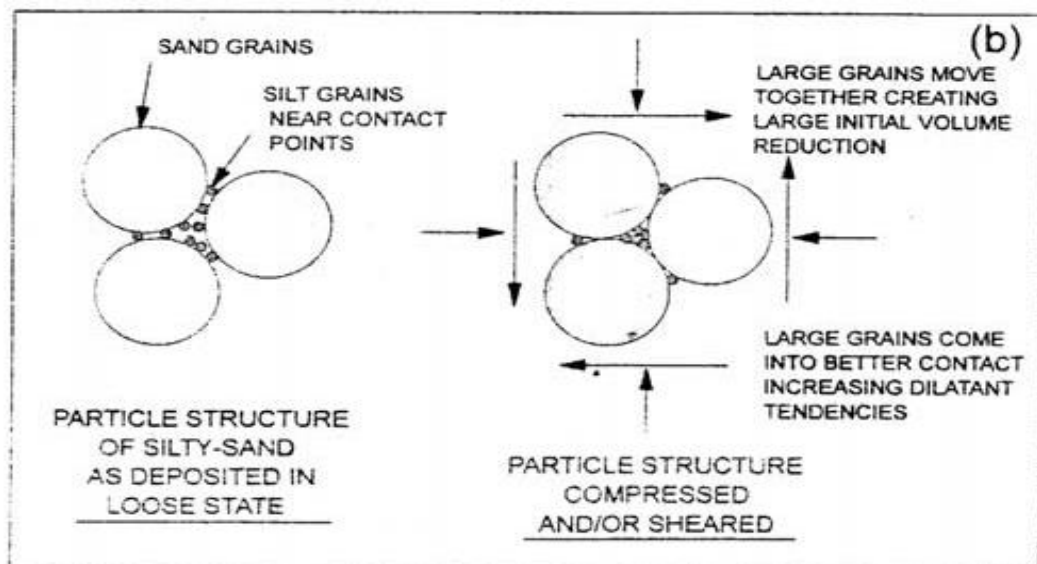


Fig. 1.10 – Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure. Compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines [16].

Le comportement du sable avec un grand pourcentage de fines (40%) est encore plus compressible que celui avec un faible pourcentage. A faibles pressions, une liquéfaction statique complète est observée. Donc la présence des fines a pour effet d'augmenter la compressibilité d'un sol.

De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude de la liquéfaction des mélanges sable sols fins. Les résultats montrent qu'en fonction de la plasticité et du type des sols étudiés, l'augmentation de la fraction des fines peut conduire à une augmentation de la résistance à la liquéfaction de ces sols (Amini et Qi [17]), où une diminution de cette résistance (Troncoso et Verdugo [18], Arab et al [19], Ishahara et al [13]). D'autres études ont montré que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fine jusqu'à atteindre une résistance minimale puis, le ré-augmente avec la teneur en fines (Law et Ling 1992 ; Koester 1994, Bouferra et Shahrour 2004). La figure (1.11) montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des fractions des fines comprises entre zéro (sable propre) et 50%. On note que la fraction des fines affecte d'une manière sensible les variations du déviateur et de la déformation volumique.

L'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de déviateur de contrainte du sol-limoneux (le déviateur décroît de 150 à 100kPa quand la fraction des fines croît de 10 à 50%), Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente [19].

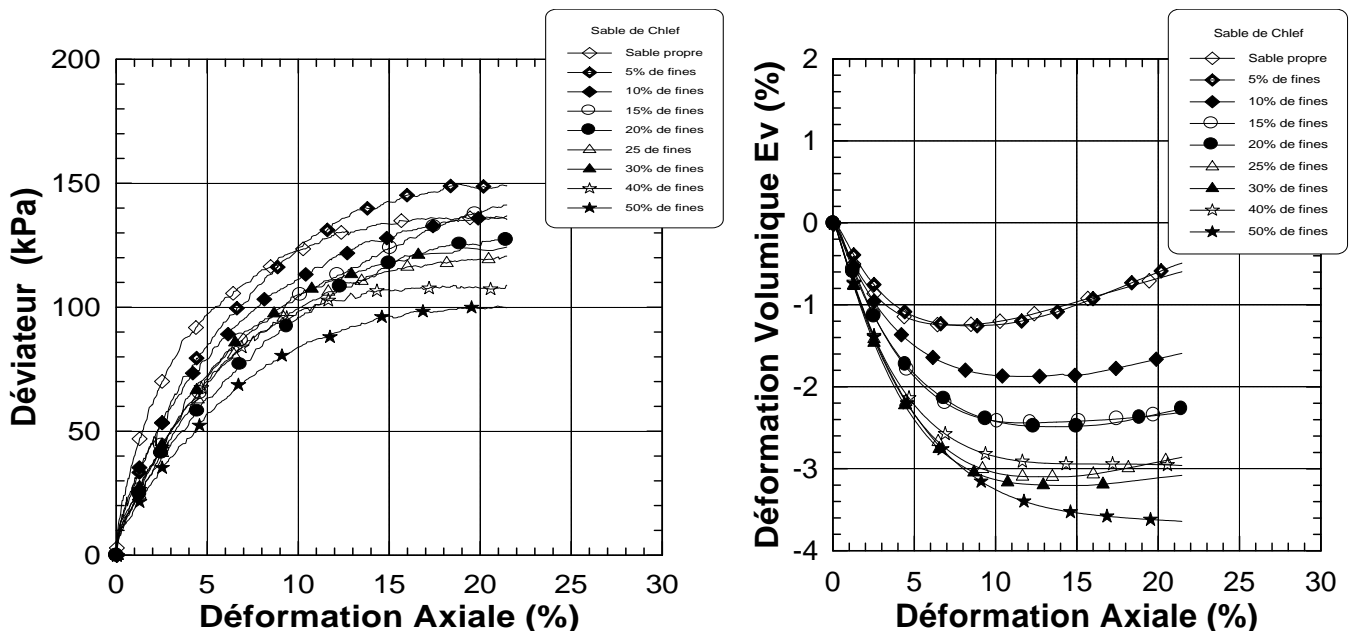


Figure 1.11 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon [19].

### 1.3.6 Influence de la méthode de préparation des échantillons

Dans la littérature est indiquée que la méthode de préparation des échantillons peut avoir un effet sur la résistance d'un sol. Une étude compréhensive sur l'effet de préparation des échantillons a été donnée par Mulilis et al [20].

Ils considèrent dans leurs études, une variété de technique de préparation d'échantillons incluant déversement à sec, sédimentation, déversement humide et plusieurs technique de vibration à fréquence faible et élevée appliquée horizontalement et verticalement.

Ainsi pour une même densité relative du sable, nous pouvons avoir au laboratoire plusieurs arrangements des grains, obtenus par différents modes dans la confection des échantillons des sables. Benahmed et Canou [12] trouvent que la méthode de déversement à sec donne des échantillons plus stable que ceux préparés par la méthode de placement humide qui donne des échantillons instables (fig.1.12).

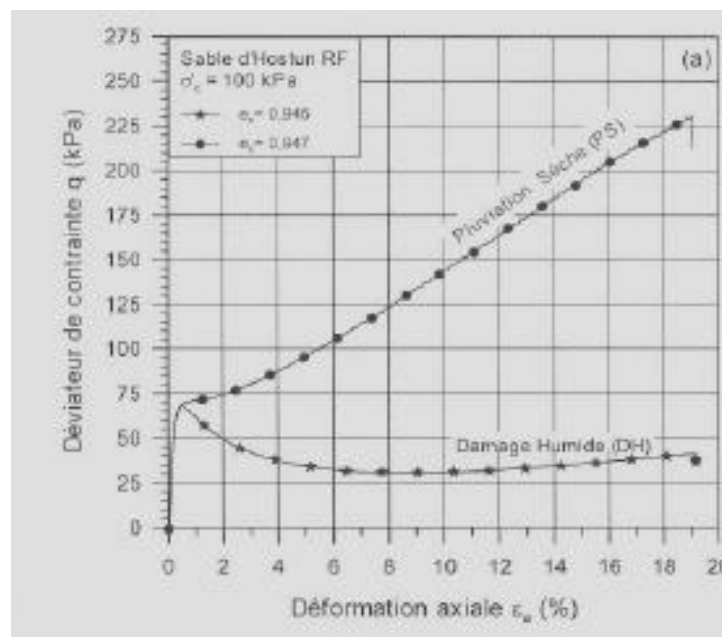


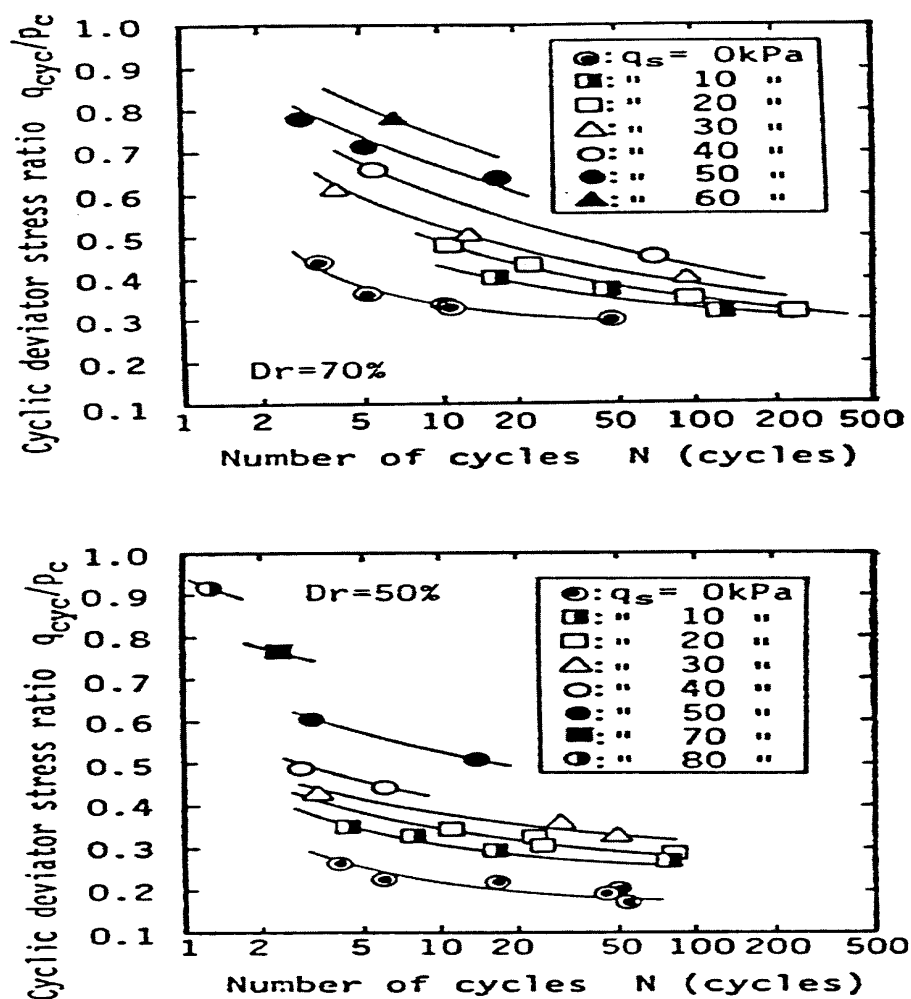
Figure 1.12 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche [12]

### 1.3.7 Influence du préchargement

Dans certaines applications, le sol peut être initialement soumis à un pré cisaillement (ouvrages de soutènement, fondations, pentes,...). Dans ce cas, il est nécessaire d'analyser l'influence du pré-cisaillement sur le potentiel de liquéfaction.



Du fait que la liquéfaction des sols nécessite l'application d'un chargement cyclique comportant un changement de signe du déviateur (Lee et Seed [21], Yoshimi et Oh-Ok [22], Vaid et Finn [23], Mohkam [24]), on s'attend à ce que toute contrainte de cisaillement initiale améliore la résistance à la liquéfaction, La figure 1.13 montre les résultats des essais réalisés par Hyodo et al [25] pour différentes valeurs du cisaillement initial et avec deux densités relatives initiales ( $Dr = 0,7$  et  $0,5$ ). On remarque que la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation du cisaillement initial.



La figure 1.13 : Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction,

( $q_s$  : déviateur, sable dense ( $Dr = 70\%$ ); sable lâche ( $Dr = 50\%$ ) [25].

### 1.3.8 Influence de la surconsolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et takutsu [26], Seed et al [27], Seed et Peacock [28]). La figure 1.14 montre les résultats obtenus par Ishihara et al [29] sur des sols ayant différentes

teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra [30] a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles, alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 cycles pour obtenir la liquéfaction (figure 1.15).

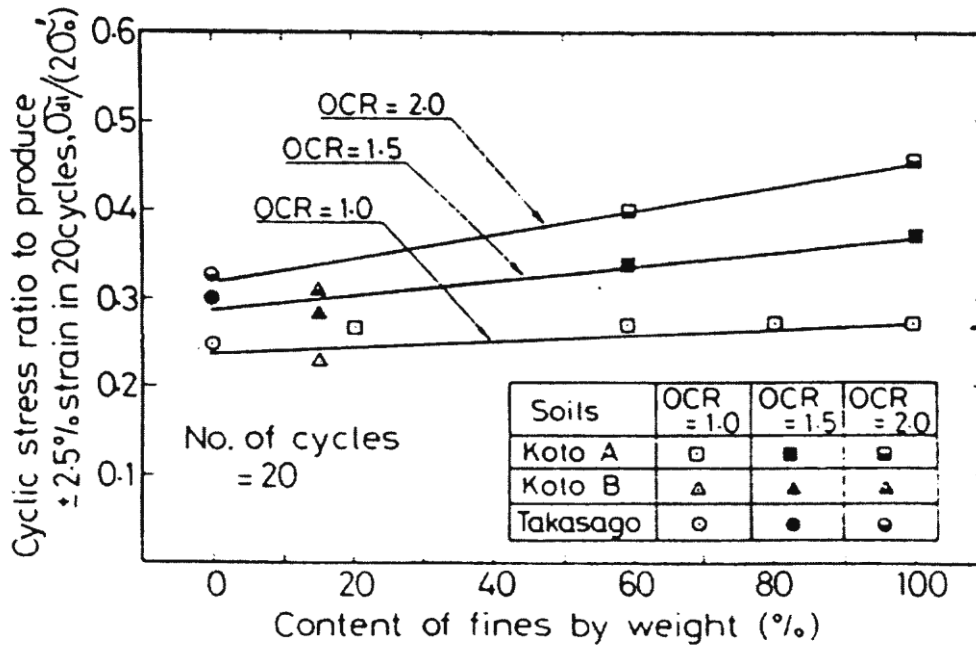


Figure 1.14 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols [26]

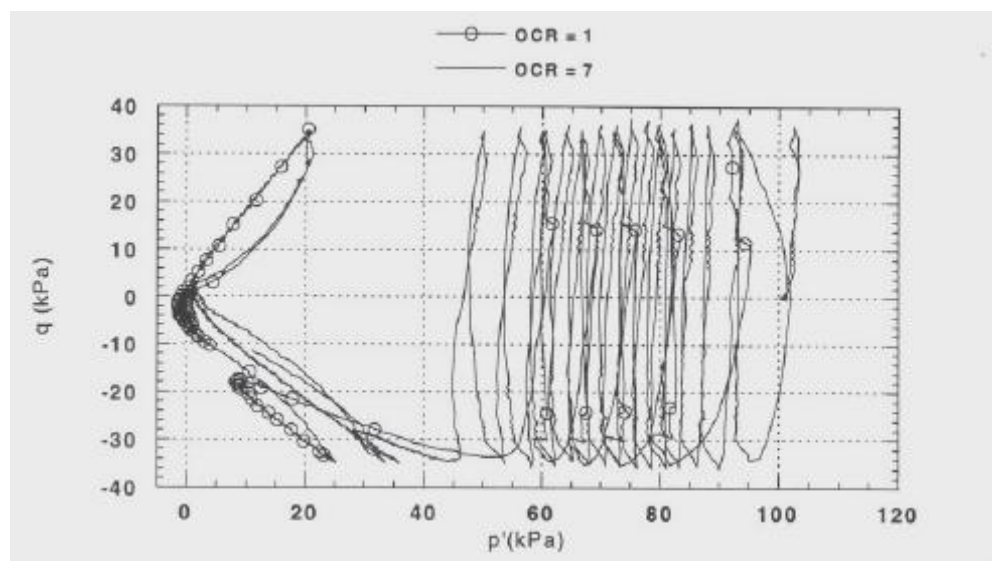


Figure 1.15 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun [30].

## 1.4 Etude du comportement des sables sous chargement monotone.

### 1.4.1 Essai Drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel ou nous appliquons une contrainte  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$  en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement ( $\sigma_3$ ). Les figures (1- 16) et (1- 17) établies par Lee et al [27], mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume. En effet si nous observons sur l'une des deux figures, nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

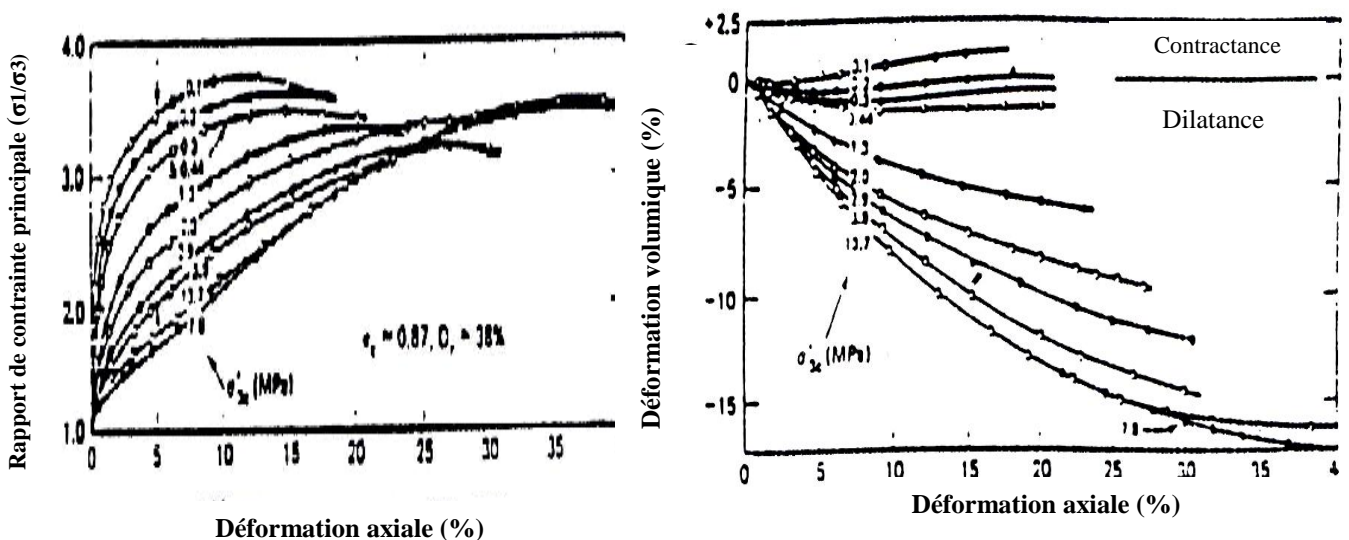


Figure 1.16: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento [27].

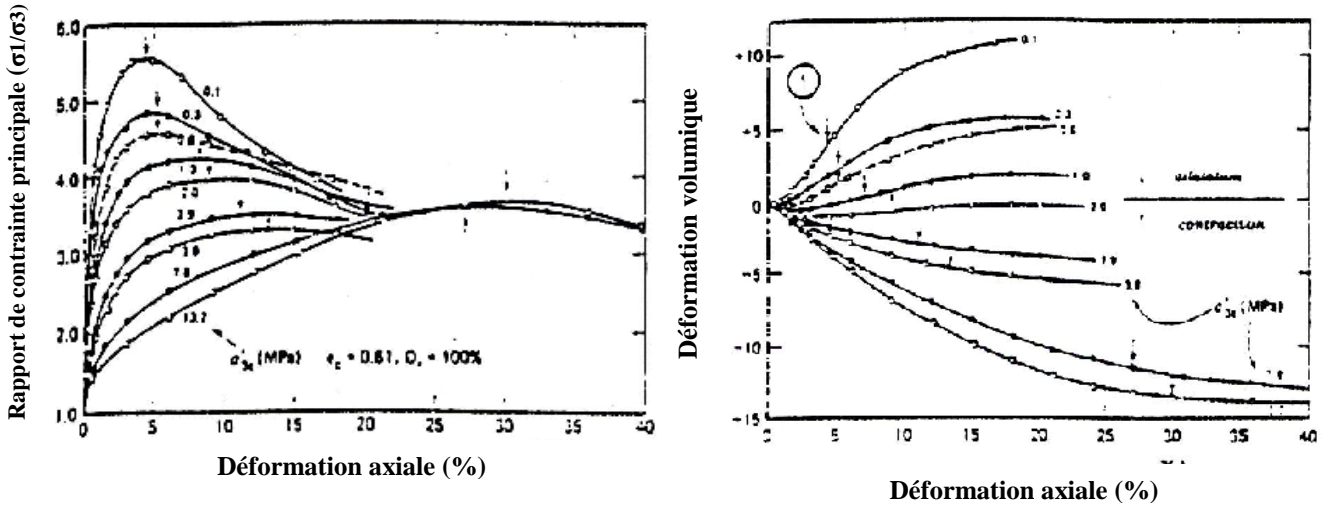


Figure 1.17 : Essais triaxiaux monotones sur sable de Sacramento [27]

**1.4.2 Essai non drainé**

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai de ce fait la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle.

La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatance, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

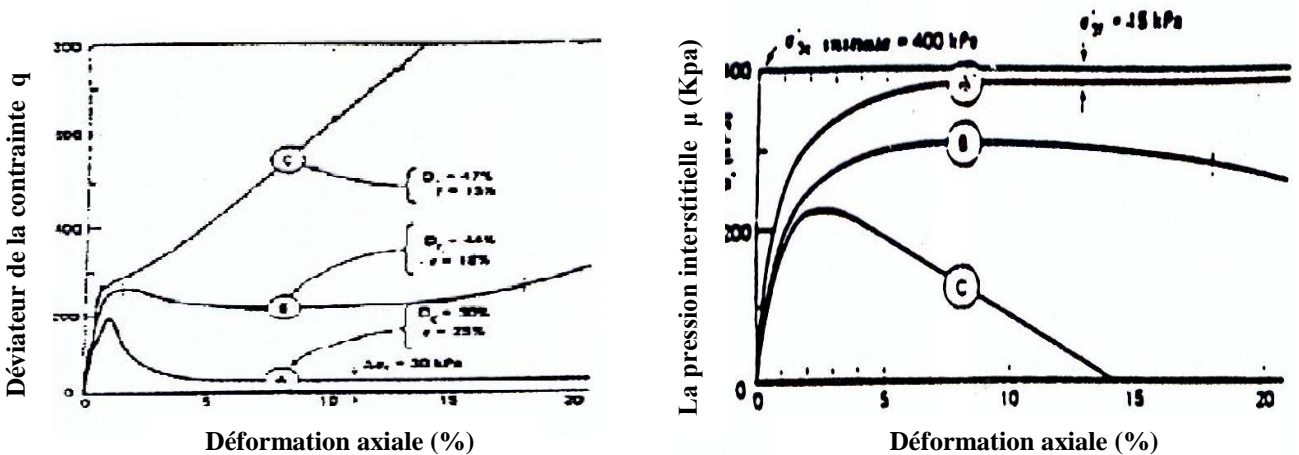


Figure 1.18 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable [2].

Au début de chargement, nous constatons sur la figure (1-18) établie par Casagrande et al [2], une augmentation de la pression interstitielle pour les 03 essais non drainés (A), (B) et (C) puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sable lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour un l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance de au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement d'échantillon.

Le niveau de contrainte déviatoire pour lequel s'inverse le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, correspond au même niveau de contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (figure 1-19). Ce niveau de contrainte a été défini par Luong et Habib [31], comme étant l'état caractéristique du matériau.

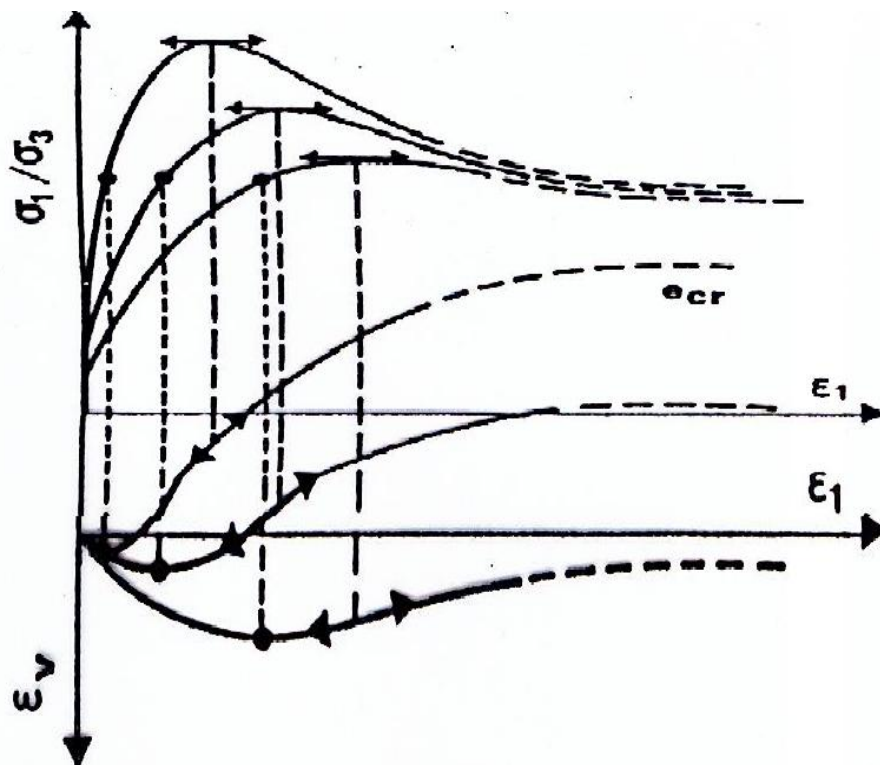


Figure 1.19 : variation du volume sous chargement monotone [31]

A ce niveau de contrainte est associé :

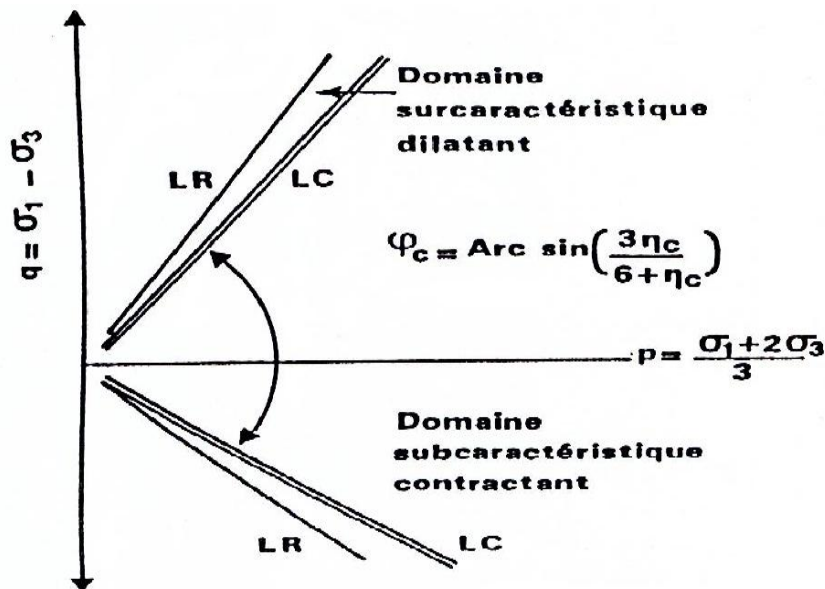
- une vitesse de variation de volume nulle  $\epsilon_v = 0$ .
- le seuil entre l'enchevêtrement et les désechevêtrement des grains de sable.
- des déformations faibles et éloignées de la rupture.
- un angle de frottement caractéristique.

Cet état caractéristique est indépendant de l'indice des vides initial, en effet si nous revenons aux figures (1.16 et 1.17) nous remarquons que toutes les courbes tendent vers un même palier qui est peu différent de  $(\sigma_1/\sigma_3=3)$ .

Dans le plan (P-Q), le domaine de contractance est limité par deux droites caractéristiques Lc (une droite pour que  $Q > 0$  et une autre pour  $Q < 0$ ).

Le domaine de dilatance est limité par les droites caractéristiques Lc et les droites de rupture Lr (voir figure 1-20),

Établie par Luong [31], pour un sable lâche les deux droites sont confondues, étant donné dans le plan  $(Q, \epsilon_1)$ , lors des essais à chargement monotone drainé sur les sables lâches, les contraintes déviatoire au palier sont confondues avec les contraintes déviatoire au pic.



$$\varphi_c = \text{Arc sin}\left(\frac{3\eta_c}{6 + \eta_c}\right) \dots\dots\dots (1)$$

Figure 1.20 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire [31]

## 1.5 Conclusion

Le phénomène de liquéfaction est très important dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, de la présence d'éléments fins densité relative, confinement, pré-chargement, saturation, srconsolidation. Pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol, cela dépend des combinaisons des propriétés du sol, des facteurs environnants, géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement.

La bonne compréhension des ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols.

Dans le prochain chapitre, nous allons présenter d'une manière succincte les différentes méthodes d'améliorations des sols trouvées dans la littérature.

Les résultats de ces essais serviront à la vérification des modèles de comportement en cours de développement dans notre laboratoire pour décrire le comportement du sol sous chargement monotone et cyclique.





## **Chapitre II:**

### **Méthodes d'Amélioration de la Résistance à la liquéfaction**

## **2. Méthodes d'Amélioration de la Résistance à la liquéfaction**

### **2.1 Introduction**

La prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante des préoccupations des pouvoirs publics en matière d'aménagement du territoire. La prise en compte de l'aléa sismique témoigne de cette préoccupation. Le risque de liquéfaction prend une part grandissante dans les projets d'aménagement du territoire et de construction. Parmi les méthodes d'amélioration de la résistance des sites à haut risque de liquéfaction on note ; l'amélioration par compactage dynamique, drainage, inclusions de pieux de sable compacté (SCP) et par colonnes ballastées etc....

### **2.2 Amélioration par densité relative**

La méthode consiste à améliorer la densité relative du sol et par conséquent la résistance à la liquéfaction par l'un des moyens de compactage.

#### **2.2.1 Compactage par explosifs**

Ce type de compactage est utilisé généralement loin des zones urbaines, Il permet un compactage rapide et non coûteux de grands volumes de sol atteignant des profondeurs importantes. L'explosion induit une onde de choc qui se tend en comprimant le sol ; ainsi produite, l'onde de choc génère dans le sol des contraintes de cisaillement alternées. En dépassant la résistance frottement entre grains, elles engendrent des déplacements relatifs entre ces grains. Ces mouvements des grains induisent une diminution du volume des vides, si le sol est saturé cette diminution génère une augmentation de la pression interstitielle qui nous conduira à la liquéfaction. Dans le cas d'un sable, la dissipation de la surpression est très rapide, le sol obtient un nouveau réarrangement plus dense.

#### **2.2.2 Compactage par Vibroflotation**

Ce procédé est utilisé pour les sites à proximité des habitations. Le principe consiste à enfoncer un tube dans le sol à l'aide d'un jet d'eau sous pression. Le jet d'eau est placé à l'extrémité inférieure du tube, il facilite la pénétration de ce dernier dans le sol en affaiblissant les propriétés du sol attaqué. Lors de sa remontée, celui-ci est mis en vibration. Elles génèrent des contraintes de cisaillement alternées qui vont provoquer par la suite induire des mouvements relatifs des grains réduisant l'indice des vides et provoquant un nouvel arrangement plus dense Si le sol est saturé, la réduction du volume des vides produit une liquéfaction totale du sol autour du tube et de la zone perturbée, après dissipation de la surpression interstitielle, un tassement et un nouveau réarrangement des grains est obtenu sous l'influence de la gravité.

### 2.2.3. Compactage dynamique

Le principe de cette méthode consiste à faire tomber en chute libre une masse de 10 à 30 tonnes d'une hauteur de 15 à 20 mètres. La masse ainsi lancée produit un impact de forte énergie au contact du sol ; ce dernier va se compacter sous l'influence des contraintes de cisaillement provoquées par le choc qui induit des mouvements relatifs entre les grains du sol. Dans le cas d'un sol pulvérulent, la densification mène à la liquéfaction de la zone perturbée et un nouveau réarrangement est obtenu après dissipation de la surpression interstitielle toujours sous l'influence de la gravité.

### 2.3 Amélioration par inclusion de micro-pieux de sable compacté (SCP)

Le principe de cette méthode consiste à placer dans un échantillon de sable des micro-pieux en sable compacté (Sand Piles Compaction) (Akiyoshi et al, 1993). Actuellement, elle est très utilisée dans de nombreux projet de construction. Cette méthode est appelée à augmenter la résistance à la liquéfaction des dépôts de sables très lâches par augmentation de leur densité et amélioration du squelette du sable. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre des micro-pieux (SCP) seront déterminés de façon à dissiper la surpression interstitielle lors de passage d'un séisme. La figure 2-1 illustre l'évolution de la pression interstitielle et l'accélération en fonction du temps. On remarque pour l'échantillon seul (figure 2-1a) la surpression interstitielle a atteint sa valeur maximale après quatre minutes d'excitation, tandis que pour les échantillons renforcés par les SCP et fabriqué par une force de compaction de 62 N (figure 2-1b) le temps de liquéfaction est plus lent par rapport au premier cas ; de plus, le modèle amélioré par SCP et dont la force de compaction est de 98N (figure 2-1c) résiste complètement à la liquéfaction. Cette expérience a montre que la résistance à la liquéfaction est fortement liée à la force de compaction durant la fabrication des SCP.

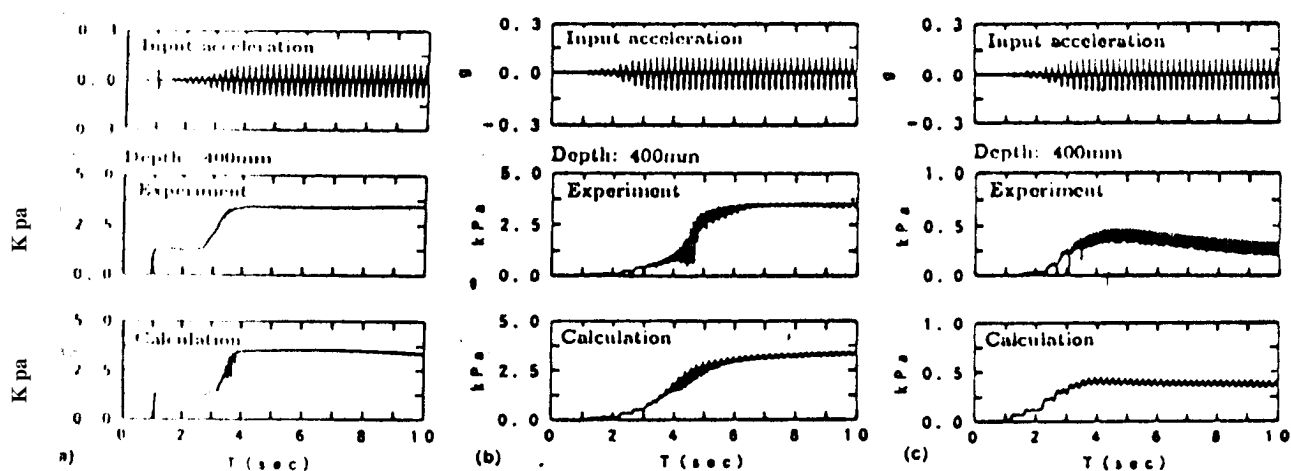


Figure 2-1 Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps

(Akiyoshi et al. 1993)

## 2.4 Amélioration des conditions de drainage

La méthode consiste à placer des drains verticaux dans la couche sujette à la liquéfaction. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre de ces drains seront déterminés de façon qu'ils puissent être capables de dissiper la surpression dans les limites du temps de passage du séisme. Généralement on utilise comme matériaux de drainage le gravier, mais actuellement il est de plus remplacé par des grilles recouvertes par des géotextiles. La figure 2-2 montre les résultats obtenus sur table vibrante par Watari et Fujiwara (1977). On note que pour un pouvoir drainant identique des drains et pour un même temps d'excitation, l'évolution maximale de la surpression interstitielle diminue avec le rapprochement des drains. Le développement de la pression interstitielle dépendait du nombre et de l'espacement des drains.

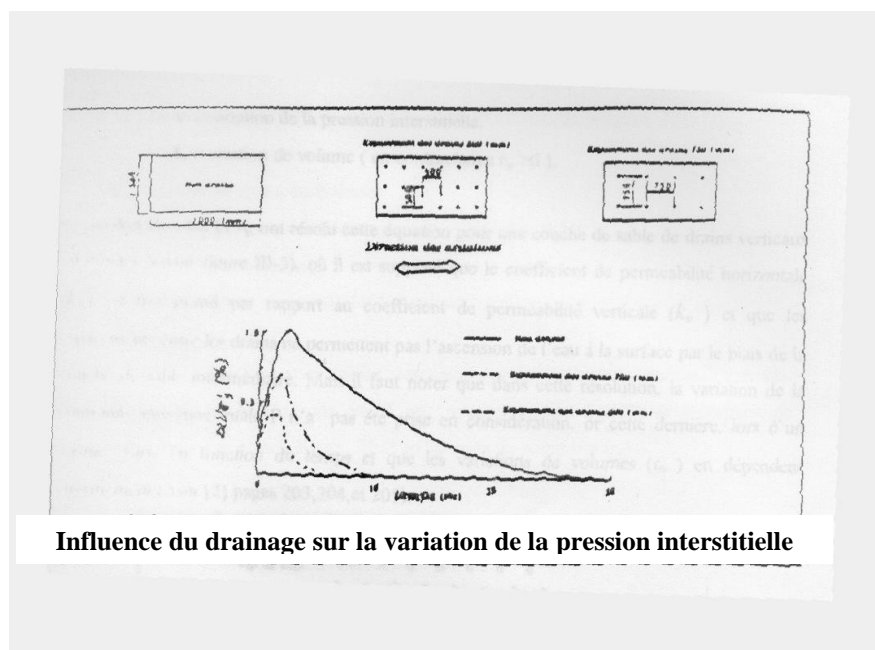


Figure 2-2 Influence du drainage sur la variation de la pression interstitielle

(Watari et Fujiwara, 1977)

## 2.5 Amélioration par Inclusions de géosynthétiques

Plusieurs auteurs ont étudiés l'influence de matériaux synthétiques sur la résistance à la liquéfaction (Vercueil et al [32], Unnikrishan et al [33], Boominathan et Sari [34]). Par leurs expériences, ils ont montré que l'apport du géosynthétiques à un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction.

### 2.5.1 Amélioration par inclusion des nappes de géotextile

Vercueil, Billet et Cordary [32] ont étudié le comportement du sable d'Hostun Rf renforcé par des nappes de géotextiles. La figure 2-3 montre les résultats obtenus et met en évidence

l'influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction. On note que pour des valeurs de  $N_l$  la finition de surface du géotextile joue un rôle déterminant dans le gain pour la résistance à la liquéfaction, après cinq cycles la résistance à liquéfaction coïncide pour les matériaux testés avec du PEHD et PEHDT (PEHD = polyéthylène avec surface lisse, PEHDT = polyéthylène de très grande densité avec surface rugueuse); tandis que pour des valeurs  $N_l > 20$  les courbes de résistance à la liquéfaction se disperse graduellement à la baisse. Pour les valeurs  $N_l < 20$ , le matériau renforcé par NTB7 (NTB = géotextile constitué de fibres polyester non tissé, TT = géotextile constitué de mono-filament polyester) et avec une meilleure compressibilité donne de bons résultats. Le géotextile NTB4 avec la même finition de surface et une compressibilité différente présente presque la même résistance à la liquéfaction que le NTB7 pour des valeurs de  $N_l > 20$  et une faible résistance pour  $N_l < 20$ . On note aussi que pour des valeurs de  $N_l$  (nombre de cycles) inférieur à 20, la compressibilité est un facteur déterminant dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction.

Durant un essai triaxial monotone ou cyclique la pression interstitielle est mesurée au bas de l'échantillon. Cette mesure est insuffisante pour déterminer le gradient dans l'échantillon. Pour mieux étudier l'évolution du gradient hydraulique d'un échantillon renforcé par une et deux feuilles (NTB7) placées au milieu de l'échantillon, Vercueil et al [32], ont placé des capteurs de pression interstitielle l'un au centre de l'échantillon noté  $u_1$  et l'autre à 3/4 de la hauteur totale noté  $u_2$ . Les valeurs minimales et maximales de  $u_1$  et  $u_2$  observées durant les phases d'extension et de compression des cycles, pour des rapports de contrainte de 0.235, 0.285 et 0.315 respectivement sont représentées dans la figure 2.4. On note que les valeurs de pression interstitielle  $u_1$  et  $u_2$  pour le sable non renforcé sont semblables. Avec une feuille de géotextile et pour un rapport de contrainte ( $R = 0.235$ ) le gradient est très faible jusqu'au dixième cycle d'essai, après il augmente continuellement jusqu'à la fin de l'essai. L'augmentation de ce gradient est significative au troisième cycle pour le rapport de contrainte de 0.285. Pour les échantillons renforcés avec deux feuilles de géotextile, et pour divers rapport de contrainte, un faible gradient est encore observé durant les premiers cycles, suivi d'une augmentation continue jusqu'à la fin des essais. Pour l'échantillon non renforcé, les valeurs maximales de  $u_1$  et  $u_2$  sont très semblables pour tous les rapports de contrainte. Pour les échantillons renforcés avec une et deux feuilles de géotextile, les valeurs de  $u_1$  trouvées sont plus grandes que les valeurs  $u_2$ . Pour un essai donné, cette différence se réduit avec l'augmentation de la pression interstitielle tandis que, pour deux essais différents. On note que le gradient augmente avec l'augmentation du rapport de contrainte.

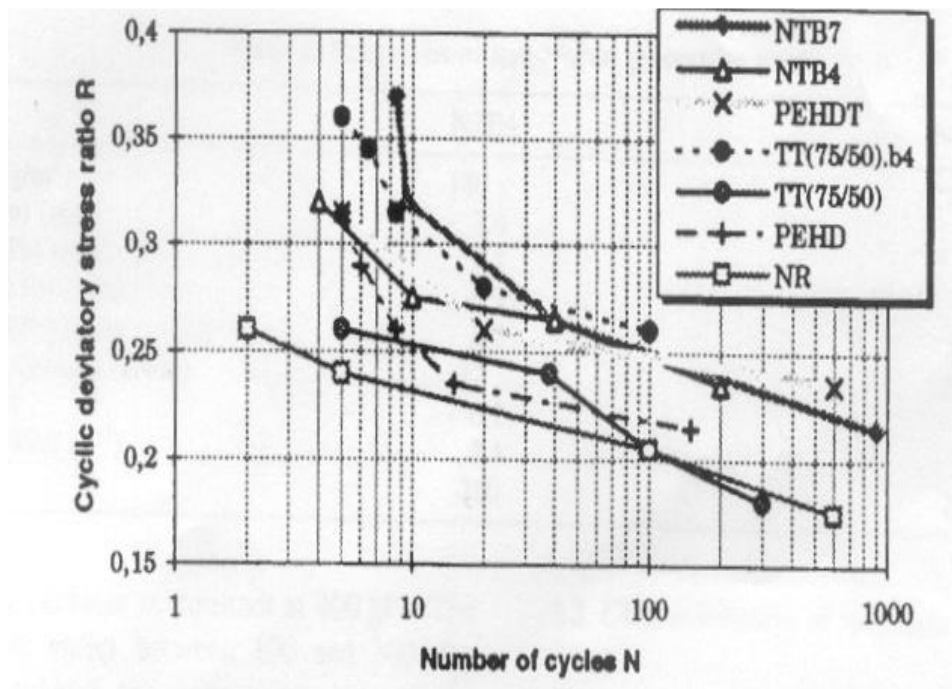


Figure 2-3 Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction [32]

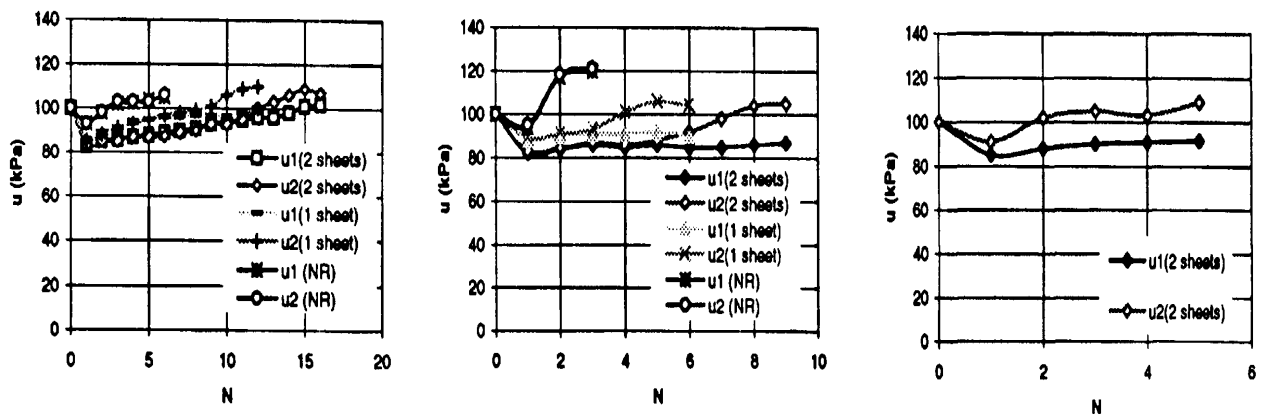


Figure 2.4 : Valeurs minimales de pression interstitielle ( $R = 0.235$ ,  $R = 0.285$ ,  $R = 0.325$ ) [32]

### 2.5.2. Amélioration par couche sandwich

L'interaction entre le sol et le renforcement est plus importante dans le cas de la structure des sols renforcés soumis aux charges de cycle (chemin de fer, routes, digue etc.). La résistance des sols sous chargement cyclique dépend d'un certain nombre de facteurs comme le nombre de cycles, la fréquence de chargement et la magnitude de la contrainte cyclique (Seed et Lee 1966, Diyaljee et Raymond 1982, Krishnaswamy et Isaac 1994 et 1995), ces derniers ont rapporté que le renforcement aide à réduire le potentiel de liquéfaction des sols. Plusieurs études ont été réalisées à

l'appareil triaxial en variant le type de renforcement, les couches sandwichs (sandwich layer), magnitude de la pression de cellule, nombre et renforcement des couches, la teneur en eau etc.

Unnikrishnan, Rajagopal et Krishnaswamy [33] ont étudié l'influence du renforcement par la technique de couche sandwich (couche de sable de chaque côté du géotextile) sur un sol argileux du nord de Chennai city (Inde). Le sable provient des couches de sable de la rivière Ennore du même périmètre que l'argile. Des échantillons de diamètre 38 et 100 mm avec des hauteurs respectives de 76 et 200 mm ont été testés à l'appareil triaxial en cisaillement monotone sur chemin UU (non drainé non consolidé) avec une vitesse de déformation axial constante de 1.5%/min ; simulant le comportement d'un sol sujet à un chargement rapide après construction. Trois types de renforcement ont été utilisés dans cette étude, à savoir géotextile tissé et non tissé, et micro-grille. Le micro-grille est un écran de plastique très fin avec de petites ouvertures de 0.5mm, très approprié pour les essais à petite échelle. Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 2.5 et 2.6. On observe que la disposition des couches de sables autour du renforcement améliore considérablement la résistance de l'argile (figure 2.5). On note que le déviateur maximal augmente avec l'augmentation de l'épaisseur des couches de sables jusqu'à la valeur  $e_p = 08\text{mm}$ , au delà, il n'augmente pas sensiblement, le type de renforcement avec le micro-grille donne le meilleur résultat (figure 2.6). La figure 2.7 l'influence du confinement sur le déviateur maximal développé, et que cette influence est très prononcée pour les faibles pressions de confinement.

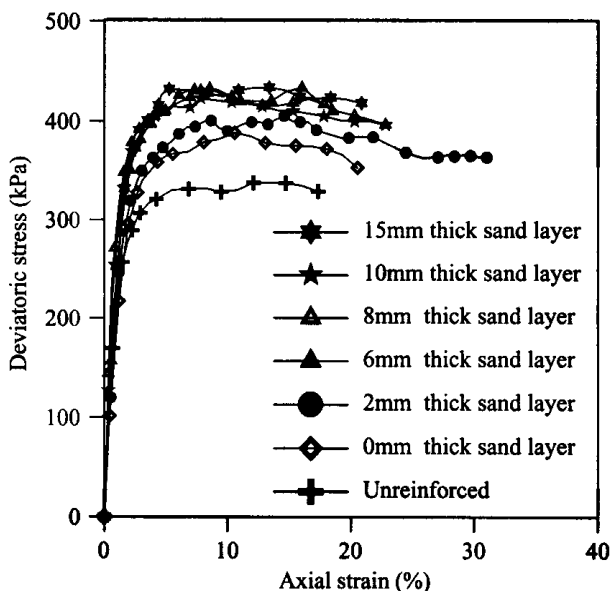


Figure 2.5 : Influence d'épaisseurs de couches de sable sur le déviateur ( $\sigma_{3c} = 110 \text{ kPa}$ , renforcement avec du géotextile tissé) [33].

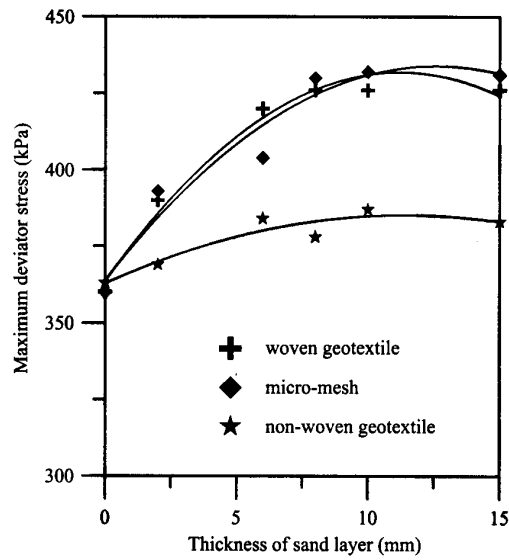


Figure 2.6 : Influence du matériau de renforcement sur le déviateur maximal développé ( $\sigma_{3c} = 110$  kPa) [33].

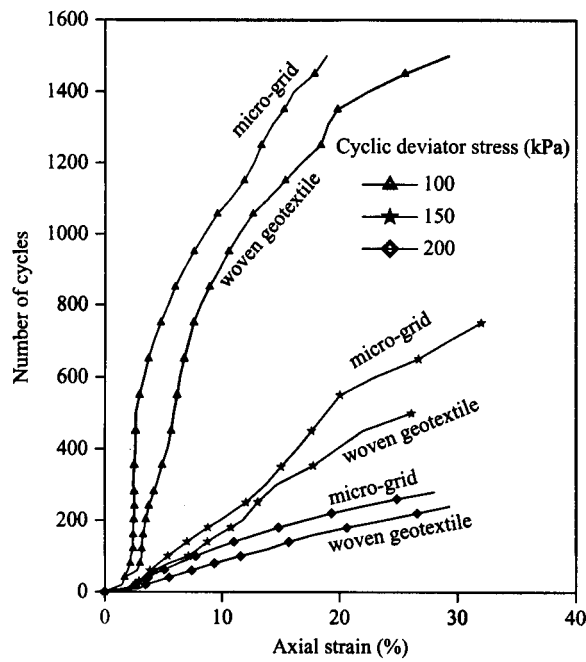


Figure 2.7 : Influence de la pression de confinement sur le déviateur maximal développé (renforcement avec du géotextile tissé) [33]



Les résultats obtenus par Unnikrishnan et al [33], ont révélé que la performance de l'amélioration due à l'inclusion de couches sandwich est beaucoup plus meilleure sous le chargement cyclique que monotone. On remarque que lorsque l'amplitude de chargement cyclique augmente, l'avantage d'inclusion de couches sandwich ralentit la chute de résistance qui devait avoir rapidement dans l'échantillon. La tendance de durcissement notée sous faible chargement cyclique, n'est pas observée pour les grandes amplitudes (figure 2.7). Le terme CIR (potentiel d'amélioration cyclique exprimé en %) définit clairement l'avantage du renforcement des échantillons. Il est défini à un niveau particulier de déformation comme le rapport du nombre de chargement cyclique requis appliqué à un échantillon renforcé (avec ou sans couches sandwich) au nombre de chargement de cycle causant le même niveau de déformation sur un échantillon non renforcé. On observe sur la figure 2.8 que le renforcement sans couches affecte légèrement l'augmentation de la résistance tandis qu'avec la disposition du renforcement avec couche de sable l'améliore considérablement. On remarque que l'augmentation de résistance par la technique de couches de sablées diminue avec l'augmentation d'amplitude du chargement en comparaison avec celle de faibles amplitudes (figure 2.9).

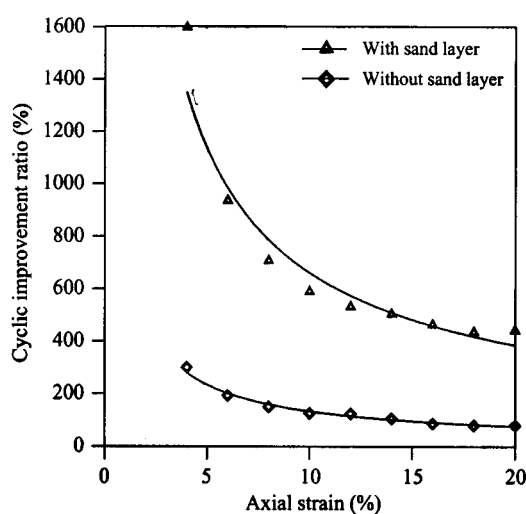


Figure 2.8: Evolution du potentiel d'amélioration cyclique renforcé (CIR) avec micro-grilles à un niveau de contrainte cyclique = 100 KPa [33]

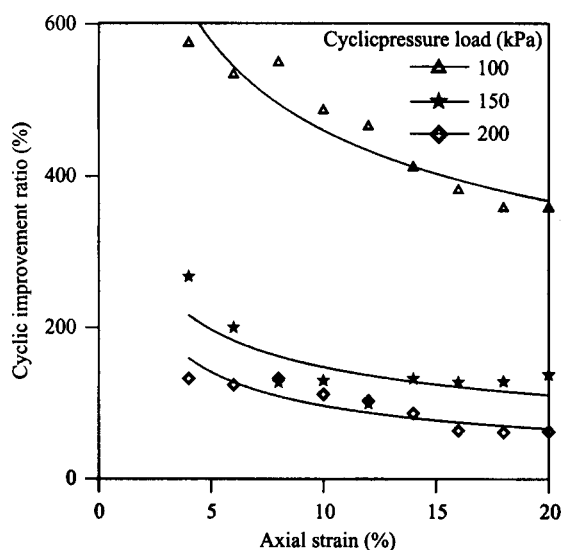


Figure 2.9 : Influence de la contrainte déviatoire cyclique sur le potentiel d'amélioration cyclique [33]

### 2.5.3 Amélioration par inclusion de fibres et mailles géosynthétiques

Le renforcement des sols par la technique d'inclusion de fibres synthétiques aléatoirement est utilisé dans les structures de soutènement, digues etc. Divers types d'éléments répartis aléatoirement, comme éléments de mailles polymères, fibres métalliques, fibres synthétiques sont utilisés pour le renforcement des sols.

Cependant, l'étude du comportement des sols renforcés par la technique aléatoire d'inclusion des éléments synthétiques sous chargement cyclique est très limitée dans la littérature. Boominathan et Hari [34] ont étudié le comportement du matériau " Fly Ash" renforcé par des fibres et mailles géosynthétiques. Le matériau de renforcement a été utilisé avec une proportion d'aspect AR (Aspect ratio) de 20 pour les fibres ( $AR = l/L$ ) et 10 pour les mailles ( $AR = l/L$ ). Les essais ont été réalisés sur des échantillons de densité  $D_r = 50\%$  et une teneur en fibres synthétiques de 0.5 à 2% du poids sec du FLY ASH (figure 2.10 et 2.11). On note que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres. Il est à noter qu'avec une plus grande teneur en fibre l'homogénéité de l'échantillon n'est pas la même à cause de la ségrégation entre les particules du FLY ASH et le renforcement. On observe sur la figure 2.11 que l'effet sur la résistance à la liquéfaction est très significatif, l'échantillon renforcé par des mailles ( $AR = 20$ ) donne une faible valeur de pression interstitielle que l'échantillon renforcé par avec un  $AR = 10$  qui montre une meilleur résistance à la liquéfaction. La figure 2.12 illustre le résultat d'un échantillon renforcé par un mélange de fibres/mailles avec une teneur optimale ( $AR = 20$  pour les mailles et  $AR = 10$  pour

les fibres). On note que le renforcement par mailles indique une supériorité sur le renforcement par fibres sur la résistance à la liquéfaction. On peut conclure que l'inclusion de mailles synthétiques dissipe facilement la pression interstitielle et fournit un meilleur emboîtement dans le matériau.

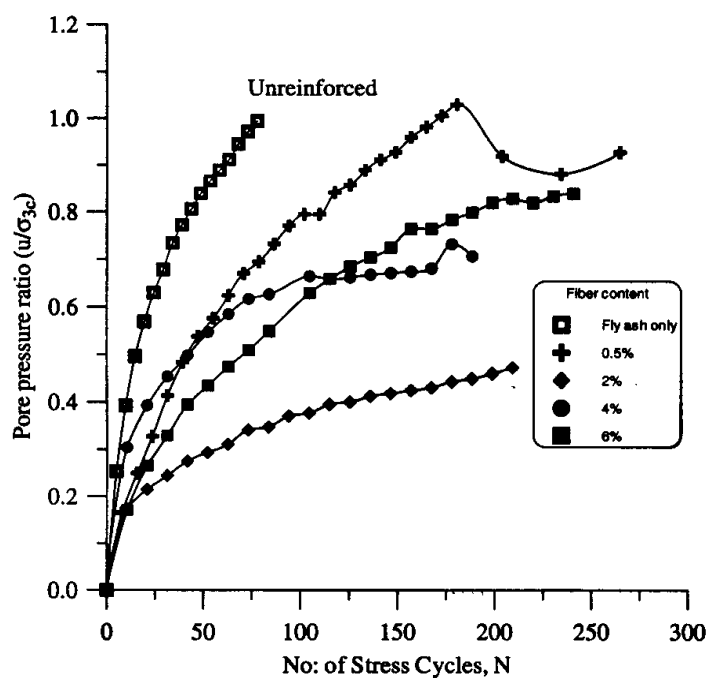


Figure 2.10: Influence de la teneur de fibres sur la résistance à la liquéfaction [34]

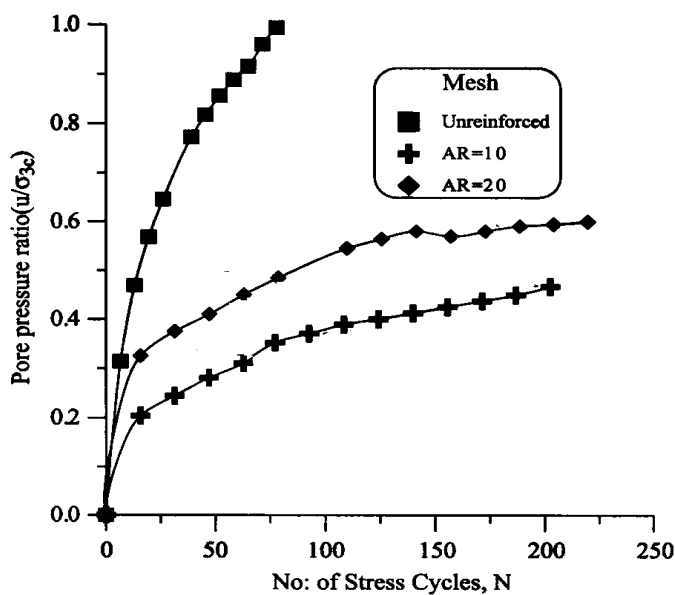


Figure 2.11: Effet de la proportion "AR" sur la résistance à la liquéfaction du FLY ASH renforcé ( $\sigma_{3c} = 40 \text{ kN/m}^2$ , CSR = 0.3, teneur en maille= 2%) [34]

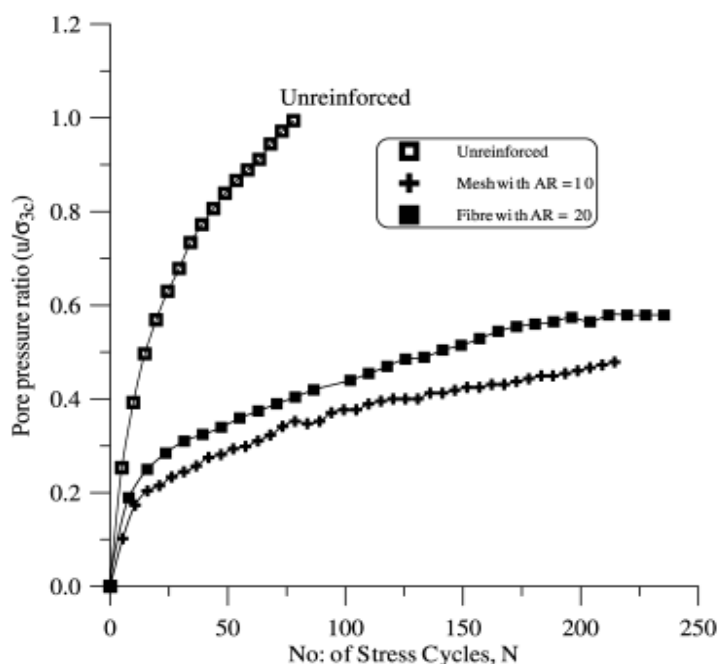


Figure 2.12: Effet du type de renforcement sur la résistance à la liquéfaction ( $\sigma_{3c} = 40 \text{ kN/m}^2$ ,  $\text{CSR} = 0.3$ , teneur fibre/maille= 2%) [34]

### 2.5.4 Renforcement géosynthétiques (polyester)

D'après Madhavi et al [35], ont étudié l'influence du renforcement du sol par des différentes formes de géosynthétiques (figure 2.13). On note que la présence du polyester améliore d'une manière considérable la résistance du sable. L'échantillon renforcé par huit couches de polyester donne une meilleure valeur de résistance (2500Kpa) que les autres échantillons. On observe sur la figure (2.14), l'utilisation du sable renforcé par un film polyester présenté une résistance plus élevée par rapport l'échantillon renforcé par géotextiles et géogrids.

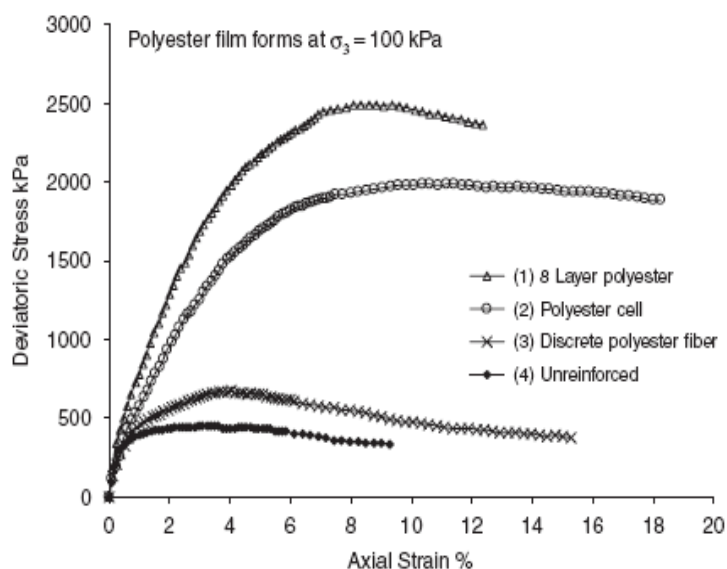


Figure 2.13 : Evolution de la résistance du sable renforcé par des différentes formes de polyester[35]

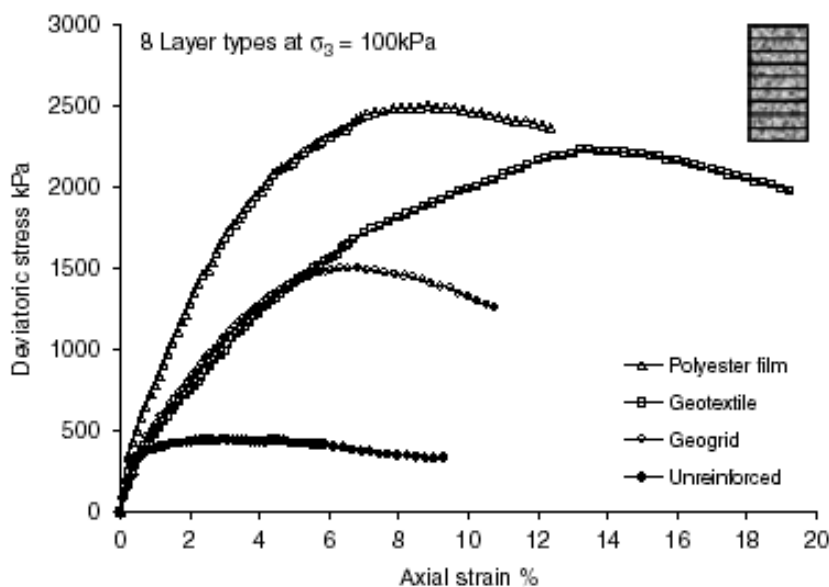


Figure 2.14 : Effet des plusieurs types du renforcement sur le comportement du sable ( $\sigma_3 = 100 \text{ Kpa}$ ) [35]

## 2.6 Amélioration du module de déformation d'un terrain par les colonnes ballastées

Les travaux de Laurent et Brunon [36] sur le renforcement par inclusions rigides verticales constituent une alternative particulièrement intéressante aux fondations sur sol compressible de type traditionnel, ils peuvent aussi apporter une réponse pertinente aux soucis d'environnement et d'optimisation des coûts et des délais de construction. La technique des inclusions rigides consiste à transférer la charge due à l'ouvrage renforcé vers une couche de sol plus dur. Ce transfert se fait par l'association d'inclusions rigides traversant le sol compressible et d'une plate-forme granulaire disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage. Les mécanismes régissant le transfert de charge dans cette plate-forme et le long des inclusions sont encore mal connus. Différentes méthodes ont été proposées pour modéliser ces mécanismes mais aucune ne prend en compte le problème dans sa globalité. Un inventaire des techniques de renforcement, des expérimentations, des ouvrages de référence et des méthodes de dimensionnement a été réalisé, il apporte des enseignements pour améliorer les connaissances dans le domaine du renforcement par inclusions rigides.

D'après l'étude de Taoufik Benchelha [37] sur l'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en oeuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations (Figure 2.15).

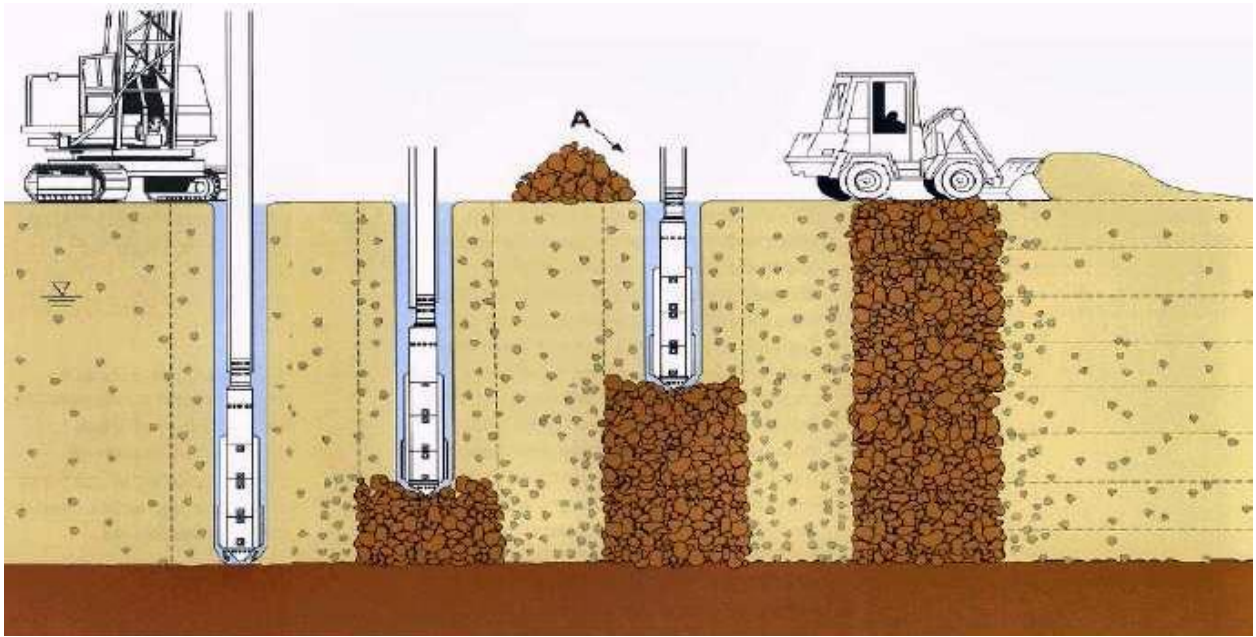


Figure 2.15: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide [37]

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol.
- Diminuer les tassements totaux et différentiels.
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant.
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

La solution qui consiste à renforcer le sol par des colonnes ballastées a permis de :

- Supprimer le risque de liquéfaction de sol.
- Garantir une contrainte admissible ELS de 0,3 Mpa sous les massifs de gros béton ;
- Garantir des tassements admissibles.
- Economiser un montant.
- Réduire le délai d'exécution des deux ouvrages d'Art de 5 mois.

## 2.7 Conclusion

La résistance à la liquéfaction d'un sol peut être amélioré si celui-ci est sujet à un haut risque de liquéfaction, en agissant sur l'un de ces paramètres. Actuellement les méthodes les plus utilisées pour l'amélioration de la résistance à la liquéfaction agissent sur la densité relative, les conditions de drainage du sol, par inclusions de nappes de géotextiles, géogrides ; pour ces derniers leur application sur le terrain est très limitée. Elles sont utilisées pour la stabilisation des pentes et

talus etc. L'amélioration d'un site par colonnes ballastées a connu ces derniers un grand succès vu leur coût moins cher et leur facilité d'exécution.

Dans le prochain chapitre, nous allons étudier d'une manière détaillée à l'aide de l'appareil triaxial certains aspects du comportement d'un sol renforcé par inclusions de nappes de géotextiles, colonnes ballastées et micro-pieux de sable compacté.





## **Chapitre III**

### **Dispositif expérimental et mode opératoire**

### 3. Dispositif expérimental et mode opératoire

#### 3.1 Introduction

L'étude du comportement des sols nécessite la réalisation des essais en laboratoire en utilisant des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable.

Dans ce chapitre, on présente d'abord le dispositif utilisé, il s'agit de la cellule triaxiale dynamique 2Hz (40kN) inspiré de la cellule de Bishop & Wesley qui permet de réaliser des essais de bonne qualité sur divers types de chemins de chargement. Le chapitre décrit également le mode opératoire suivi et donne les caractéristiques des matériaux étudiés

#### 3.2 Dispositif expérimental

L'appareil triaxial de révolution a été utilisé pour la réalisation de l'ensemble des séries d'essais de cette étude. Cet appareil est l'un des plus utilisés dans les études en géotechnique vus les avantages qu'il présente :

- la possibilité d'appliquer des contraintes principales,
- l'utilisation d'échantillons cylindriques faciles à fabriquer et à manipuler,
- la simplicité de contrôle du drainage et de la mesure de la pression interstitielle,
- la facilité des mesures des déformations axiales et volumiques,

L'essai triaxial a cependant certaines limites :

- il ne permet l'application que de champs de contraintes cylindriques. Donc, pas très adapté à de nombreux cas pratiques.
- L'influence de l'effet de freinage sur la résistance au cisaillement que les deux têtes exercent sur les bases de l'échantillon.
- Il est impossible de reproduire en laboratoire des vitesses aussi faibles dans les appareils triaxiaux classiques et on ne peut, étudier certains phénomènes importants comme la déformation lente des couches adsorbées.
- La vitesse de chargement au laboratoire diffère de la vitesse réelle en place,

##### 3.2.1 Présentation générale

Le schéma du dispositif du triaxial dynamique est présenté sur la figure 3-1. Il comprend une cellule triaxiale montée sur un bâti. Elle permet, grâce à un système d'asservissement, de réaliser des essais monotones et dynamiques avec une fréquence allant de 0.001 à 2 Hz sur chemin contrôlé en contraintes ou déformations avec des vitesses de sollicitations variables (fig.3.2).

Il comprend :

- Cellule triaxiale,
- Deux contrôleurs de pression/volume type GDS (200cc),
- Boîte d'acquisition type DTI (data transducer interface),
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des mesures.

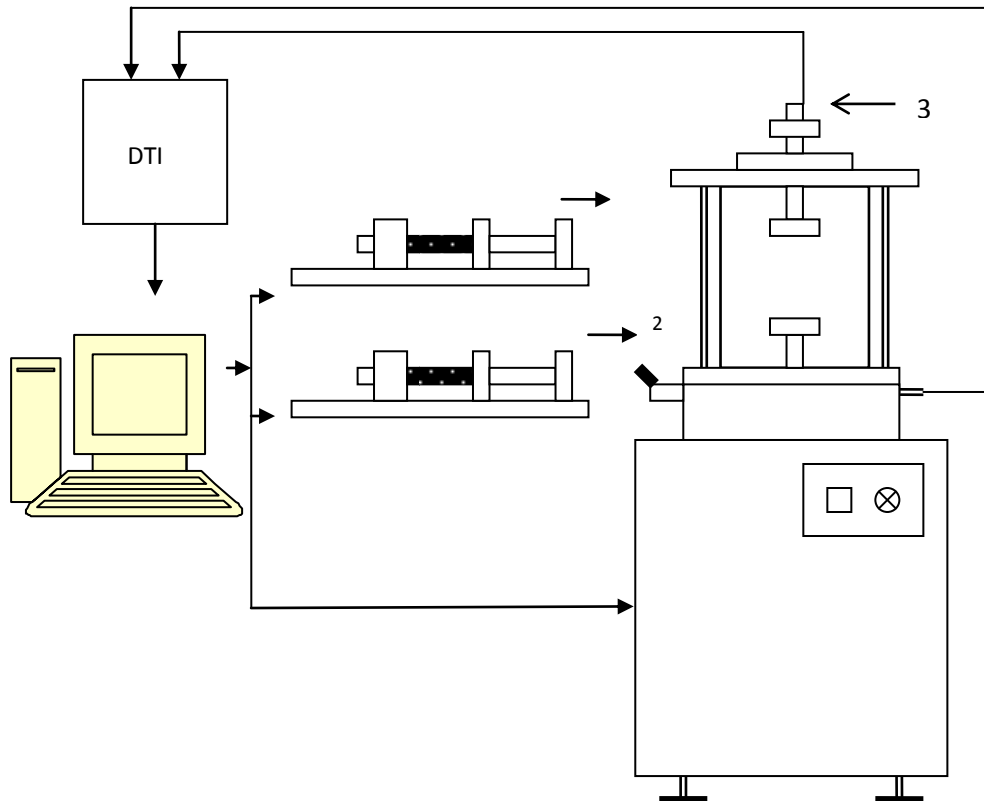


Figure 3-1 : Dispositif expérimental utilisé.

- (1) application de la pression dans la cellule
- (2) contrôle de la pression interstitielle ou variation de volume de l'échantillon
- (3) contrôle du déviateur

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la figure 3.1. Elle est constituée de deux chambres. La chambre supérieure contient l'échantillon et les deux embases servant à appliquer la charge axiale sur celui-ci. La pression maximale que peut supporter cette chambre est de 2 MPa. La partie inférieure consiste en une presse contrôlée par un moteur pas à pas. Elle est constituée d'une chambre métallique dans laquelle un piston peut coulisser. L'extrémité du piston est reliée à l'embase inférieure qui applique la charge axiale à l'échantillon. Comme la section du piston est

connue, la force et le déplacement axial appliqué par le piston est déduits directement de la pression et de la variation de volume dans la chambre.

Un contrôleur de pression et de volume (GDS) est relié à la cellule pour appliquer une pression de confinement dans celle-ci, un autre GDS est relié au circuit du drainage. Il sert à contrôler la pression ou les variations de volume de l'échantillon.

Le remplissage de la cellule et la saturation de l'échantillon sont réalisés à l'aide d'un réservoir en plexiglas contenant de l'eau déminéralisée et désaérée grâce à une pompe à vide.



Figure 3-2 : Dispositif expérimental

### 3.2.2 Le moule de fabrication des échantillons

Le moule est constitué de deux coquilles semi-cylindriques (figure 3-3). Les deux coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Dans le but de maintenir la manchette en latex le long des parois du moule, quatre conduits d'aspiration sont percés dans les coquilles. Ces conduits communiquent avec l'intérieur du moule par des rangées de petits trous (1mm de diamètre). Ils sont reliés à des tuyaux souples qui sont assemblés dans un seul tube. Ce dernier peut être raccordé à une pompe à vide.

Sachant que l'épaisseur de la manchette est de 0.3mm, il est prévu qu'on fabrique avec ce moule des échantillons de 70mm de diamètre et de hauteur.



Figure 3-3 : moule de fabrication des échantillons

### 3.2.3 Acquisition

La chaîne d'acquisition est constituée d'un micro-ordinateur compatible PC relié, par une liaison type HP-IB (Norme IEEE 488). Le PC est relié directement par l'intermédiaire de la carte HP-IB aux deux contrôleurs GDS, à la boîte DTI (Data Transducer Interface) centrale d'acquisition munie d'une carte analogique et reçoit des signaux des capteurs de force, de déplacement et de pression interstitielle.

Ce dispositif permet de mesurer :

- La variation de la force axiale ( $\Delta F$ ),
- La variation de la hauteur de l'échantillon ( $\Delta H$ ),
- La variation de volume de l'échantillon ( $\Delta V$ ),
- La pression interstitielle ( $u$ ),
- La pression de confinement dans la cellule ( $\sigma_c$ ).

A partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur  $H_0$  et volume  $V_0$ ), on peut calculer les variables caractérisant l'évolution de l'échantillon :

- déformation axiale :  $\epsilon_a = \Delta H / H_0$
- déformation volumique :  $\epsilon_v = \Delta V / V_0$
- déviateur :  $q = \Delta F / S$  avec  $S = V / H = (V_0 - \Delta V) / (H_0 - \Delta H)$

### 3.2.4 Le système de mesure

#### 3.2.4.1 Mesure des variations de volume de l'échantillon et application de la pression de confinement

La mesure des variations de volume des échantillons et la mise en pression de la cellule sont effectués à l'aide de deux contrôleurs de pression et de volume (GDS). Il s'agit d'une pompe hydraulique contrôlée par un microprocesseur (Menziez, 1988). Ce contrôleur permet de régler et de mesurer la pression et la variation de volume d'un fluide. Il est présenté schématiquement dans la figure 3.4. L'appareil est muni d'un microprocesseur lui permettant de contrôler la pression avec mesure des variations de volume ou de contrôler le volume avec mesure de la pression. Il est peut être commandé manuellement à l'aide d'un tableau de commande numérique ou par ordinateur.

Dans notre travail, deux GDS ont été utilisés : le premier est relié à l'intérieur de l'échantillon, le deuxième est utilisé pour exercer le pression de confinement dans la cellule.

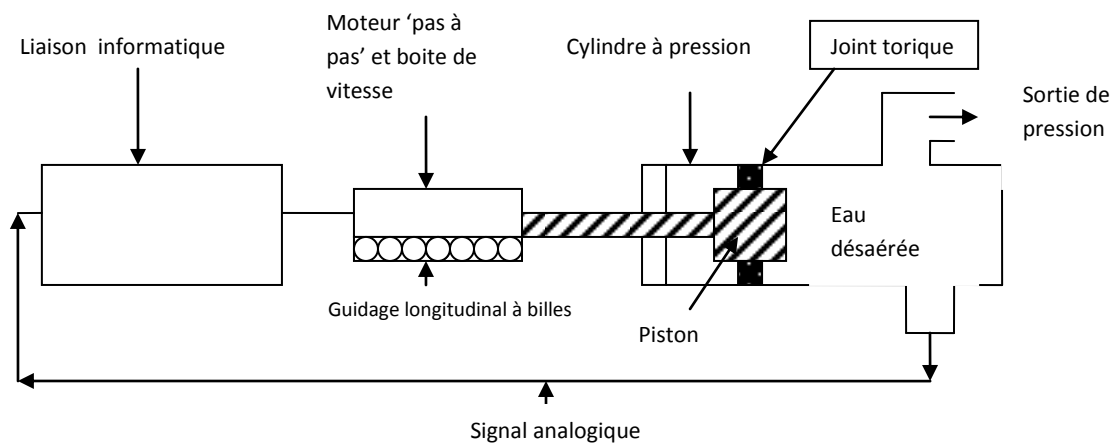


Figure 3-4 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menziez, 1988).

### 3.3 Mode opératoire

#### 3.3.1 Préparation de l'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques de 70mm de diamètre et de hauteur. Tout d'abord on pose un papier filtre sur les pastilles (orifice de drainage) afin de les protéger, ensuite on met une couche de Silicone (KS63G) sur les deux embases. Un disque en latex est posé au-dessus de chaque embase, puis on procède à la préparation de l'échantillon d'après le mode opératoire suivant :

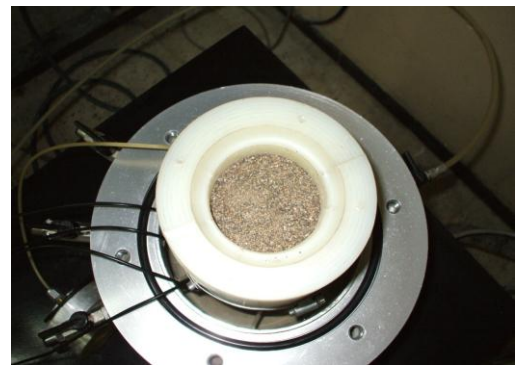
- mise en place de la manchette en latex,
- mise en place du moule,
- remplissage du moule par le matériau,
- mise en place de la cellule.

On met en place de la manchette de 0,2mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour pouvoir avoir une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement. Ensuite, on place le moule sur l'embase inférieure et on le serre avec un collier. La membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'application d'une dépression d'air créée par une pompe à vide afin de maintenir la membrane lors du remplissage du moule (fig.3.5). Après remplissage, on procède à la mise en place de l'embase supérieure (fig.3.6a); on retire délicatement les deux coquilles pour ne pas perturber la structure initiale de l'échantillon (fig.3.6b). On met en place la cellule et on procède au remplissage avec de l'eau désaérée (fig.3.7). L'évaluation de la densité des éprouvettes doit être réalisé avec une bonne précision, selon l'expression (1) :

$$Id = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \dots\dots\dots(2)$$



(a)



(b)

Figure3.5 : Plaquage de la membrane et remplissage du moule.



(a)



(b)

Figure 3.6 : Mise en place de l'embase et démoulage.



Figure3.7: Mise en place et remplissage de la cellule.

### 3.3.2 Déversement à sec (DS)

Dans notre étude on a utilisé la méthode de déversement à sec, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (figure 3-8). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute ne soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

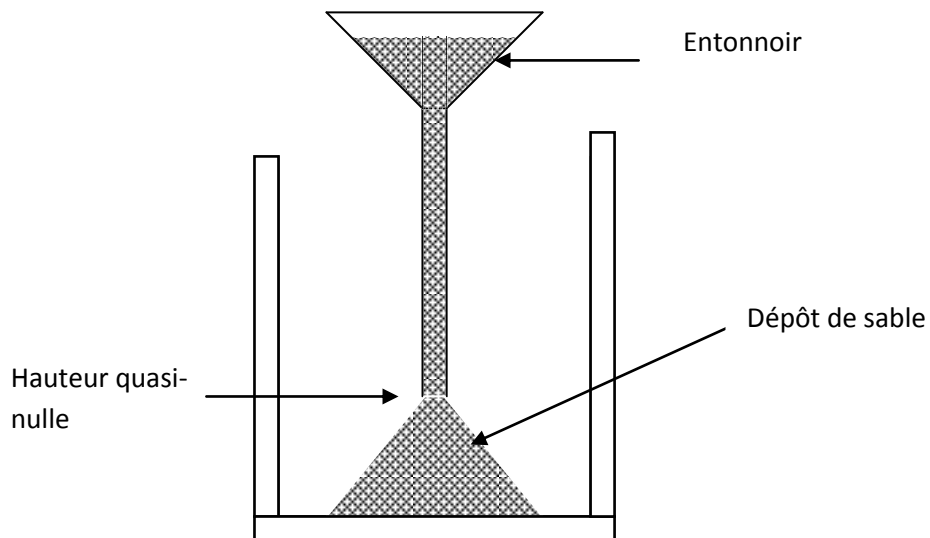


Figure 3-8 : Préparation d'un échantillon lâche



### 3.3.3 Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car sa qualité conditionne la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan [38]. Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage et l'échantillon à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent toujours occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique à très faible débit (fournie par une bouteille de CO<sub>2</sub> muni d'un manomètre pouvant régler le débit). Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. L'étape dure environ 1 heure. On répète ces étapes en remplaçant le gaz par de l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir. Après avoir recueilli un volume d'eau supérieur à une fois et demi le volume de l'échantillon, l'échantillon est pratiquement saturé.

### 3.3.4 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer parallèlement une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression /volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les micro-bulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon).

La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton (B). Ce coefficient B mesuré est égal à  $\Delta\mu/\Delta\sigma$ . On donne un incrément  $\Delta\sigma$  de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle  $\Delta\mu$  dans par le GDS2 relié à l'échantillon.

### 3.3.5 Application du déviateur

On fait descendre le piston de charge jusqu'à contact avec l'embase supérieure, puis on lance l'exécution du programme permettant d'afficher les mesures du déplacement et de la force axiale.

### 3.4 Matériau Utilisé

#### 3.4.1 Sable

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable d'Oued Chlef. Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville de Chlef. Ce sable est un sable alluvionnaire. Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen  $D_{50} = 0,61\text{mm}$ . La figure 3-9 montre la courbe granulométrique du matériau utilisé, cette courbe a été obtenue par tamisage sur une série complète de tamis. Le tableaux 2-1 donne les caractéristiques de ce sable à savoir: compacités maximale, et minimale, poids volumique des grains solides, etc....

Les essais ont été réalisés sur des échantillons de densité relative moyenne  $I_d = 50\%$ , la masse correspondante est égale à 430 grs.

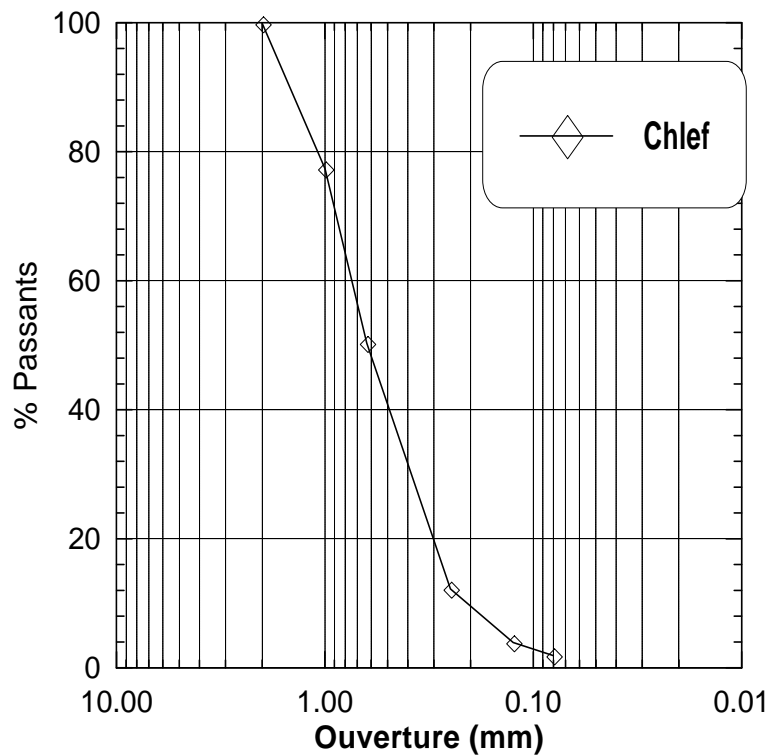


Figure 3-9 : Courbe granulométrique du sable utilisé.

Tableau 3-1 : Propriétés du sable utilisé.

Désignation	Sable
Propriétés	Chlef
Masse spécifique (g/cm <sup>3</sup> )	2,67
$e_{\max}$	0,854
$e_{\min}$	0,535
$Cu = (D_{60}/D_{10})$	3,38
$D_{10}$	0,225
$D_{50}$	0,61
Forme des particules	Arrondie

### 3.4.2 Matériau Ballaste

Dans notre étude on a utilisé des grains de sables de diamètre moyen égal à 2mm et disposé selon la figure 3.10 et 3.11. Cette disposition tient compte des trois arrangements possibles réalisés in situ et qui sont représentés sur la figure 3.12. Dans notre cas on a utilisé des colonnes ballastées enveloppées dans du géotextile. Cette disposition tient du faite du problème de colmatage des colonnes ballastées constaté à travers le monde.



Figure 3.10 : Fabrication des colonnes ballastées

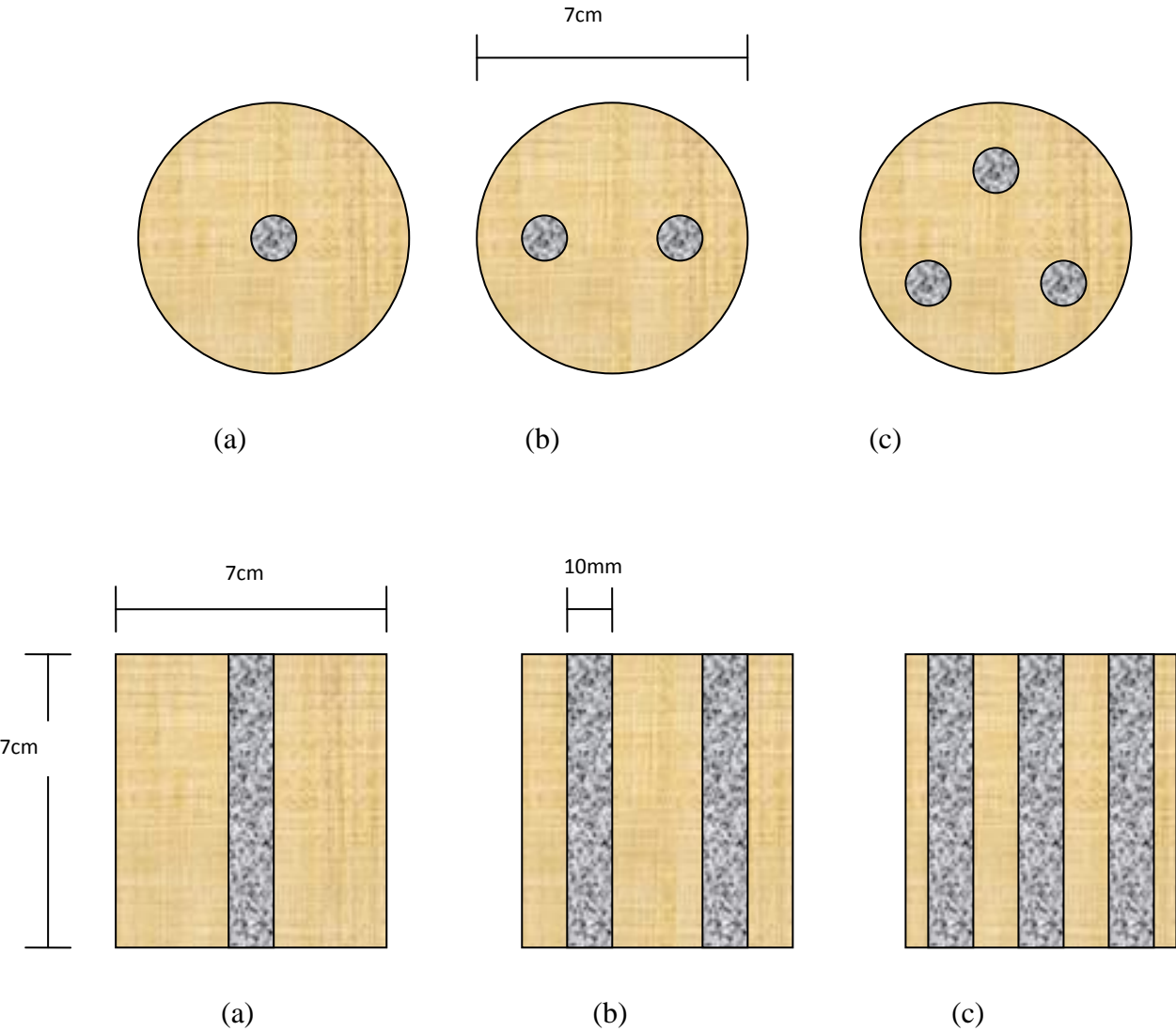
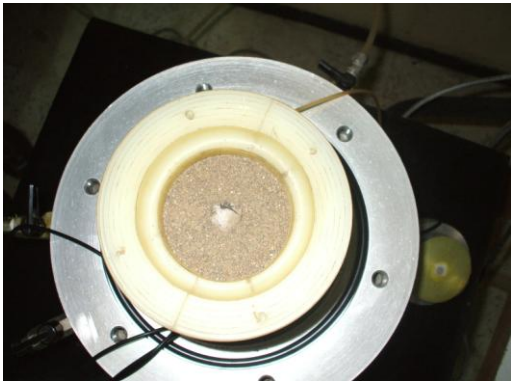
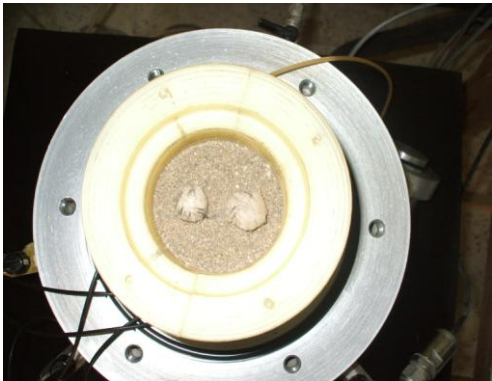


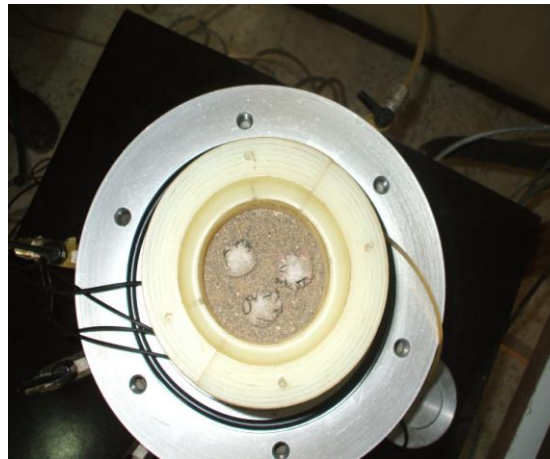
Figure 3.11 Disposition des colonnes ballastées.



(a)



(b)

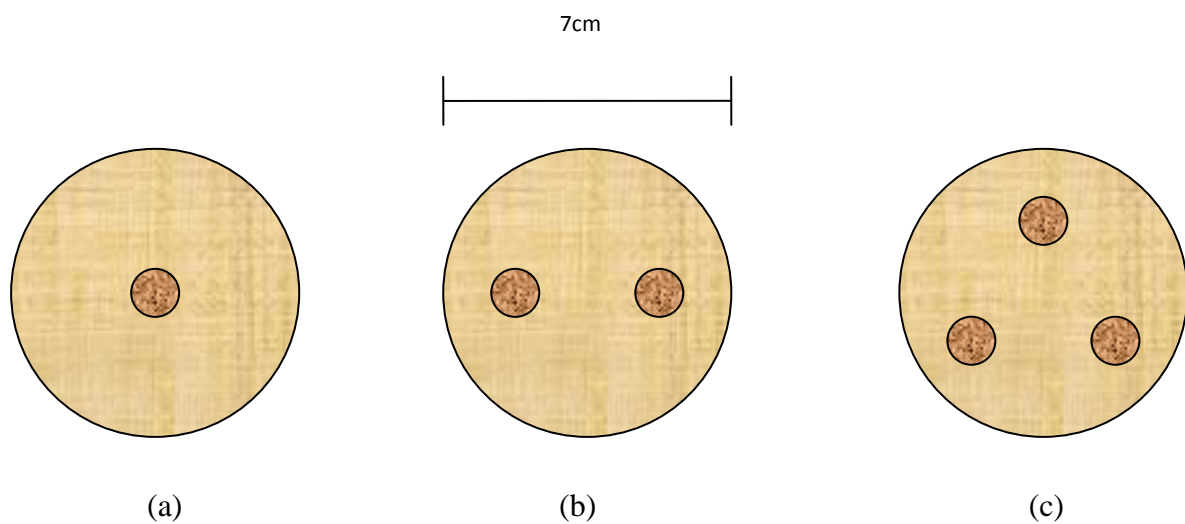


(c)

Figure 3.12 Mise en place des colonnes ballastées dans l'échantillon

### 3.4.3 Matériau SCP

Les micros pieux de sable compacté sont confectionnés dans des moules de 10mm de diamètre et de 70mm de hauteur, cette hauteur correspond à la hauteur de l'échantillon. Les colonnes de sable ont une densité relative ( $D_r$ ) égale à 71%. Les MSCP (micros pieux de sable compacté) ont été fabriqués avec une teneur en eau de 3% puis congelé (voir figure 3.13); ensuite ont été placés délicatement dans l'échantillon selon les dispositions qui sont illustrées dans la figure 3.13 et 3.14.



(a)

(b)

(c)

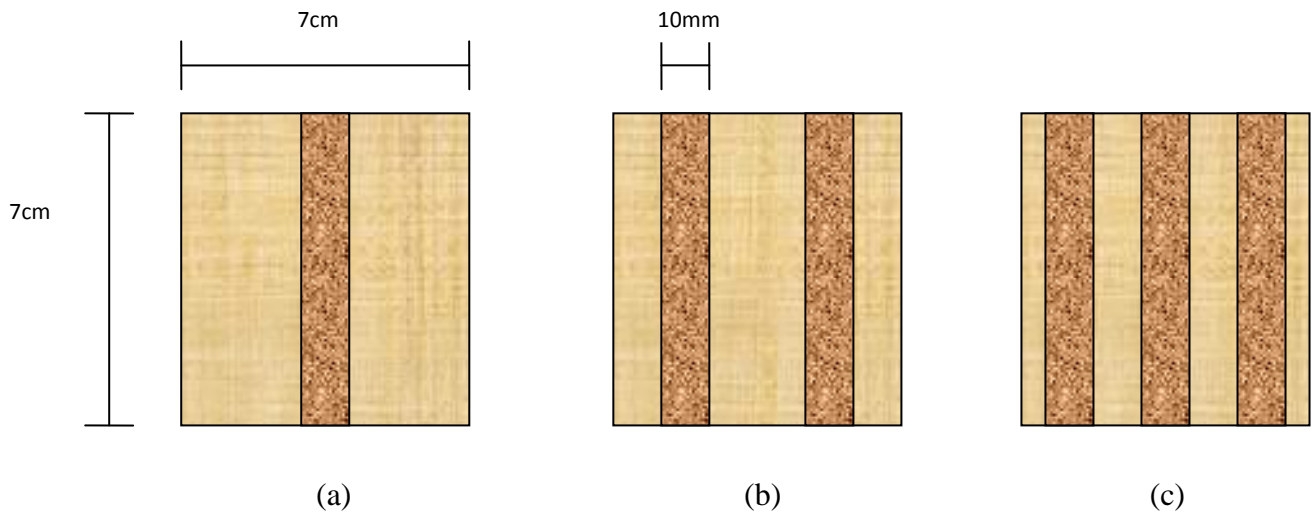


Figure 3.13: Disposition des MSCP dans l'échantillon

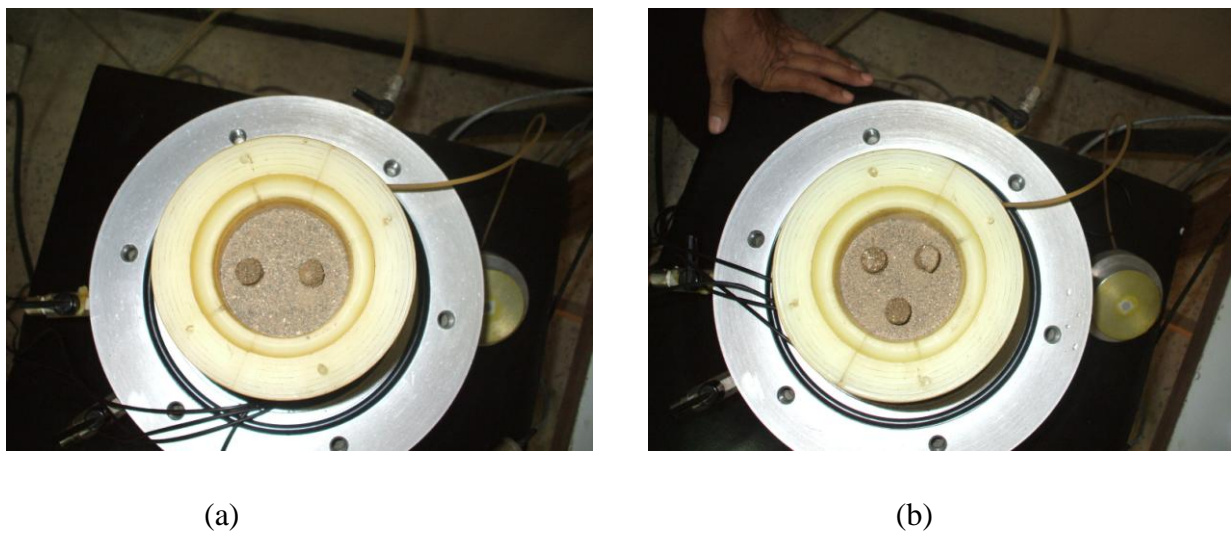


Figure 3.14: Mise en place des MSCP dans l'échantillon

#### 3.4.4 Géotextiles

Ces géotextiles sont à base de fibres de polyester non tissé (figure 3.15). Le tableau 3.2 mentionne les principales caractéristiques physiques de ces géotextiles.



Figure 3.15: Géotextiles à base de fibres de polyester non tissé.

Tableau 3.2: Caractéristiques physiques du géotextile non tissé.

Caractéristiques (Norme)	Symbole	Unité	S41A	S41	S42	S51	S61	S72	S82	
<b>Géotextile certifié Asqual</b>										
<b>Valeurs certifiées selon la fonction **</b>										
Filtration			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Séparation			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Drainage / Filtration			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Résistance à la traction (NF EN ISO 10319)	SP* ST*	T <sub>max</sub> T <sub>max</sub>	kN/m kN/m	12 12	12 12	14 14	16 16	20 20	25 25	30 30
Déformation à l'effort de traction maximale (NF EN ISO 10319)	SP* ST*	ε <sub>max</sub> ε <sub>max</sub>	% %	90 75	80 70	80 70	80 70	80 70	80 70	80 70
Perforation dynamique (NF EN 13433)		P <sub>d</sub>	mm	25	25	22	21	18	15	13
Résistance au poinçonnement (NFG 38019)		P <sub>s</sub>	kN	0,7	0,7	0,8	0,9	1,1	1,2	1,4
Résistance au poinçonnement statique CBR (NF EN ISO 12236)		P <sub>CBR</sub>	kN	1,75	1,75	2,10	2,35	2,90	3,85	4,25
Perméabilité normale au plan (NF EN ISO 11058) (Δh = 50 mm)		V <sub>h50</sub>	m/s	0,09	0,10	0,09	0,085	0,07	0,055	0,05
Ouverture de filtration caractéristique (NF EN ISO 12956)		O <sub>90,w</sub>	μm	90	100	100	100	95	85	85
Capacité de débit dans leur plan (NF EN ISO 12958)	20 kPa 100 kPa	Q / l Q / l	10 <sup>-7</sup> m <sup>2</sup> /s 10 <sup>-7</sup> m <sup>2</sup> /s	10 2,0	10 4,0	13 4,5	15 5,0	20 5,5	27 6,8	37 9,9
Fluage en compression (NF EN 1887)	Déformation sous 100 kPa	à 2 min à 1 h à 1008 h	% % %	Essais en cours	24 29 34	33 40 47	34 41 49	51 58 65	Essais en cours	33 39 45
Masse surfacique (NF EN ISO 9884)		μ <sub>GT</sub>	g/m <sup>2</sup>	155	155	180	200	250	305	385
Épaisseur sous 2 kPa (NF EN ISO 9863-1)		t <sub>GT</sub>	mm	1,05	1,60	1,8	2,0	2,4	2,7	3,4

Ceux sont des géotextiles à base de filaments continus en polypropylène et un réseau de câbles de renfort en polyester qui se présente sous la forme d'un réseau mono-directionnels (figure 3.16). Le tableau 3.3 mentionne les principales caractéristiques physiques de ces géotextiles tissés.





Figure 3.16: Géotextile tissé à base de filaments continus en polypropylène.

Tableau 3.3: Caractéristiques physiques du géotextile tissé.

Caractéristiques (Norme)	Symbole	Unité	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	PEC	
			55	95	125	180	230	35	75	300	
<b>Géotextile certifié Asqual</b>											
Valeurs certifiées selon la fonction**	Filtration		✓	✓	✓	✓	✓				
	Séparation		✓	✓	✓	✓	✓				
	Drainage / Filtration		✓	✓	✓	✓	✓				
	Renforcement		✓	✓	✓	✓	✓				
<b>Caractéristiques mécaniques</b>											
Résistance à la traction (NF EN ISO 10319)	SP*	T <sub>max</sub>	kN/m	58	100	132	190	242	37	79	315
	ST*	T <sub>max</sub>	kN/m	12	12	12	12	12	12	12	12
Résistance à 5% de déformation (NF EN ISO 10319)	SP*	T <sub>5%</sub>	kN/m	22,1	40,4	47,9	66	84,7	14	30	110
	ST*	T <sub>5%</sub>	kN/m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Déformation à l'effort de traction maximale (NF EN ISO 10319)	SP*	ε <sub>max</sub>	%	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
	ST*	ε <sub>max</sub>	%	85	85	90	95	95	85	85	95
Perforation dynamique (NF EN ISO 13433)		P <sub>d</sub>	mm	17	17	17	17	17	17	17	17
Résistance au poinçonnement (NF EN ISO 13433)		P <sub>s</sub>	kN	1,3	1,1	1,1	1,1	1,1			
Rés. au poinçonnement statique CBR (NF EN ISO 12236)		P <sub>CBR</sub>	kN	2,7	3,4	3,8	4,7	4,9	2,4	2,7	5,0
<b>Caractéristiques hydrauliques</b>											
Perméabilité normale au plan (NF EN ISO 11058) (Δh = 90 mm)		V <sub>150</sub>	m/s	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,05
Ouverture de filtration (NF EN ISO 12958)		O <sub>90,w</sub>	μm	95	95	95	95	95	95	95	95
Capacité de débit dans leur plan (NF EN ISO 12958)	20 kPa	Q / l	10 <sup>-7</sup> m <sup>2</sup> /s	20	20	20	20	20	20	20	20
	100 kPa	Q / l	10 <sup>-7</sup> m <sup>2</sup> /s	5	5	5	5	5	5	5	5
<b>Caractéristiques descriptives</b>											
Masse surfacique (NF EN ISO 9864)		μ <sub>GT</sub>	g/m <sup>2</sup>	310	400	420	510	620	290	350	700
Épaisseur sous 2 kPa (NF EN ISO 9863-1)		t <sub>GT</sub>	mm	2,2	2,5	2,5	2,9	3,2	1,9	2,3	3,5
<b>Caractéristiques spécifiques à la fonction renforcement</b>											
Résistance à la traction à 2%	SP*	T <sub>2%</sub>	kN/m	11,5	20	25	36	46	7,5	16	57
<b>Conditionnement ***</b>											
Largeur x Longueur		m									5,3 x 100



### **3.5 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement des sables et des sables renforcés sous divers chemins de chargement. Ce dispositif est fondé sur la cellule de Bishop avec des améliorations pour le système d'accrochage de l'embase supérieure et du système d'antifretage. Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs. Il permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité. Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des tests de répétabilité.

Le chapitre a également décrit les caractéristiques des sables étudiés dans cette thèse ainsi que celles du ballaste des miros pieux de sable compacté et des géotextiles.

Dans le chapitre suivant nous allons étudier le comportement de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence du renforcement sur le comportement des sols.



## **Chapitre IV:**

**Etude expérimentale du comportement d'un sable limoneux  
de chlef**

## **4. Etude expérimentale du comportement d'un sable limoneux de chlef**

### **4.1 Introduction**

Ce chapitre comporte une analyse de l'influence du renforcement à savoir par inclusion de nappes de géotextiles, colonnes ballastées et micro pieux de sables compactés sur le comportement drainé et non drainé du sol de Chlef.

Dans un premier temps, on étudie l'influence de la compacité (densité relative) et confinement sur la réponse drainée et non drainée du sol. La seconde partie donne une analyse de l'influence des inclusions sur l'amélioration de la résistance à la liquéfaction. La dernière partie traite également d'un aspect important de l'influence du renforcement sur les caractéristiques mécaniques du sol.

### **4.2 Essai drainé**

#### **4.2.1 Influence de la densité relative ( $D_r$ )**

Une série d'essais triaxiaux drainés a été réalisé avec des échantillons de densité relative initiale ( $D_r = 12, 50$ ) et 70%. D'après les résultats illustrés dans la figure 4.1a, on note qu'il n'y a pas d'apparition d'un pic de déviateur pour les échantillons avec ( $D_r = 12$  et 50). Par contre, l'essai avec une ( $D_r = 70\%$ ) présente une apparition d'un pic de déviateur après 10% de déformation. Ce pic de déviateur coïncide avec le taux de dilatance maximal pour un sol dense.

Dans la figure 4.1b, on constate uniquement une phase de contractance pour le sol lâche et une phase de contractance après 5% de déformation axiale suivi par une phase de dilatance. Tandis que le sol dense présente un comportement plutôt dilatant. On note qu'à la fin du cisaillement les trois courbes se dirigent vers un même état stable de contrainte (indice des vides constants), cet état stable de contrainte étant défini par [6], qui fut le premier à introduire la notion d'indice critique (vides); il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée, plusieurs chercheurs définissent l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue de se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants.

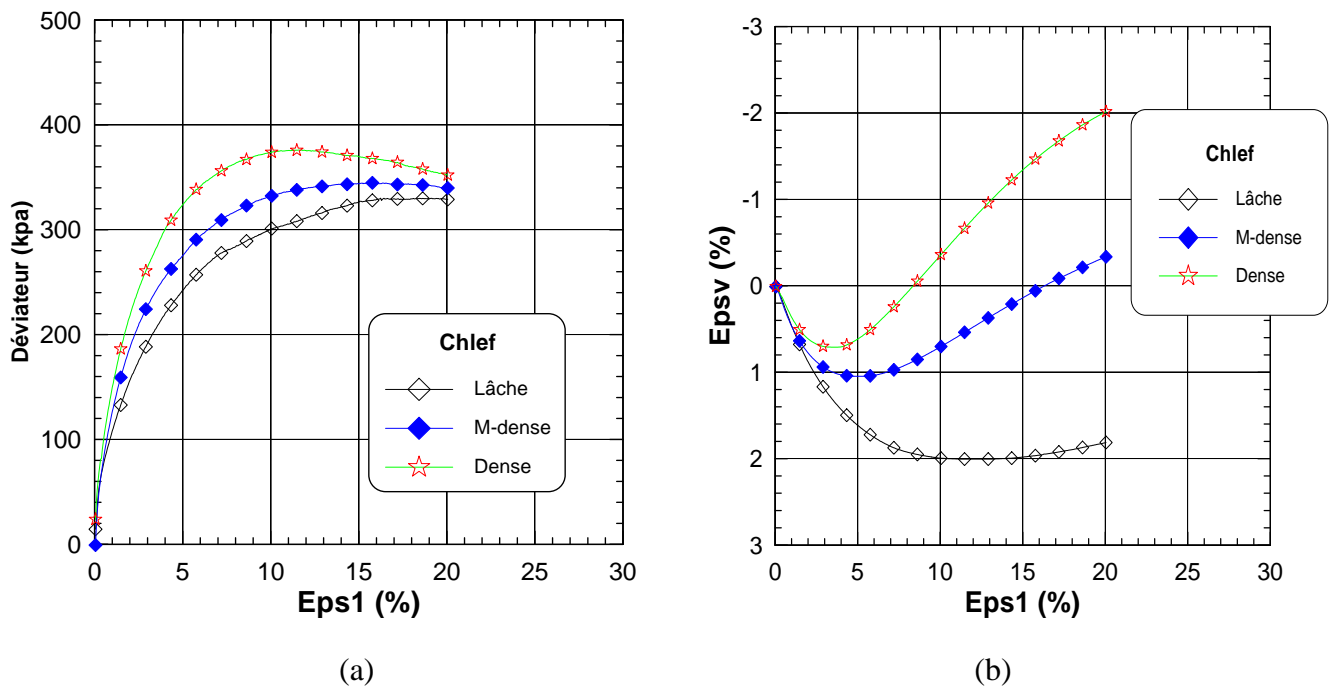


Figure 4.1 : Influence de la densité relative sur la réponse drainée du sol de Chlef.

### 4.3 Essai non drainé

#### 4.3.1 Influence du confinement

Dans le but de voir l'influence du confinement sur la réponse non drainée du sol de Chlef, On a réalisé une autre série d'essais triaxiaux non drainés avec des échantillons de densité relative initiale ( $D_r = 50\%$ ). Les échantillons ont été cisailés sous des contraintes de confinements effectives égales à  $\sigma'_{v} = 20, 50, 100$  et  $200$  kPa. La figure 4.2a montre l'évolution du déviateur en fonction de la déformation axiale. On constate que la résistance à la liquéfaction caractérisée par le déviateur augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement effective. La figure 4.2b illustre l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. On remarque que la variation de la pression interstitielle atteint un pic après 2.5% de déformation axiale puis elle diminue. Cette diminution de la pression caractérise l'augmentation de la dilatance avec l'augmentation du confinement. On remarque que toutes les courbes sont asymptotiques à une même droite (droite de rupture) montrant une bonne homogénéité de nos échantillons lors de fabrication de ces derniers. La pente de cette droite de rupture est égale à 0.91 ( $M=q/p'$ ) correspondant à un angle de frottement interne ( $\phi$ ) égal à  $23^\circ$ .

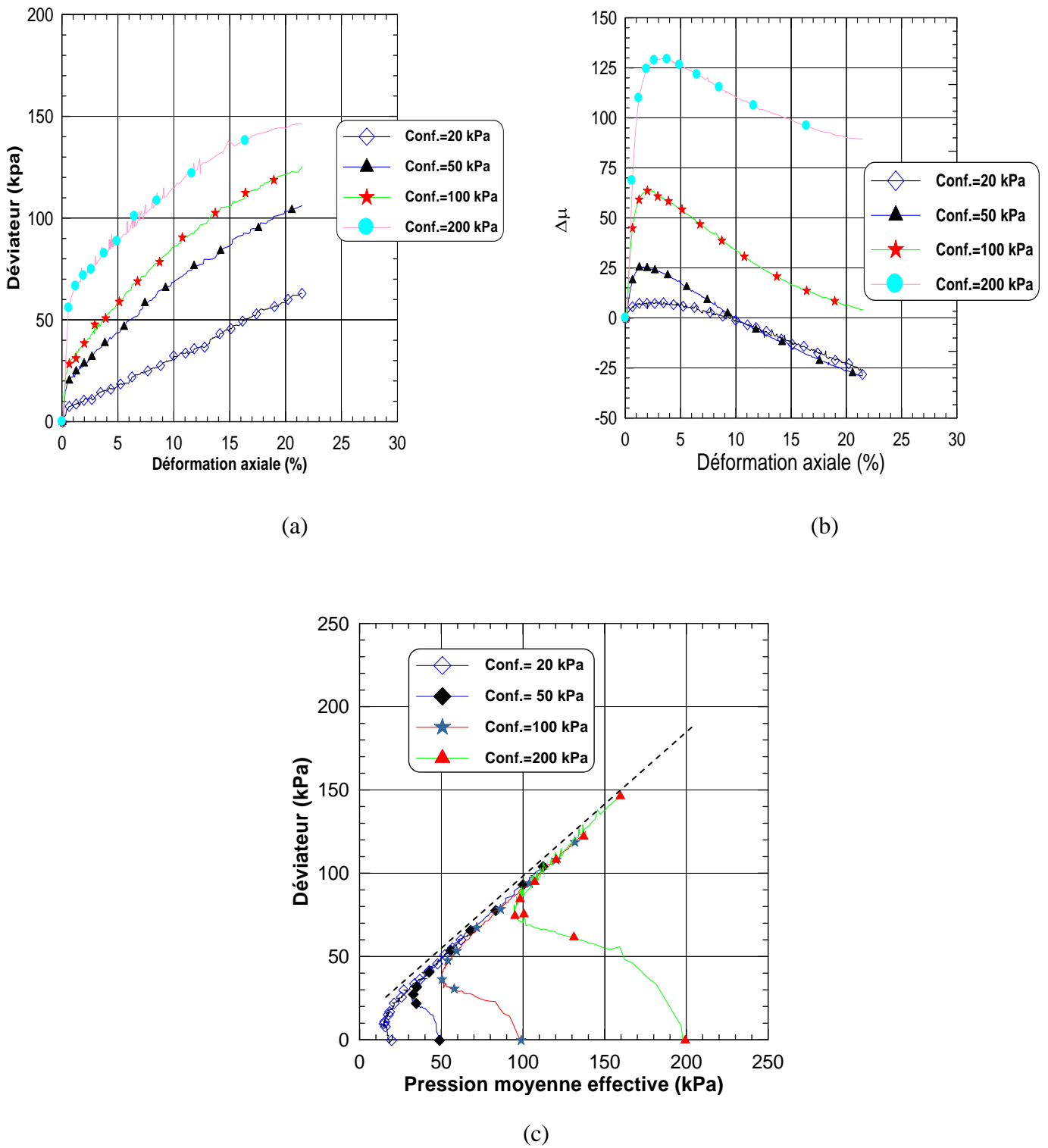


Figure 4.2 : Influence du confinement sur la réponse non drainée du sol de Chlef ( $\sigma'_v = 20, 50, 100$  et  $200$  kPa).

## 4.4 Influence du renforcement sur la résistance

### 4.4.1 Essais drainés

#### 4.4.1.1 Renforcement par géotextile non tissé

Une série d'essais triaxiaux monotone drainés a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par des nappes de géotextile non tissé ( $N_g$ ). La figure 4.3a montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale.

D'après cette figure, on constate que :

- Le déviateur de contrainte augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile ( $N_g$ ).
- L'apparition du pic de déviateur tend à disparaître lorsque le nombre de géotextile augmente.
- La résistance au cisaillement des échantillons avec 2 et 3 nappes de géotextiles augmente d'une manière linéaire ; la résistance maximale de l'échantillon caractérisée par le déviateur maximal ( $q_{max}$ ) passe de 150 à 410 kPa quand le nombre de nappes  $N_g$  passe de 0 à 3 respectivement.
- La contractance améliorée d'une manière très significative quand le nombre de nappes augmente, les déformations volumiques passe de  $\varepsilon_v=-7$  à  $-26\%$  quand  $N_g$  passe de 0 à 3 respectivement (fig.4.2b). Cette forte d'augmentation de la contractance est à la bonne adhésion entre la nappe de géotextile et le sol. Et on remarque qu'à la fin de l'essai, on n'a pas une forme de tonneau.

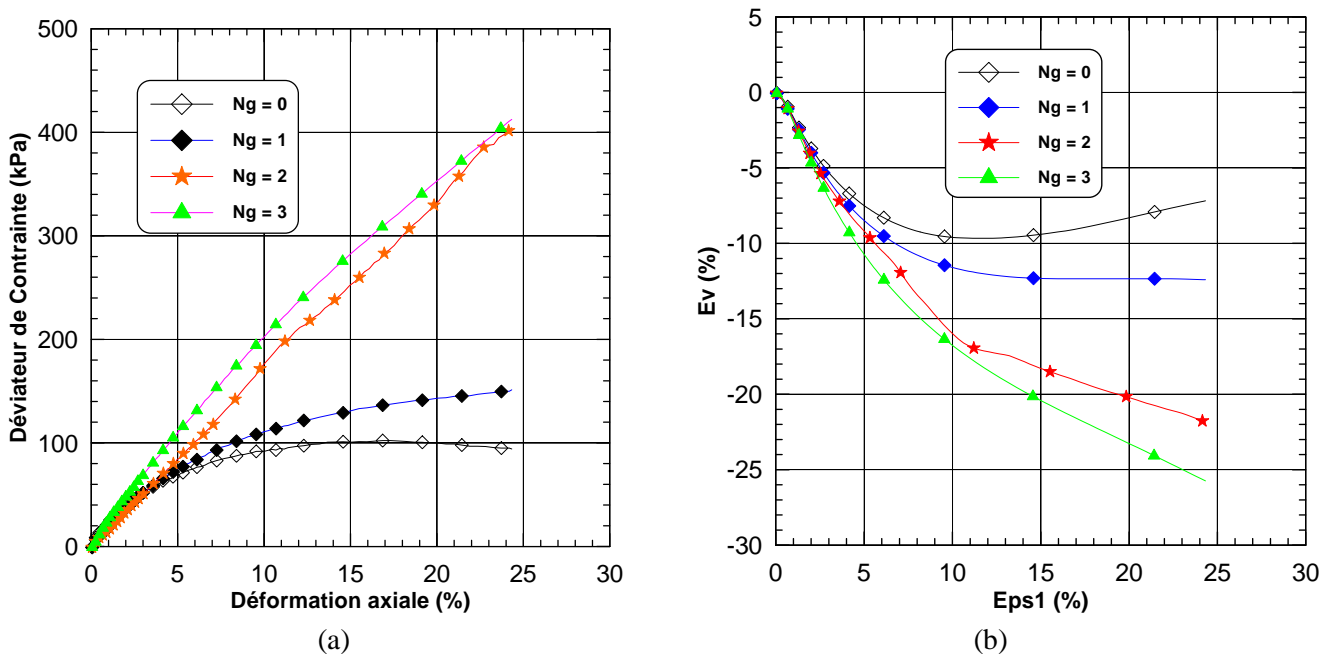


Figure 4.3: Renforcement de sol par des nappes des géotextiles non tissé (Essai drainé).

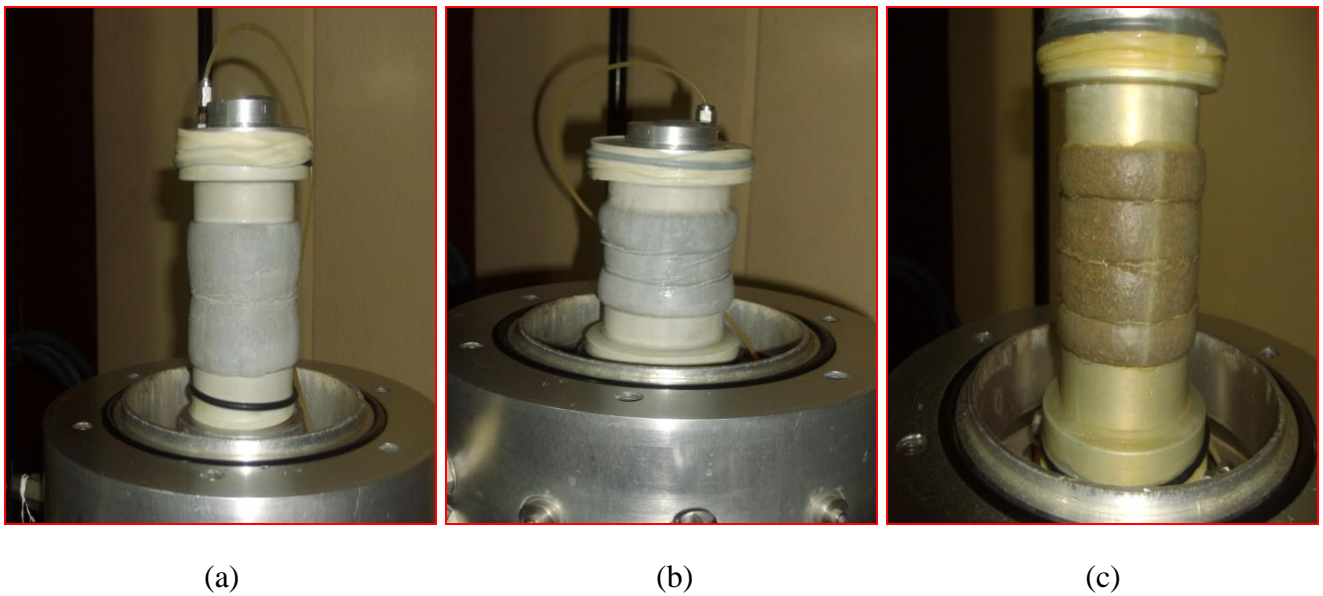


Figure 4.4 : l'échantillon à la fin de l'essai (Renforcement du sol par une, deux et trois nappes des géotextiles non tissé) (Essai drainé).

#### 4.4.1.2 Renforcement par géotextile tissé

Une série d'essais triaxiaux monotone drainés a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par des nappes de géotextile tissé (Ngt). Les résultats de ces essais sont illustrés dans la figure 4.5. Mêmes constatations et remarques sont faites pour le renforcement avec géotextile non tissé, à savoir: l'augmentation de la résistance du sol avec l'augmentation du nombre des nappes de géotextiles et aussi l'augmentation de la phase de contractance.

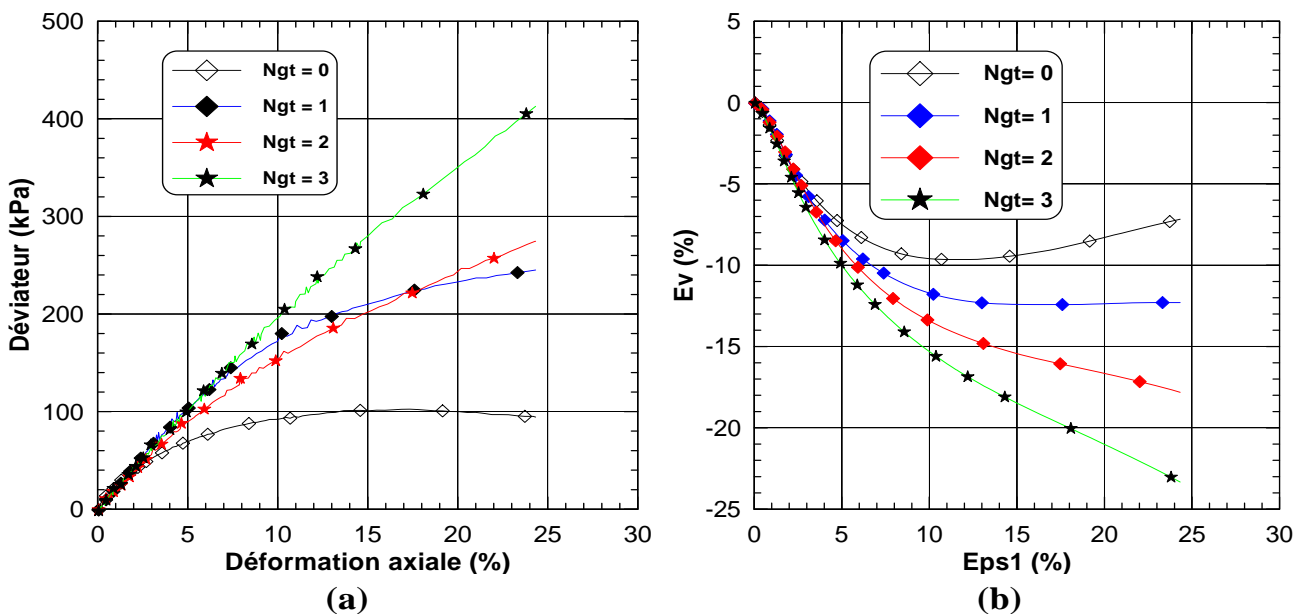


Figure 4.5: Renforcement de sol par les nappes des géotextiles tissé (Essai drainé)





(a)



(b)



(c)

Figure 4.6 : l'échantillon à la fin de l'essai (Renforcement du sol par une, deux et trois nappes des géotextiles tissé) (Essai drainé).

#### 4.4.1.3 Renforcement par colonnes ballastées avec géotextiles

Une série d'essais triaxiaux monotone drainés a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par des colonnes ballastées (fig.3.7). D'après la figure 4.7, on constate que :

-La résistance du sol varie proportionnellement en fonction du nombre de colonnes. Cette augmentation est très significative quand le nombre de colonnes passe de 2 à 3 (fig.4.7a).

-Le sol vierge (sans renforcement) atteint une déformation volumique  $\varepsilon_v = -9\%$  induisant une contractance maximale.

-On voit cette contractance diminuée au fur et à mesure que le nombre de colonnes augmente et par conséquent la dilatance augmente (fig.4.7b).

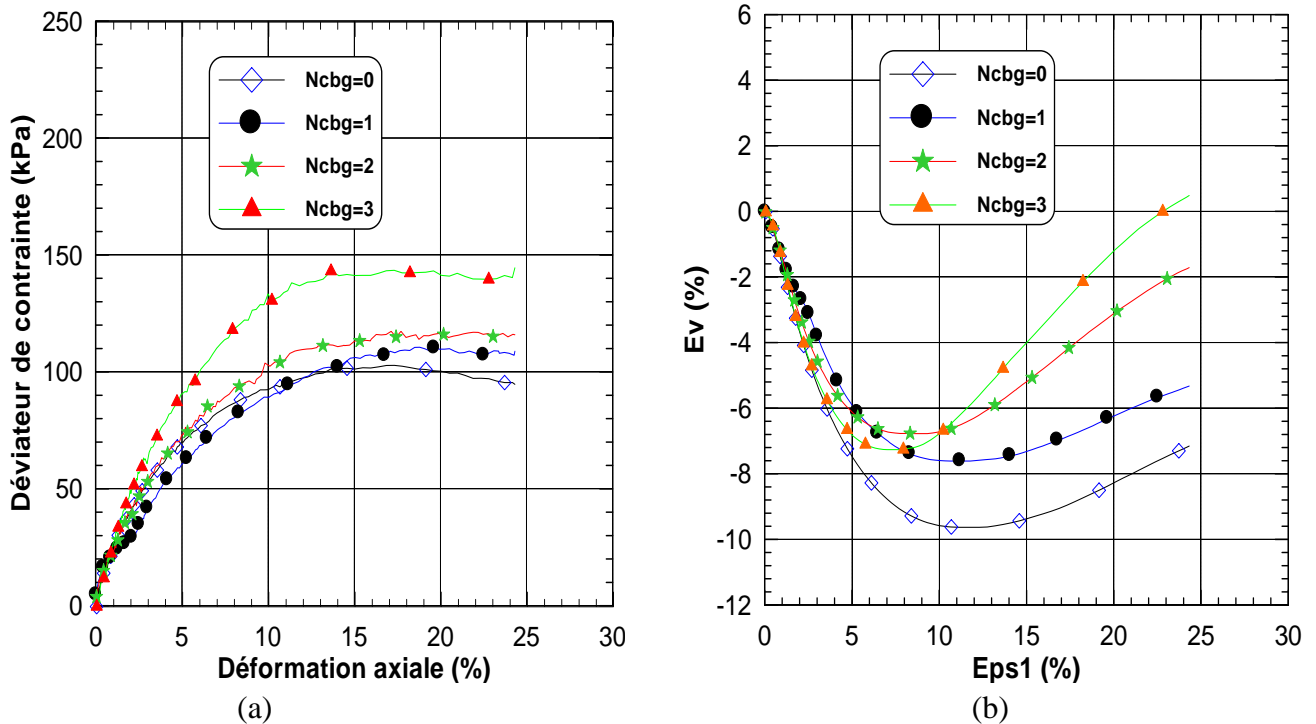


Figure 4.7: Renforcement de sol par les colonnes ballastées avec géotextiles (Essai drainé)

#### 4.4.1.4 Renforcement par des colonnes de sable compacté (SCP)

Autre série d'essais triaxiaux monotone drainés a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par des colonnes de sable compacté (SCP) ballastées (fig.3.8). Même remarques et constatations sont faites quand à l'évolution de la résistance en fonction du nombre de SCP ; c'est-à-dire la résistance du sol augmente largement avec l'augmentation du nombre des colonnes de sable compacté (SCP) (fig.3.8a).

Malgré le nombre élevé des colonnes de sable compacté (SCP), on remarque une diminution des déformations volumiques qui passe de  $\epsilon_v=-11\%$  (sol vierge) à  $-7\%$  (sol avec 3 SCP), l'échantillon montre toujours la tendance à la contractance (fig.3.8b).

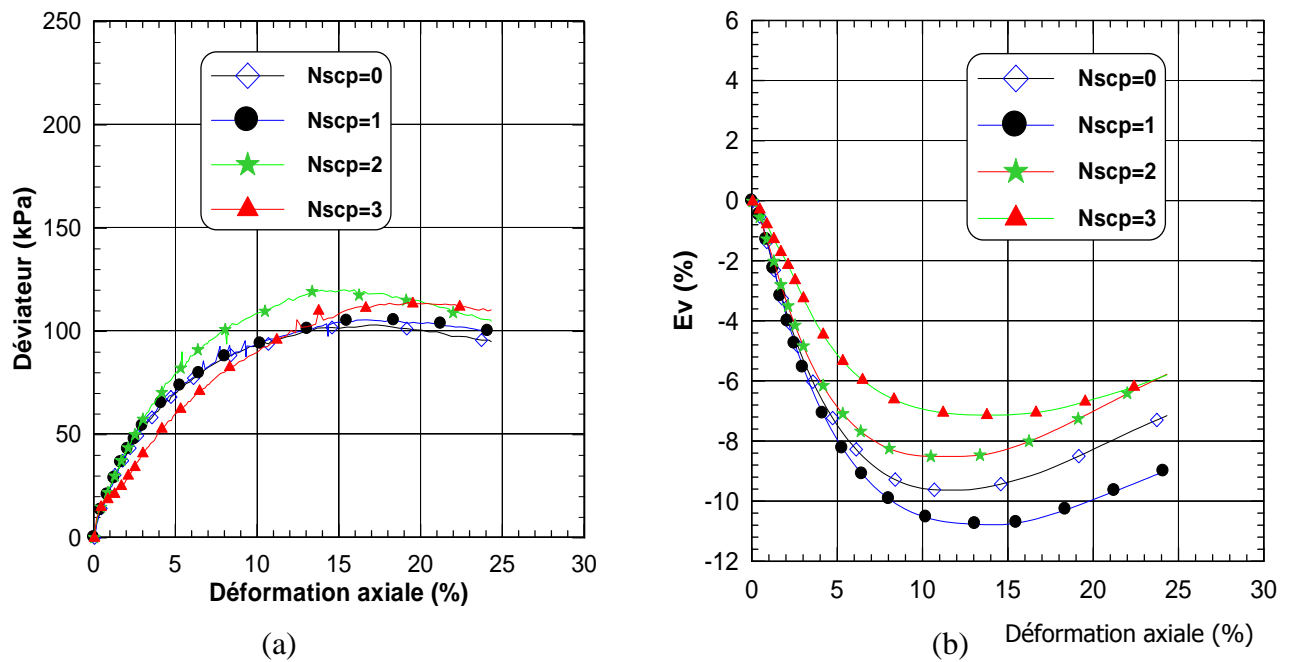


Figure 4.8: Renforcement de sol par les colonnes de sable compacté (SCP) (Essai drainé)

#### 4.4.1.5 Influence des fines sur un sol renforcement par géotextile

Autre série d'essais triaxiaux monotone drainés a été réalisés sur le sol limoneux de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par une nappe de géotextile (fig.4.9). On remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines malgré la présence d'une nappe de géotextile (fig.4.9a). Le sol vierge présente un caractère plutôt dilatant au fur et à mesure que la teneur en fines augmente, on constate que la contractance augmente (fig.4.9b)

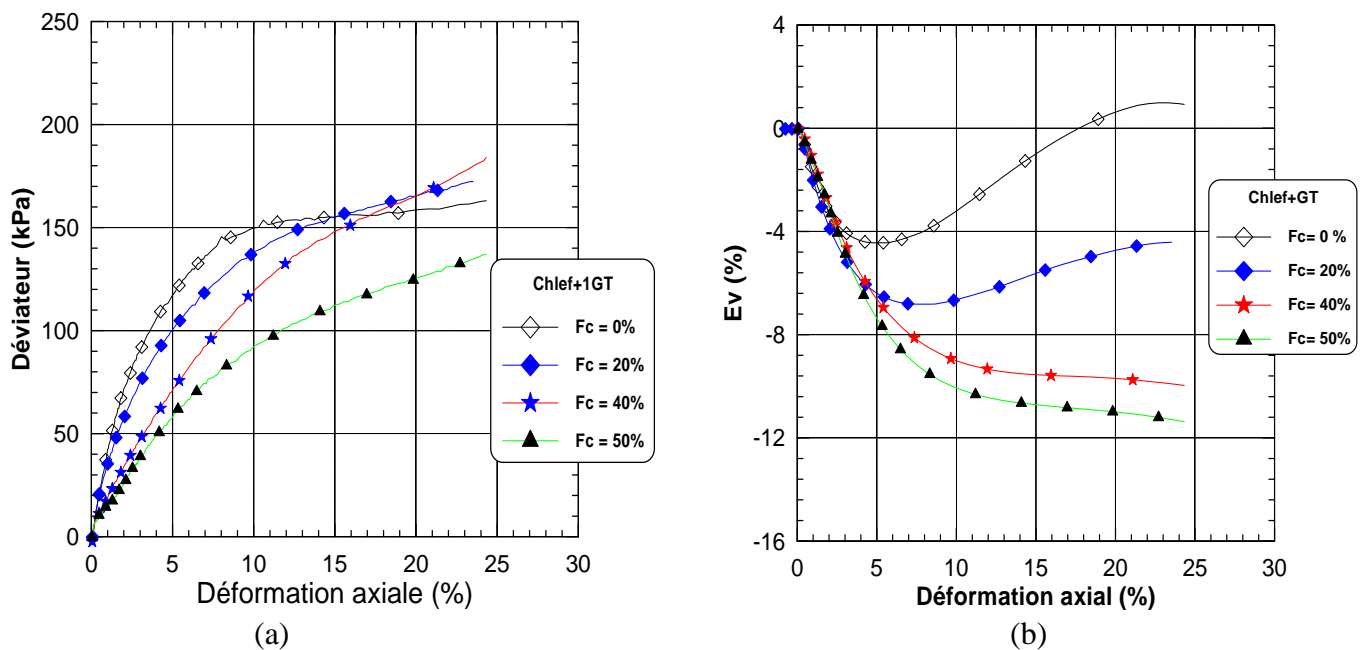


Figure 4.9: Influence des fines sur le sable avec une nappe de géotextile.

## 4.4.2 Essais non drainés

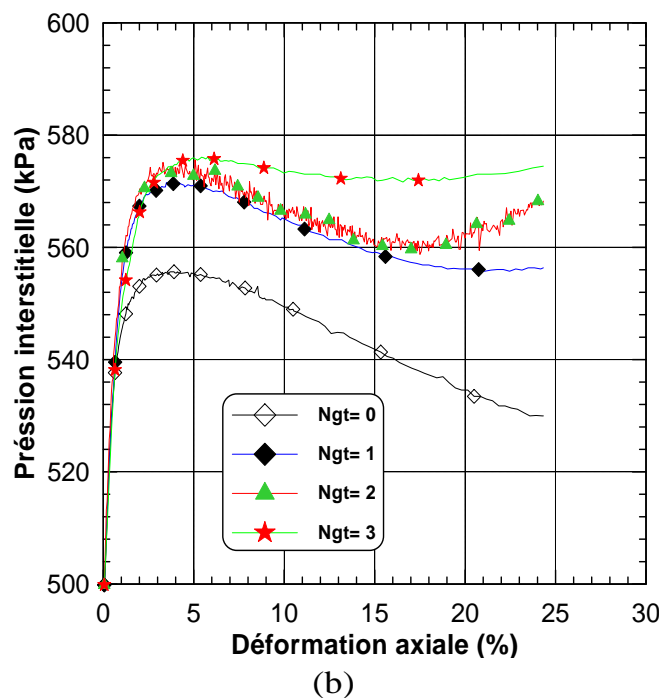
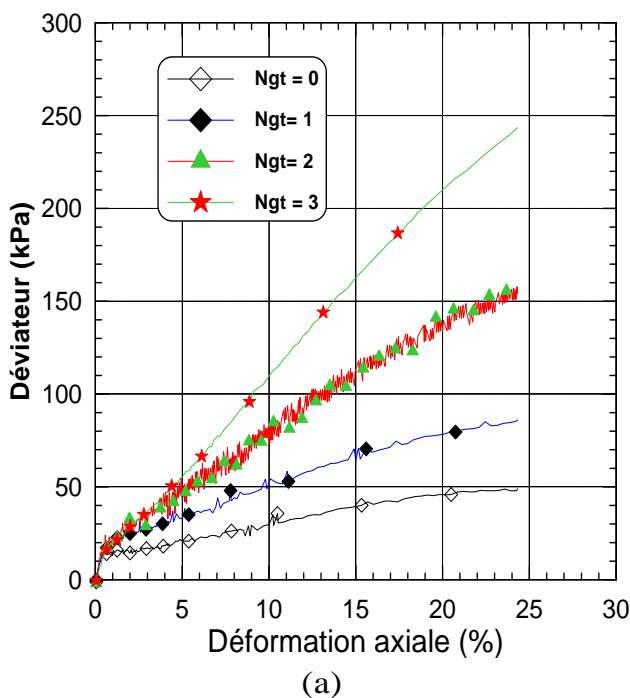
### 4.4.2.1 Renforcement par géotextile

Une série d'essais triaxiaux monotone non drainés a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par nappes de géotextile non tissé (fig.4.10).

La figure 4.10a montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale. On constate que le déviateur de contrainte s'améliore, tant qu'il y a un nombre élevé des nappes de géotextile ( $N_g$ ), ainsi on remarque l'absence d'apparition de pic de déviateur. La valeur maximale du déviateur ( $q_{max}$ ) passe 50 à 240 kPa quand le nombre de nappe de géotextile  $N_g$  sont 0 à 3 respectivement (fig.4.10a).

La figure 4.10b illustre l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. Le sol avec trois nappes de géotextiles génère une plus grande pression interstitielle en comparaison avec deux et trois nappes de géotextiles. Cette génération importante de la pression interstitielle est due à la bonne adhérence entre la surface de la nappe de géotextile et le sol qui n'engendre pas la forme de tonneau au cours du cisaillement (pas d'augmentation de volume).

La figure 4.10c montre le chemin de contrainte. On remarque que la droite de rupture n'est pas unique, cette ligne est très influencée par la présence des nappes de géotextile.



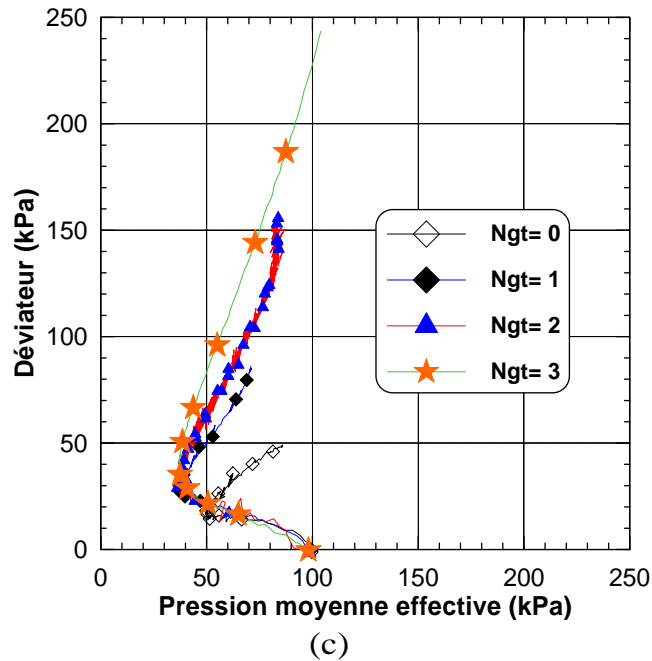
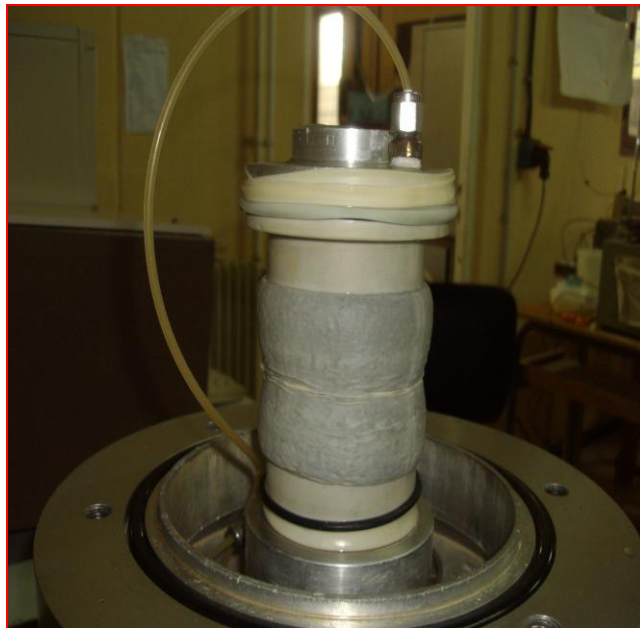


Figure 4.10: Renforcement de sol par des nappes des géotextiles non tissé (Essai non drainé).



La figure 4.11. L'échantillon avec une nappe après cisaillement (Essai non drainé).

Une série d'essais triaxiaux monotone non drainés a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par nappes de géotextile tissé (fig.4.10). Les résultats de cette série sont illustrés dans la figure 4.12. Mêmes remarques et constations ont été faites quand au renforcement précédent.

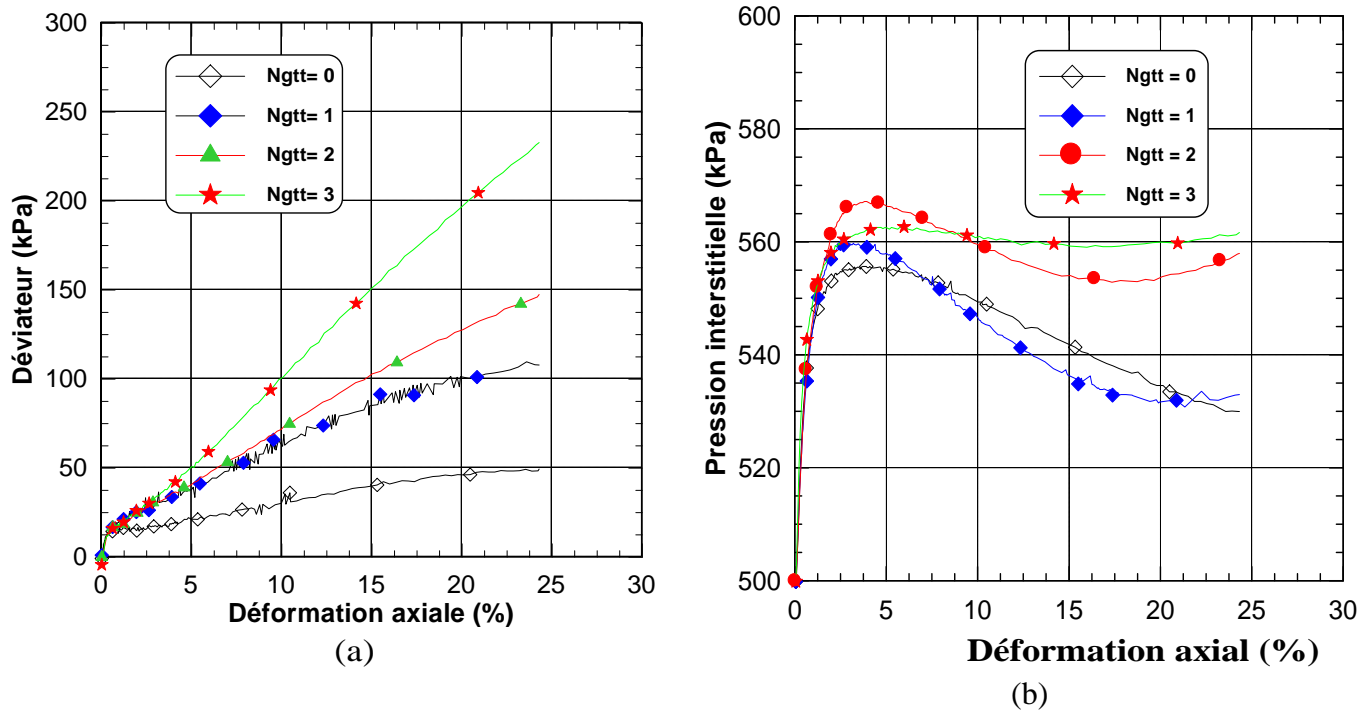


Figure 4.12: Renforcement de sol par les nappes des géotextiles tissé

#### 4.4.2.2 Renforcement par colonnes ballastées

La figure 4.13a illustre la réponse non drainée d'une série d'essais triaxiaux monotone non drainés qui a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par des colonnes ballastées. On note que :

- La résistance du sol est améliorée, tant qu'il y a un nombre élevé du nombre de colonnes ballastées (CBG).
- Plus le nombre CBG est important, plus la résistance est considérable, au-delà de deux cette amélioration à tendance à diminuer d'ampleur.

-L'augmentation du nombre de colonnes ballastées fait réduire la pression interstitielle et par conséquent l'augmentation de la rigidité du sol (fig.4.13b), par contre l'utilisation des nappes des géotextiles fait une amélioration de la pression interstitielle comme l'a été expliqué au paragraphe ci-dessus.

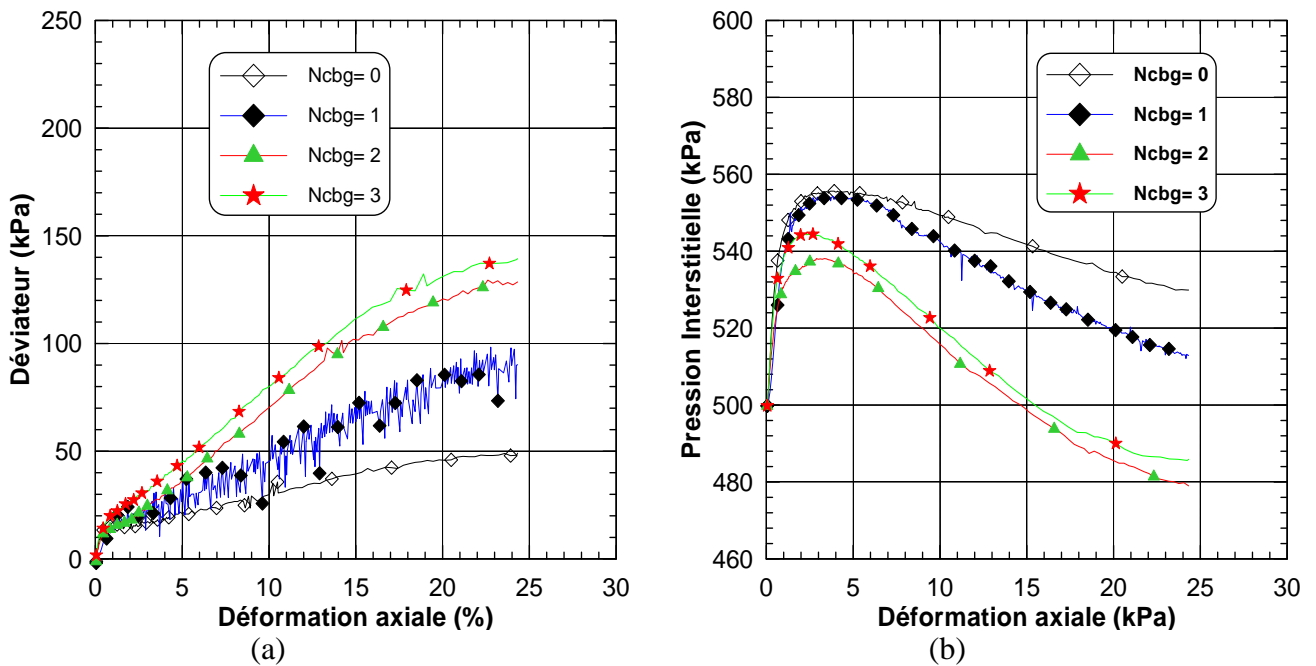


Figure 4.13: Renforcement de sol par les colonnes ballastées avec géotextiles (Essai non drainé)

#### 4.4.2.3 Renforcement par colonnes de sable compacté (SCP)

Une série d'essais triaxiaux monotone non drainés a été réalisés sur le sol de Chlef avec un seul indice de densité relative ( $I_d=0,50$ ) renforcé par SCP. D'après la figure 4.14 on constate que:

- Le renforcement par colonnes de sable compacté donne des bons résultats concernant la résistance (4.14a).
- L'amélioration du sol par des colonnes de sable compacté (SCP) tend à réduire considérablement la pression interstitielle (fig.4.14b).

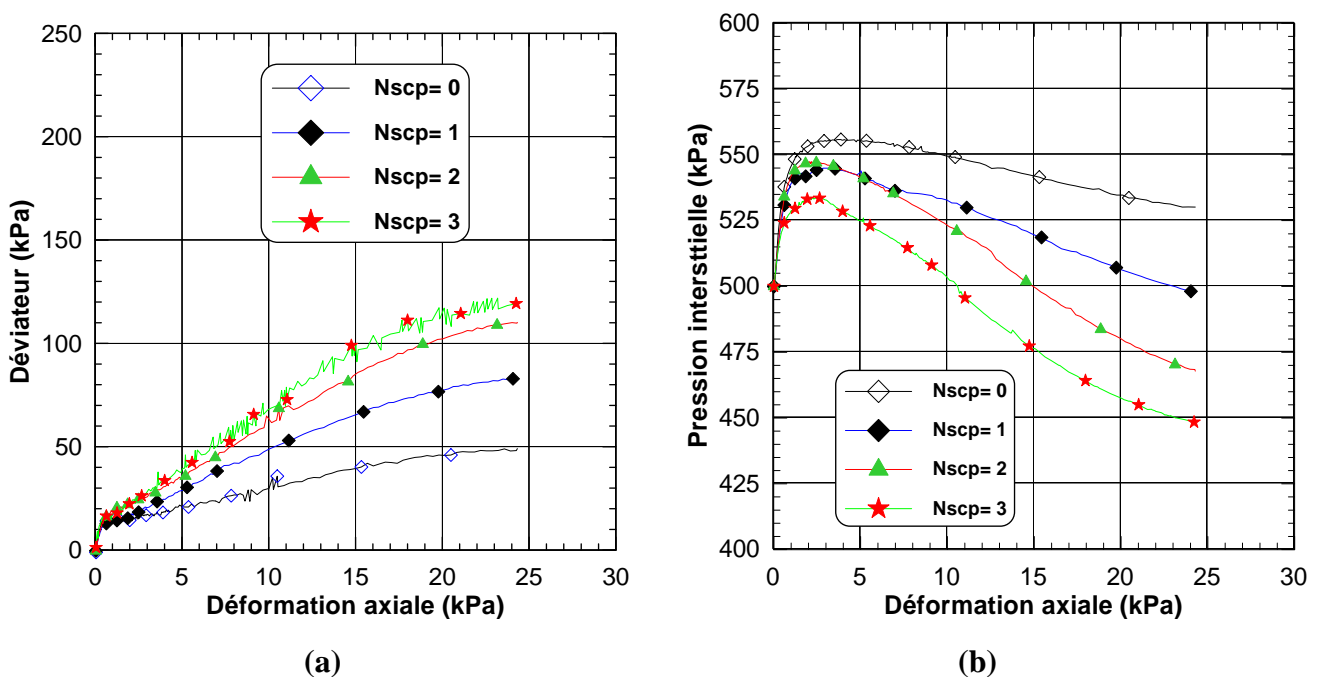


Figure 4.14: Renforcement de sol par les colonnes de sable compacté (SCP) (Essai non drainé)

#### 4.5 Influence du renforcement sur le déviateur maximal

La figure 4.15 montre l'évolution de la résistance maximale en fonction du nombre d'inclusions de renforcement. En général, tous les types de renforcement améliorent la résistance du sol. On constate que le sol renforcé par les géotextiles tissé ou non tissé donne les bons résultats que les autres, malheureusement l'utilisation du géotextile est très limité (stabilisation des talus).

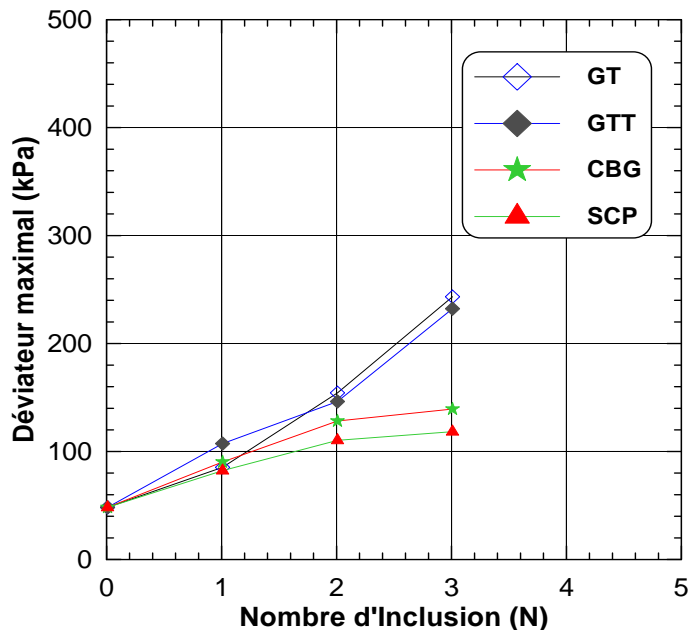


Figure 4.15: Influence du renforcement sur le déviateur maximal.

#### 4.6 Influence du renforcement sur la variation de la pression interstitielle

La figure 4.16a et b montre l'évolution de la pression interstitielle au pic (changement de variation) et à la fin du cisaillement en fonction du type et nombre d'inclusions de renforcement.

On constate que les sols renforcés par géotextiles présentent des valeurs de pression interstitielle plus grandes au pic et à la fin du cisaillement, cette augmentation de pression interstitielle est due en fait à l'augmentation de la contractance suite à la bonne adhérence entre le sol et le géotextile. Les sols renforcés par CBG et par SCP, on voit la pression interstitielle diminuée en raison de la dilatance du sol (rigidification du sol).



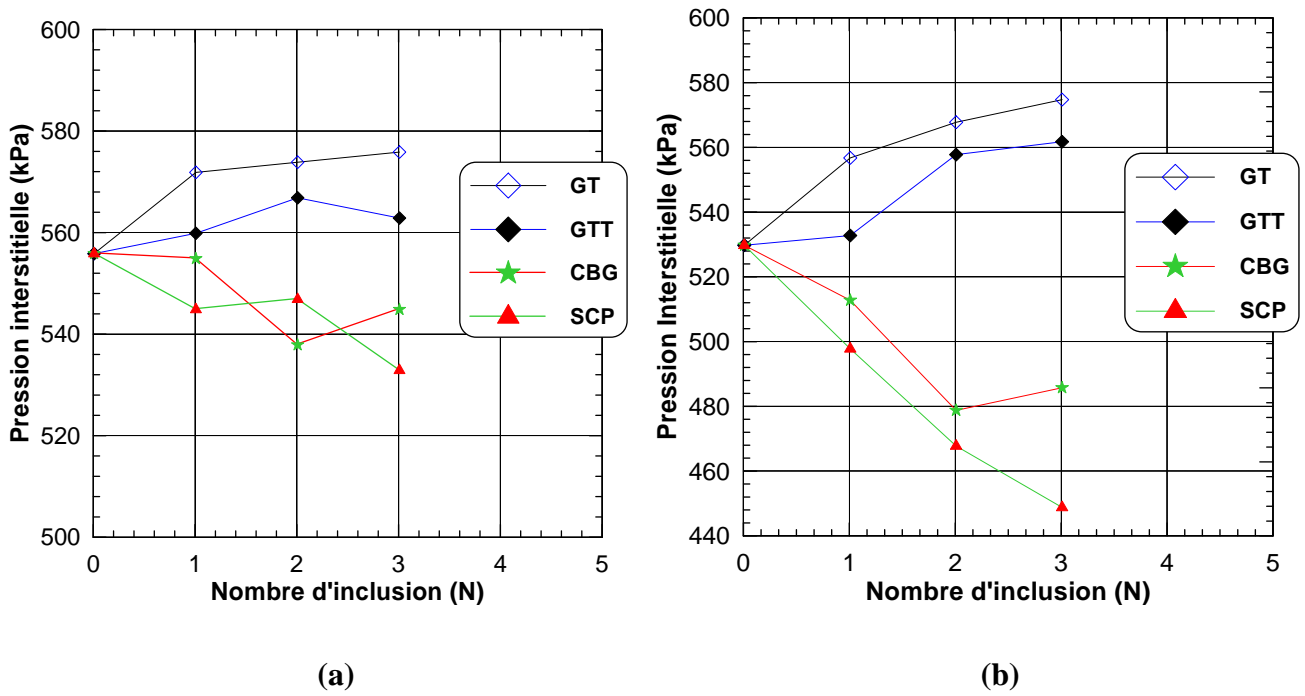


Figure 4.16: Influence du renforcement sur la pression interstitielle

#### 4.7 Influence du renforcement sur l'effort résiduel (ligne d'instabilité)

La figure 4.17 montre l'évolution de l'effort résiduel (ligne d'instabilité) en fonction de la contrainte de confinement. On note qu'il existe une relation proportionnelle entre l'effort résiduel et la contrainte de confinement. La pente de la droite de la ligne d'instabilité est égale à 0.17.

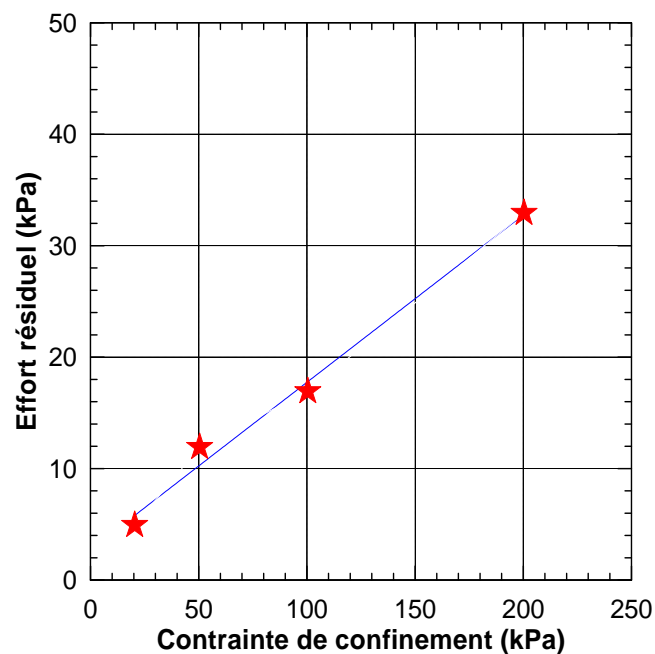


Figure 4.17: Évolution de l'effort résiduel en fonction de la contrainte de confinement.

## 4.8 Influence du renforcement sur les caractéristiques mécaniques

### 4.8.1. Angle de frottement

La figure 4.18 montre l'évolution de frottement interne en fonction de la densité relative. On constate que l'angle de frottement interne augmente d'une manière linéaire avec la densité relative.

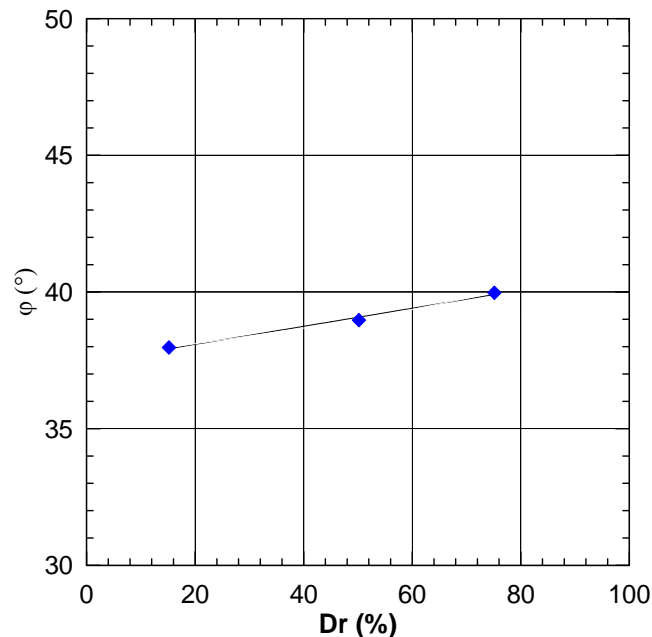


Figure 4.18 : Évolution de l'angle de frottement en fonction de la densité moyenne

La figure 4.19 montre l'évolution de frottement interne en fonction du confinement. On remarque que cet angle varie inversement proportionnelle en fonction de la contrainte de confinement. Il est connu que l'angle de frottement diminue quand le confinement augmente, mais il y a des divergences sur la gamme de diminution. Pour le sable Toyoura Fukushima et Tatsuoka (1984) trouvent sur des échantillons antifrettés, une dépendance plus faible de l'angle de frottement par rapport au confinement, En outre, on peut dire aussi la granulométrie a une influence sur l'évolution de l'angle de frottement, pour le sable de Chlef (l'angle de frottement varie de 39.1°, 34.45° et 31.19°); pour le sable d'O/Rass (l'angle de frottement varie de 32°, 30.23° et 26.36°), pour le sable d'Hostun Rf (l'angle de frottement varie de 31.19°, 29.54° et 27.46°) pour respectivement 50, 100 et 200kPa (figure 4.20) Arab et al [19]. Nos résultats sont en parfaite concordance avec ceux trouvés dans la littérature.

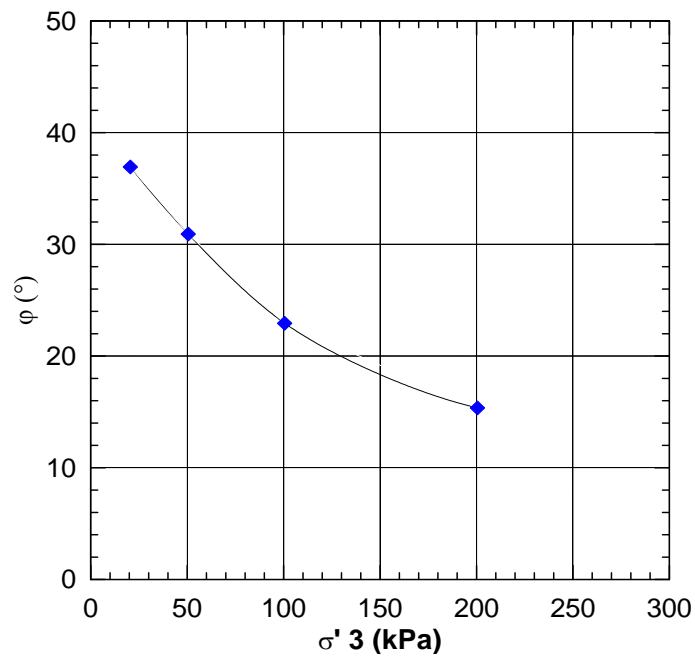


Figure 4.19 : Évolution de l'angle de frottement en fonction de la contrainte de confinement.

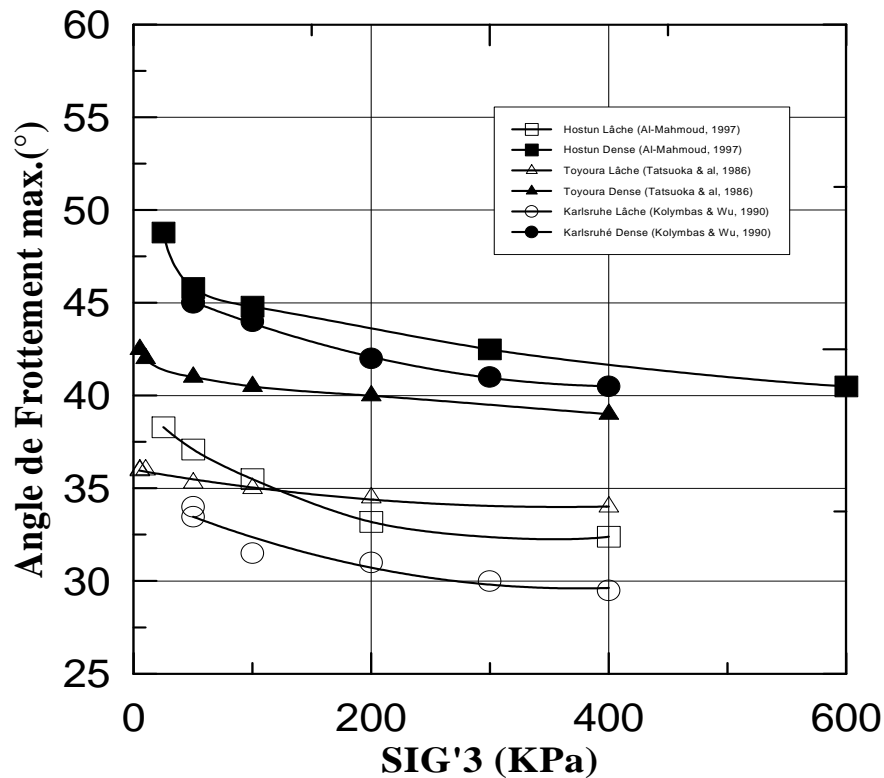


Figure 4.20: Évolution de l'angle de frottement à la rupture avec le confinement pour plusieurs sables lâches et denses [19]

La figure 4.21 illustre l'évolution de l'angle de frottement interne en fonction du type et du nombre de renforcement. On remarque que les sols renforcés par géotextile donnent des pentes de droite plus prononcées que celles des autres renforcements, et l'angle de frottement augmente avec l'augmentation du nombre d'inclusions de renforcements.

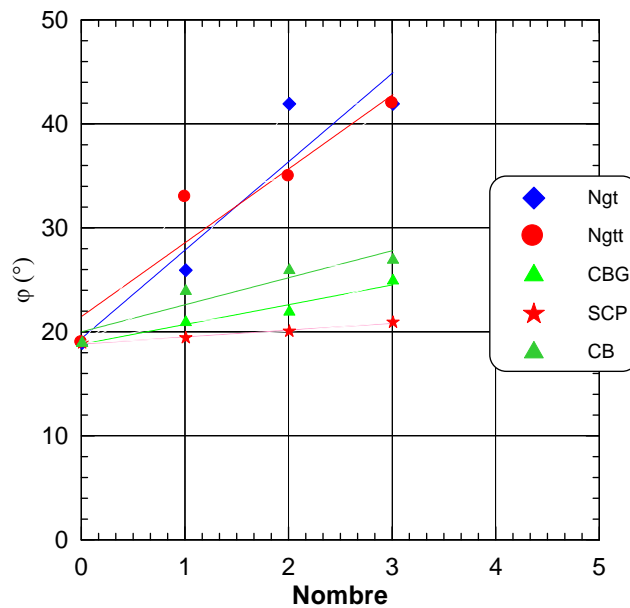


Figure 4.21 : Évolution de l'angle de frottement en fonction du type de renforcement

#### 4.8.2. Module sécant de déformation

Les figures 4.22 et 4.23 montrent l'évolution du module sécant  $E(q/\varepsilon)$  en fonction de la déformation axiale pour les sols renforcés avec Ng et Nggt. On remarque que :

- Ce module varie inversement proportionnelle en fonction de la déformation axiale.
- Le module augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextiles, cette augmentation due à la bonne adhérence entre la surface de la nappe de géotextile et le sol.

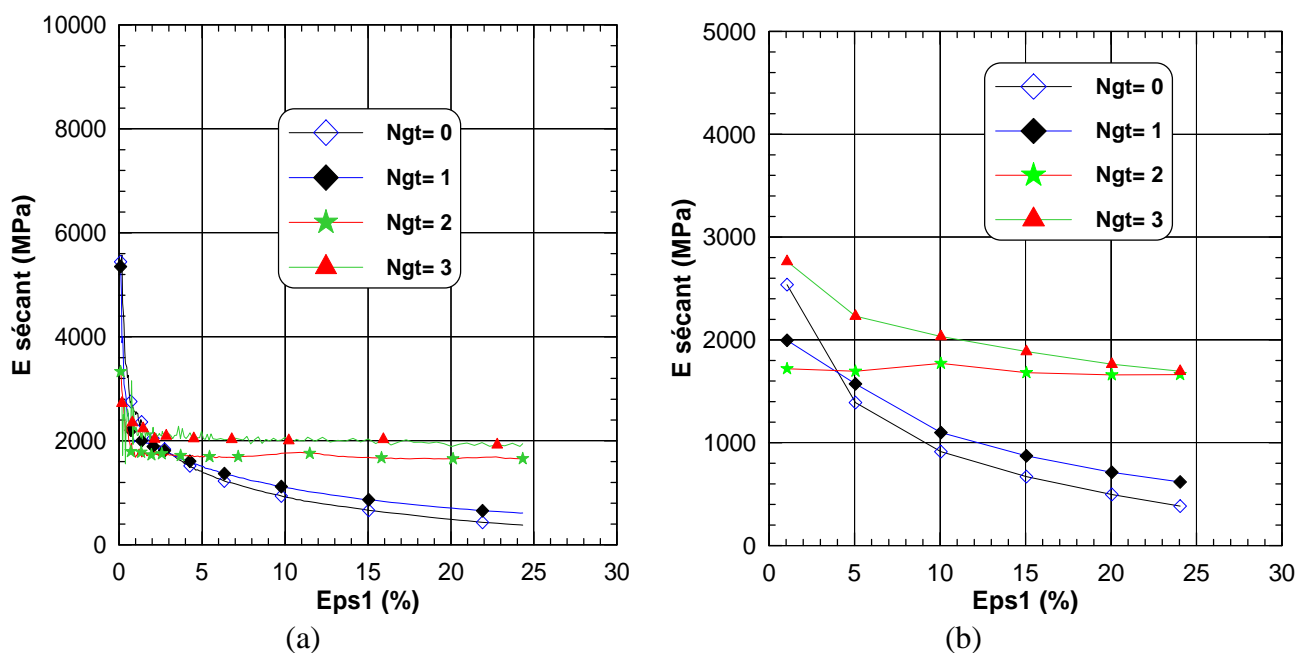


Figure 4.22: Influence du renforcement par des géotextiles non tissés sur le module de déformation.

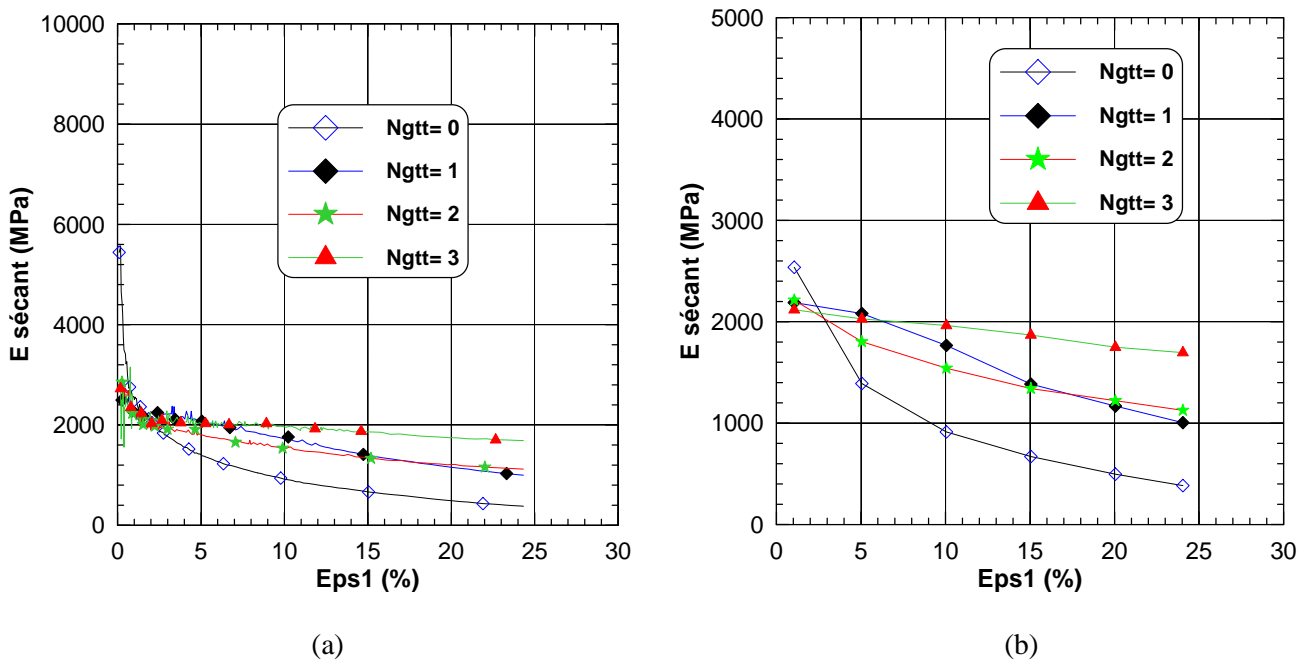


Figure 4.23: Influence du renforcement par des géotextiles tissés sur le module de déformation.

Les figures 4.24 et 4.25 montrent l'évolution du module sécant en fonction de la déformation axiale pour les sols renforcés avec CBG et SCP. On remarque que :

- Ce module varie inversement proportionnelle en fonction de la déformation axiale.
- Le module augmente avec l'augmentation du nombre CBG et SCP, Ce module tend à se stabiliser pour les grandes déformations.

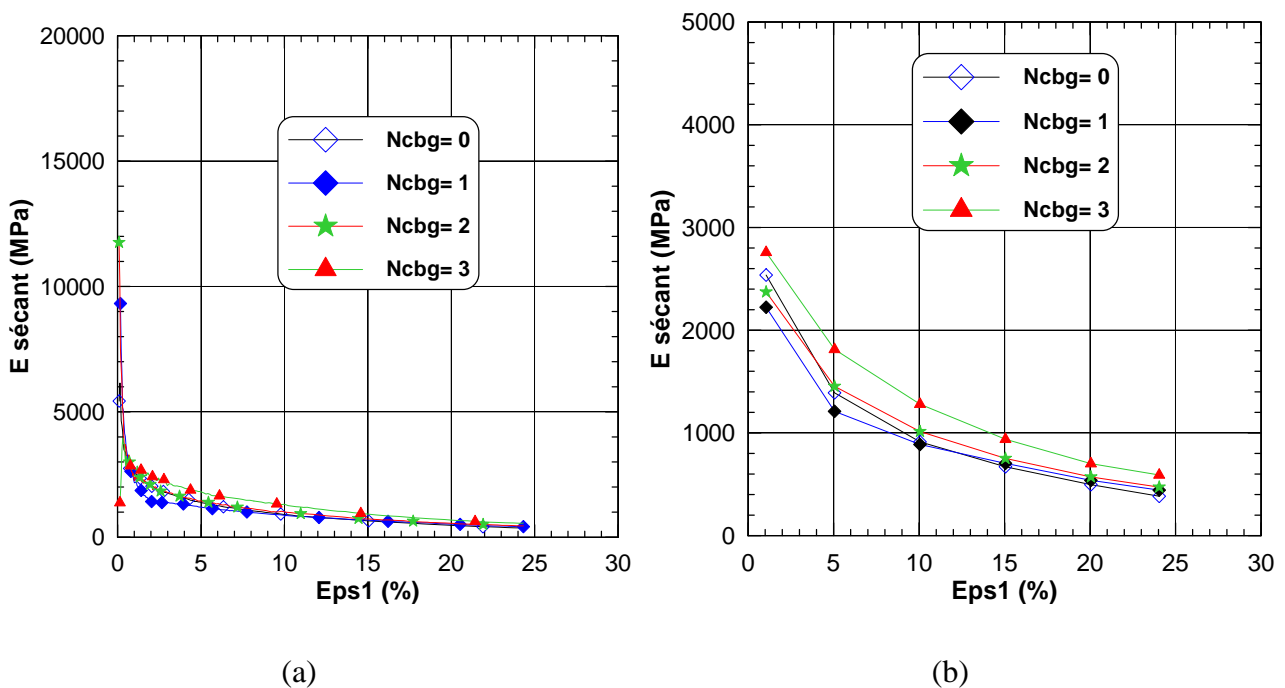


Figure 4.24: Influence du renforcement par des les colonnes ballastées sur le module de déformation.

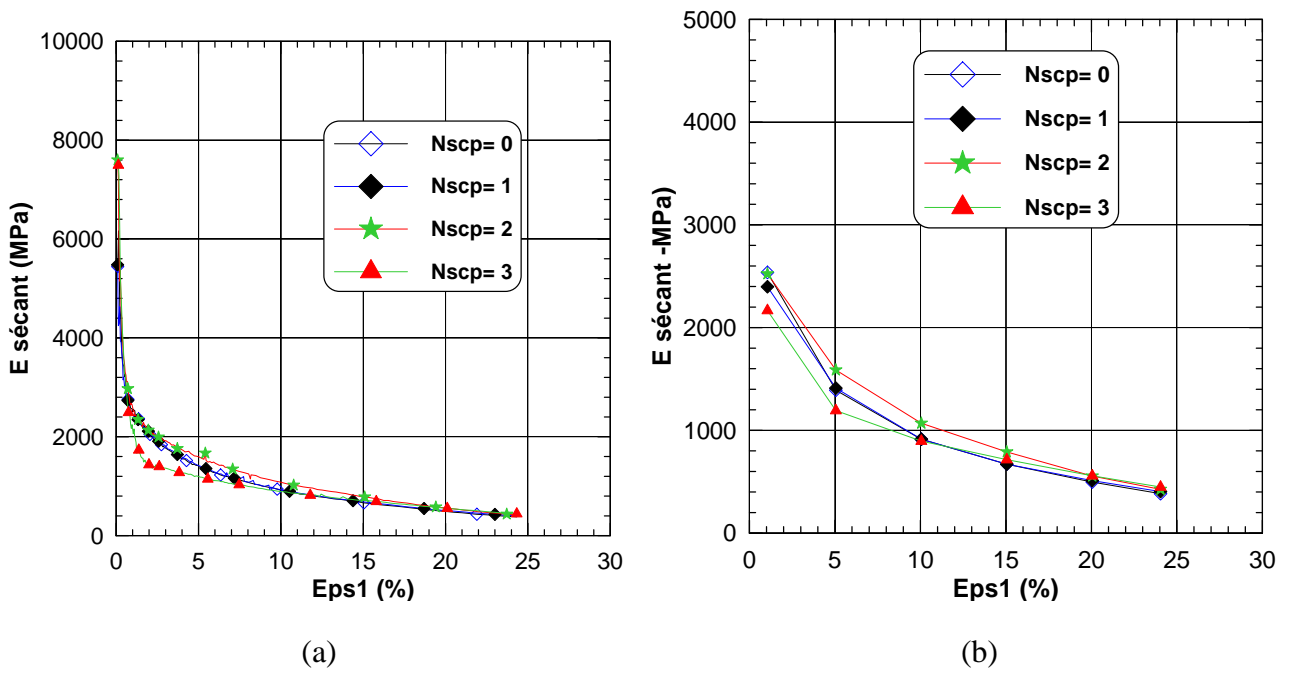


Figure 4.25 : Influence du renforcement par SCP sur le module de déformation.

La figure 4.26 montre l'évolution du module sécant  $E$  ( $q/\epsilon$ ) en fonction de la déformation axiale pour le sable limoneux renforcés par une nappe Ng. On remarque que ce module diminue avec l'augmentation de la fraction des fines et tend à se stabiliser pour les grandes déformations.

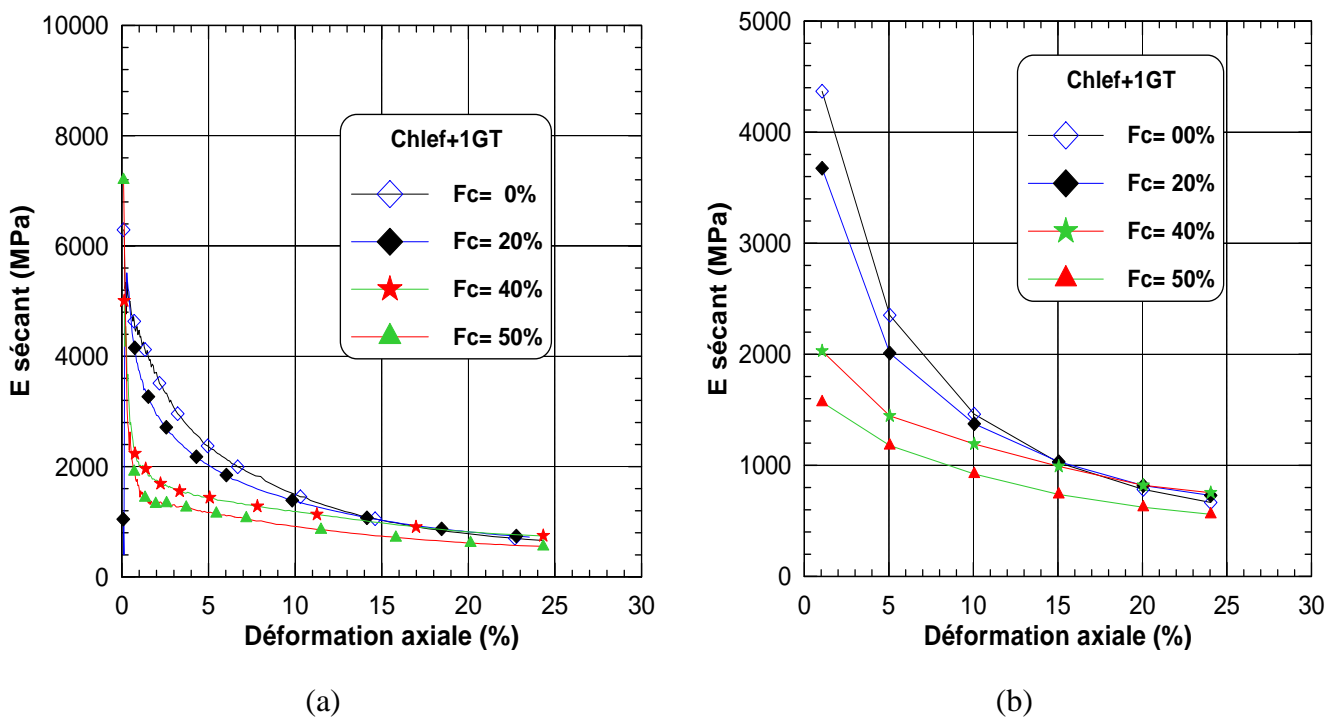


Figure 4.26 : Influence des fines non plastiques sur le module de déformation.

## 4.9 Conclusion

Les essais effectués dans le cadre de cette étude montrent que de l'augmentation du nombre élevé d'inclusions de renforcement affecte d'une manière considérable la résistance du sol. Cette amélioration de résistance est très significative pour les sols renforcés par du géotextile. Dans l'ensemble cette élévation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance jusqu'à la fin du cisaillement et par conséquent une augmentation de la pression interstitielle ; ce phénomène résulte du rôle de la bonne adhérence entre le sol et le géotextile. Le renforcement par CBG et SCP améliore la résistance qui se traduit par une rigidification du sol (dilatant).

Le nombre d'inclusions influe considérablement sur l'angle de frottement, qui varie d'une manière linéaire, au début le module sécant varie inversement proportionnelle avec le nombre d'inclusions puis se stabilise.

## **Conclusions générales et recommandations**



## **Conclusions générales**

Ce travail a été réalisé pour étudier l'influence du renforcement du sol sur la résistance à la liquéfaction. Il comporté des essais en laboratoire sur des chemins de chargement monotone drainé et non drainé.

La densité relative initiale affecte d'une manière significative le potentiel de liquéfaction du sol. Elle améliore la résistance à la liquéfaction du sol. La pression de confinement améliore considérablement le potentiel de liquéfaction, son effet devient très important lorsque le confinement passe de 100 à 200 kPa.

La présence des fines affecte la résistance à la liquéfaction du sol et elle diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

Les essais monotones ont montré que l'augmentation du nombre d'inclusions de renforcement affecte d'une manière considérable la résistance du sol. Cette augmentation est très significative pour les sols renforcés par du géotextile. Dans l'ensemble cette augmentation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance jusqu'à la fin du cisaillement et par conséquent une augmentation de la pression interstitielle .Ce phénomène résulte du rôle de la bonne adhérence entre le sol et le géotextile. Le renforcement par CBG et SCP augmente la résistance qui se traduit par une rigidification du sol (dilatant).

L'augmentation du nombre d'inclusions influe beaucoup sur l'angle de frottement, qui augmente d'une manière linéaire avec une pente plus prononcée pour le sol renforcé avec du géotextile. Le module sécant augmente avec l'augmentation du nombre d'inclusions puis se stabilise.

## **Recommandations**

Les résultats obtenus constituent une très bonne base de données pour le développement et la validation des modèles numériques, Il serait intéressant de déterminer des paramètres pour des sols renforcés et ensuite utiliser des codes d'éléments finis pour étudier le comportement des ouvrages dans des sites ayant subi un renforcement et présentant un risque de liquéfaction.

**Références Bibliographiques.**

## Références Bibliographiques

- [1] A. Hazen, "*Hydraulic fill dams*", American Society of Civil Engineers-Transactions, Vol.83, 1920, pp.1713-1745.
- [2] A.Casagrande, "*Liquefaction and cyclic deformation of sand* ", a critical review .In Fifth Panamerican Conference on soil Mechanic and Foundation Engineering ,Bueno Aires, Argentina ,Harvard Soil Mechanics, number Series N°88, 1975, pp.1-39.
- [3] Castro, Poulos, "*Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, N°GT6, 1977, pp.501-516.
- [4] S.J. Poulos, E.I. Robinsky, T.O. Keller, "*Liquefaction resistance of thickened tailings*", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111 (12), 1985, pp.1380-1394.
- [5] Seed, Peacock, "*Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics*", Journal of the soils Mechanics and Foundation Division,ASCE,Vol.97(8),1971,pp.1099-1119.
- [6] A. Casagrande, "*Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills*", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 1936, pp.13-32.
- [7] Castro, "*Liquefaction of sands*", Phd.thesis, Harvard University, Cambridge, MA, 1969.
- [8] Kramer, Seed, "*Initiation of soil liquefaction under static loading conditions*", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.114 (4), 1988, pp.412-430.
- [9] J.M. Konrad, " *Minimum undrained strength of two sands*", Journal of Geotechnical Engineering, 116(6), 1990, pp.932-947.
- [10] M. Meghachou, "*Stabilité des sables lâches:essais et modélisations*", Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier (Grenoble), 1993.
- [11] R. Verdugo, "*Characterization of sandy soil behavior under large deformation* ", Phd thesis, University of Tokyo, 1992.

- [12] N. Benahmed, "*Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique*", Thèse de doctorat, Ecole National des Ponts et Chaussées, 2001.
- [13] Yoshimine, Ishihara, "*Flow potential of sand during liquefaction*", Soil and foundation, 38(3), 1998, pp.189-198.
- [14] L. Lancelot, I. Shahrour, M. Al Mahmoud, "*Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes*", Revue Française de Geotechnique, N°74, 1996, pp.63-74
- [15] Gay, "*Laboratory characterization of hostun RF sand at very low confining stresses*", In Deformation Characteristics of geomaterials, A.A.Belkema, Di Benedetto et al. (eds), Lyon 2003, pp.423-430.
- [16] Lade, Yamamuro, "*Effects of non plastic fines on static liquefaction of sand*", Canadian Geotechnical Journal, Vol.34, 1997, pp.918-928.
- [17] F. Amini, G.Z. Qi, "*liquefaction testing of stratified silty sands*", Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, Vol.126 (3), 2000, pp. 208-217.
- [18] J.H. Troncoso, R. Verdugo, "*Silt content and dynamic behaviour of tailing sands*", Proc, 12<sup>th</sup> Int. Conf.on soil Mech. And Found. Engrg, 1985, pp.1311-1314.
- [19] A. Arab, "*Comportement des sable de(Chlef,Oued –Rass et d'Hoston rf) sous chargement monotone et cyclique*" , Université de Hassiba Ben Bouali (Chlef), 1998.
- [20] J.P. Mulilis, H.B. Seed, K.C. Clarence, "*Effects of sample preparation on sand liquefaction* ", J. Geotech. Div, Vol.103, 1977, pp.91-108.
- [21] K.L. Lee, H.B. Seed, "*Dynamic strength of anisotropically consolidated sand*", Soils Mechanics and foundations, divisions, ASCE, Vol.93, N° SM5, 1967, pp.117-147.
- [22] Yoshimi, Oh-Ok, " *Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand*", Soils and Foundations, vol.15, N° 3, 1975, pp.27-40.

- [23] P.Y. Vaid, W.D.L. Finn, "static *shear and liquefaction potential*", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.107, N°GT7, 1979, pp.1003-1008.
- [24] M. Mohkam, " *Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques*", Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 1983, 231 p.
- [25] M. Hyodo, H. Murata, N. Yasufuku, " *Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests*", Soils and Foundations, Vol.31, N° 3, 1991, pp.60-76.
- [26] K. Ishihara, H. Takatsu, " *effects of oversurconsolidation and  $K_0$  conditions the liquefaction characteristics of sands*", Soils and Foundations, Tokyo, Japon, 1979, pp.59-68.
- [27] H.B. Seed, I.M. Idriss, K.L. Lee, " *Dynamics analysis of the slide in the lower San Fermondo dam during the earthquake of February 1971*», Journal Geotechnical Engineering, division ASCE, Vol.101, GT 9,1975, PP.889-911.
- [28] H.B. Seed, W.H. Peacock, " *Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics*", Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol.97 (8), 1971, pp.1099-1119.
- [29] K. Ishihara, M. Sodekawa, Y. Tanaka, " *Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines*", Dynamic Geotechnical testing, ASTM STP 654, 1978, pp.246-264.
- [30] Bouferra Rachid, " *Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols*", Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille, 2000, p.110.
- [31] M.P. Luong, Habib, " *Sols pulvérulents sous chargement cyclique*", Séminaire Matériaux et Structures sous chargement Cyclique, Ecole Polytechnique, 28-29, Sept1978, pp.49-79.

- [32] D. Vercueil, P. Billet, "*Study of the liquefaction resistance of saturated sand reinforced with geosynthetics*", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.16, 1997, pp.417-425.
- [33] Unnikrishnan, Rajagopal, Krishnaswamy, "*Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading*", Geotextiles and Geomembranes, Vol.20, 2002, pp.117-133.
- [34] A. Boominathan, S. Hari, "*Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers*", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.22, 2002, pp.1027-1033.
- [35] G. Madhavi Latha, S. Vidya, "*Murthy Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand*", Geotextile and Geomembranes, Vol.25, 2006, pp.23-32.
- [36] Briançon L, Simon B, "*Renforcement des sols par inclusions rigides-Etat de l'art en France et a l'Etranger*", 2004.
- [37] M. Taoufik Benchelha, "*Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées*", Cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de nador, 2004, pp.1-12.
- [38] P.V. Lade, J.M. Duncan, "*Cubical triaxial tests on cohesionless soil*", Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE, Vol.99, 1973, N° SM, pp.793-812.